



---

TUGAS AKHIR – RC-14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA  
PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK BETON  
PRATEKAN MONOLIT PASCA TARIK**

YUSTINA MITAYANI SULISTYANINGTYAS SUNARDI  
NRP 3112 100 149

Dosen Pembimbing  
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T., M.Sc.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

*“Halaman ini sengaja dikosongkan ...”*



---

FINAL PROJECT – RC-14-1501

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF  
PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA DORMITORY  
BUILDING USING REINFORCED CONCRETE AND  
POST TENSION MONOLITE PRESTRESSED  
CONCRETE BEAM**

YUSTINA MITAYANI SULISTYANINGTYAS SUNARDI  
NRP 3112 100 149

Advisor  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T., M.Sc.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

*“Halaman ini sengaja dikosongkan ...”*

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
ASRAMA PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA  
MENGUNAKAN BETON BERTULANG DAN  
BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT  
PASCA TARIK**

**TUGAS AKHIR**

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

Oleh:

**YUSTINA MITAYANI SULISTYANINGTYAS SUNARDI**

NRP. 3112.100.149

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Tavio, ST., MT., PhD. (Pembimbing I)
2. Dwi Prasetya, S.T., M.T., M.Sc. (Pembimbing II)

**SURABAYA  
JUNI, 2016**

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA MENGUNAKAN BETON BERTULANG DAN BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT PASCA TARIK**

**Nama Mahasiswa** : Yustina Mitayani Sulistyaningtyas  
Sunardi  
**NRP** : 3112 100 149  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T.

## **Abstrak**

*Jakarta merupakan salah satu kota dengan tingkat mobilitas yang cukup tinggi di Indonesia. Sebagai daerah ibu kota dengan perkembangan pembangunan, tingkat perkembangan jumlah penduduk dari tahun ke tahun semakin tinggi serta pusat dari pergerakan ekonomi maupun pemerintahan membuat Jakarta dituntut untuk menyetarakan fasilitas sesuai dengan kebutuhan penduduk. Oleh karena itu dibangunlah gedung asrama pusdiklat pajak untuk memenuhi kebutuhan fasilitas pemerintah sebagai penunjang fasilitas pemerintahan dan pelayanan masyarakat dan sebagai fasilitas karyawan kementerian pajak yang akan mengikuti pendidikan dan pelatihan.*

*Gedung Asrama Pusdiklat Pajak merupakan gedung asrama yang terdiri dari 11 lantai yang terletak di Jalan Sakti Raya Nomer 1 Kemanggisan Slipi Jakarta Barat. Gedung ini pada awalnya didesain menggunakan struktur beton bertulang konvensional. Modifikasi yang akan dilakukan adalah perubahan bentang balok tanpa kolom pada lantai atap yang semulanya memiliki rata-rata bentang 6.45 m menjadi 15.6 m, perubahan panjang bentang tanpa kolom dilakukan untuk memenuhi kebutuhan ruang serbaguna yang akan direncanakan berjumlah 11 lantai.*

*Modifikasi perencanaan struktur ini dilakukan dengan menggunakan panduan peraturan perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung SNI 2847:2013, perencanaan ketahanan gempa SNI 1726:2012 dan PPIUG 1983.*

***Kata Kunci : Asrama, balok pratekan, ruang serbaguna.***

# **STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA DORMITORY BUILDING USING REINFORCED CONCRETE AND POST TENSION MONOLITE PRESTRESSED CONCRETE BEAM**

**Student Name** : Yustina Mitayani Sulistyanningtyas  
Sunardi  
**NRP** : 3112 100 149  
**Department** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Academic Supervisor** : Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T.

## **Abstract**

*Jakarta is one of the cities in Indonesia that has a very high mobility. As a developing capital city, the annual increase of population in Jakarta, as well as being the centre of economic and governing development, has pushed Jakarta to integrate its facilities according to the needs of its residents. Hence, the dormitory building of Pusdiklat Pajak was built as a supporting facility for government and civil services, as well as the facility providing education and training services for the employees of the Ministry of Taxes.*

*The Pusdiklat Pajak dormitory building consists of 11 floors which is located at Jalan Sakti Raya Nomer 1, Kemanggisan, Slipi, Jakarta Barat. This building was initially designed using conventional structure of reinforced concrete. Modification is being planned, consisting of the change of beam spans without columns on the roof floor, which initially has the average span of 6.45 meters, to be 15.6 meters. This change of span without columns is implemented to fulfil the needs of multifunction room at Pusdiklat dormitory.*



*The modification of this structural plan is implemented following the guidance of concrete structural planning rules for building, SNI 2847:2013, Earthquake resistance planning, SNI 1726:2012, and PPIUG 1983.*

***Keywords: Dormitory, prestressed beams, multifunction hall.***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Kuasa karena berkat dan penyerataan Tuhan penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“Modifikasi Perencanaan Gedung Asrama Pusklat Pajak Jakarta Menggunakan Beton Bertulang dan Balok Beton Pratekan Monolit Pasca Tarik”** seperti yang diharapkan. Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar sarjana teknik di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Selama proses pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan, dan bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Kedua orang tuaku tersayang, Bapak Yohannes Sunardi dan Ibu Christiana Sri Sulistyani atas segala doa dan kasih sayangnya serta kepada kakak saya Raphael Ardyanto Wicaksono Sunardi yang ikut serta membantu dalam pembiayaan hidup serta kuliah selama empat tahun ini.
2. Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D dan Dwi Prasetya, S.T., M.T. selaku dosen konsultasi yang dengan sabar dan sepenuh hati membimbing, mengarahkan, dan memberikan saran untuk penulis.
3. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas ketekunan memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.
4. Ayu Permatasari, Miranda Anissa, Agustina Sela dan semua sahabat-sahabat di luar ITS yang selalu menanyakan, mendengarkan semua keluhan dan mengingatkan tentang masa depan saya.
5. Fedya Dya Ajeng yang selalu menjadi sparing partner saya setiap mengerjakan Tugas Akhir.
6. I Dewa Gede Wahyu Widiartha (-)

7. Ritami Rannu Surira Nari yang selalu membantu setiap saat pada kesulitan sekecil apapun, selalu menemani saya, tetapi susah dikontak.  
Adani Talitha Zafira yang membantu dalam pengerjaan kelengkapan Tugas Akhir, yang selalu mengingatkan bahwa “*everything gonna be okay at the end*”.  
Serenita Martha yang sering menginap di kosan saya, selalu menemani dan selalu *available* untuk diajak kemana saja.  
Shelvy Surya yang selalu mengajak dan menemani makan, yang selalu memberika omongan gak penting tentang gajah dan tissue haha, selalu mendengarkan curhatan saya kapanpun.  
Maheswari Dinda Radito yang sering pacaran, yang selalu memberikan efek “ketenangan” disaat situasi panik.  
Sahabat-sahabat terbaik di kampus yang selalu *cheerleader*-kan satu sama lain dalam keadaan apapun, yang membuat situasi menjadi gila dalam keadaan senang maupun sulit.
8. Nasi Sasak yang selalu membuat mood saya kembali naik jika suntuk.
9. Ikhsan Fahrozi yang selalu dan sabar mengajarkan saya dan teman-teman saya dalam pengerjaan Tugas Akhir hingga selesai.
10. I Dewa Ketut Hendra Kurniawan, S.T. (yang baru saja mendapat gelar S.T. sebelum saya sidang) yang sangat membantu dalam finishing segala proses pengerjaan dan pemahaman Tugas Akhir.
11. Bayu Fajar Islami yang telah dan selalu mau membantu berkali-kali dalam hal redaksional sehingga siap untuk di print.
12. Rifqi Fauzan yang membantu dalam kelengkapan Tugas Akhir.
13. Kosan A56 Bumi Marina yang sehari-harinya hingga larut malam mejadi basecamp pengerjaan Tugas Akhir saya dan

teman-teman saya walaupun menjadi berisik kotor dan berantakan, tetap sabar menghadapi kami yang selalu datang dan menumpang mengerjakan Tugas Akhir.

14. Avadhuta Austinov yang menyadarkan saya tentang penulangan yang salah perhitungan.
15. Gilang Pratama yang telah membantu dalam redaksional laporan saya.
16. Keluarga Besar Angkatan 2012, kalian keluarga baru yang sangat hebat. Semoga suatu hari nanti kita bisa bertemu dan berkumpul disuasana yang jauh lebih membanggakan.

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis mengharapkan saran dan kritik agar lebih baik lagi di masa mendatang.

Surabaya, Juni 2016

Penulis

*“Halaman ini sengaja dikosongkan ...”*

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
TITLE PAGE .....	iii
ABSTRAK .....	v
ABSTRACT .....	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xix
DAFTAR TABEL .....	xxi
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah .....	3
1.3. Tujuan.....	4
1.4. Batasan Masalah.....	4
1.5. Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1. Umum.....	7
2.2. Prinsip Dasar Beton Prategang.....	7
2.2.1. Sistem Prategang untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis.....	7
2.2.2. Sistem Prategang adalah Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.....	8
2.2.3. Sistem Prategang Mencapai Kesetimbangan Beban.....	8
2.3. Tahapan Pembebanan.....	9
2.3.1. Tahap Transfer.....	9
2.3.2. Tahap Service .....	10
2.4. Kehilangan Gaya Prategang .....	10
2.4.1. Kehilangan Prategang Langsung .....	10
2.4.2. Kehilangan Prategang Tergantung Waktu .....	12
2.4.3. Dampak Gaya Prategang pada Sistem Monolit ...	14
2.5. Momen Retak .....	15
2.6. Momen Nominal.....	16
2.7. Kontrol Lendutan.....	17
2.8. Tinjauan Struktur Terhadap Gempa .....	19

2.8.1. Faktor Keutamaan Gempa .....	19
2.8.2. Kelas Situs .....	20
2.8.3. Parameter Respon Spectral .....	20
2.8.4. Parameter Percepatan Spectral Desain.....	21
2.8.5. Kategori Desain Seismik .....	22
2.9. Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi .....	23
2.10. Efisiensi Beton Prategang .....	24
2.11. Sistem Struktur .....	24
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>25</b>
3.1. Umum .....	25
3.2. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	25
3.3. Pengumpulan Data.....	27
3.4. Pedoman Perencanaan .....	28
3.5. Preliminary Desain .....	28
3.5.1. Perencanaan Pelat .....	28
3.5.2. Perencanaan Balok Anak .....	29
3.5.3. Perencanaan Balok Lift.....	29
3.5.4. Struktur Utama Non Pratekan.....	29
3.5.5. Struktur Utama Pratekan.....	30
3.6. Analisa Struktur Sekunder.....	31
3.7. Pembebanan.....	32
3.8. Analisa Model Struktur .....	33
3.9. Perhitungan Struktur Utama Pratekan .....	33
3.9.1. Gaya Pratekan .....	34
3.9.2. Tegangan Ijin Baja dan Beton .....	34
3.9.3. Pemilihan Tendon Baja Pratekan.....	35
3.9.4. Kehilangan Pratekan .....	35
3.9.5. Daerah Limit Kabel .....	36
3.9.6. Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan.....	36
3.9.7. Kontrol Lentur .....	37
3.9.8. Kontrol Geser.....	37
3.9.9. Kontrol Lendutan.....	37
3.9.10. Pengangkuruan.....	37
3.9.11. Perhitungan Struktur Utama Non-Pratekan.....	38
3.10. Perencanaan Pondasi.....	38

3.11. Output Gambar .....	38
<b>BAB IV PRELIMINARY DESAIN.....</b>	<b>39</b>
4.1. Data Perencanaan .....	39
4.2. Pembebanan.....	39
4.3. Perencanaan Dimensi Balok.....	40
4.3.1. Balok Induk .....	40
4.3.2. Balok Anak .....	42
4.3.3. Balok Pratekan.....	43
4.4. Perencanaan Pelat Lantai.....	44
4.4.1. Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai .....	45
4.4.2. Perhitungan Lebar efektif pelat.....	45
4.4.3. Perencanaan Pelat Atap .....	48
4.5. Perencanaan Kolom.....	48
<b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....</b>	<b>57</b>
5.1. Perencanaan Pelat.....	57
5.1.1. Data Perencanaan Pelat.....	57
5.1.2. Pembebanan Pelat.....	57
5.1.3. Penulangan Pelat.....	59
5.1.4. Penulangan Pelat Atap .....	60
5.1.5. Penulangan Pelat Lantai.....	64
5.1.6. Penulangan Pelat Lantai 11.....	64
5.2. Perencanaan Struktur Tangga.....	69
5.2.1. Tangga 1 .....	69
5.3. Perencanaan Balok Anak.....	78
5.3.1. Perencanaan Balok Anak Lantai 1-10.....	78
5.4. Perencanaan Balok Lift .....	84
5.4.1. Perencanaan Dimensi Awal balok lift.....	85
5.4.2. Penulangan Balok Lift .....	88
<b>BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA.....</b>	<b>93</b>
6.1. Data Perencanaan .....	93
6.2. Pembebanan Gravitasi .....	94
6.2.1. Pembebanan Metode Manual.....	94
6.2.2 Pembebanan Menggunakan SAP .....	96
6.3. Analisa Beban Gempa .....	97
6.3.1. Percepatan Respon Spektrum (MCER) .....	97



6.3.2. Parameter Kecepatan Spektral .....	99
6.3.3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)...	100
6.3.4. Kontrol Gaya Geser Dasar .....	103
6.3.5. Kontrol Dual System .....	106
6.3.6. Kontrol Partisipasi Massa .....	107
6.3.7. Kontrol Drift .....	109
6.3.8. Eksentrisitas Tak Terduga .....	113
<b>BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA</b>	
<b>PRATEKAN .....</b>	<b>115</b>
7.1. Umum .....	115
7.2. Data perencanaan.....	115
7.3. Perhitungan pembebanan.....	116
7.4. Mencari Lebar Efektif .....	116
7.5. Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	117
7.6. Penentuan Gaya Pratekan Awal .....	119
7.6.1. Analisa Penampang Global.....	119
7.6.2. Gaya Pratekan Awal ( $F_o$ ) .....	120
7.6.3. Penentuan Tendon yang digunakan .....	125
7.6.4. Kehilangan Gaya Prategang.....	125
7.6.5. Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan .....	131
7.6.6. Kontrol Lendutan.....	139
7.6.7. Kontrol Momen Nominal.....	141
7.6.8. Kontrol Momen Retak .....	142
7.6.9. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak .....	143
7.6.10. Kontrol Momen Nominal Penampang secara Keseluruhan .....	153
7.6.11. Pengangkuran Ujung.....	154
7.6.12. Partial Prestressing Ratio (PPR).....	156
<b>BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON</b>	
<b>PRATEKAN .....</b>	<b>159</b>
8.1. Umum .....	159
8.2. Perencanaan Balok Induk .....	159
8.2.1. Perencanaan Tulangan Lentur.....	160
8.2.2. Perencanaan Tulangan Geser.....	164
8.2.3. Penulangan Torsi Balok.....	168

8.3. Perencanaan Kolom.....	176
8.3.1. Perencanaan Kolom .....	176
8.3.2. Kontrol Dimensi Kolom .....	177
8.3.3. Penulangan Longitudinal Kolom .....	177
8.3.4. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom.....	179
8.3.5. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap beban aksial terfaktor .....	179
8.3.6. Persyaratan “Strong Column Weak Beam” .....	179
8.3.7. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana	181
8.3.8. Pengekangan Kolom.....	182
8.3.9. Panjang Lewatan Sambungan.....	184
8.3.10. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi .....	184
8.4. Perencanaan Dinding Geser.....	186
8.4.1. Data Perencanaan Dinding Geser .....	186
8.4.2. Kontrol Ketebalan minimum dinding geser.....	187
8.4.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser.....	188
8.4.4. Penulangan Geser Shear Wall.....	188
8.4.5. Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal.....	188
8.4.6. Kontrol Rasio tulangan Vertikal dan horizontal	189
8.4.7. Kontrol Spasi tulangan Vertikal dan horizontal.	189
8.4.8. Kontrol Komponen Batas .....	190
8.5. Hubungan Balok Kolom.....	190
8.5.1. Hubungan Balok Kolom .....	192
8.5.2. Tulangan Tranversal pada HBK .....	192
8.5.3. Cek Geser pada HBK.....	193
<b>BAB IX PERENCANAAN PONDASI .....</b>	<b>195</b>
9.1. Umum.....	195
9.2. Pondasi Kolom dan Shear wall.....	195
9.2.1. Spesifikasi Tiang Pancang .....	197
9.2.2. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	197
9.2.3. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok .....	204
9.2.4. Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang.....	207
9.2.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	211
9.2.6. Perencanaan Poer.....	214

9.2.7. Penulangan Pile Cap .....	218
9.3. Perencanaan Sloof .....	221
9.3.1. Penulangan Lentur Sloof .....	221
9.3.2. Penulangan Geser Sloof.....	222
<b>BAB X KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>225</b>
10.1. Kesimpulan .....	225
10.2. Saran .....	226
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>227</b>
<b>LAMPIRAN.....</b>	<b>229</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lokasi pemasangan balok pratekan pada denah lantai atap.....	2
Gambar 2.1	Balok yang diberi gaya prategang.....	7
Gambar 2.2	Momen penahanan internal pada balok beton bertulang (a) dan balok beton bertulang (b).....	8
Gambar 2.3	Balok Prategang Tendon Parabola.....	9
Gambar 2.4	Sudut pusat tendon (Sumber: Lin, 2000).....	11
Gambar 2.5	Efek dari Reaksi HORIZONTAL .....	15
Gambar 2.6	Kategori Risiko Gedung Apartemen.....	19
Gambar 2.7	Parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan (a) untuk perioda pendek 0.2 detik ( $S_s$ ) (b) untuk perioda 1 detik ( $S_1$ ) .....	21
Gambar 3.1	Metodologi dan tahapan pekerjaan .....	27
Gambar 3.2	Pekerjaan kolom .....	30
Gambar 3.3	Pengecoran balok pratekan .....	31
Gambar 3.4	Pengecoran kolom dan balok induk .....	31
Gambar 4.1	Jenis Balok.....	43
Gambar 4.2	Lokasi Pelat yang direncanakan.....	48
Gambar 4.3	Area pembebanan Kolom .....	51
Gambar 5.1	Pelat yang direncanakan .....	62
Gambar 5.2	Detail Tebal Pelat.....	64
Gambar 5.3	Tampak atas Tangga 1 .....	72
Gambar 5.4	Tampak samping Tangga 1 .....	72
Gambar 5.5	Permodelan Struktur Tangga 1 .....	74
Gambar 5.6	Gaya Dalam pada Tangga 1 .....	76
Gambar 5.7	Detail Penulangan Balok Anak.....	86
Gambar 5.8	Detail Penulangan Balok Lift .....	93
Gambar 6.1	Mass Source.....	98
Gambar 6.2	Peta untuk Menentukan Harga $S_s$ .....	99
Gambar 6.3	Peta untuk Menentukan $S_1$ .....	100
Gambar 6.4	Simpangan Arah X.....	111
Gambar 6.5	Simpangan Arah Y.....	112
Gambar 6.6	Simpangan Antar Lantai .....	112

Gambar 7.1 Kehilangan prategang akibat kolom .....	127
Gambar 7.2 Diagram tegangan akibat kontrol setelah kehilangan prategang.....	136
Gambar 7.3 Potongan Memanjang Balok Pratekan.....	154
Gambar 7.4 Detail Balok Pratekan pada Tumpuan (a) dan Tengah Bentang.....	154
Gambar 8.1 Pemutusan Tulangan Balok .....	172
Gambar 8.2 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom.	174
Gambar 8.3 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di Balok .....	176
Gambar 8.4 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom dengan $f_s = 1,25f_y$ .....	177
Gambar 8.5 Penulangan Kolom.....	182
Gambar 8.6 Permodelan pada PCACOL .....	183
Gambar 8.7 Output dari PCACOL .....	183
Gambar 8.8 Hubungan Balok Kolom .....	188
Gambar 9.1 Pembagian segmen tiang pancang .....	196
Gambar 9.2 Grafik depth vs Q ijin .....	199
Gambar 9.3 Group Tiang Tipe 3.....	204
Gambar 9.4 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	207
Gambar 9.5 Perhitungan untuk two-way shear.....	211
Gambar 9.6 Perhitungan untuk one-way shear.....	213
Gambar 9.7 Untuk perhitungan penulangan pilecap .....	214
Gambar 9.8 Penulangan Poer .....	217
Gambar 9.9 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof.....	218
Gambar 9.10 Penampang Balok Sloof.....	219

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Koefisien Susut .....	14
Tabel 2.2	Faktor Gempa .....	20
Tabel 2.3	Kelas Situs.....	20
Tabel 2.4	Koefisien Situs (a) $F_a$ (b) $F_v$ .....	22
Tabel 2.5	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan .....	23
Tabel 3.1	Tebal Minimum Balok .....	29
Tabel 3.2	Syarat Batas Lendutan.....	37
Tabel 4.1	Preliminary Desain Balok Induk .....	44
Tabel 4.2	Preliminary Desain Balok Anak.....	45
Tabel 4.3	Pembebanan Kolom Tiap Lantai atap dan lantai 11 ..	52
Tabel 4.4	Pembebanan Kolom 11 .....	53
Tabel 4.5	Pembebanan Kolom Lantai 8-10 .....	54
Tabel 4.6	Pembebanan Kolom Lantai 5-7 .....	55
Tabel 4.7	Pembebanan Kolom Lantai 1-4 .....	56
Tabel 5.1	Tipe Pelat Atap .....	68
Tabel 5.2	Tipe Pelat Lantai 11 .....	69
Tabel 5.3	Tipe Pelat Lantai 1-10 .....	70
Tabel 5.4	Rekap penulangan untuk Jenis Tangga 1-3 .....	79
Tabel 6.1	Berat Lantai Atap .....	96
Tabel 6.2	Berat Lantai 1-3 .....	97
Tabel 6.3	Berat Lantai 4-10.....	97
Tabel 6.4	Berat Lantai 11 .....	98
Tabel 6.5	Berat dari SAP.....	99
Tabel 6.6	Koefisien $F_a$ .....	100
Tabel 6.7	Koefisien $F_v$ .....	101
Tabel 6.8	Koefisien Batas Atas Periode Gedung .....	102
Tabel 6.9	Periode Berdasarkan Permodelan SAP2000 .....	103
Tabel 6.10	Berat Gedung Berdasarkan SAP2000 .....	105
Tabel 6.11	Gaya Geser Gempa SAP2000 .....	105
Tabel 6.12	Gaya Geser Gempa Faktor Skala SAP2000 .....	107
Tabel 6.13	Total Reaksi Perletakan.....	108
Tabel 6.14	Persentase Gaya Geser .....	108

Tabel 6.15 Partisipasi Massa .....	109
Tabel 6.16 Batas Simpangan Gedung .....	110
Tabel 6.17 Drift Gempa Arah X.....	113
Tabel 6.18 Drift Gempa Arah Y.....	113
Tabel 8.1 Dimensi-Dimensi Balok.....	155
Tabel 8.2 Perhitungan Penulangan Lentur .....	159
Tabel 8.3 Perhitungan Momen Probable .....	160
Tabel 8.4 Output SAP .....	173
Tabel 8.5 Gaya Dalam Pada Kolom.....	174
Tabel 8.6 Tipe HBK.....	188
Tabel 8.7 HBK Tipe A Kolom 60/60 .....	189
Tabel 8.8 Tulangan pada HBK.....	189
Tabel 9.1 Gaya dalam pada Kolom.....	192
Tabel 9.2 Gaya Dalam pada <i>Shear Wall</i> .....	193
Tabel 9.3 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	196
Tabel 9.4 Kebutuhan Tiang Pancang Kolom .....	201
Tabel 9.5 Kebutuhan Tiang Pancang SW.....	201
Tabel 9.6 Tipe-tipe Kombinasi Tiang Pancang.....	202
Tabel 9.7 Kontrol Daya dukung tiang Kelompok .....	203
Tabel 9.8 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang .....	206
Tabel 9.9 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral ....	209





# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

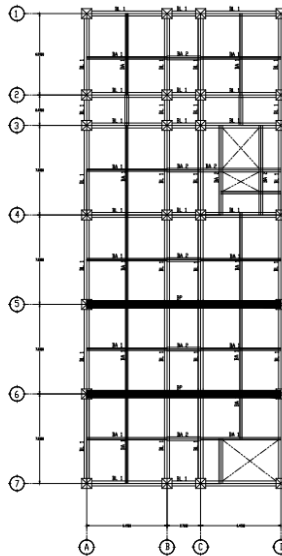
### **1.1. Latar Belakang**

Jakarta merupakan salah satu kota dengan tingkat mobilitas yang cukup tinggi di Indonesia. Sebagai daerah ibu kota dengan perkembangan pembangunan serta pusat dari pergerakan ekonomi maupun pusat pemerintahan, membuat Jakarta dituntut untuk menyetarakan fasilitas sesuai dengan kebutuhan penduduk yang juga dikarenakan tingkat perkembangan jumlah penduduk dari tahun ke tahun semakin tinggi.

Gedung Asrama Pusdiklat Pajak merupakan gedung asrama yang terdiri dari 11 lantai dan 1 *basement* yang terletak di Jalan Sakti Raya Nomer 1 Kemanggisan Slipi Jakarta Barat yang dibangun sebagai penunjang fasilitas pemerintahan dan pelayanan masyarakat. Gedung Asrama ini pada awalnya didesain menggunakan struktur beton bertulang konvensional.

Karena gedung ini merupakan fasilitas pemerintah dan dibangun dengan tujuan sebagai fasilitas karyawan kementerian pajak yang akan mengikuti pendidikan dan pelatihan, maka dibutuhkan ruang serbaguna pada lantai atap. Ruang serbaguna ini dibangun tanpa kolom agar memaksimalkan fungsi dari ruangan tersebut dan memperluas ruang serbaguna tersebut, maka akan dilakukan modifikasi struktur serta perubahan denah arsitektur sebagai ruang serbaguna yang luas tanpa kolom.

Ruang serbaguna pada lantai atap ini dimodifikasi harus menjangkau bentang panjang dan memiliki dimensi yang relatif kecil sehingga struktur balok dimodifikasi dengan struktur balok pratekan dengan kemampuan dapat menahan lendutan yang besar dengan dimensi yang minimal.



*Gambar 1.1 Lokasi pemasangan balok pratekan pada denah lantai atap*

Beton prategang mengombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga beton dibuat dalam keadaan tekan. Baja dan beton adalah suatu bahan yang berbeda. Baja adalah bahan liat yang dibuat untuk bekerja pada kekuatan tarik yang tinggi oleh prategang dan beton adalah bahan getas dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekan tidak dikurangi (T.Y.Lin dan Ned. H. Burnus, 2000).

Terdapat dua jenis metode pada beton pratekan yaitu pra tarik dan pasca tarik. Istilah pra tarik digunakan untuk menggambarkan metode pratekan dimana setelah penarikan tendon baja dilakukan kemudian beton di cor. Pasca tarik metode dimana tendon baja ditarik setelah mengeras. Jenis beton pratekan yang digunakan untuk bangunan ini adalah *post-tension* yang

merupakan metode paling memungkinkan pada bangunan gedung dan layout tendon dapat diletakan sesuai dengan bidang momen balok tersebut yang pada umumnya berbentuk parabola sehingga beton bekerja lebih efisien. (Soleman, 2011). Sambungan untuk balok pratekan pada modifikasi gedung ini dilakukan dengan sistem monolit, yaitu balok dan kolom dicor menjadi satu kesatuan.

Untuk keamanan pada beban gempa, gedung ini direncanakan dengan system rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan panduan peraturan perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung SNI 2847:2013 tentang perhitungan beton untuk bangunan gedung, perencanaan ketahanan gempa SNI 1726:2012 dan PPIUG 1983.

Tujuan akhir dari Tugas Akhir ini akan merencanakan struktur balok beton pratekan pada lantai atap Gedung Asrama Pusdiklat Pajak Kemanggisan Jakarta Barat dengan memperhitungkan beban gempa zona Jakarta. Tugas akhir ini nantinya dapat memperoleh hasil yang efisien tanpa mengabaikan faktor keselamatan dan fungsi bangunan tersebut.

## 1.2. Rumusan Masalah

Permasalahan yang ditinjau pada perencanaan Gedung Asrama Pusdiklat Pajak adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan permodelan dan asumsi pembebanan berdasarkan peraturan yang ada?
2. Bagaimana analisa dan perhitungan beban gempa?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi balok, pelat, tangga, lift?
4. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok pratekan, balok induk dan kolom?
5. Bagaimana *input stage jacking* menggunakan *non linear stage construction*?
6. Bagaimana perencanaan pondasi?
7. Bagaimana gambar desain dari hasil perencanaan?

### 1.3. Tujuan

Tujuan dari modifikasi gedung Asrama Pusdiklat Pajak, yaitu :

1. Merencanakan permodelan dan asumsi pembebanan
2. Dapat menganalisis dan menghitung beban gempa
3. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi balok, pelat, tangga, dan lift
4. Dapat merencanakan struktur primer yang meliputi balok pratekan, balok induk dan kolom
5. Dapat *memodelkan non linear stage construction*
6. Dapat merencanakan pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah di lapangan dan beban yang dipikul.
7. Dapat menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan dalam bentuk gambar desain

### 1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah yang ada dalam modifikasi perencanaan gedung asrama pusdiklat pajak, yaitu :

1. Proyek yang digunakan adalah gedung asrama pusdiklat pajak dengan jumlah 11 lantai.
2. Perencanaan ini tidak meninjau aspek manajemen konstruksi dan analisa biaya
3. Perencanaan ini tidak meninjau dari segi arsitektural
4. Perencanaan ini tidak meninjau RAB

### **1.5. Manfaat**

Manfaat yang bisa didapatkan dari perancangan ini, ialah:

1. Memahami aplikasi dari penggunaan balok beton pratekan pada pembangunan gedung bertingkat yang memenuhi persyaratan keamanan
2. Dari perencanaan ini dapat diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perancangan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.
3. Dari perencanaan ini bisa bermanfaat untuk masyarakat teknik sipil, masyarakat dan khususnya untuk penulis

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Umum**

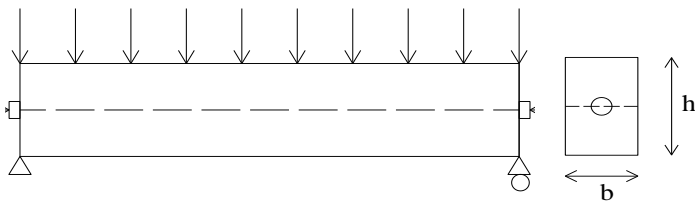
Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal dan dasar teori yang berhubungan dengan perencanaan modifikasi gedung asrama pusdiklat pajak. Pada perencanaan modifikasi struktur ini diperlukan tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur menggunakan beton prategang.

#### **2.2. Prinsip Dasar Beton Prategang**

Prinsip dasar beton prategang terdiri dari (T.Y Lin, 2000):

##### **2.2.1. Sistem Prategang untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis**

Beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu (pratekan) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan (umumnya dengan baja mutu tinggi yang ditarik) sedemikian rupa, sehingga beton yang getas dapat memikul beban tarik.

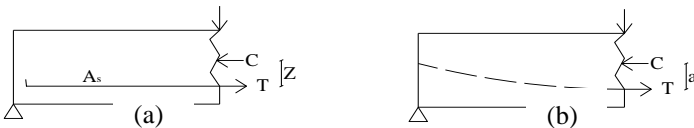


*Gambar 2.1 Balok yang diberi gaya prategang*

Dalam bentuk yang paling sederhana, dapat dimisalkan balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui titik berat (gambar 2.1) dan dibebani oleh gaya eksternal. Gaya tarik prategang  $F$  pada tendon menghasilkan gaya tekan  $F$  yang sama pada beton yang juga bekerja pada titik berat tendon.

### 2.2.2. Sistem Prategang adalah Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi (gabungan) dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal, gambar 2.2. Pada beton prategang baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatan digunakan sepenuhnya.



Gambar 2.2 Momen penahan internal pada balok beton bertulang (a) dan balok beton prategang (b)

### 2.2.3. Sistem Prategang Mencapai Kesetimbangan Beban

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Konsep ini dikembangkan langsung oleh T.Y.Lin namun belum tentu dapat digunakan oleh insinyur-insinyur lain. Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dianggap sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang-batang yang mengalami lenturan seperti pelat, dan gelagar tidak akan mengalami beban lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

Sebagai contoh gambar 2.3, sebuah balok prategang diatas dua tumpuan dengan tendon berbentuk parabola. Jika :

Beban terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam:

$$W_B = \frac{8 Fh}{L^2} \quad (2-1)$$

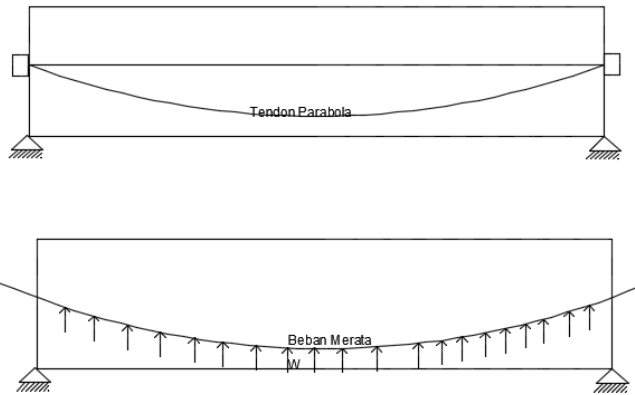


Keterangan:

F= Gaya prategang

L= Panjang bentang

H= Tinggi bentang



*Gambar 2.3 Balok Prategang Tendon Parabola*

## 2.3. Tahapan Pembebanan

Beton prategang memiliki dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan pembebanan harus selalu dilakukan pengecekan kondisi beton pada bagian yang tertekan maupun tertarik untuk setiap penampang. Tahapan pembebanan pada beton prategang adalah:

### 2.3.1. Tahap Transfer

Pada metode pratarik, tahap transfer ini terjadi pada saat angker dilepas dan gaya prategang ditransfer ke beton. Untuk metode pascatarik, tahap transfer ini terjadi pada tahap saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang. Pada saat transfer ini beban-beban layan belum bekerja.

### **2.3.2. Tahap Service**

Setelah beton prategang digunakan atau difungsikan sebagai komponen struktur, maka beton sudah memasuki tahap *service*, yaitu tahap dimana semua beban layan sudah bekerja. Pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

### **2.4. Kehilangan Gaya Prategang**

Menurut Edward G. Nawy (2001) Kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya yang bekerja pada tendon pada tahap-tahap pembebanan. Kehilangan gaya prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu :

- a. Kehilangan elastis segera yang terjadi pada saat proses fabrikasi atau konstruksi, termasuk perpendekan beton secara elastis, kehilangan karena pengangkeran dan kehilangan karena gesekan.
- b. Kehilangan yang bergantung pada waktu, seperti rangkak, susut dan kehilangan yang diakibatkan karena efek temperatur dan relaksasi baja, yang kesemuanya dapat ditentukan pada kondisi limit tegangan akibat beban kerja di dalam elemen beton pratekan.

Begitu pula dengan semakin besar kolom juga akan memperbesar reduksi gaya prategang (Triwiyono, 1998)

#### **2.4.1. Kehilangan Prategang Langsung**

Kehilangan langsung adalah kehilangan yang terjadi segera setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang langsung disebabkan oleh:

##### **2.4.1.1. Perpendekan Elastis Beton**

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

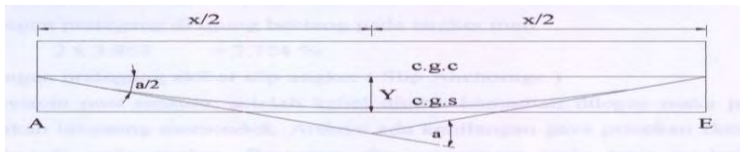
$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (2-2)$$

Dimana :

Kes = Koefisien perpendekan (untuk pasca-tarik Kes = 0.5)  
 n = Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (Es/Ec)  
 F<sub>cir</sub> = Tegangan pada penampang beton (Fo/A)

#### 2.4.1.2. Kehilangan Akibat Friksi atau Geseran Sepanjang Tendon (Pada Beton Prategang dengan Sistem *Post-Tension*)

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang dipasang melengkung ada gesekan antara system penarik (*jacking*) dan ankur, sehingga tegangan yang ada pada tendon akan lebih kecil dari pada tegangan yang diberikan. Kehilangan akibat gesekan dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (*wobble*) dan kelengkungan tendon.



Gambar 2.4 Sudut pusat tendon (Sumber: Lin, 2000)

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-\mu\alpha - KL} \quad (2-3)$$

Dimana :

F<sub>2</sub> = Gaya prategang pada titik 1  
 F<sub>1</sub> = Gaya prategang pada titik 2  
 e = Panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2  
 μ = Koefisien geseran akibat kelengkungan kabel  
 α = Sudut pada tendon  
 K = Koefuisien wobble  
 L = Panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

### 2.4.1.3. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan akibat slip terjadi pada saat kabel prategang dilepas dari mesin penarik, kemudian kabel ditahan oleh baji dipengangkuran dan gaya prategang ditransfer dari mesin penarik ke angkur. Pada umumnya slip yang terjadi dipengangkuran berkisar 2.5 mm. (T.Y Lin, 2000)

Kehilangan gaya prategang akibat slip :

$$\Delta = \frac{S_{rata - rata}}{\Delta a} \times 100\%$$

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

Dimana :

$\Delta$  = Kehilangan gaya prategang (%)

$\Delta a$  = Deformasi pada angkur

$\sigma$  = Tegangan pada beton

$E_s$  = Modulus elastisitas baja/kabel prategang

$L$  = Panjang kabel

$S_{rata^2}$  = Harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

### 2.4.2. Kehilangan Prategang Tergantung Waktu

Kehilangan tergantung waktu. Kehilangan gaya prategang tergantung waktu disebabkan oleh :

#### 2.4.2.1. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak

Kehilangan gaya prategang yang diakibatkan oleh rangkak dari beton merupakan salah satu kehilangan gaya prategang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh proses penuaan dari beton selama pemakaian. Rangkak pada beton prategang dapat terjadi pada 2 kondisi yaitu kondisi *bonded tendon* dan *unbonded tendon*. (T.Y Lin, 2000)

Perhitungan rangkai pada *bonded tendon*

$$CR = Kcr \cdot (Es/Ec) [f_{cir} - f_{cds}] \quad (2-6)$$

Dimana:

CR = Kehilangan prategang akibat rangkai

Kcr = Koefisien rangkai pratarik(2.0); pascatarik(1.6)

Es = Modulus elastisitas baja

Ec = Modulus elastisitas beton

$f_{ci}$  = Tegangan beton sesaat setelah transfer gaya prategang

$f_{cds}$  = Tegangan beton pada pusat berat tendon akibat dead load

Perhitungan rangkai pada *unbonded tendon*

$$CR = Kcr \cdot (Es/Ec) \cdot f_{cpa} \quad (2-7)$$

Dimana:

$f_{cpa}$  = Tegangan tekan beton rata-rata pada pusat berat tendon

#### 2.4.2.2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut

Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasio antara volume beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relative waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang (T.Y Lin, 2000).

$$SH = (8,2/10^{-6}) KSH \cdot Es [1 - 0,06(v/s)] [100 - RH] \quad (2-8)$$

Dimana :

SH = Kehilangan tegangan pada tendon akibat penyusutan beton

Es = Modulus elastisitas baja

v = Volume beton dari suatu komponen struktur beton prategang

s = Luas permukaan dari komponen struktur beton prategang

RH = Kelembapan udara relatif

Ksh = Koefisien penyusutan

Tabel 2.1 Koefisien Susut

Selisih waktu antara pengecoran dan Prategangan ( 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

### 2.4.2.3. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja Prategang

Relaksasi baja prategang terjadi pada baja dengan perpanjangan tetap dalam suatu periode yang mengalami kekurangan gaya prategang (T.Y Lin,2000). Besarnya kehilangan gaya prategang dapat dihitung dengan persamaan :

$$RE = [Kre-J(SH+CR+ES)] * C \quad (2-9)$$

Dimana :

RE = Kehilangan tegangan

C = Factor relaksasi yang tergantung jenis kawat

Kre = Koefisien relaksasi, harganya berkisar 41 – 138 N/mm<sup>2</sup>

J = Faktor waktu, harganya berkisar antara 0.05 – 0.15

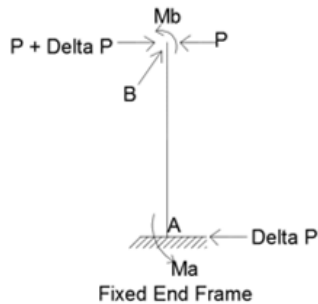
SH = Kehilangan tegangan akibat susut

CR = Kehilangan tegangan akibat rangkai

ES = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

### 2.4.3. Dampak Gaya Prategang pada Sistem Monolit

Moment akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan rekasi horizontal pada bagian bawah kolom.



Gambar 2.5 Efek dari Reaksi Horizontal

Pada gambar 2.10 sangat jelas bahwa untuk menghasilkan gaya prategang  $P$  pada bagan longitudinal, gaya dari  $P + \Delta P$ , yang mana  $\Delta P$  merupakan reaksi horizontal.  $\Delta P$  untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

$$\Delta P = \frac{M_B + M_A}{l_h} \quad (2-10)$$

## 2.5. Momen Retak

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

$$\begin{aligned} M_{cr} &= M_1 + M_2 \\ M_1 &= F \times (e + Kt) \quad M_2 = F_r \times W_b \\ F_r &= 0,7\sqrt{f'_c} \end{aligned} \quad (2-11)$$

Dimana:

$M_{cr}$  = Momen *Crack*

F = Gaya prategang pada saat servis

E = Eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = Daerah kern diatas sumbu netral beton

$F_r$  = Tegangan tarik pada serat terluar beton

Wb = Momen resisten bawah ( $I/Y_b$ )

## 2.6. Momen Nominal

Momen nominal adalah momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang berfungsi untuk menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Berdasarkan T.Y Lin, 2000 Momen nominal dapat dihitung menggunakan persamaan :

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

Dengan ketentuan :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (2-13)$$

Dimana:

$M_n$  = Momen nominal

$M_u$  = Momen ultimate ( $1.2M_d + 1.6M_l$ )

$A_{ps}$  = Luasan tendon prategang

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

$d_p$  = Jarak penampang baja ke serat atas beton

b = Lebar penampang beton

$f'_c$  = Mutu beton

$\phi$  = Angka reduksi (0.9)



## 2.7. Kontrol Lendutan

Lendutan pada beton prategang harus ditinjau untuk memenuhi kebutuhan layan suatu struktur beton. Lendutan pada elemen struktur beton prategang disebabkan oleh beberapa hal, yaitu:

- a. Lendutan yang diakibatkan eksentrisitas tepi balok  
Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok terjadi karena terdapat jarak antara eksentrisitas tepi balok dan sumbu netral penampang beton. Hal ini mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah.

$$\Delta = \frac{F_o \times e \times l^2}{8Ec \times I} \quad (2-14)$$

Dimana :

- $\Delta$  = Lendutan yang terjadi
- $F_o$  = Gaya prategang
- $e$  = Eksentrisitas tepi balok terhadap sumbu netral beton
- $l$  = Panjang efektif
- $Ec$  = Modulus elastisitas beton
- $I$  = Inersia beton

- b. Lendutan yang diakibatkan tekanan tendon prategang  
Tendon yang diberikan gaya prategang mengakibatkan balok menerima lendutan dengan arah ke atas.

$$\Delta = \frac{5 \times F_o \times l^4}{384 \times Ec \times I} \quad (2-15)$$

Dimana :

- $\Delta$  = Lendutan yang terjadi
- $F_o$  = Gaya prategang
- $l$  = Panjang efektif
- $Ec$  = Modulus elastisitas beton
- $I$  = Inersia beton

- c. Lendutan yang diakibatkan beban sendiri balok  
Balok prategang memiliki berat sendiri yang mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah pada balok itu sendiri.

$$\Delta = \frac{5 \times q_o \times l^4}{384 \times E_c \times I}$$

Dimana :

- $\Delta$  = Lendutan yang terjadi  
 $q_o$  = Berat sendiri balok  
 $l$  = Panjang efektif  
 $E_c$  = Modulus elastisitas beton  
 $I$  = Inersia beton

- d. Lendutan yang diakibatkan beban mati dan hidup yang bekerja diatas balok

Beton prategang juga menerima lendutan yang terjadi akibat adanya gaya dari luar berupa beban mati dan beban hidup yang mengakibatkan lendutan ke arah bawah. Beban-beban yang bekerja terbagi menjadi beban terpusat dan beban merata.

Beban merata

$$\Delta = \frac{5 \times q_o \times l^4}{384 \times E_c \times I}$$

Beban terpusat

$$\Delta = \frac{P \times l^3}{48 \times E_c \times I} \quad (2-18)$$

Dimana :

- $\Delta$  = Lendutan yang terjadi

- $q_0$  = Besaran beban merata yang bekerja  
 $P$  = Besaran beban terpusat yang bekerja  
 $l$  = Panjang efektif  
 $E_c$  = Modulus elastisitas beton  
 $I$  = Inersia beton

## 2.8. Tinjauan Struktur Terhadap Gempa

Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726:2013, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

### 2.8.1. Faktor Keutamaan Gempa

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

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko 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

Gambar 2.6 *Kategori Resiko Gedung Apartemen*

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

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

### 2.8.2. Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan Gedung Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta didapatkan nilai  $N$  (tes Nspt) sampai kedalaman 20 meter lebih kecil dari 15 jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak)

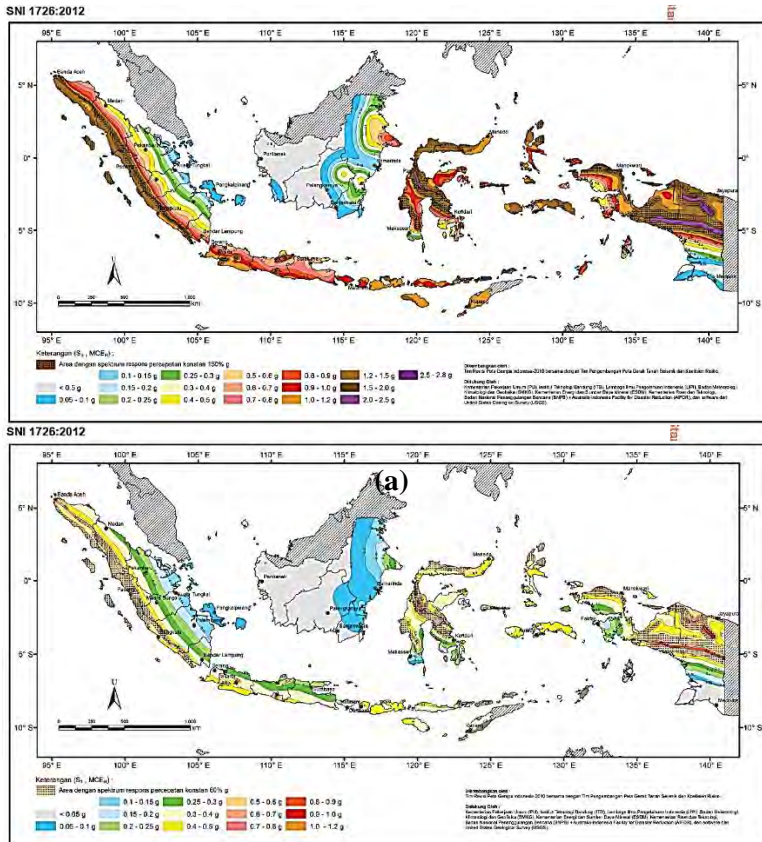
Tabel 2.3 Kelas Situs

Kelas situs	$\bar{v}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plasitisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

### 2.8.3. Parameter Respon Spectral

Untuk daerah Jakarta mempunyai parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek 0.2 detik ( $S_s$ ) sebesar 0,686g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik ( $S_1$ ) sebesar 0,300g



(b)  
**Gambar 2.7 Parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan (a) untuk periode pendek 0.2 detik ( $S_s$ ) (b) untuk periode 1 detik ( $S_1$ )**

### 2.8.4. Parameter Percepatan Spectral Desain

Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2-7)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2-8)$$

Dimana  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  didapat dari tabel berikut

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2-9)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2-10)$$

$F_a$  dan  $F_v$  didapat dari tabel 2.5 Koefisien Situs

Tabel 2.4 Koefisien Situs (a)  $F_a$  (b)  $F_v$

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

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

Untuk periode pendek 0.2 detik ( $S_s$ ) sebesar 0,686g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1 detik ( $S_1$ ) sebesar 0,300g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Jakarta memiliki  $S_{DS}$  sebesar 0,607 dan  $S_{D1}$  sebesar 0,560.

### 2.8.5. Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726:2012 kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6

**Tabel 2.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan**

(a) Pada periode pendek ( $S_{DS}$ ) (b) Pada periode 1 detik ( $S_{D1}$ )

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

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

Untuk  $S_{DS}$  sebesar 0,607 dan  $S_{D1}$  sebesar 0,560 dan kategori risiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

## 2.9. Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi

Pada bangunan tinggi efek gaya lateral yang bekerja dapat menyebabkan deformasi lateral yang berlebihan. Penggunaan prategang dalam struktur gedung dapat membantu mengurangi daktilitas struktur gedung. Penggunaan prategang pada balok prategang juga dapat mengurangi jumlah sendi plastis yang terbentuk pada saat keuntuhan. Apabila gaya prategang relative kecil dimana nilai gaya prategang cukup mengimbangi beban mati dan 0.4 beban hidup, sifat struktur seperti ini terhadap kombinasi beban vertikal dan beban lateral batas, mendekati sifat-sifat struktur beton bertulang biasa (Sudrajat Hasa A.R dkk, 2005).

## 2.10. Efisiensi Beton Prategang

Berdasarkan penelitian Ankit Sahu, dkk 2014, penggunaan beton prategang lebih hemat dari beton bertulang. Perbandingan dilakukan pada balok dengan bentang 26 m. hasil dari penelitian tersebut mengatakan bahwa beton pratekan pada bentang 26 m lebih murah 34% dari pada beton bertulang pada bentang yang sama. Biaya yang dihitung pada beton prategang sudah termasuk dengan biaya tambahan seperti *bearing plates*, *split cones*, *grouting* dll.

Penggunaan balok prategang pada bentang terpanjang juga dapat menimbulkan gaya-gaya dalam (momen, lintang dan normal) lebih kecil dari nilai gaya-gaya dalam menggunakan beton bertulang biasa. (Yenvi Wendy, 2009)

## 2.11. Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus memperhatikan faktor daya tahan terhadap gempa sesuai dengan SNI 1726:2012. Pembagian sistem struktur menurut sifat tanah pada situs dibagi sebagai berikut:

1. Situs SA dan SB (Resiko Gempa Rendah). Desain menggunakan SRPMB atau Sistem rangka pemikul momen biasa dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Situs SC dan SD (Resiko Gempa Sedang). Desain menggunakan SRPMM atau Sistem rangka pemikul momen menengah dan dinding struktur biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Situs SE dan SF (Resiko Gempa Tinggi). Desain menggunakan SRPMK atau Sistem rangka pemikul momen khusus dan sistem dinding struktur dengan beton khusus (SDSK) dan beton khusus

Pada modifikasi pada tugas akhir ini sesuai dengan data tanah, terkelompokkan pada situs SE.

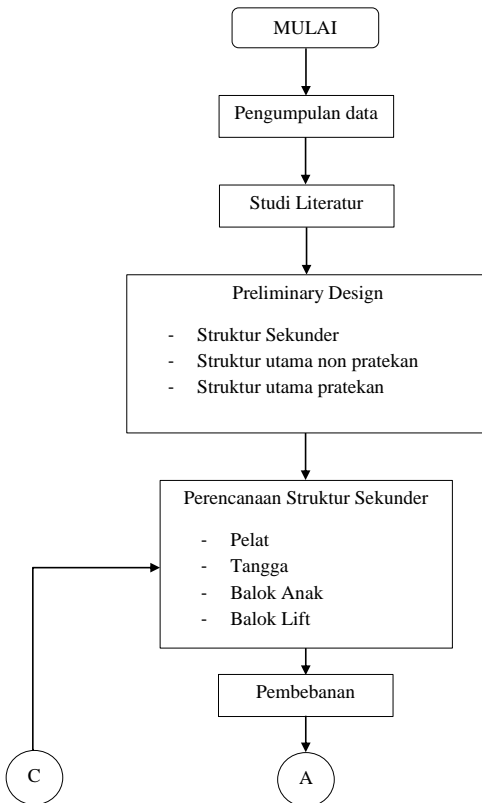


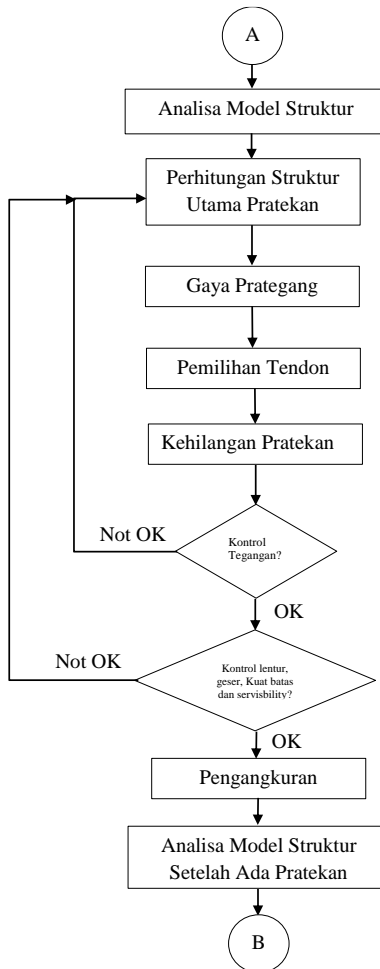
## BAB III METODOLOGI

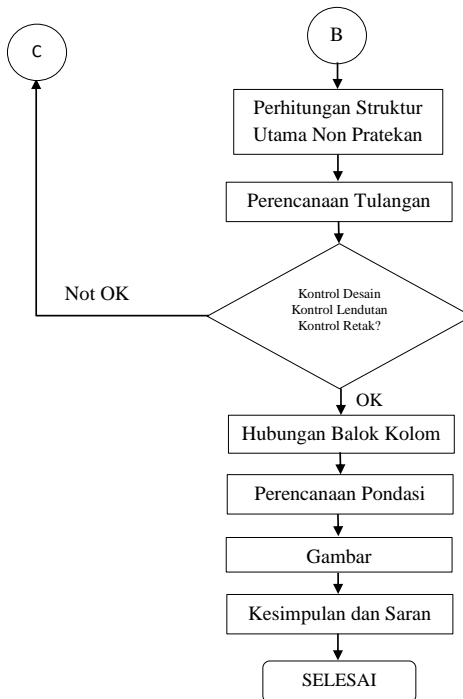
### 3.1. Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan.

### 3.2. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir







*Gambar 3.1 Metodologi dan tahapan pekerjaan*

### 3.3. Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan Gedung Asrama Pusdiklat Pajak:

Data Asli bangunan :

Nama Proyek : Gedung Asrama Pusdiklat Pajak  
 Jenis Bangunan : Struktur beton bertulang  
 Lokasi Bangunan : Jl. Sakti Raya Kemanggisan, Jakarta  
 Jumlah lantai : 11 lantai, 1 *basement*  
 Tinggi bangunan : 44.65 m

Akan dimodifikasi menjadi :

Nama Proyek : Gedung Asrama Pusdiklat Pajak  
Jenis Bangunan : Struktur beton bertulang dengan sebagian balok prategang  
Lokasi Bangunan : Jakarta  
Jumlah lantai : 11 lantai  
Tinggi bangunan : 41.35  
Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa  
Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa  
Data tanah : terlampir

### **3.4. Pedoman Perencanaan**

Dalam perencanaan modifikasi struktur Gedung Asrama Pusdiklat Pajak, digunakan juga beberapa peraturan perencanaan terbaru, yaitu:

- 1) SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
- 2) SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa
- 3) Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1983
- 4) PBI 1971

### **3.5. Preliminary Desain**

A. Perencanaan struktur sekunder dianggap sebagai penyalur beban yang ada menuju struktur utama. Perencanaan struktur sekunder meliputi :

#### **3.5.1. Perencanaan Pelat**

Pada perencanaan pelat, penentuan dimensi pelat melakukan perhitungan pembebanan pelat dengan SNI 2847:2013 Ps 9.5.3.3

### 3.5.2. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2 untuk koefisien momen dan tebal minimum balok sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps 9.5.2.1 tabel 9.5(a)

**Tabel 3.1 Tebal minimum balok**

Komponen struktur	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	ℓ / 20	ℓ / 24	ℓ / 28	ℓ / 10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	ℓ / 16	ℓ / 18,5	ℓ / 21	ℓ / 8
<b>CATATAN:</b> Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut: (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis ( <i>equilibrium density</i> ), $w_c$ , di antara 1440 sampai 1840 kg/m <sup>3</sup> , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09. (b) Untuk $f_c$ selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_c/700)$ .				

### 3.5.3. Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok *lift* diawali dengan penentuan kapasitas *lift* yang akan digunakan. Balok *lift* dihitung berdasarkan fungsi sebagai balok penyangkat dan balok perletakan.

B. *Preleminary* desain dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013, yang berupa :

### 3.5.4. Struktur Utama Non Pratekan

Struktur non-pratekan yang didesain meliputi, balok utama dan kolom. Perhitungan struktur utama non-pratekan mengacu pada peraturan SNI 2847:2013

#### 1. Kolom

Perencanaan kolom menggunakan peraturan SNI 2847:2013 pasal 8.10.

#### 2. Balok

Perencanaan balok diawali dengan penentuan tinggi minimum balok menggunakan peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5(a),

perhitungan pembebanan pada balok dan penulangan. Untuk koefisien momen menggunakan PBI 1971 tabel 13.2.

### 3.5.5. Struktur Utama Pratekan

Struktur pratekan pada gedung ini berupa balok *post tension*. Perencanaan awal struktur pratekan dengan menentukan dimensi balok pratekan yang dapat memenuhi syarat menurut SNI-03-2847-2013 Pasal 18.

#### 3.5.5.1. Metode Pelaksanaan

Balok pratekan direncanakan dipasang secara monolit dan post-tension. Sehingga pengecoran balok pratekan dilakukan langsung ditempat. Urutan pelaksanaan adalah sebagai berikut:

1. Kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung. Sebelum pekerjaan balok pratekan dan balok induk dilakukan, maka kolom harus terlebih dahulu dikerjakan.



Gambar 3.2 Pekerjaan kolom

2. Pekerjaan balok pratekan dilakukan setelah pekerjaan kolom. Pekerjaan balok pratekan dilakukan dengan metode cor ditempat. Setelah balok pratekan dicor, kemudian pengangkuran tendon dilakukan setelah balok tersebut mengeras (*post-tension*). Tendon ditarik sebesar  $F$  sesuai dengan hasil perencanaan. Sehingga terlihat seperti gambar III.3.



*Gambar 3.3 Pengecoran balok pratekan*

3. Pekerjaan Kolom dan balok induk selanjutnya dilakukan, setelah balok pratekan selesai dilakukan pengangkuran. Sehingga terlihat seperti gambar seperti gambar 3.4.



*Gambar 3.4 Pengecoran kolom dan balok induk*

### **3.6. Analisa Struktur Sekunder**

#### **a. Perencanaan Pelat**

Perencanaan pelat meliputi :

1. Perhitungan keperluan tulangan lentur sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 10.5
2. Kuat geser horizontal menurut SNI 03-2847-2013 pasal 17.5

3. Tulangan geser horizontal menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.6.4
- b. Perencanaan Tangga  
Perencanaan tangga mengikuti rumus berikut ini
 
$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \quad (3-1)$$

$$25 \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3-2)$$

Dimana :

t = tinggi tanjakan  
i = lebar injakan  
 $\alpha$  = kemiringan tangga
- c. Perencanaan Balok Lift  
Balok lift di desain berdasarkan beban yang diperkirakan akan dipikul oleh balok lift tersebut, berdasarkan menentukan kapasitas yang akan direncanakan.
- d. Perencanaan Balok Anak  
Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2.

### 3.7. Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan ini menggunakan peraturan yang sesuai dengan PPIUG 1983, SNI 1726:2012 untuk gempa dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 2847:2013, antara lain

1. Beban Mati  
Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983 Tabel 2.1).
2. Beban Hidup  
Beban hidup untuk asrama adalah  $250 \text{ kg/m}^2$ ,  $400 \text{ kg/m}^2$  untuk *multifunction hall* dan  $100 \text{ kg/m}^2$  untuk beban pekerja (atap).
3. Beban Gempa



Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 1726:2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Beban geser dasar nominal statik ekuivalen  $V$  yang terjadi dari tingkat Dasar dihitung sesuai SNI 1726:2012 Ps.7.8.  $V$  ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai ( $F$ ) sesuai SNI 03 - 1726 - 2012 Ps.7.8.3.

Menurut SNI 2847:2013, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja pratekan hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

#### 4. Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 9.2

$$U = 1,4D \quad (3-2)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (3-3)$$

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (3-4)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (3-5)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (3-6)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (3-7)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (3-8)$$

### 3.8. Analisa Model Struktur

Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. Pembebanan menggunakan beban gempa dinamik agar memenuhi ketentuan SNI 1726:2012

### 3.9. Perhitungan Struktur Utama Pratekan

Dalam perencanaan pratekan dilakukan langkah-langkah dalam perhitungan yang akan di jelaskan sebagai berikut :

### 3.9.1. Gaya Pratekan

Penentuan gaya pratekan awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang.

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \pm \frac{F.e}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{w_{t,b}} \quad (3-9)$$

Dimana:

F = Gaya prategang yang diberikan

A = Luasan penampang beton

E = Eksentrisitas antara kabel prategang dengan sumbu netral beton

W = Momen resisten beton ( $I/y$ )

$M_{dl}$  = Momen yang terjadi akibat beban mati

$M_{ll}$  = Momen yang terjadi akibat beban hidup

### 3.9.2. Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan beton tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 pasal 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampaui nilai dari SNI 2847:2013 pasal 18

1. Tegangan izin beton (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)

a. Pada saat penyaluran pratekan

sebelum kehilangan pratekan tergantung waktu (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)

0.6  $f_{ci}$ ' Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan

0.5  $\sqrt{f_{ci}'}$  Tegangan Tarik pada balok sederhana diatas 2 tumpuan

0.25  $\sqrt{f_{ci}'}$  Tegangan Tarik pada balok pada lokasi lainnya

b. Pada saat beban bekerja (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.2)

0.45  $f_c'$  Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan dan beban tetap

0.60  $f_c'$  Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan dan beban total

2. Tegangan izin baja (SNI 03-2847-2013 pasal 18.5.1)  
Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 18.4.2:
  - a. 0.94 fpy Akibat gaya penarikan (jacking) tetapi tidak lebih besar dari yang lebih kecil dari 0.80 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pembuat baja prategang
  - b. Tendon pasca Tarik, pada perangkat angkut dan kopler (couplers), sesaat setelah transfer gaya (0.70 fpu)

### **3.9.3. Pemilihan Tendon Baja Pratekan**

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Ketentuan mengenai tendon mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 7.6.7

### **3.9.4. Kehilangan Pratekan**

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Sumber kehilangan pratekan dapat dibagi dalam dua jenis, yaitu kehilangan langsung dan tidak langsung. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 18.6, sumber-sumber kehilangan prategang adalah:

1. Akibat pengangkuran
2. Perpenekan elastis beton
3. Rangkak beton
4. Susut beton
5. Relaksasi tegangan baja prategang
6. Kehilangan friksi

Kehilangan prategang langsung (tidak tergantung waktu) adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan. perhitungan kehilangan prategang langsung mengacu pada buku T.Y. Lin, yang terdiri dari:

1. Kehilangan akibat pengangkuran
2. Kehilangan akibat perpendekan elastis
3. Kehilangan akibat gesekan

Kehilangan prategang tidak langsung (tergantung waktu) adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan. perhitungan kehilangan prategang langsung mengacu pada buku T. Y. Lin, yang terdiri dari:

1. Kehilangan akibat rangkai
2. Kehilangan akibat susut
3. Kehilangan akibat relaksasi baja

### 3.9.5. Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel merupakan daerah batas dalam meletakkan tendon pada beton.

$$a(\text{atas}) = \frac{M_{max}}{F_e} \quad (3.10)$$

$$a(\text{bawah}) = \frac{M_{min}}{F_o} \quad (3.11)$$

dimana:

$F_e$  merupakan gaya saat beban bekerja

$F_o$  merupakan gaya saat jacking

### 3.9.6. Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

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

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq M_n \quad (3.12)$$

Dimana:

$M_{cr}$  = Momen retak yang terjadi pada balok pratekan

$M_u$  = Momen *ultimate* balok pratekan

$M_n$  = Kapasitas penampang

$\phi$  = Faktor reduksi

### 3.9.7. Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap penampang mencapai kuat nominal (fps) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai fps pada balok dapat dihitung menggunakan perumusan pada SNI 2847:2013 Ps.18.7

### 3.9.8. Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 2847:2013 ps.11.3. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima

### 3.9.9. Kontrol Lendutan

Kita perlu menghitung kontrol lendutan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 2847:2013 Ps.9.5.4) batas lendutan terdapat pada SNI 2847:2013 tabel 9.5(b)

### 3.9.10. Pengangkuran

Tabel 3.2 Syarat batas lendutan

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menumpu atau tidak disalurkan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup $L$	$l/180^*$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disalurkan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup $L$	$l/360$
Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disalurkan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup) <sup>1</sup>	$l/480^{\dagger}$
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disalurkan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		$l/240^{\ddagger}$
<p>*Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut dan memperimbangan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut (camber), toleransi konstruksi, dan keandalan sistem drainase.</p> <p><sup>1</sup>Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 9.5.2.5 atau 9.5.4.3, tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktur. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.</p> <p><sup>2</sup>Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disalurkan telah dilakukan.</p> <p><sup>3</sup>Batas lendutan tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.</p>		

Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon.

### **3.9.10. Perhitungan Struktur Utama *Non-Pratekan***

Perhitungan struktur utama non-pratekan dilakukan setelah mendapatkan analisa gaya menggunakan program SAP 2000. Dilakukan control desain dan perencanaan penulangan struktur utama sesuai SNI 2847:2013.

Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap control geser, control lentur, momen lentur, beban layan (*servisability*) dan beban ultimate. Bila memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar, tetapi bila tidak memenuhi harus mendesain ulang.

### **3.10. Perencanaan Pondasi**

Setelah menghitung seluruh beban struktur atas, pondasi dapat direncanakan berdasarkan beban struktur atas yang terdistribusi ke pondasi. Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan pondasi :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Menghitung daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan
4. Menentukan efisiensi dari pondasi
5. Merencanakan pile cap

### **3.11. Output Gambar**

Hasil analisa struktur sekunder, struktur utama non-pratekan, struktur utama pratekan, dan pondasi dituangkan dalam bentuk gambar teknik yang dapat menjelaskan hasil perhitungan. Gambar dikerjakan dengan menggunakan program bantu sipil AutoCAD.

## **BAB IV**

### **PRELIMINARY DESAIN**

#### **4.1. Data Perencanaan**

Perencanaan Gedung Asrama Pusdiklat Jakarta menggunakan beton bertulang dan sebagian pratekan. Berikut data-data perencanaan struktur:

- Tipe Bangunan : Gedung Asrama Pusdiklat
- Lokasi : Jakarta Barat
- Ketinggian Lantai : Lantai 1-2 = 4.5 m  
Lantai 2-10 = 3.6 m  
Lantai 11 = 3.55 m
- Mutu Beton ( $f'c$ ) : 40 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Mutu Beton Prategang : 40 MPa

#### **4.2. Pembebanan**

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat sendiri beton bertulang: 2400 kg/m<sup>3</sup>
  - Adukan finishing (spesi) : 21 kg/m<sup>3</sup>
  - Tegel : 24 kg/m<sup>3</sup>
  - Dinding Setengah Bata : 250 kg/m<sup>3</sup>
  - Plafond : 11 kg/m<sup>3</sup>
  - Penggantung : 7 kg/m<sup>3</sup>
  - Plumbing + Ducting : 25 kg/m<sup>3</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai Atap : 96 kg/m<sup>2</sup>
  - Air hujan : 20 kg/m<sup>2</sup>
  - Lantai : 250 kg/m<sup>2</sup>
  - Lantai *Multifunction Hall* : 400 kg/m<sup>2</sup>
  - Pelat Tangga : 300 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Angin
  - Jauh dari pantai : 25 kg/m<sup>2</sup>

- **Beban Gempa**  
Beban gempa direncanakan menggunakan SNI 1726:2012

### **4.3. Perencanaan Dimensi Balok**

#### **4.3.1. Balok Induk**

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk  $f_y$  selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan  $(0.4 + \frac{f_y}{700})$

$$h_{\min} = \frac{L}{12} \times (0.4 + \frac{f_y}{700})$$

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

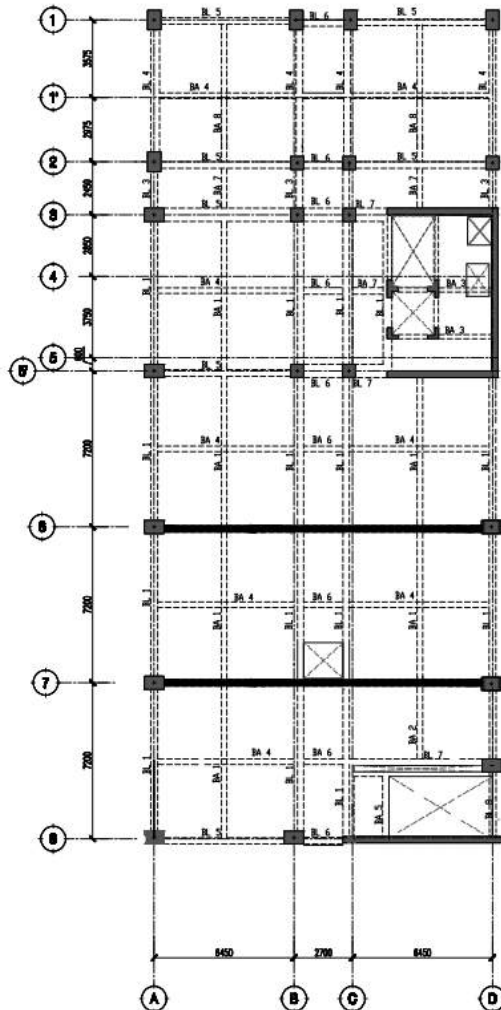
Dimana :

L = panjang balok (m)

h = tinggi balok (m)

b = lebar balok (m)





*Gambar 4.1 Jenis Balok*

Dari gambar 4.1. dapat dilihat variasi balok yang ditinjau. Sehingga diperoleh perencanaan dimensi balok induk seperti berikut

Tabel 4.1 Preliminary Desain Balok Induk

Balok	Bentang	h min	h pakai	b min	b pakai	Dimensi	
BL 1	7200	58.29	60	40.00	40	40	60
BL 2	3600	29.14	30	20.00	20	20	30
BL 3	2450	19.83	20	13.33	20	20	20
BL 4	6550	53.02	60	40.00	40	40	60
BL 5	6450	52.21	60	40.00	40	40	60
BL 6	2700	21.86	30	20.00	20	20	30
BL 7	6890	55.78	60	40.00	40	40	60
BL 8	3775	30.56	40	26.67	30	30	40

Berdasarkan tabel 4.1, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 40/60 cm.

#### 4.3.2. Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan dengan menggunakan asumsi balok anak sebagai balok pada dua tumpuan menerus, dengan persamaan rumus sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

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

Dimana :

L = panjang balok (m)

h = tinggi balok (m)

b = lebar balok (m)

Tabel 4.2 Preliminary Desain Balok Anak

Balok	Bentang	h min	h pakai	b min	b pakai	Dimensi	
BA 1	7200	43.71	50	33.33	40	40	50
BA 2	3600	21.86	30	20.00	20	20	30
BA 3	1800	10.93	20	13.33	20	20	20
BA 4	6450	39.16	40	26.67	30	30	40
BA 5	3775	22.92	30	20.00	20	20	30
BA 6	2700	16.39	20	13.33	20	20	20
BA 7	2450	14.88	20	13.33	20	20	20
BA 8	6550	39.77	40	26.67	30	30	40

Berdasarkan tabel 4.2, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah dua jenis yaitu 20/30 dan 30/40

#### 4.3.3. Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan direncanakan dengan menggunakan persamaan rumus :

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

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

Dimana :

L = panjang balok (m)

h = tinggi balok (m)

b = lebar balok (m)

Bentang balok pratekan L = 20 m, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{15.6}{20} = 0.78 \sim 80 \text{ m}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2}{3} = 0.52 \text{ m} \sim 0.6 \text{ m}$$

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 60/80 cm.

#### 4.4. Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan tebal pelat menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat diasumsikan hanya menerima beban gravitasi, hal ini dikarenakan permodelan struktur yang digunakan menggunakan system rangka pemikul momen. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis. Perhitungan dimensi plat berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 :

a) Untuk  $\alpha_m \leq 0,2$  menggunakan pasal 9.5(3(2))

b) Untuk  $0,2 < \alpha_m < 2$  ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_1 = \frac{L_n \times \left[ 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 120 \text{ mm}$$

c) Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_2 = \frac{L_n \times \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

$L_n$  = Panjang bentang bersih

$S_n$  = Lebar bentang bersih

$f_y$  = Tegangan Leleh Baja

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

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

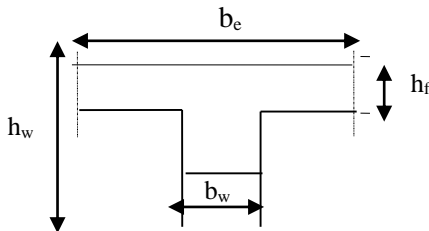
Harga  $\alpha_m$  didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12}$$

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

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :  
Balok Tengah :



Nilai  $b_e$  :

$$b_e = 1/4 Ly$$

$$b_e = b_w + 16 h_f$$

dari kedua nilai  $b_e$  tersebut diambil yang terkecil.

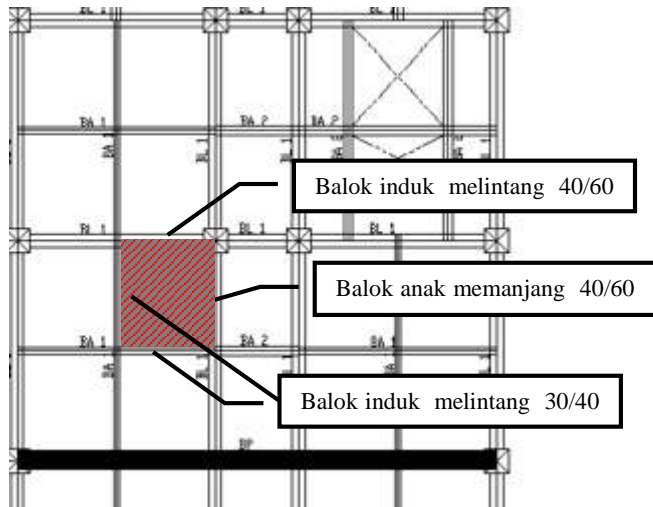
#### 4.4.1. Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu Baja : 400 MPa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap : 12 cm

#### 4.4.2. Perhitungan Lebar efektif pelat

- $\beta < 2$  ..... tulangan dua arah
- $\beta > 2$  ..... tulangan satu arah

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



Gambar 4.2 Lokasi Pelat yang direncanakan

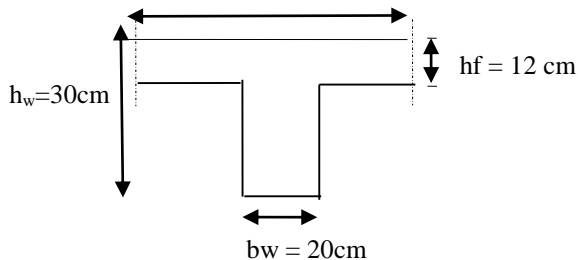
Daerah yang diarsir pada gambar 4.2. menunjukkan pelat yang ditinjau, maka didapat:

$$L_{yn} = 322.5 \text{ cm} - \left( \frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 287.5 \text{ cm}$$

$$L_{xn} = 360 \text{ cm} - \left( \frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 325 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_{yn}}{L_{xn}} = \frac{287.5}{325} = 0.88 < 2 \quad (\text{Pelat 2 arah})$$

Balok induk Melintang (20 x 30),  $L_y = 322.5\text{cm}$



$$be = \frac{1}{4} Ly = \frac{1}{4} (287.5) = 72 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} be &= bw + 16 h_f \\ &= 30 + (16 \times 12) \\ &= 212 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipakai  $be = 72 \text{ cm}$

$K =$

$$\frac{1 + \left(\frac{72}{30} - 1\right) x \left(\frac{12}{40}\right) x \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{72}{30} - 1\right) x \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{74}{30} - 1\right) x \left(\frac{12}{30}\right)} = 1.47$$

$$I_{\text{balok}} = K \cdot bw \cdot \frac{h_w^3}{12} = 1.47 \times 40 x \frac{30^3}{12} = 235614.197 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = Ly \cdot \frac{h_f^3}{12} = 287.5 x \frac{12^3}{12} = 41400 \text{ cm}^4$$

Karena  $E_{\text{balok}} = E_{\text{c plat}}$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{2356.197}{414000} = 5.69$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang dan balok anak melintang maka didapat nilai  $\alpha$  sebagai berikut

$$\text{Balok induk melintang} = 5.69$$

$$\text{Balok induk melintang} = 22.11$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 5.29$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 20.64$$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (5.69 + 22.11 + 5.29 + 20.64) = 13.43 > 2$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5(3(3)) yang mana  $\alpha_m \geq 2$  maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{287.5 \left( 0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 0.88} = 7.1 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

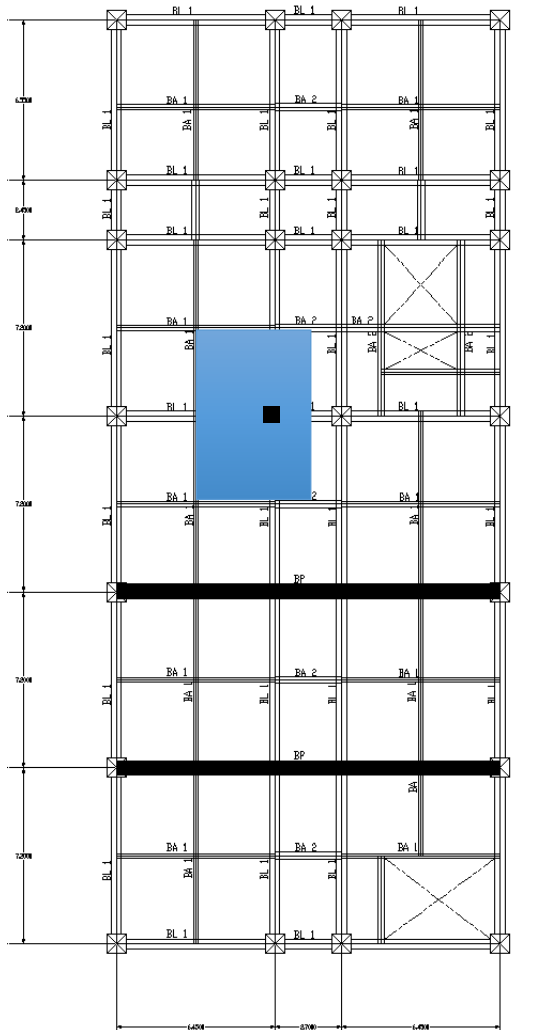
#### **4.4.3. Perencanaan Pelat Atap**

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai maka dengan cara yang sama didapat ketebalan pelat atap direncanakan sama yaitu 12 cm.

#### **4.5. Perencanaan Kolom**

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





*Gambar 4.3 Area pembebanan Kolom*

Seperti yang terlihat pada gambar 4.3. Direncanakan :

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi tiap lantai = 360, 355, 450 cm

Dimensi balok Induk 40/60  
Dimensi Balok Anak 30/40, 20/30

Beban beban yang terjadi berdasarkan PPIUG 1983, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom.

**Tabel 4.3 Pembebanan Kolom Lantai atap dan lantai 11**

<b>ATAP</b>						
Beban mati	berat sendiri Kg/m <sup>3</sup>	B m	L m	t m	x lantai	berat kg
pelat lantai atap (12 cm)	2400	4.575	7.2	0.12	1	9486.72
penggantung	7	4.575	7.2		1	230.58
plafon	11	4.575	7.2		1	362.34
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	1	2073.6
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	1	3456
balok induk anak melintang (40/60)	2400	0.4	3.225	0.6	1	3096
balok induk anak memanjang (30/40)	2400	0.4	1.35	0.6	1	777.6
BA 6	2400	0.2	1.35	0.3	1	194.4
BA 4	2400	0.2	3.225	0.3	1	464.4
BA 1	2400	0.2	3.6	0.3	1	518.4
dinding	250	11.775			0	0
tegel	48	4.575	7.2		0	0
spesi (2 cm)	42	4.575	7.2		1	1383.48
Kolom (100/100)	2400					0
aspal	14	4.575	7.2			0
Dacting dan Plumbing	25	4.575	7.2		1	823.5
<b>WD</b>						<b>22867.02</b>
Beban hidup	berat sendiri Kg/m <sup>3</sup>	b m	h m	L m	x lantai	berat kg
Lantai atap	96	4.575	7.2		1	3162.24
Air Hujan	20	4.575	7.2		1	658.8
<b>WL</b>						<b>3821.04</b>

Tabel 4.4 Pembebanan Kolom 11

<b>Lantai 11</b>						
Beban mati	berat sendiri	B	L	t	x lantai	berat
	Kg/m3	m	m	m		kg
pelat lantai atap (12 cm)	2400	4.575	7.2	0.12	1	9486.72
penggantung	7	4.575	7.2		1	230.58
plafon	11	4.575	7.2		1	362.34
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	1	2073.6
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	1	3456
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.225	0.6	1	3096
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	1.35	0.6	1	777.6
BA 6	2400	0.2	1.35	0.3	1	144
BA 4	2400	0.2	3.225	0.3	1	1548
BA 1	2400	0.2	3.6	0.3	1	1728
dinding	250	11.775		0.355	1	1045.031
tegel	48	4.575	7.2		1	1581.12
spesi (2 cm)	42	4.575	7.2		1	1383.48
Kolom (40/40)	2400	0.4	0.4	0.355	1	136.32
aspal	14					0
Dacting dan Plumbing	30	4.575	7.2		1	988.2
<b>WD</b>						<b>28036.99</b>
Beban hidup	berat sendiri	b	h	L	x lantai	berat
	Kg/m3	m	m	m		kg
Lantai atap	96	4.575	7.2		1	
Lantai	400	4.575	7.2		1	13176
<b>WL</b>						<b>13176</b>
<b>WD total (kg)</b>						<b>50905.00</b>
<b>WL total (kg)</b>						<b>16998.00</b>

Koefisien Reduksi untuk beban hidup untuk asrama (PPIUG tabel 3.3) = 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup :  $LL = 0,75 \times WL_{total} = 12748.5 \text{ Kg}$ .

Jadi Berat Total :  $W = 1,2 DL + 1,6 LL$   
 $= 81483 \text{ Kg}$

Mutu Beton = 40 MPa = 450 Kg/cm<sup>2</sup> (1 Mpa = 10Kg/cm<sup>2</sup>)

Dimensi :  $A = 3x \frac{P}{fc'} = 3x \frac{81483}{400} = 611.1225 \text{ cm}^2$

Dimensi :  $b^2 = 611.1225 \text{ cm}^2$

$b = 24.72 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai atap dan lantai 11 adalah 40/40 cm.

Tabel 4.5 Pembebanan Kolom Lantai 8-10

<b>Lantai 10+9+8</b>						
Beban mati	berat sendiri	B	L	t	x lantai	berat
	Kg/m3	m	m	m		kg
pelat lantai (12 cm)	2400	4.575	7.2	0.12	3	28460.16
penggantung	7	4.575	7.2		3	691.74
plafon	11	4.575	7.2		3	1087.02
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	3	6220.8
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	3	10368
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.225	0.6	3	9288
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	1.35	0.6	3	2332.8
BA 6	2400	0.2	1.35	0.3	3	432
BA 4	2400	0.2	3.225	0.3	3	4644
BA 1	2400	0.2	3.6	0.3	3	5184
dinding	250	11.775		3.55	1	10450.3125
dinding	250	11.775		3.6	2	21195
tegel	48	4.575	7.2		3	4743.36
spesi (2 cm)	42	4.575	7.2		3	4150.44
Kolom (40/40)	2400	0.4	0.4	3.6	1	1382.4
Kolom (40/40)	2400	0.45	0.45	3.6	2	3499.2
aspal	14					0
Dacting dan Plumbing	30	4.575	7.2		3	2964.6
<b>WD</b>						<b>117093.833</b>
Beban hidup	berat sendiri	b	h	L	x lantai	berat
	Kg/m2	m	m	m		kg
Lantai atap	24	4.575	7.2		1	
Lantai	250	4.575	7.2		3	24705
<b>WL</b>						<b>24705</b>
<b>WD total (kg)</b>						<b>167998.83</b>
<b>WL total (kg)</b>						<b>29350.50</b>

$$LL = 0,75 \times WL_{total} = 22012.88 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi Berat Total : } W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 236819 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

$$\text{Dimensi : } A = 3x \frac{P}{f_c'} = 3x \frac{236819}{400} = 1776.143 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 1776.143 \text{ cm}^2$$

$$b = 42.15 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai 8-10 adalah 45/45 cm.

Tabel 4.6 Pembebanan Kolom Lantai 5-7

Lantai 7+6+5						
Beban mati	berat sendiri	B	L	t	x lantai	berat
	Kg/m <sup>3</sup>	m	m	m		kg
pelat lantai atap (12 cm)	2400	4.575	7.2	0.12	3	28460.16
penggantung	7	4.575	7.2		3	691.74
plafon	11	4.575	7.2		3	1087.02
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	3	6220.8
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	3	10368
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.225	0.6	3	9288
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	1.35	0.6	3	2332.8
BA 6	2400	0.2	1.35	0.3	3	432
BA 4	2400	0.2	3.225	0.3	3	4644
BA 1	2400	0.2	3.6	0.3	3	5184
dinding	250	11.775		3.6	3	8831.25
tegel	48	4.575	7.2		3	4743.36
spesi (2 cm)	42	4.575	7.2		3	4150.44
Kolom (40/40)	2400	0.4	0.4	3.6	1	1382.4
Kolom (60/60)	2400	0.6	0.6	3.6	2	6220.8
aspal	14					0
Dacting dan Plumbing	30	4.575	7.2		3	2964.6
<b>WD</b>						<b>97001.37</b>
Beban hidup	berat sendiri	b	h	L	x lantai	berat
	Kg/m <sup>3</sup>	m	m	m		kg
Lantai atap	24	4.575	7.2		1	
Lantai	250	4.575	7.2		3	24705
<b>WL</b>						<b>24705</b>
<b>WD total (kg)</b>						<b>315905.20</b>
<b>WL total (kg)</b>						<b>58701.00</b>

$$LL = 0,75 \times WL_{total} = 44025.75 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi Berat Total : } W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 449527 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

$$\text{Dimensi : } A = 3x \frac{P}{fc'} = 3x \frac{449527}{400} = 3371.453 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensi : } b^2 &= 3371.453 \text{ cm}^2 \\ b &= 58.06 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 5-7 adalah 60/60 cm.

Tabel 4.7 *Pembebanan Kolom Lantai 1-4*

<b>Lantai 4+3+2</b>						
Beban mati	berat sendiri	B	L	t	x lantai	berat
	Kg/m3	m	m	m		kg
pelat lantai atap (12 cm)	2400	4.575	7.2	0.12	3	28460.16
penggantung	7	4.575	7.2		3	691.74
plafon	11	4.575	7.2		3	1087.02
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	3	6220.8
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	3.6	0.6	3	10368
balok induk melintang (40/60)	2400	0.4	3.225	0.6	3	9288
balok induk memanjang (40/60)	2400	0.4	1.35	0.6	3	2332.8
BA 6	2400	0.2	1.35	0.3	3	432
BA 4	2400	0.2	3.225	0.3	3	4644
BA 1	2400	0.2	3.6	0.3	3	5184
dinding	250	11.775		3.6	1	2943.75
dinding	250	11.775		4.5	2	5887.5
tegel	48	4.575	7.2		3	4743.36
spesi (2 cm)	42	4.575	7.2		3	4150.44
Kolom (60/60)	2400	0.6	0.6	3.6	1	3110.4
Kolom (80/80)	2400	0.8	0.8	4.5	1	6912
Kolom (80/80)	2400	0.8	0.8	4.5	1	6912
aspal	14					0
Dacting dan Plumbing	30	4.575	7.2		3	2964.6
<b>WD</b>						<b>106332.57</b>
Beban hidup	berat sendiri	b	h	L	x lantai	berat
	Kg/m3	m	m	m		kg
Lantai atap	24	4.575	7.2		1	
Lantai	250	4.575	7.2		3	24705
<b>WL</b>						<b>24705</b>
<b>WD total (kg)</b>						<b>641141.61</b>
<b>WL total (kg)</b>						<b>117402.00</b>

Jadi total beban untuk beban hidup  $LL = 0,75 \times WL$   
 $= 88051.5 \text{ Kg}$

Jadi Berat Total :  $W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 910252 \text{ Kg}$

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

$$\text{Dimensi : } A = 3x \frac{P}{f_c'} = 3x \frac{910252}{400} = 6826.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 6826.89 \text{ cm}^2$$

$$b = 82.63 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan untuk lantai 1- 4 adalah 85/85 cm.

Dengan cara yang serupa didapat dimensi kolom yang lain sebagai berikut:

Kolom lantai atap - 11 → 40/40 cm

Kolom lantai 10 - 8 → 45/45 cm

Kolom lantai 7 - 5 → 60/60 cm

Kolom lantai 4 - 1 → 85/85 cm

Dimensi kolom yang digunakan sebagai berikut:

Kolom lantai 4-11 → 60/60 cm

Kolom lantai 1-3 → 80/80 cm

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

#### **5.1. Perencanaan Pelat**

Pelat yang direncanakan pada gedung pembagian ini berdasarkan perbedaan dari beban yang diterima tiap pelat

##### **5.1.1. Data Perencanaan Pelat**

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana (D) : 10 mm

##### **5.1.2. Pembebanan Pelat**

Pembebanan pelat dibagi berdasarkan beban yang diterima oleh tiap lantai berdasarkan fungsi ruang dari lantai tersebut.

###### **1. Pelat Atap**

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

###### Beban Mati

- Pelat =  $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) =  $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Plumbing & Ducting =  $30 \text{ kg/m}^2$
- $q_{DT} = 378 \text{ kg/m}^2$

###### Beban Hidup

- Beban pada atap datar =  $96 \text{ kg/m}^2$
- Beban air hujan =  $20 \text{ kg/m}^2$
- $q_{LT} = 116 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 \underline{\text{Kombinasi}} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1.2 \times 378 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 116 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 639.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

## 2. Pelat Lantai 11

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ).

### Beban Mati

- Pelat =  $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel =  $48 \text{ kg/m}^2$
- Plumbing & Ducting =  $30 \text{ kg/m}^2$   
 $q_{DT} = 426 \text{ kg/m}^2$

### Beban Hidup (Beban asrama)

$$q_{LT} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \underline{\text{Kombinasi}} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1.2 \times 426 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 400 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 1151.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

## 3. Pelat Lantai 1-10

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ).

### Beban Mati

- Pelat =  $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Plumbing & Ducting =  $30 \text{ kg/m}^2$

- Tegel = 48 kg/m<sup>2</sup>  
q<sub>DT</sub> = 426 kg/m<sup>2</sup>

### Beban Hidup

$$q_{LT} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 426 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 250 \text{ kg/m}^2) \\ &= 911.2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 5.1.3. Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulang lentur pelat adalah sebagai berikut :

1. Menentukan data – data d, f<sub>y</sub>, f'c dan Mu
2. Menentukan nilai reduksi yang digunakan

$$c = \frac{a}{0.85}$$

$$e_t = 0.003 \left( \frac{d}{c} - 1 \right)$$

3. Menentukan harga β<sub>1</sub>

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

4. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan :

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

5. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c'}$$

6. Menentukan Rn

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

7. Menghitung rasio tulangan butuh

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

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

8. Menentukan luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b x d}$$

9. Menentukan spasi maksimum antar tulangan

$$S < 450 \text{ mm}$$

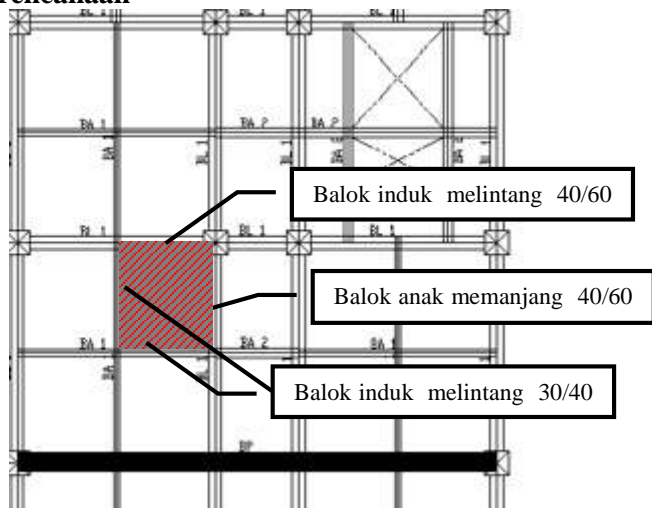
$$S < 3h$$

10. Menghitung jumlah tulangan tiap meter

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ pakai}}}$$

#### 5.1.4. Penulangan Pelat Atap

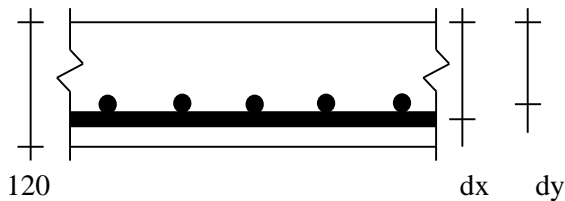
##### 1. Data Perencanaan



Gambar 5.1 Pelat yang Direncanakan

Data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai atap:

- Dimensi pelat 322.5 x 360 m<sup>2</sup>
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana = 10 mm
- Luas tulangan ( $A_s$ ) = 78.54 mm<sup>2</sup>
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400$  MPa
- Mutu beton  $f_c' = 40$  Mpa
- $\beta_1 = 0.886$



Gambar 5.2 *Detail Tebal Pelat*

$dx$  = tebal pelat ( $h$ ) – selimut beton (c.c) – ( $1/2$  x diameter tulangan rencana bawah)

$$dx = 120 - 40 - \frac{1}{2}(10) = 75 \text{ mm}$$

$dy$  = tebal pelat ( $h$ ) – selimut beton (c.c) – diameter tulangan atas - ( $1/2$  x diameter tulangan rencana atas)

$$dy = 120 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ mm.}$$

$$L_x = 360 - \left( \frac{40 + 30}{2} \right) = 325 \text{ cm}$$

$$L_y = 325 - \left( \frac{30 + 40}{2} \right) = 287.5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{325}{287.5} = 0.88 < 1 \rightarrow \text{Pelat dua arah}$$

$$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 639.2 \text{ kg/m}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 2.31 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times b \times a = 0.85 \times 40 \times 300 \times 2.31 \\ = 18848.92 \text{ N}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{2.31}{0.85} = 2.72 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0.003 \left( \frac{75}{2.72} - 1 \right) = 0.0797$$

Didapat  $\epsilon_t$  lebih besar dari 0.005 maka digunakan faktor reduksi sebesar 0.9

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ( $L_y/L_x = 0.88$ )

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

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

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

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

Dimana :

$M_{lx}$  = Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  = Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  = Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  = Momen tumpuan arah y

$X$  = Nilai konstanta dari perbandingan  $L_y/L_x$

## 2. Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$\beta = 0.88$  (terjepit penuh)

$M_{lx} (+)$   $X_1 = 21$

$M_{tx} (-)$   $X_2 = 52$

Dipakai  $X = 52$

$$M_{lx} (-) M_{tx} = 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ = 0.001 \times 639.2 \times 325^2 \times 52 = 3510806 \text{ Nmm} \\ \rho_{\min} = 0.0018 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 7.12)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f' c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{3510806}{0.9 \times 1000 \times 75^2} = 0.693 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 0.693}{400}} \right) = 0.00175$$

$\rho < \rho_{\min}$  maka dipakai  $\rho = 0.0018$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d_y \\ = 0.0018 \times 1000 \times 75 = 135.5 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847 2013 ps 7.6.5)}$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\text{d10}}} = \frac{135.5}{78.54} = 1.719 \approx 2 \text{ tulangan}$$

$$s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{2}$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 2 \times 78.54 = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}}$$

Jadi digunakan tulangan lentur  $\phi 10\text{-}450$

### 3. Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$\beta = 0.886$  (terjepit penuh)

Mly (+) Y1 = 21

Mty (-) Y2 = 52

Dipakai Y = 52

$$Mly = (-)Mty = 0,001 \times q_u \times L_y^2 \times Y \\ = 0.001 \times 639.2 \times 287.5^2 \times 52 = 2747362 \text{ Nmm}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f' c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{2747362}{0.9 \times 1000 \times 65^2} = 0.722 \text{ N / mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 0.722}{400}} \right) = 0.001826$$

$\rho < \rho_{\min}$  maka dipakai  $\rho = 0.001825$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d y \\ = 0.001825 \times 1000 \times 65 = 118.7 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847 2013 ps 7.6.5)}$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\text{d10}}} = \frac{118.7}{78.54} = 1.511 \approx 2$$

$$s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{2}$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 2 \times 78.54 = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}}$$

Jadi di gunakan tulangan lentur **D10-450**

### 5.1.5. Penulangan Pelat Lantai

Perhitungan kebutuhan penulangan pelat lantai 1 – 10 dilakukan dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap. Didapat jumlah tulangan yang digunakan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur **D10-300**
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur **D10-300**

### 5.1.6. Penulangan Pelat Lantai 11

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah tulangan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur **D10- 250**
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y



digunakan tulangan lentur **D10- 250**

**Tabel 5.1 Tipe Pelat Atap**

Type Plat Atap	Lx	Lc	gutter	Lx/Lc	type tulangan	s	nilai X-Y	Mn (Nmm)	Rs	p peris	p min	p max	spasial	As (mm <sup>2</sup> )	Jumlah tulangan	Jarak Antar Tulangan	Tulangan Paksi	a
1	3.875	3.35	639.2	0.864615	2 arah	Mt(+)	52	3510896	0.923280	0.002340444	0.00180	0.0292	0.00034	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	1417825.5	0.280964	0.000703688	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
2	2.925	2.15	639.2	1.360465	2 arah	Mt(+)	51	3510896	0.923280	0.002340444	0.00180	0.0292	0.00034	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	21	1004598.68	0.198439	0.000497554	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	18	531846.36	0.139688	0.000350391	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	73	2156932.46	0.420661	0.01071911	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	57	6884180.14	1.442914	0.00114893	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	25	1101121.875	0.217506	0.000545514	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
3	2.875	2.625	639.2	1.095238	2 arah	Mt(+)	21	924942.375	0.243246	0.000610306	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	59	2598647.625	0.515313	0.01292119	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	54	8782423.25	0.625489	0.001578378	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	21	1396906.695	0.275772	0.000922340	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	52	3457001.34	0.969139	0.002304076	0.00180	0.0292	0.00230	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	21	1396906.695	0.275772	0.000922340	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
4	2.875	3.225	639.2	0.891473	2 arah	Mt(+)	52	3457001.34	0.969139	0.002304076	0.00180	0.0292	0.00230	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	21	1396906.695	0.275772	0.000922340	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	52	3457001.34	0.969139	0.002304076	0.00180	0.0292	0.00230	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	21	1396906.695	0.275772	0.000922340	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	52	3457001.34	0.969139	0.002304076	0.00180	0.0292	0.00230	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	21	1396906.695	0.275772	0.000922340	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
5	2.7	3.575	639.2	0.755245	2 arah	Mt(+)	21	1715568.855	0.338878	0.000814599	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	4248075.26	1.117118	0.002846407	0.00180	0.0292	0.00284	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1715568.855	0.338878	0.000814599	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	4248075.26	1.117118	0.002846407	0.00180	0.0292	0.00284	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1715568.855	0.338878	0.000814599	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	4248075.26	1.117118	0.002846407	0.00180	0.0292	0.00284	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
6	2.3	2.675	639.2	0.859813	2 arah	Mt(+)	21	960513.855	0.189731	0.000475659	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	2378415.26	0.625487	0.001578373	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	960513.855	0.189731	0.000475659	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	2378415.26	0.625487	0.001578373	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	960513.855	0.189731	0.000475659	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	2378415.26	0.625487	0.001578373	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
7	2.3	2.55	639.2	0.901961	2 arah	Mt(+)	21	872843.58	0.172414	0.000432132	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	2161326.96	0.568396	0.001433071	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	872843.58	0.172414	0.000432132	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	2161326.96	0.568396	0.001433071	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	872843.58	0.172414	0.000432132	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	2161326.96	0.568396	0.001433071	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
8	2.3	2.05	639.2	1.121951	2 arah	Mt(+)	28	752146.64	0.148572	0.000722466	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	20	523247.4	0.141288	0.000353957	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	64	1719192.32	0.339594	0.000852367	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	56	1504293.28	0.395606	0.000994838	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
9	3.35	3.3	639.2	0.712121	2 arah	Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
10	2.65	1.6	639.2	1.65625	2 arah	Mt(+)	40	651450.6	0.126292	0.000323847	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	212725.76	0.055944	0.000139974	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	82	1341808.64	0.262949	0.000662232	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	57	932730.64	0.245291	0.000538907	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
11	1.3	3.3	639.2	0.393939	2 arah	Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	21	1461786.48	0.288748	0.000724961	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	52	3619661.76	0.951916	0.002414072	0.00180	0.0292	0.00241	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
12	4.44	1.6	639.2	2.775	1 arah	Mt(+)	42	687267.84	0.135757	0.000340072	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	8	130908.16	0.034422	8.6108E-05	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	83	1558172.16	0.268281	0.00067337	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	17	832730.64	0.245291	0.000345477	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(+)	36	2356346.88	0.468451	0.001171704	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
						Mt(-)	17	1121719.36	0.292628	0.000734747	0.00180	0.0292	0.00180	135	2	500	f10 - 450 mm	1.84799568
13	4.4	3.2	639.2	1.41875	2 arah	Mt(+)	76	4974310.08	1.9									

**Tabel 5.2 Tipe Pelat Lantai 11**

Tipe Plat Lantai 11	Lx	Ly	quilt	Lx/Ly	type tulangan	N	nilai X-Y	Ma (N/mm)	Rra	p_perf	p_min	mm	spakai	As (mm <sup>2</sup> )	Jumlah Tulangan	Jarak Antar Tulangan	Tulangan Pakai	s
1	2.875	3.25	1151.2	0.884615	2 arah	Mt(+)	52	35523951.54	0.0013998	0.004264066	0.00180	0.0292	0.00426	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	2551595.5	0.504396	0.001270485	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
2	2.875	3.25	1151.2	1.360405	2 arah	Mt(+)	52	6322966	1.662844	0.004264066	0.00180	0.0292	0.00426	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	2551595.5	0.504396	0.001270485	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	6322966	1.662844	0.004264066	0.00180	0.0292	0.00426	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	1809283.48	0.357388	0.000898210	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	18	957855.96	0.251902	0.000632104	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	73	3884638.06	0.767336	0.001940429	0.00180	0.0292	0.00194	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
3	2.875	2.625	1151.2	1.095738	2 arah	Mt(+)	57	305220.54	0.797689	0.002034418	0.00180	0.0292	0.00202	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	25	1983121.875	0.391728	0.000985027	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	21	1665822.375	0.438086	0.001102364	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	59	4680167.625	0.924478	0.0023435	0.00180	0.0292	0.00234	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	54	4283443.35	1.126507	0.002864536	0.00180	0.0292	0.00286	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	2514171.895	0.496666	0.001250869	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
4	2.875	3.225	1151.2	0.891473	2 arah	Mt(+)	52	6220603.74	1.637361	0.004197019	0.00180	0.0292	0.00420	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	2514371.895	0.496666	0.001250869	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	6220603.74	1.637361	0.004197019	0.00180	0.0292	0.00420	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	3089741.655	0.610319	0.001539744	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	7659788.86	2.012042	0.005188458	0.00180	0.0292	0.00519	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	7659788.86	2.012042	0.005188458	0.00180	0.0292	0.00519	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
5	2.7	3.575	1151.2	0.755245	2 arah	Mt(+)	21	3089741.655	0.610319	0.001539744	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	7659788.86	2.012042	0.005188458	0.00180	0.0292	0.00519	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	7659788.86	2.012042	0.005188458	0.00180	0.0292	0.00519	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	1729886.655	0.341706	0.000858601	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	4283238.86	1.126503	0.002864526	0.00180	0.0292	0.00286	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	1729886.655	0.341706	0.000858601	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
6	2.3	2.675	1151.2	0.859813	2 arah	Mt(+)	52	4283238.86	1.126503	0.002864526	0.00180	0.0292	0.00286	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	1729886.655	0.341706	0.000858601	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	4283238.86	1.126503	0.002864526	0.00180	0.0292	0.00286	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	1729886.655	0.341706	0.000858601	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	4283238.86	1.126503	0.002864526	0.00180	0.0292	0.00286	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	1729886.655	0.341706	0.000858601	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
7	2.3	2.55	1151.2	0.901961	2 arah	Mt(+)	21	1571992.38	0.310517	0.00077987	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	3892552.56	1.023682	0.002598928	0.00180	0.0292	0.00260	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	21	1571992.38	0.310517	0.00077987	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	3892552.56	1.023682	0.002598928	0.00180	0.0292	0.00260	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	28	1354617.04	0.267879	0.00069716	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	20	907583.16	0.25446	0.000608549	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
8	2.3	2.05	1151.2	1.121951	2 arah	Mt(+)	64	3096267.52	0.611608	0.001543025	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	56	2709234.08	0.712488	0.001800284	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	6519015.36	1.714402	0.004399882	0.00180	0.0292	0.00440	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
9	2.68	1.6	1151.2	1.856263	2 arah	Mt(+)	40	1178828.8	0.225885	0.000584145	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	13	383119.50	0.100755	0.000252261	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	82	2416599.04	0.477353	0.001201879	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	57	1679831.04	0.441777	0.001111695	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	6519015.36	1.714402	0.004399882	0.00180	0.0292	0.00440	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
10	1.6	3.3	1151.2	0.593939	2 arah	Mt(+)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	6519015.36	1.714402	0.004399882	0.00180	0.0292	0.00440	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	52	6519015.36	1.714402	0.004399882	0.00180	0.0292	0.00440	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	8	257565.76	0.062003	0.000155149	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	83	2440699.76	0.483174	0.001216643	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
11	1.5	3.2	1151.2	0.593939	2 arah	Mt(+)	57	1679831.04	0.441777	0.001111695	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	42	1237730.24	0.244988	0.00013458	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	52	6519015.36	1.714402	0.004399882	0.00180	0.0292	0.00440	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	21	2822679.28	0.520035	0.001310186	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	8	257565.76	0.062003	0.000155149	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	83	2440699.76	0.483174	0.001216643	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
12	4.44	1.6	1151.2	3.775	1 arah	Mt(+)	57	1679831.04	0.441777	0.001111695	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	86	2447831.08	0.892978	0.002321386	0.00180	0.0292	0.00232	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(+)	17	2044008.96	0.527024	0.001327933	0.00180	0.0292	0.00180	238.6509271	4	250	ft0 - 250 mm	3.6959913s
						Mt(-)	76											

Tabel 5.3 Tipe Pelat Lantai 1-10

Tipe Plat Lantai 1-10	Lx	Ly	qu <sub>ult</sub>	Lyt/Lx	type tulangan	X	nilai XY	M <sub>u</sub> (Nm)	R <sub>n</sub>	p <sub>perlu</sub>	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	ppakai	As (mm <sup>2</sup> )	Jumlah tulangan	Jarak Antar Tulangan	Tulangan Pakai	s
1	2,875	2,15	911,2	0,886455	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	21	2021155,03	0,399241	0,001004031	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	5047760	1,316178	0,003526724	0,00180	0,0292	0,00350	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,25					Mbc <sub>(x)</sub>	21	2021155,5	0,399241	0,001004031	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	5047766	1,316178	0,003526724	0,00180	0,0292	0,00350	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
2	2,925	2,15	911,2	1,360465	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	34	1432087,48	0,782881	0,00710171	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	18	758163,96	0,199386	0,00499384	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	2,15					Mbc <sub>(x)</sub>	73	3074776,09	0,607363	0,001532218	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	57	2408582,54	0,631388	0,001984645	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
3	2,875	2,625	911,2	1,095338	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	25	1569684,375	0,310061	0,00077873	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	21	1318534,875	0,346755	0,000871353	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	2,625					Mbc <sub>(x)</sub>	89	3704455,125	0,731744	0,001849482	0,00180	0,0292	0,00185	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	54	3396152,5	0,891655	0,00225916	0,00180	0,0292	0,00225	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
4	2,875	2,225	911,2	0,891473	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	21	1990180,395	0,393122	0,000988554	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	4928065,74	1,296007	0,00330424	0,00180	0,0292	0,00350	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,225					Mbc <sub>(x)</sub>	21	1990180,395	0,393122	0,000988554	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	4928065,74	1,296007	0,00330424	0,00180	0,0292	0,00350	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
5	2,7	3,575	911,2	0,755245	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	21	2445598,155	0,483081	0,001216407	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	6055766,86	1,592575	0,004079325	0,00180	0,0292	0,00408	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,575					Mbc <sub>(x)</sub>	21	2445598,155	0,483081	0,001216407	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	6055766,86	1,592575	0,004079325	0,00180	0,0292	0,00408	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
6	2,3	2,675	911,2	0,859813	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	21	1369243,155	0,270468	0,00078881	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	3396906,86	0,891652	0,002291252	0,00180	0,0292	0,00225	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	2,675					Mbc <sub>(x)</sub>	21	1369243,155	0,270468	0,00078881	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	3396906,86	0,891652	0,002291252	0,00180	0,0292	0,00225	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
7	3,1	2,85	911,2	0,901961	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	52	3396906,86	0,891652	0,002291252	0,00180	0,0292	0,00225	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	21	1244266,58	0,245781	0,00061669	0,00180	0,0292	0,00062	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	2,85					Mbc <sub>(x)</sub>	52	3396906,86	0,891652	0,002291252	0,00180	0,0292	0,00225	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	21	1244266,58	0,245781	0,00061669	0,00180	0,0292	0,00062	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
8	2,3	2,05	911,2	1,123951	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	28	1072209,04	0,211794	0,000531145	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	20	765863,6	0,201411	0,00059027	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	2,05					Mbc <sub>(x)</sub>	64	2507652,55	0,484303	0,001216994	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	21	814148,08	0,56395	0,001421764	0,00180	0,0292	0,00142	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
9	2,58	3,3	911,2	0,712121	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	21	2083823,28	0,414169	0,001035354	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	5159943,34	1,359687	0,003463012	0,00180	0,0292	0,00345	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,3					Mbc <sub>(x)</sub>	21	2083823,28	0,414169	0,001035354	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	52	5159943,34	1,359687	0,003463012	0,00180	0,0292	0,00345	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
10	2,65	1,6	911,2	1,65625	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	40	4933068,8	0,184331	0,000426302	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	13	3023247,39	0,070798	0,000190988	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	1,6					Mbc <sub>(x)</sub>	40	4933068,8	0,184331	0,000426302	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	13	3023247,39	0,070798	0,000190988	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
11	1,3	3,3	911,2	0,939939	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	87	1329623,04	0,349671	0,000878719	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	21	2083823,28	0,414169	0,001035354	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,3					Mbc <sub>(x)</sub>	87	1329623,04	0,349671	0,000878719	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	21	2083823,28	0,414169	0,001035354	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
12	4,44	1,6	911,2	2,375	1 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	52	5159943,34	1,359687	0,003463012	0,00180	0,0292	0,00345	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	42	4933068,8	0,184331	0,000426302	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	1,6					Mbc <sub>(x)</sub>	52	5159943,34	1,359687	0,003463012	0,00180	0,0292	0,00345	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	42	4933068,8	0,184331	0,000426302	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
13	4,54	3,2	911,2	1,41875	2 arah	Mbc <sub>(x)</sub>	83	1936117,76	0,382443	0,000961546	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	57	1329623,04	0,349671	0,000878719	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,2					Mbc <sub>(x)</sub>	83	1936117,76	0,382443	0,000961546	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	57	1329623,04	0,349671	0,000878719	0,00180	0,0292	0,00180	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
	3,2					Mbc <sub>(x)</sub>	76	7091322,88	1,400755	0,003771159	0,00180	0,0292	0,00358	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552
						Mbc <sub>(y)</sub>	57	5158492,16	1,396863	0,003571751	0,00180	0,0292	0,00357	188,1378488	3	333,3333333	f10 - 300 mm	2,77199552

## 5.2. Perencanaan Struktur Tangga

Pada gedung asrama ini terdapat dua jenis tangga yang digunakan, berikut perhitungan dimensi dan penulangan tangga.

### 5.2.1. Tangga 1

#### 1. Data Perencanaan

- Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 40 Mpa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Lebar injakan ( $i$ ) : 25 cm
- Tanjakan ( $t$ ) : 17 cm
- Tebal pelat tangga: 12 cm
- Panjang Bordes : 180 cm
- Lebar bordes : 300 cm
- Lebar tangga : 140 cm
- Tinggi antar lantai: 450 cm
- Tinggi bordes : 225 cm
- Panjang tangga : 330 cm
- Decking tulangan : 2 cm

Syarat Perencanaan tangga :

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

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

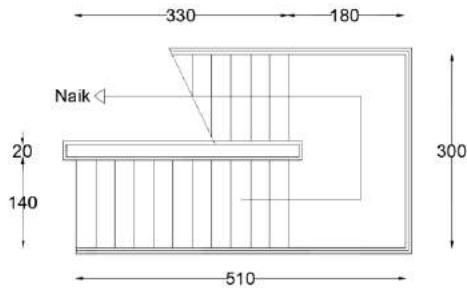
$$2t + i = 2(17) + 30 = 64 \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{225}{17} = \sim 14 \text{ buah}$$

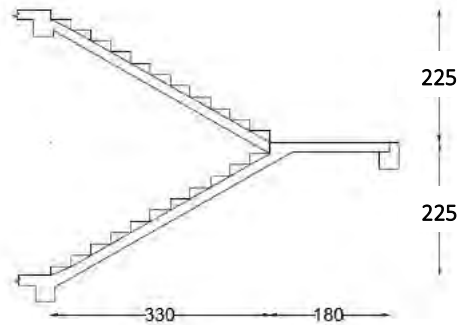
$$\text{Jumlah injakan (n)} = 14 - 1 = 13 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg \left( \frac{225}{30 \times 13} \right) = 30^\circ, \text{ memenuhi persyaratan}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK)}$$



*Gambar 5.3 Tampak atas Tangga 1*



*Gambar 5.4 Tampak Samping Tangga 1*

## 2. Pembebanan Tangga dan Bordes

### a. Pembebanan Tangga

#### Beban Mati

- Pelat tangga =  $\frac{0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 30^\circ}$   
= 332.55 kg/m<sup>2</sup>
  - Spesi (t = 2 cm) = 2 x 21 = 42 kg/m<sup>2</sup>
  - Tegel 2x24 = 48 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat pegangan = 30 kg/m<sup>2</sup>
- $q_{DT} = 452.55 \text{ kg/m}^2$

#### Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 452.55 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1023.065 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### b. Pembebanan Bordes

#### Beban Mati

- Pelat bordes =  $0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$   
=  $288 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) =  $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel 2x24 =  $48 \text{ kg/m}^2$   
 $q_{DT} = 378 \text{ kg/m}^2$

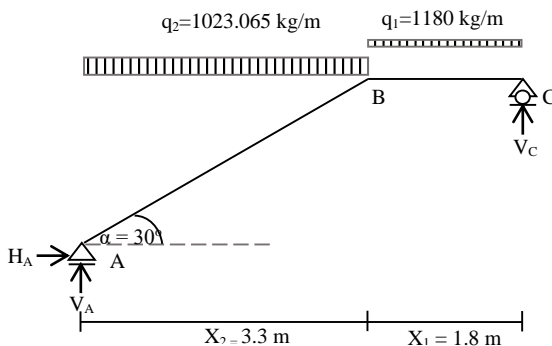
#### Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 378 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 933.6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 3. Perhitungan Gaya Pada Tangga

Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada tangga menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi rol.



*Gambar 5.5 Permodelan Struktur Tangga 1*

Berdasarkan gambar 5.5 dilakukan perhitungan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur tangga tersebut.

$$\Sigma M_c = 0$$

$$V_a \times 5.1 - \{(1023.065 \times 3.3) ((0.5 \times 3.3) + 1.8)\} - \{(1180 \times 1.8) (0.5 \times 1.8)\} = 0$$

$$V_a = 2580.39 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$V_c \times 5.1 - \{(1180 \times 1.8) ((0.5 \times 1.8) + 3.3)\} - \{(1023.065 \times 3.3) (0.5 \times 3.3)\} = 0$$

$$V_c = 2476.19 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$2580.39 + 2476.19 - (2476.19 \times 1.8) - (2580.39 \times 3.3) = 0$$

(OK)

• **Gaya Normal**

Bentang  $x_1$

$$N_{x_1} = 0$$

Bentang  $x_2$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \quad \rightarrow N_a &= -V_a \sin 30^\circ + H_b \cos 30^\circ \\ &= -2580.39 \sin 30^\circ + 0 \\ &= -1290.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3.30 \text{ m} \quad \rightarrow N_b &= N_a + q \times 3.30 \sin 30^\circ . \\ &= -1290.2 + 1023.065 \times 3.3 \sin 30^\circ . \\ &= 397.86 \text{ kg} \end{aligned}$$

• **Gaya Lintang**

Bentang  $x_1$

$$D_{x_1} = q_1 \cdot x_1 - V_c = (933.6 \cdot x_1) - 2476.19$$



$$\begin{aligned} \text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} &\rightarrow D_C = -2476.2 \text{ kg} \\ x_1 = 1.8 \text{ m} &\rightarrow D_B = -795.72 \text{ kg} \end{aligned}$$

Bentang  $x_2$

$$D_{x_2} = V_a - q_2 \cdot x_2$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} &\rightarrow D_A = 2580.39 \text{ kg} \times \sin 30 = 1290.198 \\ x_2 = 3.3 \text{ m} &\rightarrow D_B = 1290.198 - (1023.07 \times 3.3 \times \sin 30) \\ &= -397.858 \text{ kg} \end{aligned}$$

### • Perhitungan Momen

Bentang  $x_1$

$$M_{x_1} = V_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot x_1^2$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} &\rightarrow M_C = 0 \\ x_1 = 1.8 \text{ m} &\rightarrow M_B = 2476.19 \times 1.8 - \frac{1}{2} \cdot 1180 \times 1.8^2 \\ &= 2944.722 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Bentang  $x_2$

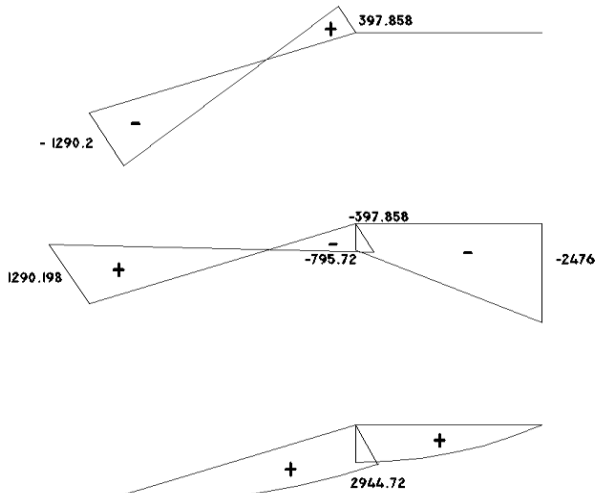
$$M_{x_2} = V_a \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot x_2^2$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} &\rightarrow M_A = 0 \\ x_2 = 3.3 \text{ m} &\rightarrow M_B = 2580.39 \times 3.3 - \frac{1}{2} \cdot 1023.065 \times 3.3^2 \\ &= 2944.722 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat :

$$x_2 = \frac{2580.39}{1023.065} = 2.52 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 2580.39 x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1023.065 x_2^2 \\ &= 2580.39 \times 2.52 - \frac{1}{2} \times 1023.065 \times 2.52^2 \\ &= 3254.167 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 5.6 Gaya Dalam pada Tangga 1

#### 4. Perhitungan Penulangan Tangga

##### Untuk Anak Tangga

- $f'_c$  : 40 MPa
- $f_y$  : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 120 - 20 - (16/2) = 92$  mm
- $\beta_1 = 0.764$
- $\rho_{\min} = 0.0018$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{490}{0.85 \times 40} = 11.765$
- 

##### Untuk Bordes

- $f'_c$  : 40 MPa
- $f_y$  : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 1200 - 20 - (16/2) = 92$  mm

- $\beta_1 = 0.764$
- $\rho_{\max} = 0.025$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$

### a. Penulangan Pelat Tangga

$$Mu = 3254.167 \text{ kgm} = 32541669.17 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = 4.27 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.27 \times 11.764}{400}} \right) = 0.0114$$

$$\rho_{\min} < \rho \text{ gunakan } \rho$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0.0114 \times 1000 \times 92 = 1053.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur **D16-150** ( $A_{S_{\text{pakai}}} = 1206.37 \text{ mm}^2$ )

As tulangan bagi = 20%  $A_S = 0.2 \times 1053.5 = 210.7 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan **D8 – 150** ( $A_{S_{\text{pakai}}} = 251.33 \text{ mm}^2$ )

### b. Penulangan Pelat Bordes

$$Mu = 2944.722 \text{ kgm} = 29447217.3 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{29447217.3}{0.9 \times 1000 \times 92^2} = 3.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 3.86}{400}} \right) = 0.0102$$

$$\rho_{\min} < \rho \text{ gunakan } \rho_{\text{perlu}} = 0.0102$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0.0102 \times 1000 \times 92 = 946.37 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur **D16-150** ( $A_{S_{pakai}} = 1005.31 \text{ mm}^2$ )

As tulangan bagi = 20%  $A_S = 0.2 \times 946.37 = 189.27 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan **D8 – 150** ( $A_{S_{pakai}} = 201.06 \text{ mm}^2$ )

### c. Penulangan Balok Bordes

Digunakan dimensi balok bordes 30/40

#### Beban Mati

- Pelat bordes =  $288 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m}$   
= 518.4 kg/m
- Berat balok =  $0.3 \times 0.4 \times 2400$   
= 288kg/m

$$q_{DT} = 806.4 \text{ kg/m}$$

#### Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m}$$

$$= 540 \text{ kg/m}$$

Kombinasi  $q_u = 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT}$

$$q_u = (1.2 \times 806.4 \text{ kg/m}) + (1.6 \times 540 \text{ kg/m})$$

$$q_u = 1831.68 \text{ kg/m}$$

$$M_u = -1/8 \times q_u \times l^2$$

$$= -1/8 \times 1831.68 \times 3^2$$

$$= 2060.64 \text{ kgm}$$

$$d = 400 - 40 - (0.5 \times 16) - 8 = 344 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{2060.64}{0.9} = 22896000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{22896000}{300 \times 344^2} = 0.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{400} = 0.0035$$

$$\rho = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.167 \times 0.52}{400}} \right) = 0.0016$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ , pakai  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0.0035 \times 300 \times 344 = 361.2 \text{ mm}^2$$

Pasang **2D16** ( $A_s = 402.12 \text{ mm}^2$ )

Dipakai tulangan tekan praktis **2D16** ( $A_s = 402 \text{ mm}^2$ )

Perhitungan penulangan Geser :

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \times 1831.68 \times 3 = 2747.52 \text{ Kg} = 27475.2 \text{ N}$$

$$v_c = \frac{b \cdot w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 \times 344 \cdot \sqrt{40}}{6} = 1087824 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 1087824 = 652694.1 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c$  (Tidak perlu tulangan geser)

Maka digunakan tulangan geser praktis :

$\phi 10-150$  (Pada daerah tumpuan)

$\phi 10-200$  (Pada daerah lapangan)

*Tabel 5.4 Rekap penulangan untuk jenis tangga 1-3*

TANGGA 2 (3.6m)		
Pelat tangga	D16-150	D8-150
Pelat bordes	D16-150	D8-150
Balok bordes	2D16-250	Tidak butuh tulangan geser

TANGGA3 (3.55m)		
-----------------	--	--

Pelat tangga	D16-150	D8-150
Pelat bordes	D16-150	D8-150
Balok bordes	2D16-250	Tidak butuh tulangan geser

### 5.3. Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Asrama pusdiklat pajak Jakarta ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 30/40 untuk bentang 7.2 m

#### 5.3.1. Perencanaan Balok Anak Lantai 1-10

Mu dari SAP tumpuan = 3527.96 kgm ; lapangan = 2050.67 kgm

##### 5.3.1.1. Penulangan Balok Anak 1-10

Data Perencanaan :

- $f_c' = 40 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Tul. Balok Diameter (D) = 16 mm
- Tul. Sengkang Diameter (D) = 10 mm
- $b = 30 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$
- $d = h - (\text{decking} + \emptyset_{\text{sengkang}} + 1/2 \cdot \emptyset_{\text{tul. utama}})$   
= 342 mm

### 1. Perhitungan Tulangan Lentur Lapangan

#### Menentukan harga $\beta_1$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)})$$

$$= 0.764$$

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

**Mencari  $\rho$  balance**

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \quad (\text{SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2)})$$

$$= 0.0389$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.029$$

**Mencari  $\rho$  maksimum**

$$\rho_{\max} = 0.024 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1)})$$

$$\rho_{\max \text{ terkecil}} = 0.024$$

**Mencari  $\rho$  minimum**

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)})$$

$$= 0.0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)})$$

$$= \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\min \text{ terbesar}} = 0.0039$$

**Menentukan harga m**

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 11.764$$

**Menentukan Mn yang digunakan**

$$\mathbf{a. \quad Mn = Mu/\Phi}$$

$$Mu = 2050.67 \text{ kgm}$$

$$a = (As \times f_y) / (0.85 \times 9 f'_c \times b) = 7.885 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{7.885}{0.85} = 9.276 \text{ mm}$$

$$e_t = 0.003 \times (d/c - 1) = 0.108 > 0.005$$

$$\text{digunakan } \Phi = 0.9$$

$$M_n = 2050.67 / 0.9 = 2278.52 \text{ kgm}$$

**b.  $M_n = C_c (d - 0.5 \times \text{tebal pelat})$**

be adalah lebar efektif balok T menerima beban, harga be didapat

- $be = \frac{1}{4} L = 0.25 \times 7200 = 1800 \text{ mm}$
- $be = bw + 8 \times \text{tebal pelat} = 300 + 8 \times 12 = 420 \text{ mm}$
- $be = l_n = \text{bentang bersih balok}$   
 $= 7200 - 2(0.3 \times 0.4) = 7199.76 \text{ mm}$

dari ketiga be yang didapat diambil harga yang paling kecil sebagai harga yang paling menentukan, jadi **be = 420 mm**

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times be \times \text{tebal pelat}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 420 \times 12 = 160650$$

$$M_n = C_c (d - 0.5 \times \text{tebal pelat})$$

$$= 160650 (342 - 0.5 \times 12) / 10000 = 5373.75 \text{ kgm}$$

Dari harga  $M_n$  yang didapat diambil harga  $M_n$  yang terbesar dari 2050.67 kgm dan 5373.75 kgm, sebagai harga yang menentukan, jadi  **$M_n = 5373.75 \text{ kgm}$**

**Menentukan  $R_n$**

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{5373.65}{300 \times 342^2} = 1.53 \text{ N/mm}$$

**Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :**

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0.0039$$

Dimana :

$$0.0039 < 0.0039 \quad \rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$\text{Jadi } \rho_{\text{pakai}} = 0.003919$$

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

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

$$A_s = 0.003919 \times 300 \times 342 = 402.08 \text{ mm}^2$$



Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

$$= 1.78$$

**Pakai ~ 2 buah tulangan 2D16**

Menentukan jarak tulangan

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

$$= \frac{300 - 2 \times 16 - 2 \times 40 - 2 \times 10}{2 - 1}$$

$$= 168 \text{ mm}$$

Jarak 168 mm > 25 mm...memenuhi (dipakai 160 mm)

## 2. Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan :

1. Hitung  $V_u$  pada titik berjarak  $d$  dari ujung perletakan
2. Cek  $V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :
  - a.  $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  Tidak perlu penguatan geser  
(5.1)
  - b.  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$  perlu tulangan geser minimum

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad (5.2 \text{ dan } 3)$$

$$S \leq d/2$$

c.  $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow$  diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad (5.4 \text{ dan } 5)$$

$$S \leq d/2$$

d.  $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$  perlu tulangan geser. (5.6)

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$S \text{ mak} = d/2$$

e.  $\phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$  perlu tulangan geser. (5.7)

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (5.8)$$

$$S \text{ max} = d/4$$

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (5.9)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d \quad (5.10)$$

$$\Phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

- $V_c$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton
- $V_s$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
- $V_n$  = Kekuatan geser Nominal ( $V_c + V_s$ )
- $V_u$  = Gaya geser Berfaktor

Menurut **SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.3.4** :

Jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $d/2$ .

## 1. Cek Kemampuan Penampang

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

Data penampang yang di cek

$$V_u = 2372.15 \text{ kg}$$

$$V_s = 1/3 \times f_c' \times b_w \times d = 216299.8 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 342 = 108149.9 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) &= 0.6 (108149.9 + 2/3 \cdot 40 \cdot 400 \cdot 342) \\ &= 324450 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi (V_c + 2/3 (f_c')^{0.5} \cdot b_w \cdot d) \dots\dots \text{OK}$$

## 2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

### 1. $V_u \leq 0.5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 108149.9 = 4055621 \text{ N}$$

$$V_u = 23721.5 \text{ N} \geq 4055621 \text{ (memenuhi)}$$

### 2. $0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum

$$0.5 \phi V_c = 32444.967$$

$$V_u = 23721.5 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 64889.93759$$

$$32444.967 \leq 23721.5 \leq 64889.93759 \text{ (tidak memenuhi)}$$

### 3. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser

$$\phi V_c = 64889.94 \text{ kg}$$

$$V_u = 23721.5 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) = 85409.93 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \text{ (tidak memenuhi)}$$

### 4. $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser

$$\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) = 85409.94 \text{ N}$$

$$V_u = 23721.5 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \cdot B_w \cdot d) = 194669.8 \text{ kg}$$

$$\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) > V_u < \phi(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \text{ (tidak memenuhi)}$$

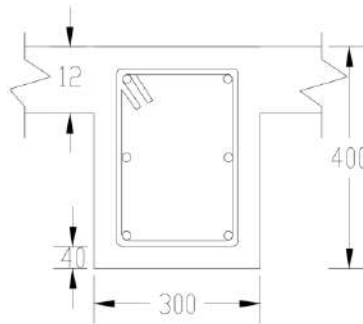
Jadi termasuk kategori 1 → tidak dipakai tulangan geser minimum

$$A_v = 2 \times \text{luas tulangan sengkang} = 157.08 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} = D/2 = 171 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

$$\phi 10-150$$



*Gambar 5.7 Detail Penulangan Balok anak*

#### 5.4. Perencanaan Balok Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkat orang/barang menuju ke lantai yang berbeda tinggi. Perencanaan balok lift meliputi balok balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpang lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh PT. Jaya Kencana dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : Sigma

- Kecepatan : 1.75 m/s
- Kapasitas : 1600 kg
- Lebar pintu (opening width) : 1100 mm
- Dimensi sangkar (car size) :
  - outside : 2500 x 2800 mm<sup>2</sup>
  - inside : 1500 x 2300 mm<sup>2</sup>
- Dimensi ruang mesin : 2500 x 2800 mm<sup>2</sup>
- Beban reaksi ruang mesin :
  - $R_1 = 10200$  kg (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)
  - $R_2 = 7000$  kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

#### 5.4.1. Perencanaan Dimensi Awal balok lift

##### a. Balok Penggantungan lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} 30 = 26.7 \text{ cm, ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift **30/40**.

##### b. Balok Penumpu lift

Panjang balok penumpu lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} 40 = 26.7 \text{ cm, ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penumpu lift **30/40**.

### 5.4.1.1. Pembebanan balok lift

#### 1. Beban yang bekerja pada balok penumpang

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

#### 2. Koefisien kejutan beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejutan yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

- $\Psi$  = koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.
- $v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.
- $k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.
- $k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \cdot \Psi = (10200 + 7000) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ &= 17200 \cdot 1,78 = 30616 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 5.4.1.2. Pembebanan Balok Penggantungan Lift

Beban mati ( $q_d$ ) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0.30 \times 0.40 \times 2400 \\ &= 864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0.12 \times 3 \times 2400 \\ &= 864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat aspal} &= 2 \times 3 \times 14 \\ (\text{t} = 2 \text{ cm}) &= 84 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d = 1812 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ( $q_l$ ) :

$$q_l = 400 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berfaktor } q_u &= 1.2 q_d + 1.6 q_l \\ &= 1.2 \times 1812 + 1.6 \times 400 = 2814.4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift  $P = 30616 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P = 19529.6 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL = 26128.2 \text{ kgm}$$

### 5.4.1.3. Pembebanan Balok Penumpu Lift

Beban mati ( $q_d$ ) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0.30 \times 0.40 \times 2400 \\ &= 864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0.12 \times 3 \times 2400 \\ &= 864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat aspal} &= 2 \times 3 \times 14 \\ (\text{t} = 2 \text{ cm}) &= 84 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d = 1812 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ( $q_l$ ) :

$$q_l = 400 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berfaktor } q_u &= 1.2 q_d + 1.6 q_l \\ &= 1.2 \times 1812 + 1.6 \times 400 = 2814.4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift  $P = 30616 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P = 19529.6 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL = 26128.2 \text{ kgm}$$

## 5.4.2. Penulangan Balok Lift

### 5.4.2.1. Penulangan Balok Penggantung Lift

Data Perencanaan :

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

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

Tul. Balok Diameter (D) = 16 mm

Tul. Sengkang Diameter (D) = 10 mm

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 342 \text{ mm}$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_c' \times b) = 15.77 \text{ mm}$$

$$c = 20.63 \text{ mm}$$

$$c/d = 0.06$$

$$e_t = 0.003 \times (d/c - 1) = 0.047 > 0.005$$

digunakan  $\phi = 0.9$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{400} = 0.00395$$

$$\beta_1 = 0.764$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11.764$$

## Perhitungan Tulangan Lentur



$$Rn = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{261282000}{0,9 \times 300 \times 342^2} = 0.83 N / mm$$

$$\rho = \frac{1}{11,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.83 \times 11.764}{400}} \right) = 0.0021$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ , pakai  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{pakai}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.0035 \times 300 \times 342 \\ &= 359.1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **2 D 16** ( 402.13 mm<sup>2</sup> )

Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2\phi_{\text{sengkang}} - 2.\text{decking} - n.\phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25\text{mm} \\ &= \frac{400 - (2).(10) - (2).(40) - (4).(16)}{2 - 1} = 83\text{mm} \geq 25\text{mm} \end{aligned}$$

**(OK)**

### Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 19529 \text{ kg} = 195296 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 342 \\ &= 108149.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= 1/3 \cdot 300 \cdot 342 \\ &= 34200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= 1/3 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 216299 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c + \phi \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \sqrt{f'c} = 4106969 \text{ N}$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.6, yaitu

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} < V_u < \phi V_c + \phi \frac{2}{3} b w d \sqrt{f'c} \quad (\text{perlu tulangan geser})$$

Syarat  $s_{\max} < d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm}$  dan  $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot 10^2 = 157.07 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 10 - 150 \text{ mm}$

Kontrol  $V_{\text{spakai}}$

$$V_{\text{spakai}} = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.07 \times 400 \times 342}{150} = 190305.97 > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

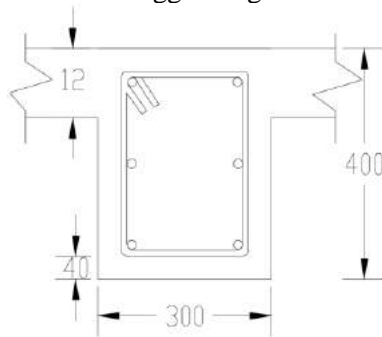
- Tulangan lentur : **2 D 16**
- Tulangan geser : **D10 – 150**

#### 5.4.2.2. Penulangan Balok Penumpu Lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : **2 D 16**
- Tulangan geser : **D10 – 150**

Detail Penulangan Balok Penggantung dan Penumpu lift



*Gambar 5.8 Detail Penulangan Balok Lift*

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB VI**

### **PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA**

#### **6.1. Data Perencanaan**

Data-data perencanaan pembebanan Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta yang digunakan adalah sebagai berikut :

Fungsi Bangunan : Gedung Asrama  
Lokasi : Jakarta Barat  
Kelas Situ : SE  
Kategori Resiko : II  
Mutu Beton ( $f'c$ ) : 40 MPa  
Mutu Baja : 400 MPa (Balok dan Kolom)  
Ketinggian Lantai : 31.45 m  
Lantai 1 – 2 : 4.5 m  
Lantai 3 – 10 : 3.6 m  
Lantai 11 : 3.55m

▪ **Beban Mati**

- Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Adukan finishing (spesi) : 21 kg/m<sup>3</sup>
- Tegel : 24 kg/m<sup>3</sup>
- Dinding : 250 kg/m<sup>3</sup>
- Plafond : 11 kg/m<sup>3</sup>
- Penggantung : 7 kg/m<sup>3</sup>
- Plumbing + Ducting : 30 kg/m<sup>3</sup>

▪ **Beban Hidup**

- Lantai Atap : 96 kg/m<sup>2</sup>
- Lantai Asrama : 250 kg/m<sup>2</sup>
- Lantai *Multifunction Hall* : 400 kg/m<sup>2</sup>
- Pelat Tangga : 300 kg/m<sup>2</sup>

## 6.2. Pembebanan Gravitasi

### 6.2.1. Pembebanan Metode Manual

#### Pembebanan Pada Lantai Atap

Tabel 6.1 Berat Lantai Atap

Lantai ATAP							
Beban Mati	Nama	b (m)	h (m)	l (m)	berat (kg/m <sup>3</sup> )	jumlah	total
Balok Induk	BL 1	0.4	0.6	260.4	2400	1	149990
Balok Anak	BA1	0.2	0.3	49.6152	2400	1	7144.59
	BA2	0.3	0.4	49.6152	2400	1	14289.2
Kolom	K1	0.6	4.5	0.6	2400	48	
Dinding			4.5	214.15	250	1	0
Pelat Lantai			0.12	573	2400	1	165024
Penggantung				573	7	1	4011
Spesi				573	21	1	12033
Tegel				573	24	1	13752
Plafond				573	11	1	6303
Ducting + Plumbing				573	25	1	14325
tangga						1	0
<b>Beban Hidup</b>							
lantai 1-4				96		1	96
<b>wd</b>							<b>386872</b>
<b>wl</b>							<b>96</b>

### Pembebanan Pada Lantai 1 – 3

Tabel 6.2 Berat Lantai 1 – 3

Lantai 1-3							
Beban Mati	Nama	b (m)	h (m)	l (m)	berat (kg/m <sup>3</sup> )	jumlah	total
Balok Induk	BL 1	0.4	0.6	260.4	2400	3	449971
Balok Anak	BA1	0.2	0.3	49.6152	2400	3	21433.8
	BA2	0.3	0.4	49.6152	2400	3	42867.5
Kolom	K1	0.85	4.5	0.85	2400	48	374544
Dinding			4.5	214.15	250	3	722756
Pelat Lantai			0.12	573	2400	3	495072
Penggantung				573	7	3	12033
Spesi				573	21	3	36099
Tegel				573	24	3	41256
Plafond				573	11	3	18909
Ducting + Plumbing				573	25	3	42975
tangga						3	0
<b>Beban Hidup</b>							
lantai 1-3				250		3	750
<b>wd</b>							<b>2257917</b>
<b>wl</b>							<b>750</b>

### Pembebanan Pada Lantai 4-10

Tabel 6.3 Berat Lantai 4-10

Lantai 4-10							
Beban Mati	Nama	b (m)	h (m)	l (m)	berat (kg/m <sup>3</sup> )	jumlah	total
Balok Induk	BL 1	0.4	0.6	260.4	2400	6	899942
Balok Anak	BA1	0.2	0.3	49.6152	2400	6	42867.5
	BA2	0.3	0.4	49.6152	2400	6	85735.1
Kolom	K1	0.6	3.6	0.6	2400	48	149299
Dinding			3.6	214.15	250	6	1156410
Pelat Lantai			0.12	573	2400	6	990144
Penggantung				573	7	6	24066
Spesi				573	21	6	72198
Tegel				573	24	6	82512
Plafond				573	11	6	37818
Ducting + Plumbing				573	25	6	85950
tangga						6	0
<b>Beban Hidup</b>							
lantai 1-4				250		6	1500
<b>wd</b>							<b>3626942</b>
<b>wl</b>							<b>1500</b>

## Pembebanan Pada Lantai 11

Table 6.4 Berat Lantai 11

Lantai 11								
Beban Mati	Nama	b (m)	h (m)	l (m)	berat (kg/m <sup>3</sup> )	jumlah	total	
Balok Induk	BL 1	0.4	0.6	260.4	2400	1	149990	
Balok Anak	BA1	0.2	0.3	49.6152	2400	1	7144.59	
	BA2	0.3	0.4	49.6152	2400	1	14289.2	
Kolom	K1	0.6	3.55	0.6	2400	48	147226	
Dinding			3.55	214.15	250	1	190058	
Pelat Lantai			0.12	573	2400	1	165024	
Penggantung				573	7	1	4011	
Spesi				573	21	1	12033	
Tegel				573	24	1	13752	
Plafond				573	11	1	6303	
Ducting + Plumbing				573	25	1	14325	
tangga						1	0	
<b>Beban Hidup</b>								
lantai 1-4				400		1	400	
<b>wd</b>								<b>724156</b>
<b>wl</b>								<b>400</b>

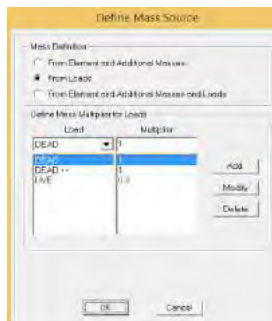
Dinding Geser = **554400 kg**

Jadi berat total adalah :

WD : 12143813.43 kg

WL : 2746 kg

### 1.1 6.2.2 Pembebanan Menggunakan SAP



Gambar 6.1 Mass Source



Tabel 6.5 Berat dari SAP

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf
1D + 0.3L	Combination	0.00000002267	0.00000000894	11102111.43

Total berat Gedung Rumah Sakit Pekanbaru berdasarkan reaksi Vertikal yang terjadi pada perletakan di SAP adalah :

$$W_{\text{total SAP}} = 11,102,111.43 \text{ kg}$$

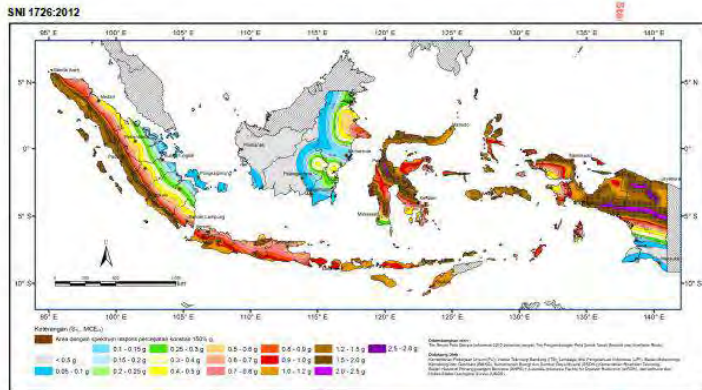
$$W_{\text{total Manual}} = 12,143,813.96 \text{ kg}$$

Selisih antara Hitungan SAP dan manual sebesar 8.589 %

### 6.3. Analisa Beban Gempa

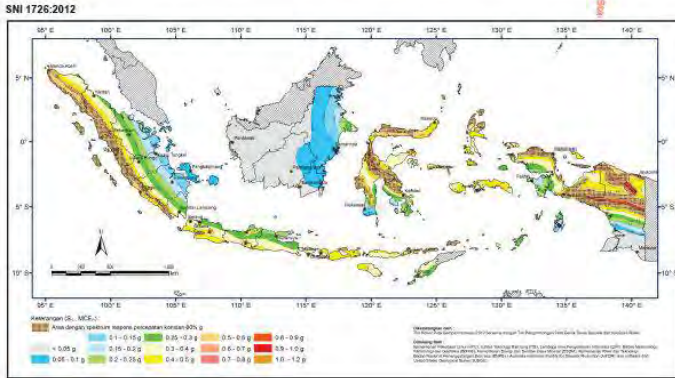
#### 6.3.1. Percepatan Respon Spektrum (MCE<sub>R</sub>)

Penentuan wilayah gempa dilihat pada gambar 4. berikut



Gambar 6.2 Peta untuk Menentukan Harga Ss

Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral, 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari gambar 6.1 untuk daerah Jakarta Barat didapatkan nilai Ss = 0.676 g.



Gambar 6.3 Peta untuk Menentukan  $S_1$

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SE. Dari gambar 6.2 untuk wilayah Jakarta Barat  $S_1 = 0.298$

Nilai  $F_a$  (koefisien situs periode 0.2 detik) dan  $F_v$  (koefisien untuk periode 1 detik) didapat dari tabel 4.7 dan tabel 4.5 (tabel 4 dan 5 SNI 1726:2012)

Tabel 6.6 Koefisien  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_2$				
	$S_2 \leq 0,25$	$S_2 = 0,5$	$S_2 = 0,75$	$S_2 = 1,0$	$S_2 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_2$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 6.7 Koefisien Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE <sub>R</sub> terpetakan pada periode 1 detik, S <sub>1</sub>				
	S <sub>1</sub> ≤ 0,1	S <sub>1</sub> = 0,2	S <sub>1</sub> = 0,3	S <sub>1</sub> = 0,4	S <sub>1</sub> ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>a</sup>				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S<sub>1</sub> dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sehingga dari data diatas didapat :

$$F_a = 1.348$$

$$F_v = 2.808$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \text{ (SNI 03 - 1726 - 2012 Pers. 6.2 - 5)} \\ &= 1.348 \times 0.676 \\ &= 0.911 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \text{ (SNI 03 -1726 - 2012 Pers. 6.2 - 6)} \\ &= 2.808 \times 0.298 = 0.837 \end{aligned}$$

### 6.3.2. Parameter Kecepatan Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.911 = 0.607$$

(SNI 03 -1726-2012 Pers 6.2 -7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.837 = 0.558$$

(SNI 03 -1726-2012 Pers 6.2 -8)

### Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726:2012 kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6

**Tabel.** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan (a) Pada periode pendek (S<sub>DS</sub>) (b) Pada periode 1 detik (S<sub>D1</sub>)

(a)

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

(b)

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

Untuk  $S_{DS}$  sebesar 0,607 dan  $S_{D1}$  sebesar 0,558 dan kategori risiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) (SNI 1726:2012 tabel 9)

### 6.3.3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

$T_a$  = periode fundamental pendekatan

Pendekatan yang digunakan untuk struktur dengan dinding geser berdasarkan SNI 1726:2012 adalah :

$$T_a = \frac{0.0062h_n}{\sqrt{C_w}}$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[ 1 + 0.83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

$h_n$  = ketinggian struktur = 41.35 m

$A_b$  = Luas Struktur

$A_i$  = Luas dinding geser

$D_i$  = panjang dinding geser

$h_i$  = tinggi dinding geser

$x$  = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$T_{ax} = \frac{0.0062 \times 41.35}{\sqrt{0.1614}} = 0.638 \text{ detik}$$

$$T_{ay} = \frac{0.0062 \times 41.35}{\sqrt{0.0279}} = 1.533 \text{ detik}$$

**Tabel 6.8 Koefisien Batas Atas Periode Gedung**

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

$$T_a = 1.533 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} T &= C_u \times T_a \\ &= 1.4 \times 1.533 \\ &= 2.146 \text{ detik} \end{aligned}$$

**Tabel 6.9 Periode Berdasarkan Permodelan SAP2000**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	1.585217
MODAL	Mode	2	1.512153
MODAL	Mode	3	1.248396
MODAL	Mode	4	0.721205
MODAL	Mode	5	0.720049
MODAL	Mode	6	0.719791
MODAL	Mode	7	0.716882
MODAL	Mode	8	0.570553
MODAL	Mode	9	0.552992
MODAL	Mode	10	0.55292
MODAL	Mode	11	0.543361
MODAL	Mode	12	0.509113
MODAL	Mode	13	0.501678
MODAL	Mode	14	0.501603
MODAL	Mode	15	0.500471
MODAL	Mode	16	0.500397
MODAL	Mode	17	0.451093
MODAL	Mode	18	0.450928
MODAL	Mode	19	0.450868
MODAL	Mode	20	0.450784
MODAL	Mode	21	0.450716
MODAL	Mode	22	0.450655
MODAL	Mode	23	0.450645
MODAL	Mode	24	0.450474
MODAL	Mode	25	0.450384
MODAL	Mode	26	0.450224
MODAL	Mode	27	0.450141
MODAL	Mode	28	0.450127
MODAL	Mode	29	0.364831
MODAL	Mode	30	0.363147
MODAL	Mode	31	0.363089
MODAL	Mode	32	0.363021
MODAL	Mode	33	0.362963
MODAL	Mode	34	0.362886
MODAL	Mode	35	0.362874
MODAL	Mode	36	0.362656
MODAL	Mode	37	0.362513
MODAL	Mode	38	0.362471
MODAL	Mode	39	0.357481
MODAL	Mode	40	0.357428
MODAL	Mode	41	0.350001
MODAL	Mode	42	0.34882
MODAL	Mode	43	0.347326
MODAL	Mode	44	0.346618
MODAL	Mode	45	0.346545
MODAL	Mode	46	0.346445
MODAL	Mode	47	0.346356
MODAL	Mode	48	0.346317
MODAL	Mode	49	0.346173
MODAL	Mode	50	0.34603
MODAL	Mode	51	0.345854
MODAL	Mode	52	0.345845
MODAL	Mode	53	0.345814
MODAL	Mode	54	0.344712
MODAL	Mode	55	0.33955
MODAL	Mode	56	0.324574
MODAL	Mode	57	0.318485
MODAL	Mode	58	0.316441
MODAL	Mode	59	0.315119
MODAL	Mode	60	0.312388

T terbesar yang diperoleh dari SAP = 1.58 detik, periode yang terjadi berdasarkan perhitungan SAP harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$T_a < T_{SAP} < T$$

1.048 detik < 1.58 detik < 2.14 detik

Memenuhi persyaratan.

#### 6.3.4. Kontrol Gaya Geser Dasar

Koefisien respons seismic  $C_s$ , harus sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2012 pasal 7.8.1.1

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

Dimana:

$$S_{DS} = 0.607$$

$$S_{D1} = 0.558$$

$$R=7 \text{ (Tabel 9 SNI 1726:2012)}$$

$$I= 1.0 \text{ (Gedung Asrama, Tabel 1 SNI 1726:2012)}$$

$$C_s = \frac{0.607}{\left(\frac{6.5}{1.0}\right)} = 0.0935$$

Nilai  $C_s$  tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0.558}{1.583 \left(\frac{7}{1.0}\right)} = 0.0503$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari

$$C_s = 0.044 S_{DS} I > 0.01$$

$$C_s = 0.044 \times 0.607 \times 1 > 0.01$$

$$C_s = 0.027 > 0.01$$

Maka nilai  $C_s$  diambil 0.0503

### Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan diatas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

*Tabel 6.10 Berat Gedung Berdasarkan SAP2000*

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf
1D + 0.3L	Combination	0.00000002267	0.00000000894	11102111.43

$$V = C_s \times W$$

Dimana:

$$C_s = 0.0503$$

$$W_{\text{total SAP}} = 11102111.43 \text{ kg}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} V &= 0.0503 \times 11102111.43 \text{ kg} \\ &= 558918.823 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0.85V/Vt (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000 dengan faktor skala sebesar g.I/R atau sebesar (9,81x1/7)=1.401 didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut :

*Tabel 6.11 Gaya Geser Gempa SAP2000*

Beban	Global FX (kgf)	Global FY (kgf)
Gempa Arah X	<b>330269,80</b>	6805.61
Gempa Arah Y	6805.55	<b>314584,57</b>



$$\begin{aligned}
 V &= 558918.823 \text{ kg} \\
 0.85 V &= 475080.999 \text{ kg} \\
 V_{xt} &= 330269,80 \text{ kg} \\
 V_{yt} &= 314584,57 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka:

Untuk arah x,

$$\begin{array}{rcl}
 V_{xt} & > & 0.85 V \\
 330269,80 \text{ kg} & < & 475080.999 \text{ kg (NOT OK)}
 \end{array}$$

Untuk arah y,

$$\begin{array}{rcl}
 V_{yt} & > & 0.85 V \\
 314584,57 \text{ kg} & < & 475080.999 \text{ kg (NOT OK)}
 \end{array}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung dari hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala sebesar 0.85 V/Vt

Arah x :

$$\frac{0.85V}{V_{xt}} = \frac{475080.999 \text{ kg}}{330269,80 \text{ kg}} = 1.438 \approx 1.44$$

Arah y :

$$\frac{0.85V}{V_{yt}} = \frac{475080.999 \text{ kg}}{314584,57 \text{ kg}} = 1.510 \approx 1.52$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada scale factor untuk Define Respons Spectra. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 6.12 Gaya Geser Gempa Faktor Skala SAP2000

Beban	Global FX (kgf)	Global FY (kgf)
Gempa Arah X	495051.10	14291.79
Gempa Arah Y	14972.2	493994.34

$$V = 558918.823 \text{ kg}$$

$$0.85 V = 475080.999 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 495051.10 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 493994.34 \text{ kg}$$

Maka:

Untuk arah x,

$$\begin{array}{lcl} V_{xt} & > & 0.85 V \\ 495051.1 \text{ kg} & > & 475080.999 \text{ kg (OK)} \end{array}$$

Untuk arah y,

$$\begin{array}{lcl} V_{yt} & > & 0.85 V \\ 493994.34 \text{ kg} & > & 475080.999 \text{ kg (OK)} \end{array}$$

Setelah hasil running dari SAP didapatkan hasil seperti diatas, sehingga memnuhi persyaratan SNI 1276:2012 pasal 7.9.4.1.

### 6.3.5. Kontrol Dual System

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall:

Tabel 6.13 Total Reaksi Perletakan

	<b>X</b>	<b>Y</b>
<b>Sistem Rangka X</b>	439432.4	47754.2
<b>Sistem Rangka Y</b>	19716.13	470628.3
<b>Dinding Geser X</b>	118809.4	84506.13
<b>Dinding Geser Y</b>	54085.26	62401.88

Tabel 6.14 Persentase Gaya Geser

<b>Sistem Rangka X</b>	36%
<b>Dinding Geser X</b>	64%
<b>Sistem Rangka Y</b>	27%
<b>Dinding Geser Y</b>	73%

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

### 6.3.6. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726-2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%

Tabel 6.15 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.585217	0.001197	0.748
MODAL	Mode	2	1.512153	0.727	0.75
MODAL	Mode	3	1.248396	0.754	0.75
MODAL	Mode	4	0.721205	0.754	0.75
MODAL	Mode	5	0.720049	0.754	0.75
MODAL	Mode	6	0.719791	0.754	0.75
MODAL	Mode	7	0.716882	0.754	0.75
MODAL	Mode	8	0.570553	0.828	0.751
MODAL	Mode	9	0.552992	0.828	0.751
MODAL	Mode	10	0.55292	0.828	0.751
MODAL	Mode	11	0.543361	0.829	0.865
MODAL	Mode	12	0.509113	0.853	0.866
MODAL	Mode	13	0.501678	0.853	0.866
MODAL	Mode	14	0.501603	0.853	0.866
MODAL	Mode	15	0.500471	0.853	0.866
MODAL	Mode	16	0.500397	0.853	0.866
MODAL	Mode	17	0.451093	0.853	0.866
MODAL	Mode	18	0.450928	0.853	0.866
MODAL	Mode	19	0.450868	0.853	0.866
MODAL	Mode	20	0.450784	0.853	0.866
MODAL	Mode	21	0.450716	0.853	0.866
MODAL	Mode	22	0.450655	0.853	0.866
MODAL	Mode	23	0.450645	0.853	0.866
MODAL	Mode	24	0.450474	0.853	0.866
MODAL	Mode	25	0.450384	0.853	0.866
MODAL	Mode	26	0.450224	0.853	0.866
MODAL	Mode	27	0.450141	0.853	0.866
MODAL	Mode	28	0.450127	0.853	0.866
MODAL	Mode	29	0.364831	0.854	0.866
MODAL	Mode	30	0.363147	0.854	0.866
MODAL	Mode	31	0.363089	0.854	0.866
MODAL	Mode	32	0.363021	0.854	0.866
MODAL	Mode	33	0.362963	0.854	0.866
MODAL	Mode	34	0.362886	0.854	0.866
MODAL	Mode	35	0.362874	0.854	0.866
MODAL	Mode	36	0.362656	0.854	0.866
MODAL	Mode	37	0.362513	0.854	0.866
MODAL	Mode	38	0.362471	0.854	0.866
MODAL	Mode	39	0.357481	0.854	0.866
MODAL	Mode	40	0.357428	0.854	0.866
MODAL	Mode	41	0.350001	0.854	0.873
MODAL	Mode	42	0.34882	0.855	0.873
MODAL	Mode	43	0.347326	0.859	0.873
MODAL	Mode	44	0.346618	0.859	0.873
MODAL	Mode	45	0.346545	0.859	0.873
MODAL	Mode	46	0.346445	0.859	0.873
MODAL	Mode	47	0.346356	0.859	0.873
MODAL	Mode	48	0.346317	0.859	0.873
MODAL	Mode	49	0.346173	0.86	0.873
MODAL	Mode	50	0.34603	0.86	0.873
MODAL	Mode	51	0.345854	0.86	0.873
MODAL	Mode	52	0.345845	0.86	0.873
MODAL	Mode	53	0.345814	0.86	0.873
MODAL	Mode	54	0.344712	0.86	0.873
MODAL	Mode	55	0.33955	0.894	0.903
MODAL	Mode	56	0.324574	0.894	0.903
MODAL	Mode	57	0.318485	0.894	0.903
MODAL	Mode	58	0.316441	0.895	0.905
MODAL	Mode	59	0.315119	0.895	0.908
MODAL	Mode	60	0.312388	0.895	0.908
MODAL	Mode	61	0.312217	0.895	0.908
MODAL	Mode	62	0.311416	0.895	0.908
MODAL	Mode	63	0.311042	0.896	0.908
MODAL	Mode	64	0.31086	0.896	0.91
MODAL	Mode	65	0.308869	0.896	0.91
MODAL	Mode	66	0.308812	0.896	0.91
MODAL	Mode	67	0.308517	0.897	0.91
MODAL	Mode	68	0.308459	0.899	0.91
MODAL	Mode	69	0.30805	0.899	0.91
MODAL	Mode	70	0.307815	0.899	0.91
MODAL	Mode	71	0.307589	0.899	0.91
MODAL	Mode	72	0.307314	0.899	0.91
MODAL	Mode	73	0.306975	0.899	0.91
MODAL	Mode	74	0.306855	0.899	0.91
MODAL	Mode	75	0.306785	0.907	0.91
MODAL	Mode	76	0.30657	0.907	0.91
MODAL	Mode	77	0.305628	0.907	0.911
MODAL	Mode	78	0.305476	0.907	0.911
MODAL	Mode	79	0.305067	0.908	0.912
MODAL	Mode	80	0.304719	0.909	0.913

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90%

untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi

### 6.3.7. Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2012, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (=5.5) (SNI tabel 9)

$I$  = faktor keutamaan gedung (= 1)

*Tabel 6.16 Batas Simpangan Gedung*

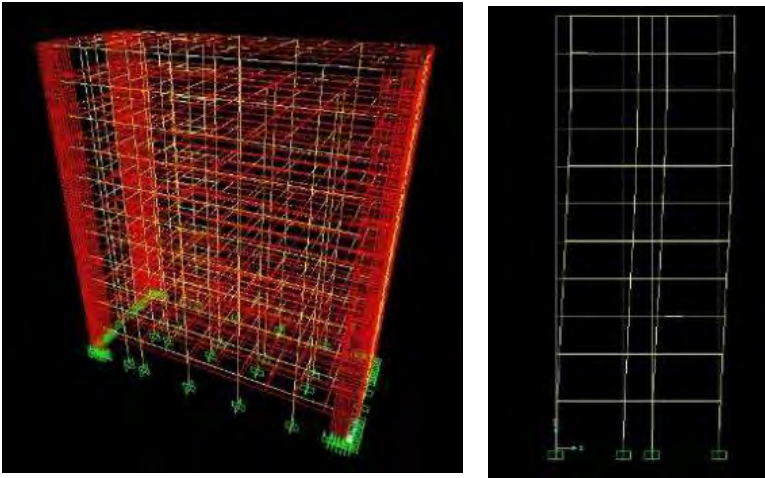
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 $h_{sx}$	0,020 $h_{sx}$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

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen, drift dibatasi sebesar :

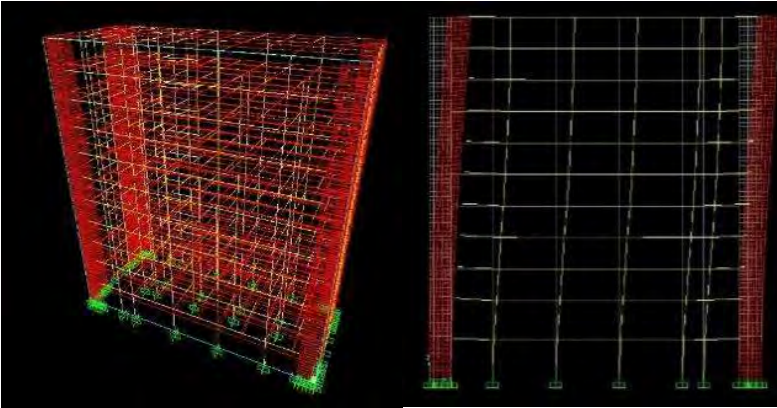
$$\begin{aligned}\Delta &= 0.02.hsx \\ &= 0.02 \times 3.55 \\ &= 71 \text{ mm (lantai atap)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.02.hsx \\ &= 0.02 \times 3.6 \\ &= 72 \text{ mm (lantai 3-11)}\end{aligned}$$

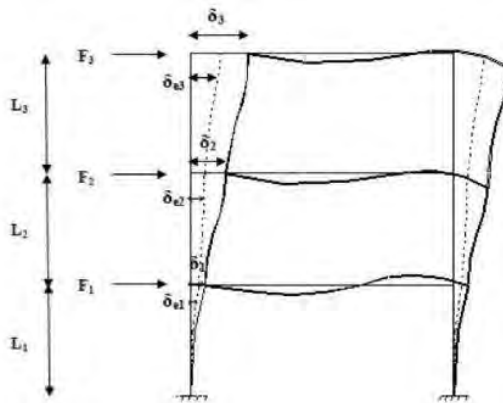
$$\begin{aligned}\Delta &= 0.02.hsx \\ &= 0.02 \times 4.5 \\ &= 90 \text{ mm (lantai 1-2)}\end{aligned}$$



*Gambar 6.4 Simpangan Arah X*



Gambar 6.5 Simpangan Arah Y



Gambar 6.6 Simpangan Antar Lantai

perhitungan simpangan lantai 1:  $\Delta 1 = \delta 1$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas:  $\Delta 2 = (\delta 2 - \delta 1)Cd/I$

## Gempa Arah X

*Tabel 6.17 Drift Gempa Arah X*

Tingkat	hi	$\delta x_e$	$\delta x$	Drift ( $\Delta n_x$ )	Syarat $\Delta a$	Ket
	m	m	m	m	m	
11	3.55	0.048	0.266	0.005	0.089	OK
10	3.6	0.047	0.261	0.002	0.09	OK
9	3.6	0.047	0.259	0.010	0.09	OK
8	3.6	0.045	0.248	0.020	0.09	OK
7	3.6	0.042	0.229	0.026	0.09	OK
6	3.6	0.037	0.203	0.030	0.09	OK
5	3.6	0.031	0.172	0.035	0.09	OK
4	3.6	0.025	0.137	0.039	0.09	OK
3	3.6	0.018	0.098	0.032	0.09	OK
2	4.5	0.012	0.066	0.042	0.113	OK
1	4.5	0.004	0.024	0.024	0.113	OK
0	0	0	0	0	0	OK

## Gempa Dinamik Arah Y

*Tabel 6.18 Drift Gempa Arah Y*

Tingkat	hi	$\delta x_e$	$\delta x$	Drift ( $\Delta n_x$ )	Syarat $\Delta a$	Ket
	m	m	m	m	m	
11	3.55	0.043	0.238	0.005	0.089	OK
10	3.6	0.042	0.233	0.010	0.09	OK
9	3.6	0.040	0.223	0.015	0.09	OK
8	3.6	0.038	0.208	0.019	0.09	OK
7	3.6	0.034	0.189	0.023	0.09	OK
6	3.6	0.030	0.166	0.026	0.09	OK
5	3.6	0.025	0.140	0.029	0.09	OK
4	3.6	0.020	0.111	0.032	0.09	OK
3	3.6	0.014	0.079	0.026	0.09	OK
2	4.5	0.010	0.053	0.034	0.113	OK
1	4.5	0.004	0.020	0.020	0.113	OK
0	0	0	0	0	0	OK



Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP 2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$\Delta n = (\delta_2 - \delta_1)Cd/I < \Delta a$  Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

#### **6.3.8. Eksentrisitas Tak Terduga**

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.4 disebutkan bahwa eksentrisitas sesungguhnya dari denah anatara titik pusat masa struktur dengan titik pusat kekakuan harus ditambahkan dengan eksentrisitas tak terduga yang diambil besarnya 5% dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus dengan arah gaya yang ditinjau.

Sehingga dalam permodelan gempa dinamis arah X dan arah Y masing masing ditambahkan faktor pembesaran eksentrisitas tak terduga sebesar 5%.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB VII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN**

#### **7.1. Umum**

Perencanaan beton pratekan dilakukan pada lantai atap, gedung Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta. membutuhkan ruangan dengan luas yang efektif tanpa adanya kolom. Sehingga jumlah balok pratekan yang terdapat dalam modifikasi perencanaan gedung ini adalah 2 balok.

Pada perencanaan ini metode yang digunakan pada balok pratekan adalah metode pasca tarik (*post-tension*). Dan metode pengecoran yang digunakan adalah monolit dengan kolom.

Berdasarkan SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

#### **7.2. Data perencanaan**

Berikut ini adalah data perencanaan dari balok pratekan:

- Panjang bentang = 15.6 m
- Dimensi balok pratekan = 60/80 cm
- Mutu beton balok pratekan ( $f'c$ ) = 40 MPa
- Mutu beton Pelat lantai ( $f'c$ ) = 40 MPa
- Selimut beton balok pratekan ( $d'$ )= 40 mm
- Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai  $f_{ci}$  dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :  
$$f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35.2 \text{ MPa}$$
- Untuk tebal pelat yang digunakan adalah 12 cm

### 7.3. Perhitungan pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

- Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang saat struktur kantilever terdiri dari balok prategang dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya prategang
- b. Pada saat diberi gaya prategang
- c. Pada saat peralihan gaya prategang

- Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

- Berat Pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{eff} \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 1.56 \times 0.12 \\ &= 449.28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0.6 \times 0.8 \\ &= 1152 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

- Beban hidup multifunction hall  
 $q = 400 \text{ kg/m}^2$   
 $q = q \times b_{eff} = 400 \times 1.56 = 624 \text{ kg/m}$

### 7.4. Mencari Lebar Efektif

Perhitungan lebar efektif berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak melebihi ketentuan sebagai berikut:

- delapan kali tebal pelat
- setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan sehingga perhitungan lebar efektif sebagai berikut:

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{15.6}{4} = 3.9 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 60 + (8 \times 12) = 156 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \frac{1}{2} (L - b) = \frac{1}{2} (7.2 - 0.6) = 3.3 \text{ m}$$

Sehingga besar lebar efektif yang digunakan adalah nilai terkecil dari persyaratan tersebut yaitu sebesar 1560 mm.

## 7.5. Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

a. Tegangan ijin baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

1. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon 0.94 fpy, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0.8 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkut. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1).
2. Tendon pasca tarik pada daerah angkut dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang 0.70 f<sub>pu</sub> (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1).

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

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

1. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

- Tegangan tekan :  $0.60 f_{ci}$  (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)  
 $\sigma_{tk} = 0.6 \times f_{ci} = 0.6 \times 35.2 = 21.12 \text{ MPa}$
  - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk tidak dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :  
 $\sigma_{tr} = f_t > 0.5\sqrt{f'_c}$  (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)  
 $\sigma_{tr} = 0.5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0.5 \times \sqrt{35.2} = 2.97 \text{ MPa}$
  - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :  $0.70 f_{ci}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)  
 $\sigma_{tk} = 0.7 \times f_{ci} = 0.7 \times 35.2 = 24.64 \text{ MPa}$
  - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :  $0,5 \sqrt{f'_{ci}}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)  
 $\sigma_{tr} = 0.5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0.5 \times \sqrt{35.2} = 2.97 \text{ MPa}$
2. Pada kondisi beban layan (setelah terjadi kehilangan pratekan)
- Tegangan tekan :  $0.45 f'_c$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2.)  
 $\sigma_{tk} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$
  - Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)  
Kelas T =  $0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$   
 $= 0.62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40}$   
 $= 3.92 < ft \leq 6.32 \text{ MPa}$   
Digunakan  $0.7 \sqrt{f'_c} = 28 \text{ Mpa}$

Dimana :

- $f_{pu}$  = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa  
 $f_{py}$  = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa  
 $f'_c$  = kuat tekan beton saat pemberian prategang awal, MPa  
 $f_{ci}$  = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MP

## 7.6. Penentuan Gaya Pratekan Awal

### 7.6.1. Analisa Penampang Global

Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang disamakan

$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725.41 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725.41 \text{ MPa}$$

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

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$A_{pelat} = \frac{b \times eff \times tf}{n} = 1872 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = b \times (h - tf) = 4080 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 5952 \text{ cm}^2$$

$$C = (h - tf)/2 + tf = 46 \text{ cm}$$

$$Y_t = \frac{A_{pelat} \times \frac{tf}{2} + A_{balok} \times c}{A_{total}} = 33.42 \text{ cm}$$

$$Y_b = c - y_t = h - y_t = 46.58 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - tf/2 = 27.42 \text{ cm}$$

$$d_b = y_b - (h - tf)/2 = 12.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + (A_{balok} \times d_t^2) + \frac{b \times e \times t^3}{12} + A_{pelat} \times d_t^2$$

$$= 3647785.29 \text{ cm}^4$$

$$W_t = \frac{I}{y_t} = 109151.88 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I}{y_b} = 78311.18 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = 13.157 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = 18.34 \text{ cm}$$

### 7.6.2. Gaya Pratekan Awal (Fo)

Pada perencanaan struktur balok pratekan gedung Asrama ini, gaya pratekan awal (Fo) direncanakan sebesar 900 kN.

Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan di setiap lantainya.

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer ditengah bentang  
 Tarik Ijin = 21.12 MPa  
 Tekan Ijin = -2.97 MPa
- Pada saat transfer ditumpuan  
 Tarik Ijin = 2.97 MPa  
 Tekan Ijin = -24.64 MPa
- Pada saat beban layan  
 Tarik ijin = sesuai kelas T =  $3.92 < f_t \leq 6.32 \text{ MPa}$   
 Tekan ijin = -18 MPa

Eksentrisitas yang direncanakan adalah sebagai berikut:

Eksentrisitas di tumpuan = 235 mm (diatas cgc)

Eksentrisitas di tengah bentang = 316 mm (dibawah cgc)

### Perhitungan kontrol (lantai atap)

#### 1. Pada saat transfer (akibat 1D):

M lapangan = 389.1993 kNm

M tumpuan kiri = -412.368 kNm

M tumpuan kanan = - 411.177 kNm



**Tumpuan:**

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$-24.64 \leq -\frac{900000}{595200} - \frac{2107749194}{109151880} + \frac{412368500}{109151880}$$

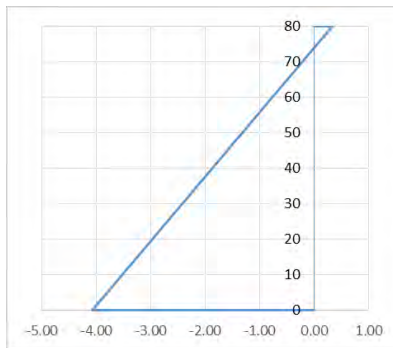
$$-24.64 \leq 0.33 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$2.97 \geq -\frac{900000}{595200} + \frac{210774194}{78311180} - \frac{412368500}{78311180}$$

$$2.97 \geq -4.08 \text{ MPa (OK)}$$

**Gambar 7.1** Tegangan Saat Transfer**Tengah bentang:**

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$2.97 \geq -\frac{900000}{595200} + \frac{284225806}{109151880} - \frac{389199300}{109151880}$$

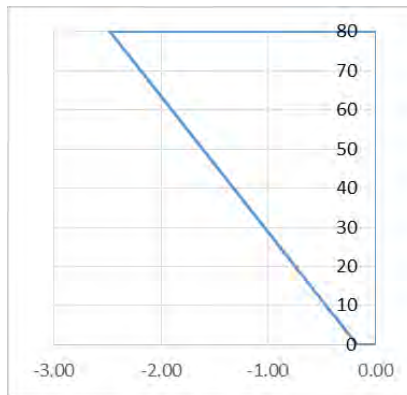
$$2.97 \geq -2.47 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-21.12 \leq -\frac{900000}{595200} - \frac{284225806}{78311180} + \frac{389199300}{78311180}$$

$$-21.12 \leq -0.17 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.2** Tegangan Saat Transfer

## 2. Pada saat beban layan (akibat 1D + 1L):

M lapangan = 519.95 kNm

M tumpuan = -569.93 kNm

Diasumsikan kehilangan pratekan 20 %

$F = 0,8 \times F_o = 0.8 \times 900 = 720 \text{ kN}$

**Tumpuan:**

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4.427 \geq -\frac{720000}{595200} - \frac{168619355}{109151880} + \frac{569930000}{109151880}$$

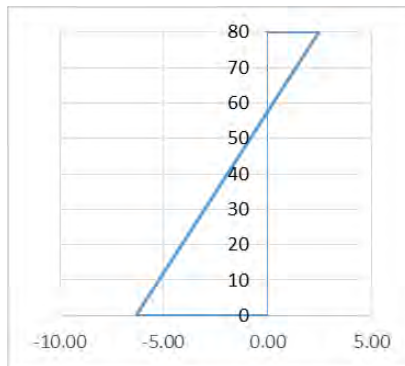
$$4.427 \geq 2.47 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{720000}{595200} + \frac{168619355}{78311180} - \frac{569930000}{78311180}$$

$$-18 \geq -6.33 \text{ MPa (OK)}$$

**Gambar 7.3** Tegangan Saat Layan

**Tengah bentang:**

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-18 \leq -\frac{720000}{595200} + \frac{227380645}{109151880} - \frac{519950000}{109151880}$$

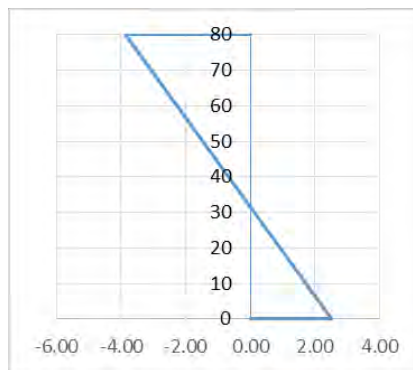
$$-18 \leq -3.89 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$4.427 \leq -\frac{720000}{595200} - \frac{227380645}{7831180} + \frac{519950000}{7831180}$$

$$4.427 \geq 2.53 \text{ MPa (OK)}$$

**Gambar 7.4** Tegangan Saat Layan

### 7.6.3. Penentuan Tendon yang digunakan

penentuan tendon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Gunakan tipe baja prategang dengan nilai  $f_{pu} = 1840$  MPa (strand stress-relieved)
- $f_{p_{max}} = 0.74 \times 1840 = 1361.6$  Mpa
- Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{900000}{1361.6} = 660.987 \text{ mm}^2$$

- Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-7
- Jumlah strand : 7
- *Minimum breaking load* : 1290 kN
- Diameter strand : 12.7 mm
- Jumlah tendon : 1
- Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12.7^2 \times 7 = 886.74 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena  $A_{pakai} > A_{perlu}$  ....(OK)

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{900000}{886.74} = 1014.95 \text{ Mpa}$$

### 7.6.4. Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

### a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

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

#### 1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengankuran/slip anker terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke anker.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengankuran.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengankuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

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

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$g = 2.5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1014.96 \text{ MPa}$$

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

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

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0.282$$

$$L = 15.6 \text{ m}$$

Sehingga diperoleh nilai dari  $x = 273.11 \text{ mm} = 0.273 \text{ m}$ .

Dengan hasil perhitungan pengaruh pengankuran sampai ke tumpuan kantilever  $x < 7.8 \text{ m}$ , maka kehilangan akibat pengankuran tidak mempengaruhi.

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

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

### 3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

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

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 4481 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

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

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

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon (8y/L)} = 0.282$$

$$L = 15.6 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } F_{pf} = 1552.81 \text{ kN}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = 7.96 \%$$

### 4. Akibat Kekekangan kolom

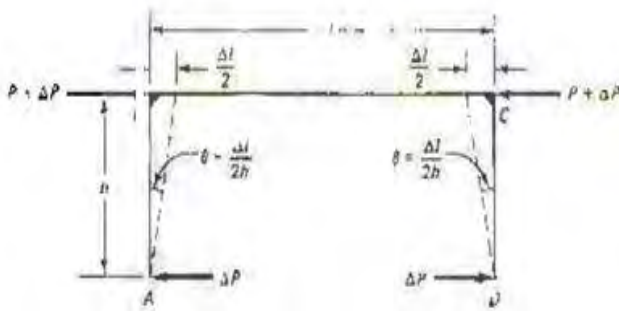
Beton prategang dengan desain cor monolit harus diperhatikan kehilangan prategang akibat kekekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk

melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Pada perencanaan balok pratekan yang dicor monolit di lantai atap.

Besarnya momen yang terjadi pada lantai atap akibat jacking didapat dari program bantu SAP 2000, sehingga didapat momen sebagai berikut:



**Gambar 7.5** kehilangan prategang akibat kolom

$$M_A = 202.02 \text{ kNm}$$

$$M_B = -55.33 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{M_B + M_A}{h} = 75691.74 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{\Delta P}{A_{pakai}} = 85.36 \text{ MP}$$

$$\Delta f_{pf} = 8.41 \%$$



## b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

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

1. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c  
Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai :  
 $CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$

Dimana :

$K_{cr} = 1.6$  untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$  = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat sluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$  = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \sigma_t \leq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Ix}$$

$$f_{c_{ir}} = \left( \frac{900000}{595200} + \frac{284225805}{78311180} \right) = 5.14 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \text{Mbalok/Wb} = \left( \frac{389199300}{78311180} \right) = 4.97 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 1.15 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{1.15}{1014.96} = 0.11 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8.2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0.00236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 83% (untuk kota Surabaya)

$$K_{sh} = 0.77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{595200}{4720} = 12.61 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6.73$$

$$SH = 2.82 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{2.82}{1014.96} = 0.27 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

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

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

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0.15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1184.12}{1840} = 67.33 \text{ Mpa}$$

dari tabel diambil nilai C ialah sebagai berikut

$$C = 0.49$$

$$RE = 67.33 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{67.33}{1014.96} = 6.64 \%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$7.96\% + 8.41\% + 0.11\% + 0.27\% + 6.64\% = 23.39\%$$

### 7.6.5. Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan

Besar gaya pratekan yang terjadi setelah kehilangan pratekan adalah sebesar berikut:

$$F = \frac{100 - 15.99}{100} \times 900 = 756.071 \text{ kN}$$

Berdasarkan Gambar 4.21 dan 4.22 diperlihatkan distribusi tegangan untuk berbagai tahap pembebanan. Pembahasannya adalah sebagai berikut:

#### 1. Pada saat beban layan (akibat 1D + 1L):

$$M \text{ lapangan} = 519.95 \text{ kNm}$$

$$M \text{ tumpuan} = 569.93 \text{ kNm}$$

#### **Tumpuan:**

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{217740207}{109151880} + \frac{519950000}{109151880}$$

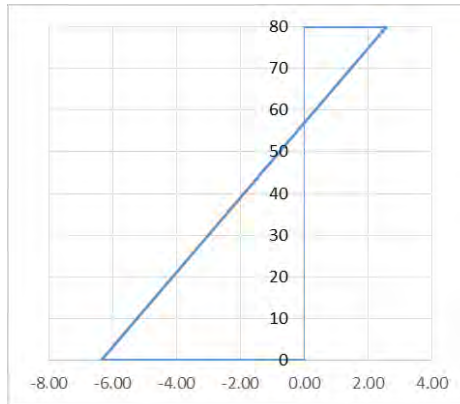
$$-18 \geq -3.92 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M}{W_a}$$

$$4.427 \geq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{217740207}{78311180} + \frac{519950000}{78311180}$$

$$4.427 \geq 2.07 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.6** Tegangan Saat Layan

### Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a}$$

$$-18 \leq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{217740207}{109151880} - \frac{519950000}{109151880}$$

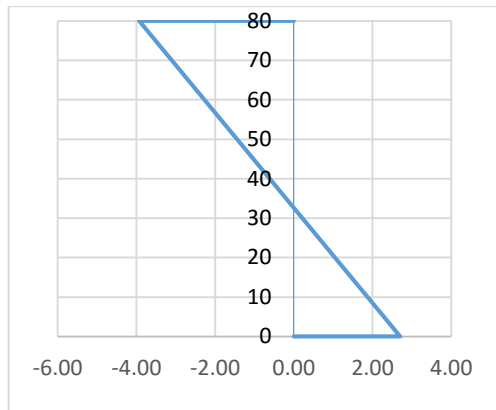
$$-18 \leq -3.93 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M}{W_b}$$

$$4.427 \leq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{217740207}{7831180} + \frac{519950000}{7831180}$$

$$4.427 \geq 2.7 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.6** Tegangan Saat Layan

## 2. Akibat 1D+1L+1Ex+0.3 Ey:

M lapangan = 446.91 kNm

M tumpuan kanan = -539.124 kNm

M tumpuan kiri = -533.96 kNm

### Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-18 \leq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{217740207}{109151880} - \frac{446905800}{109151880}$$

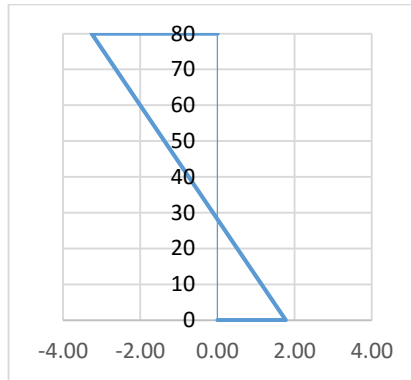
$$-18 \leq -3.26 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$4.427 \leq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{217740207}{7831180} + \frac{446905800}{7831180}$$

$$4.427 \geq 1.76 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.6** Tegangan Saat Gempa

**Tumpuan kiri:**

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4.427 \geq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{161470266}{109151880} + \frac{53912400}{109151880}$$

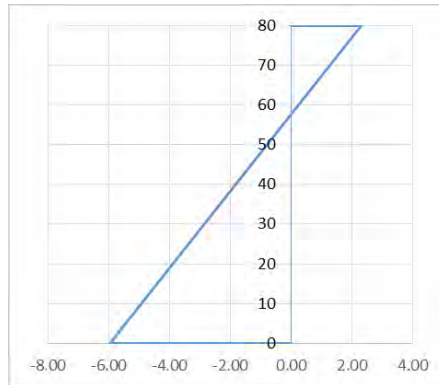
$$4.427 \geq 2.3 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{161470266}{78311180} + \frac{539124000}{78311180}$$

$$-18 \geq -5.98 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.7** Tegangan Saat Gempa

### **Tumpuan kanan:**

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4.427 \geq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{161470266}{109151880} + \frac{533960300}{109151880}$$

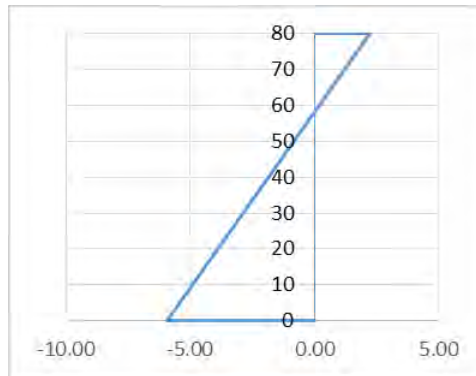
$$4.427 \geq 2.25 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{161470266}{78311180} + \frac{533960300}{78311180}$$

$$-18 \geq -5.9 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.8** Tegangan Saat Gempa

### 3. Akibat 1D+1L+0.3 Ex+1Ey:

$$M \text{ lapangan} = 429.948 \text{ kNm}$$

$$M \text{ tumpuan kanan} = -484.61 \text{ kNm}$$

$$M \text{ tumpuan kiri} = -484.61 \text{ kNm}$$

#### Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-18 \leq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{217740207}{109151880} - \frac{430000000}{109151880}$$

$$-18 \leq 4.77 \text{ MPa (OK)}$$

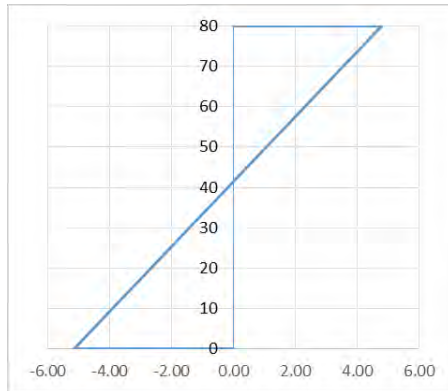
Serat bawah



$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$4.427 \leq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{217740207}{7831180} + \frac{430000000}{7831180}$$

$$4.427 \geq -5.17 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.9** Tegangan Saat Gempa

### **Tumpuan kiri:**

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4.427 \geq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{161470266}{109151880} + \frac{475750000}{109151880}$$

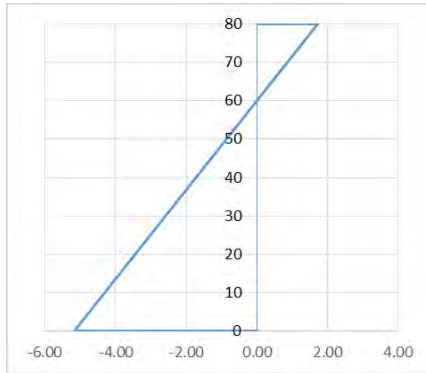
$$4.427 \geq 1.72 \text{ MP (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{161470266}{78311180} + \frac{475750000}{78311180}$$

$$-18 \geq -5.17 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.10** Tegangan Saat Gempa

**Tumpuan kanan:**

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4.427 \geq -\frac{689473.59}{595200} - \frac{161470266}{109151880} + \frac{483661800}{109151880}$$

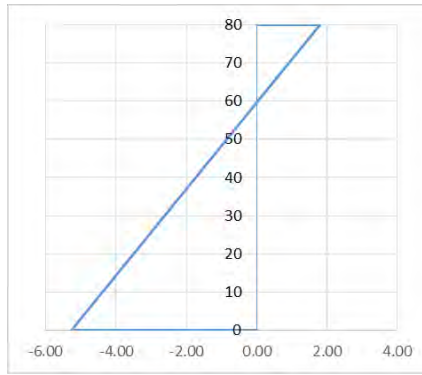
$$4.427 \geq 1.79 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{689473.59}{595200} + \frac{161470266}{78311180} + \frac{483661800}{78311180}$$

$$-18 \geq -5.27 \text{ MPa (OK)}$$



**Gambar 7.11** Tegangan Saat Gempa

Tegangan ijin tarik pada desain kelas T adalah:

$$0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$$

$$0,62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40}$$

$$3.92 < ft \leq 6.32 \text{ MPa}$$

Sehingga pada tumpuan tegangan ijin tarik yang terjadi kurang dari persyaratan, namun pada tengah bentang tegangan ijin tarik memenuhi persyaratan. Hal ini terjadi karena perbedaan momen akibat beban mati di tumpuan dan tengah bentang berbeda cukup jauh.

### 7.6.6. Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang

biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan yang diijinkan menurut SNI adalah sebagai berikut (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{15600}{480} = 32.5 \text{ mm}$$

### 1. Lendutan saat jacking

#### 1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{po} = 6.33 \text{ mm } (\uparrow)$$

#### 2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{qt} = 1.47 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = 4.84 \text{ mm } (\uparrow)$$

$$f < f_{ijin}$$

$$4.84 \text{ mm} < 32.5 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

### 2. Lendutan saat beban layan

#### 1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{po} = 4.85 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lentutan akibat beban layan yang bekerja  
 Dalam perhitungan lentutan saat beban layan pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, pelat, dan beban hidup, maka analisa lentutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lentutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lentutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{qt} = 12.407 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lentutan total saat beban layan

$$\Delta l = 7.557 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$f < f_{ijin}$$

$$7.557 < 32.5 \text{ mm } \dots\dots(\text{OK})$$

Lentutan ijin diambil  $L/480$  dari SNI 2847:2013 tabel 9.5(c).

Sehingga dengan kontrol lentutan maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

### 7.6.7. Kontrol Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7.

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 886.74 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 300 = 700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 40 \text{ MPa} \\
 Y_p &= 0.55 \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0.764 \\
 f_{ps} &= f_{pu} \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}
 \end{aligned}$$

Untuk sembarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0.17.$$

$$f_{ps} = 1840 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1614.82 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 1431922.4 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = 70.19 \text{ mm}$$

$$M_n = 952.09 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 856.88 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0.9$$

$$M_u \text{ max} = 681.15$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

### 7.6.8. Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$  sehingga didapatkan  $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$ , dengan nilai  $\phi = 0.9$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 689.5 \text{ kN}$$

$$Kt = 131.57 \text{ mm}$$

$$e = 315.81 \text{ mm}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} = 0.62 \sqrt{40} = 3.92 \text{ MPa}$$

$$M1 = F(e+Kt)$$

$$= 689500 (315.81 + 131.57) = 308454247.2 \text{ Nmm}$$

$$M2 = f_r \times Wb$$

$$= 3.92 \times 78311180$$

$$= 307075701.9 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M1 + M2 = 615529949.1 \text{ Nmm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2M_{cr}$$

$$1311.26 \text{ kNm} > 738.64 \text{ kNm (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

### 7.6.9. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Momen yang harus di tanggung tulangan lunak

$$M_u - 25\% \phi M_n = 681.15 - 214.22 = 466.93 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 466.93 kNm

#### 1. Data Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu baja : 400 Mpa
- Mutu beton : 40 MPa
- Dimensi balok : 60/80 cm
- Panjang balok : 15.6 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 16 mm

- Selimut beton : 40 mm
- $d = 531.5\text{mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai  $\rho_{\min} = 0.00395$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai  $\beta_1$ , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

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

$$\beta_1 = 0.764$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{46693 \times 10000}{0,9 \times 0,6 \times 731,5^2} = 1.212 \text{ N}$$

Menentukan rasio tulangan yang perlu

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

$$\rho = 0.0375$$

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

$$0.00395 > 0.00375$$

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

$$A_s = \rho b d = 0.00395 \times 600 \times 731.5 = 1734.905 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan



$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{1734.905}{\frac{1}{4} \pi 25^2} = 4 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak} = \frac{b-n.DL-2(\text{tebal cover})-2Ds}{n-1} = 129.33 \text{ mm}$$

Jarak 129.33 mm > 25 mm (memenuhi)

$$a = \frac{Asx f_y}{0.85x f_c' x b} = 38.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.5}{0.74} = 50.374 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.069$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \times (d/c - 1) = 0.041$$

Kondisi TENSION karena  $\varepsilon_t > 0.005$  sehingga nilai  $\phi = 0.9$

$$\text{Mpr kanan} = As \times 1.25 \times f_y \times (d - a/2) = 694525196.765 \text{ kgm}$$

$$\text{Mpr kiri} = \text{Mpr kanan}$$

### **Beban terbagi rata pada pelat Lantai (Wu)**

Dari perhitungan pembebanan didapat

$$\text{Beban mati} : 378 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup} : 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Balok} : 2400 \times 0.6 \times 0.8 = 1440 \text{ kg/m}$$

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1.2D + 1.6L) \times \text{lebar bentang}$$

$$= (1.2 \times 378 + 1.6 \times 240) \times 15.6 + 1.2 \times 731.5$$

$$= 14448.96 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\
 &= \frac{69452.52 + 69452.52}{15.2} - \frac{14448.96 \times (15)}{2} \\
 &= -99107 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\
 &= 117628 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### Pemasangan Tulangan Geser

#### a Pemasangan Senggang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , bila :

1. Gaya geser akibat gempa ( $M_{pr}$ )  $> 0.5 \times$  total geser akibat kombinasi gravitasi dan gempa

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} &= 9260 \text{ kg} > 0,5 \times 117628 = 58813.77 \text{ kg} \\
 &(\text{NOT OK})
 \end{aligned}$$

2. Gaya aksial tekan  $< 0,2 \times A_g \times f'_c$   
 $275441.4 \text{ N} < 0.2 \times 600 \times 1000 \times 40 = 3840000 \text{ N}$   
 (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor 2, ditemukan bahwa gaya aksial pada balok  $< 0.2 A_g f'_c$ . Sehingga dalam perencanaan tulangan geser  $V_c = 0$ .

dengan demikian maka

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_{ekn} / \phi \\
 &= 117628 / 0.9 = 130697.27
 \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki  $D16$

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times 16^2 = 402.3 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 90.03 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

1.  $d/4 = 182.88 \text{ mm}$
2.  $8 \times \text{Dutama} = 200 \text{ mm}$
3.  $24 \times \text{Dsengkang} = 384 \text{ mm}$
4.  $300 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu  $= 90 \text{ mm}$ .

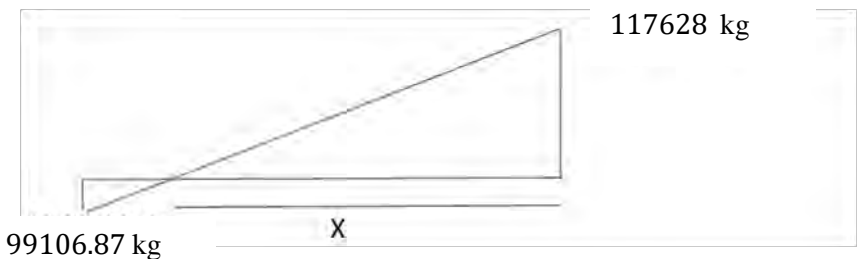
Sengkang dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 800 = 1600 \text{ mm}$  dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang  $50 \text{ mm}$  dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser  $V_s$  tidak boleh diambil lebih besar dari  $V_s$  max.

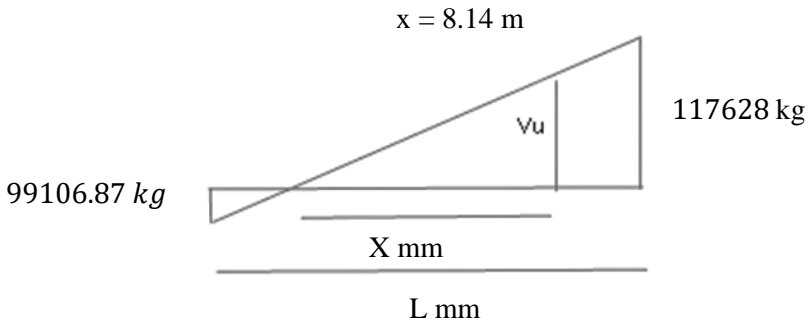
$$V_{smax} = 0.66 \sqrt{f'c'} x b w x d = 1832059.238 \text{ N} > V_s = 1306972.62 \text{ N (OK)}$$

## b Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{x}{L - x} = \frac{117628}{99106.864}$$



Gaya geser rencana diluar  $2h$  dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{117628}{8.14} = \frac{Vu}{8.14-2h}$$

Sehingga untuk sengkang uluar sendi plastis di gunakan

$$Vu = 94509.19 \text{ kg}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} = \frac{94509.19}{0.9} - \frac{\sqrt{f'c}}{6} bw d = 79748.14 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2  $D16$  mm, maka  $Av =$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402.3 \text{ mm}^2$$

$$S = Av \times fy \times d / Vs = 147.54 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi  $d/2 = 365.75$  mm

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu  $s = 140$  mm

### Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $Tu$  memenuhi syarat sebagai berikut:

Tu kurang dari:

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$Acp$  = Luas penampang keseluruhan

$Pcp$  = keliling penampang keseluruhan

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI-2847-2013 psl 8.6.1

$$\Phi = 0.75 \text{ (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847 2013 pasal 9.3.2.3}$$

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi envelope. Sehingga didapat:

$$Torsi = 6521.17 \text{ kgm}$$

### Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 600 \times 800 = 480000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(600 + 800) = 2800 \text{ mm}$$

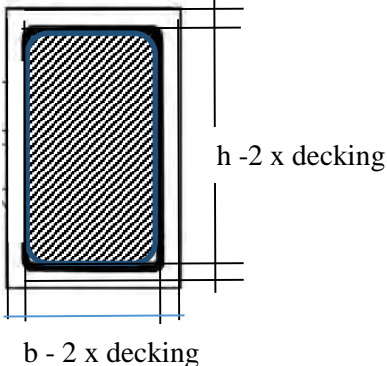
$$T_u = 32396.18 \text{ kgm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 86948933 \text{ kgm}$$

$$T_n > T \text{ (Membutuhkan tulangan torsi)}$$

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

#### 1. Penulangan torsi sengkang



Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$= (600-2 \times 50) \times (800-2 \times 50) = 374400 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$= 2((600-2 \times 50) + (800-2 \times 50))$$

$$= 2480 \text{ mm}$$

$$A_o (0.85 \times A_{oh}) = 318240 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_{oh} \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{86948933}{2 \times 374400 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$A_{vt} = 290.29 \text{ mm}^2$$

**Tulangan sengkang balok ekterior sebelum torsi : 2D16-90 (Tumpuan)**

Luas sengkang permeter ( $A_{vs}$ ) =  $(n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s$

$$= (2 \times 0.25\pi 16^2 \times 1000)/90$$

$$= 4468.042 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$A_{vs} + A_{vt} = 3318.31 + 120 = 3351.03 \text{ mm}^2$$

$$1. \quad A_{vs} + A_{vt} > \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times S}{f_y}$$

$$4758.34 > 592.927$$

OK

$$2. \quad A_{vs} + A_{vt} > \frac{b \times S}{3 \times f_y}$$

$$4758.34 > 500$$

OK

Jarak sengkang total:

$$1. \quad s = \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}}$$

$$s = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{3627.74} = 84.51 \text{ mm}$$

$$2. \quad S = Ph/8 = 1680/8 = 310 \text{ mm}$$

$$3. \quad S \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil = 90 mm

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D16-90

**Tulangan sengkang balok interior sebelum torsi : 2 D16-140 (lapangan)**

Dengan cara yang sama, sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D16-120

## 2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$At = \frac{Avt}{s} \times Ph \times \left( \frac{fy geser}{fy lentur} \right) \times ct^2 45^0$$

$$At = \frac{290.292}{1000} \times 2480 \times \left( \frac{400}{400} \right) \times cot^2 45^0$$

$$At = 719.93 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok eksterior sebelum torsi:

$$\text{Tarik} \quad (4 \text{ D25} \quad : As = 1963.495 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tekan} \quad (4 \text{ D25} \quad : As = 1963.495 \text{ mm}^2)$$

$$As \text{ total} = 7363.11 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas penampang torsi

$$= (At + Ast)$$

$$= 4646.92 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{f'cx}Acp}{12x fy lentur} - \left( \frac{Avt}{s} \right) \times Ph \times \frac{fy geser}{fy lentur}$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{40x480000}}{12x 400} - \left( \frac{290.29}{1000} \right) \times 2480 \times \frac{400}{400}$$

$$4646.92 > -5836.84 \text{ (OK)}$$

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{At}{0,25 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{719.93}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$n = 1.46 \sim 2 \text{ buah}$$

Ditaruh di kanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan



### Resume perhitungan penulangan balok prategang

Tulangan Lentur : 4 D 25-120

Tulangan Geser

Tumpuan : 2 D 16 -90

Lapangan : 2 D 16- 140

Tulangan torsi : 1 buah di sisi kanan dan 1 buah di sisi kiri

Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran dengan kait 90 derajat, ldh diambil lebih besar dari:

$$8 d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

atau

$$\frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \times 25}{5.4 \sqrt{40}} = 292.8 \text{ mm}$$

Sehingga diambil ldh= 292.8 mm masuk kedalam kolom dengan panjang kait 12 db = 300 mm sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 9.1.2.

#### 7.6.10. Kontrol Momen Nominal Penampang secara Keseluruhan

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon prategang yaitu

$$M_n = 550095907 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ total} = \phi (952090734.9 + 550095907) \\ = 1351967978 \text{ Nmm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 434442600 \text{ mm}$$

$\phi M_n \geq M_u$ , dimana nilai  $\phi = 0,9$ . Nilai  $M_u$  yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

$$\phi M_n > M_u \\ 1351967978 \text{ Nmm} > 434442600 \text{ Nmm} \\ \text{(OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

### **7.6.11. Pengankuran Ujung**

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, pengelupasan dan gaya Tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2.

Dalam perencanaan gedung Asrama pajak ini, digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 900000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 900000 = 1080000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

$\Sigma P_u$  = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang ( selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

$$a = 165 \text{ mm (ankur dengan strand 5-7, VSL tabel)}$$

$$e = 175 \text{ mm (eksentrisitas pada tumpuan)}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 1080000 \left(1 - \frac{165}{800}\right) = 214312,5 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(800 - 2 \times 175) = 535 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{214312.5}{400} = 535.78 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $D12$  ( $A_v = 113,14 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{535.78}{226.19} = 2.4 \approx 3 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{165.8}{3} = 55.2 \text{ mm, diambil } 40 \text{ mm}$$

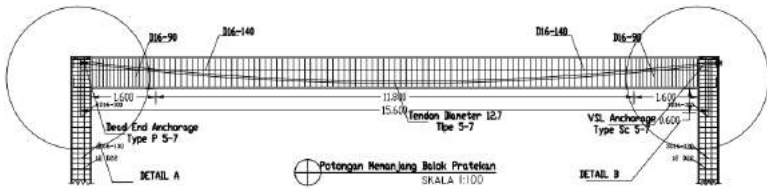
Sehingga dipasang 3 D 12, dengan nilai  $s = 40 \text{ mm}$ .

#### 7.6.12. Partial Prestressing Ratio (PPR)

$$\text{PPR} = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

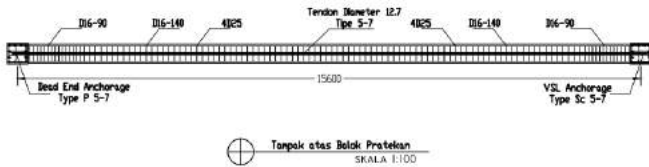
$$\text{PPR} = \frac{825143861.2}{825143861.2 + 1825609376.52} = 0,31$$

Presentase nilai PPR = 31.1%

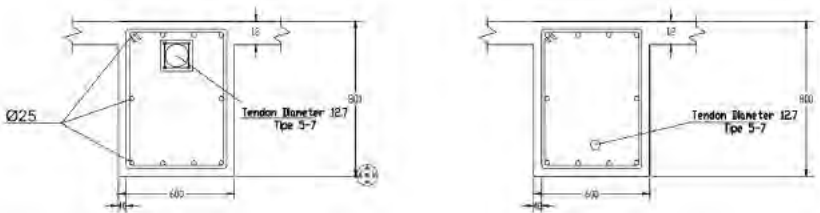


Koordinat

X	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	7800
Y	-315	-183.682	-69.90	25.9	193.65	463.919	804.963	1228.41	1744.9



**Gambar 7.3** Potongan Memanjang Balok Pratekan



(a)

(b)

**Gambar 7.4** Detail Balok Pratekan pada Tumpuan (a) dan Tengah Bentang (b)

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## BAB VIII

### PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

#### 8.1. Umum

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan yang dilakukan mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Asrama Pusdiklat Pajak secara keseluruhan konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara pengaplikasian *software* bantu sipil untuk perhitungan gaya-gaya pada bab pembebanan dan perhitungan kebutuhan penulangan secara manual.

#### 8.2. Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung asrama direncanakan beberapa balok induk, seperti berikut:

**Tabel 8.1** Dimensi-Dimensi Balok

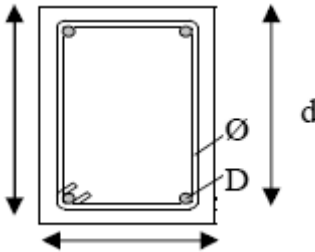
Bentang	h min	h pakai	b min	b pakai	Dimensi (b/h)
7200	58.29	60	40.00	40	BL 1 = 40/60
3600	29.14	30	20.00	20	
2450	19.83	20	13.33	20	
6550	53.02	60	40.00	40	
6450	52.21	60	40.00	40	
2700	21.86	30	20.00	20	
6890	55.78	60	40.00	40	
3775	30.56	40	26.67	30	

### 8.2.1. Perencanaan Tulangan Lentur

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan

- Dimensi : 40/60
- Tebal decking ( $d'$ ) : 40 cm  
SNI 2847:2013 pasal (7.7)
- Tulangan lentur ( $D$ ) : 25 mm
- Tulangan sengkang ( $D$ ) : 13 mm
- Mutu Tulangan ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Mutu sengkang ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 Mpa



$$d = h - (\text{decking} + D_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot D_{\text{tul. utama}})$$

$$= 600 - (4 + 13 + 0.5 \times 25) = 534.5 \text{ mm}$$

**Menentukan harga  $\beta_1$**

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)})$$

$$= 0.85 - 0.05 (40 - 28) / 7 = 0.764$$

**Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :**



Mencari  $\rho$  balance

$$\rho b = \frac{0.85\beta_1 f'_c \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \quad (\text{SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2)})$$

$$= 0.00389$$

Mencari  $\rho$  maksimum

$$\rho \text{ max} = 0.025 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1)})$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \rho b \quad (\text{SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)})$$

$$= 0.0292$$

Di pakai  $\rho$  maksimum yang lebih kecil = 0.025

Mencari  $\rho$  minimum (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))

$$\rho \text{ min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00395$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0035$$

Dari kedua harga  $\rho_{\text{min}}$  tersebut, diambil harga yang terbesar = 0.00395

Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 11.765$$

Menentukan  $M_n$  dan  $R_n$  yang digunakan

$$M_n = M_u / \Phi$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Untuk mempermudah melihat momen yang paling besar dari setiap kombinasi, dibuat Grafik gabungan momen tiap bentangnya, dapat dilihat dari grafik 7.1

Kombinasi yang digunakan adalah Envelope karena kombinasi beban tersebut yang memberi dampak momen terbesar untuk balok induk

Momen tumpuan negative maksimum -76770.05 kgm

Momen tumpuan positif maksimum 35385.025 kgm

Momen tengah lapangan positif maksimum 16594.28 kgm

Menentukan  $R_n$

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

Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

Dimana  $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

Menentukan Jarak dan Jumlah tulangan (AS) dari  $\rho$  yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b x d} \quad A_s = \rho x b x d$$

$$\text{Jumlah.tulangan} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

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

**Tabel 8.2** Perhitungan Penulangan Lentur

L	Lokasi	Mu	Mn	Rn	$\rho$	$\rho$	As perlu	tul perlu	s	S	N	jarak	Spakai
m		kgm	kgm	N/mm	perlu	pakai	mm <sup>2</sup>	n		min	Lapis	mm	mm
7.2	tumpuan	-76770.05	85300.056	8.294	0.024	0.024	5167.786	6	28.800	25	1	28.8	25
7.2	tumpuan	38385.025	42650.028	4.147	0.011	0.011	2371.204	5	42.250	25	1	42.25	40
7.2	Lapangan	16594.28	18438.089	1.793	0.005	0.005	984.910	3	109.500	25	1	109.5	100
7.2	tumpuan	-76770.05	85300.056	8.294	0.024	0.024	5167.786	6	28.800	25	1	28.8	25
7.2	tumpuan	38385.025	42650.028	4.147	0.011	0.011	2371.204	5	42.250	25	1	42.25	40

kontrol rangkap	Lokasi	Mu	Mn	Rn	$\rho$	$\rho$	As perlu	tul perlu	s	S	N	jarak	Spakai				
		kgm	kgm	N/mm	perlu	pakai	mm <sup>2</sup>	n		min	Lapis	mm	mm	as	a	pmm	
7.2	tumpuan 1	-76770.05	85300.06	8.294	0.024	0.024	9474.274	6	28.800	25	1	28.8	25	490.8739	86.6248	52080.00839	OK
7.2	tumpuan 2	-76770.05	85300.06	8.294	0.024	0.024	11369.128	5	42.250	25	1	42.25	40	490.8739	72.18733	41828.90238	OK

### 8.2.2. Perencanaan Tulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3 yaitu gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum  $M_{pr}$ , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta  $V_e$  harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

$$a = \frac{A_s \times (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f_c' \times b}$$

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

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel berikut

**Tabel 8.3** Perhitungan Momen Probable

bentang m	posisi		tulangan		As	a	MPr	
			n	mm	mm <sup>2</sup>	mm	Nmm	kgm
7.2	gempa kanan	+	6	25	2945.243	108.281	70738756.869	70738.776
7.2		-	5	25	2454.369	90.234	600563195.309	60056.320
7.2	gempa kiri	+	6	25	2945.243	108.281	70738756.869	70738.776
7.2		-	5	25	2454.369	90.234	600563195.309	60056.320

### Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 3067.2 kg/m<sup>2</sup>

Beban hidup : 1728 kg/m<sup>2</sup>

Beban Balok : 2400 x 0.40 x 0.6 = 7136.64 kg/m

Beban terbagi rata ultimate ( $W_u$ ) =  $(1.2D + 1.6 L)$  x lebar bentang

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= 20598 - 22659 \\ &= -2061 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= 20598 + 22659 \\ &= 43256 \text{ kg} \end{aligned}$$

## Pemasangan Tulangan Geser

### A. Pemasangan Senggang Balok di daerah sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , bila :

1. Gaya geser akibat gempa ( $M_{pr}$ )  $> 0,5$  x total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} = 20798 \text{ kg} > 0.5 \times 43256 = 21628.242 \text{ kg}$$

(NOT OK)

2. Gaya aksial tekan  $< 0,2$  x  $A_g$  x  $f'_c$

$$11215.32 < 1920000$$

(OK)

Karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi, dengan demikian maka:

$$V_s = V_{ekn/\emptyset} - V_c$$

$$V_c = 1/6 \times (f'c)^{0,5} \times b \times d = 22536.49 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{43256}{0.9} - 22536.49 \\ = 25526.27 \text{ kg}$$

### Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 222.344 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847-2013. Pasal. 21.5.3.2:

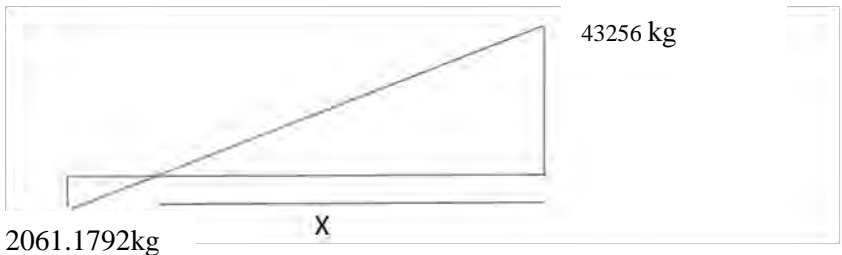
1.  $d/4 = 133.625 \text{ mm}$
2.  $8 \times D \text{ utama} = 200 \text{ mm}$
3.  $24\emptyset = 312 \text{ mm}$
4.  $300 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 133.625 mm. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan **jarak = 130 mm**.

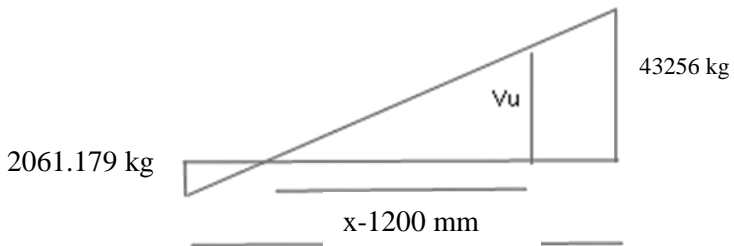
Sengkang dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$  dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok. Kontrol kuat geser  $V_s$  tidak boleh diambil lebih besar dari  $V_s \text{ max}$

$$V_{smax} = 0.66 \sqrt{f'c} \times b \times w \times d = 892445 \text{ N} > V_s = 255262.62 \text{ N} \\ \text{(OK)}$$

### B. Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat  $x = 6.06 \text{ m} = 6060 \text{ mm}$



Gaya geser rencana diluar  $2h$  dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{x - 1200}{x} = \frac{V_u}{43256}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan  $V_u = 34692.52 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{34692.52 \text{ kg}}{0.9} - 225364 \text{ kg} = 16010.75 \text{ kg}$$

**Digunakan sengkang 2 D 13 mm**, maka:

$$A_v = 2x \frac{1}{4} x \pi x D^2 = 265 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = 354.49 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi  $d/2 = 267.25 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu  $s = 167.25 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil **jarak sengkang diluar sendi plastis = 250 mm**

**Jumlah tulangan yang di pasang**

$$(L_n - 4h) / s + 1 = 20.23 \text{ buah} \sim \mathbf{21 \text{ buah}}$$

**Resume perhitungan penulangan geser**

Bentang 7.2 meter

Tumpuan : 2 D 13 – 130

Lapangan : 2 D 13 – 250

### 8.2.3. Penulangan Torsi Balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\mathbf{T_u \text{ kurang dari } \Phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}$$

Dimana :

$A_{cp}$  = Luas penampang keseluruhan

$P_{cp}$  = keliling penampang keseluruhan

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 psl 8.6.1

$\Phi$  = 0.75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9)



Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok dengan panjang bentang yang sama (torsi envelope), dalam contoh perhitungan ini adalah bentang 7.2 meter. Didapat dari SAP **Torsi = 2190.57 kgm**

### Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

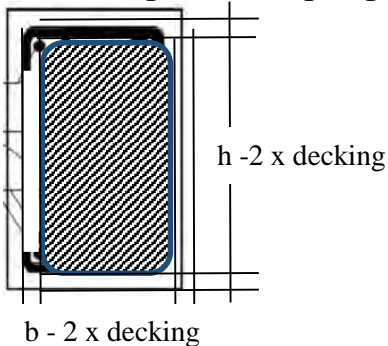
$$T_u = 2190.587 \text{ kgm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 2190.57 / 0,75 = 11338.67 \text{ kgm}$$

$$T_n < T_u \text{ (tidak memenuhi)}$$

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

### 1. Penulangan torsi sengkang



$$\begin{aligned} \text{Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)} \\ = (400-2 \times 40) \times (600-2 \times 40) = 166400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ph (keliling batas sengkang terluar)} \\ = 2((400-2 \times 40) + (600-2 \times 40)) \\ = 1680 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ao (0.85 x Aoh)} &= 141440 \text{ mm}^2 \\ \text{S} &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Tn}{2 \times \text{Aoh} \times fy \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{24339667}{2 \times 166400 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$Avt = 182.84 \text{ mm}^2$$

### **Tulangan sengkang balok ekterior sebelum torsi : 2Ø13-130 (Tumpuan)**

$$\begin{aligned} \text{Luas sengkang permeter (Avs)} &= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0.25\pi 12^2 \times 1000)/130 \\ &= 2042.035 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$\text{Avs} + \text{Avt} = 2042.035 + 182.84 = 2224.87 \text{ mm}^2$$

$$1. \quad \text{Avs} + \text{Avt} > \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times S}{fy}$$

$$2224.87 > 395.28 \text{ (OK)}$$

$$2. \quad \text{Avs} + \text{Avt} > \frac{b \times S}{3 \times fy} \quad 2224.87 > 333.33 \text{ (OK)}$$

Jarak sengkang total:

1. 
$$S = \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}}$$

$$S = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3501,15} = 119,32 \text{ mm}$$
2.  $S = Ph/8 = 1680/8 = 210 \text{ mm}$
3.  $S \leq 300 \text{ mm}$

Diambil jarak terkecil =  $119,32 \approx 110 \text{ mm}$

Sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-110**

**Tulangan sengkang balok interior sebelum torsi : 2 D13-250 (lapangan)**

Dengan cara yang sama, sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-200**

**2. Penulangan Torsi Lentur** (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \left( \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = \frac{182,84}{1000} \times 1680 \times \left( \frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = 307,17 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok eksterior sebelum torsi:

Tarik (11 D25 :  $A_s = 5399,62 \text{ mm}^2$ )

Tekan (5 D25 :  $A_s = 2454,37 \text{ mm}^2$ )

$A_s \text{ total} = 7853,98 \text{ mm}^2$

Kontrol luas penampang torsi

$$= (A_t + A_{st})$$

$$= 307,17 + 7853,98$$

$$= 8161,15 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{f'cx}Acp}{12 x fy \text{ lentur}} - \left(\frac{Avt}{s}\right) x Ph x \frac{fy \text{ geser}}{fy \text{ lentur}}$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{40x240000}}{12 x 400} - \left(\frac{182}{1000}\right) x 1680 x \frac{400}{400}$$

$$8161.15 > -1211.327 \text{ (OK)}$$

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{At}{0,25 x \pi x D^2}$$

$$n = \frac{307.17}{0,25 x \pi x 25^2}$$

$$n = 0.63 \sim 1 \text{ buah}$$

**Gunakan minimal 2 buah**

**Ditaruh dikanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan**

**Resume perhitungan penulangan balok induk memanjang interior**

**Tulangan lentur**

Tumpuan atas	= 11 D 25
Tumpuan bawah	= 5 D 25
Lapangan atas	= 2 D 25
Lapangan bawah	= 3 D 25

**Tulangan geser**

Tumpuan	= 2 D 13 – 130
Lapangan	= 2 D 13 – 250

**Tulangan torsi**

1 buah di sisi kanan dan 1 buah di sisi kiri

Dengan cara yang sama untuk balok interior, maka didapat

**Resume perhitungan penulangan balok induk memanjang exterior**

**Tulangan lentur**

Tumpuan atas	= 11 D 25
Tumpuan bawah	= 5 D 25
Lapangan atas	= 2 D 25
Lapangan bawah	= 3 D 25

**Tulangan geser**

Tumpuan	= 2 D 13 – 130
Lapangan	= 2 D 13 – 250

**Tulangan torsi**

1 buah di sisi kanan dan 1 buah di sisi kiri

**7.2.4 Pemutusan Tulangan Balok**

Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok. Tulangan di atas negatif ini adalah 11 D 25 dan akan dihentikan sekaligus 5 D 25 setelah memenuhi SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.1.

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi  $0.9D + M_{pr}$  pada ujung komponen. Kuat momen nominal ( $\phi M_n$ ) dari 3D25 (Lapangan) adalah 37761.24 kgm. Karena itu 11 D25 boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah memenuhi 37761.24 kgm

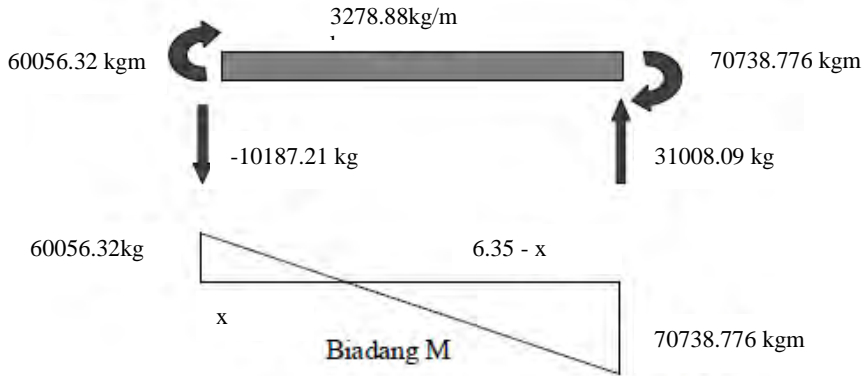
Jarak penampang dengan  $M_n = 37761.24$  kgm dihitung sebagai berikut: Diketahui

$M_{pr}$ (11D25)	= 70738.77 kgm
$M_{pr}$ (5D25)	= 60056.32 kgm

Diketahui  $M_{pr} = 37761.24$  kNm

$D = 3643.2$  kg/m (dari perhitungan sebelumnya)

$q = 0.9D = 0.9 \times 3643.2 = 3278.88$  kg/m



$$0.5 \cdot q \cdot x^2 + V_u \cdot x + M_{pr} = M_n$$

$$1639.44 x^2 + 27083.432x - 43943.96 = 30949.61$$

Diperoleh  $x = 1.71$  m

Sesuai dengan (SNI 2847:2013 Pasal 12.10.3), tulangan 9D 25 akan dihentikan sejauh  $l$  (pilih yang lebih besar)  $l = x + d = 1.71 + 0.534.5 = 2.24$  m (**menentukan**) dari muka kolom, atau

$$l = x + 12 \cdot db = 1.71 + 12 \times 25 / 1000 = 1.74 \text{ m}$$

$$\ell_d = \left( \frac{f_y}{1.12 \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_o \psi_s}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Dimana ruas pengekanan  $(c_b + K_{tr})/d_b$  tidak boleh diambil lebih besar dari 2.5

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

Dimana  $n$  adalah jumlah batang tulangan atau kawat yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan. Diizinkan untuk menggunakan  $K_{tr} = 0$  sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal

Dimana

- $d_b = 25 \text{ mm}$
- $F_y = 400 \text{ MPa}$
- $F'_c = 40 \text{ MPa}$
- $\Psi_t = 1.3$
- $\Psi_e = 1$
- $\Psi_s = 1$
- $\lambda = 1$
- $c = 65.5$
- $k_{rt} = 0$

Dari nilai tersebut didapat

- $l_d = 713.213 \text{ mm} = 0.71 \text{ m}$

dipasang titik putus dr muka kolom      = 2.24 m  
 panjang penyaluran                                      = 0.71 m

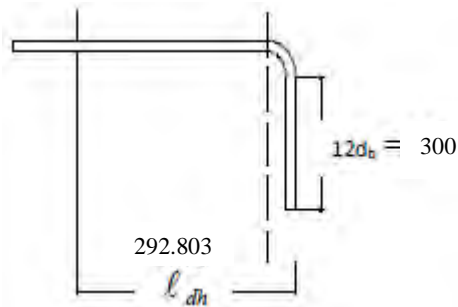
Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat.

ldh diambil yang terbesar

$$8 \times d_b = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{f_y \times d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}} = 292.803 \text{ mm}$$

Jadi diambil  $l_{dh} = 292.803 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom dengan panjang kait 12  $d_b = 300 \text{ mm}$  sesuai SNI 2847:2013 Pasal 9.1.2.



**Gambar 8.1** Pemutusan Tulangan Balok

### 8.3. Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

#### 8.3.1. Perencanaan Kolom

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi	: 60/60	
Tebal decking ( $d'$ )	: 40 mm	SNI 03-2847-2013 ps (7.7)
Tulangan long	: 22 mm	
Tulangan sengkang	: 16 mm	
Mutu tulangan ( $f_y$ ):	400 MPa	
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 Mpa	
Tinggi lantai	: 360 cm	

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

**Tabel 8.4** Output SAP



Kombinasi	Aksial	Momen +	Momen -	M pakai
	kg	kgm	kgm	kgm
1.4D	505373	1286.67	5500.13	5500.13
1.2D+1.6L	433177.7	1075.91	4714.4	4714.4
1.2D+L+Ey+0.3Ex	405020.2	15655.28	12196.38	15655.28
1.2D+L+0.3Ey+Ex	435474.9	38598.91	34937.54	38598.91
0.9D+Ex + 0.3Ey	332298.7	37481.97	34675.53	37481.97
0.9D+Ey + 0.3 Ex	317213	14496.61	11934	14496.61
Maks	505373	38598.91	34937.54	38598.91

### 8.3.2. Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$600 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- b. Rasio dimensi besar dari 0.4  
Rasio b/h = 600/600 = 1 > 0.4

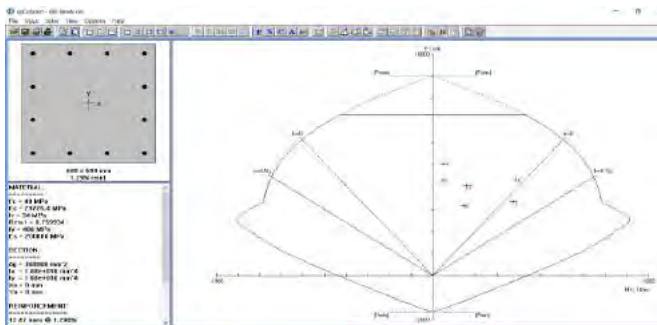
### 8.3.3. Penulangan Longitudinal Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

**Tabel 8.5** Gaya Dalam Pada Kolom

Kombinasi	Aksial	Momen +	Momen -	M pakai
	kg	kgm	kgm	kgm
1.4D	505373	1286.67	5500.13	5500.13
1.2D+1.6L	433177.7	1075.91	4714.4	4714.4
1.2D+L+Ey+0.3Ex	405020.2	15655.28	12196.38	15655.28
1.2D+L+0.3Ey+Ex	435474.9	38598.91	34937.54	38598.91
0.9D+Ex + 0.3Ey	332298.7	37481.97	34675.53	37481.97
0.9D+Ey + 0.3 Ex	317213	14496.61	11934	14496.61
Maks	505373	38598.91	34937.54	38598.91

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



**Gambar 8.2** Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terefisien adalah  $4354.75 \text{ kN} = 4354748.6 \text{ N}$

$$4354748.6 \text{ N} \geq 600 \times 600 \times \frac{40}{10}$$

$$4354748.6 \text{ N} \geq 1440000 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

### 8.3.4. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ . Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 12D25, dengan rasio tulangan = 1.29 % (OK).

### 8.3.5. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

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

Dimana:

$$P_u = 4354748.6 \text{ N}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 4561.59 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 7232962.29 \text{ N} > P_u = 4354748.6 \text{ N} \text{ (OK)}$$

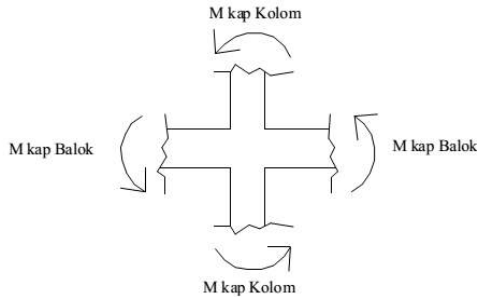
### 8.3.6. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI - 2847-2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah

kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



**Gambar 8.3** Ilustrasi Kuat Momen Yang Bertemu di Balok

$$\sum M_{nc} = (751.11 + 751.11) = 1502.22 \text{ kNm}$$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_{nb}^+$  dan  $M_{nb}^-$  balok yang menyatu dengan kolom didapat dari  $M_n$  di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

BI

$$M_{nb}^+ = 187.64 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = 324.73 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\sum M_{nb} = (187.64 + 324.73) = 512.36 \text{ kNm}$$

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

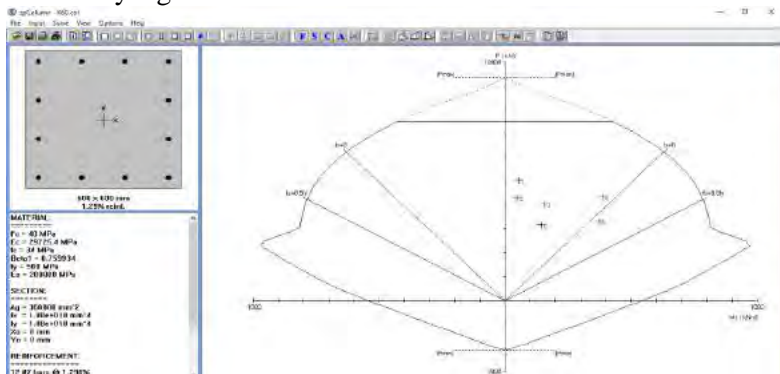
Maka :

$$1502.22 \text{ kNm} > 1.2 \times 512.36 = 614.83 \text{ kNm (Ok)}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

### 8.3.7. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin,  $M_{pr}$ , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor,  $P_u$ , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada  $M_{pr}$  komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus  $V_e$  tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



**Gambar 8.4** Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom dengan  $f_s = 1.25f_y$

$$M_{pr} = M_b = 780.56 / \Phi = 780.56 / 0.65 = 1200.86 \text{ kNm}$$

Bila dianggap  $M_{pr}$  yaitu momen balance kolom interior diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$V_e = (2 \times M_{pr}) / l_n \\ = (2 \times 1200.86) / (3.6 - 0.6) = 800.57 \text{ kN}$$

Perhitungan Mpr balok :

Mpr balok yang digunakan adalah Mpr yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan Mpr dari balok di satu sisi HBK dan Mpr<sup>+</sup> dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l<sub>1</sub> dan l<sub>2</sub>) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan Mpr

balok sebagai berikut :

Perhitungan Mpr<sup>+</sup>

$$Mpr^+ = 187.64 \text{ kNm}$$

$$Mpr^- = 324.73 \text{ kNm}$$

$$Vu = 2 \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{L1} + \frac{L1}{L1 + L2}$$

Dimana: L1= 3.6 m dan L2 = 3.6 m

Maka:

$$Vu = 2x \frac{187.63 + 324.73}{3.6} + \frac{3.6}{7.2} = 341.073 \text{ kN}$$

**8.3.8. Pengekangan Kolom**

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A<sub>sh</sub>) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

$$lo \geq h = 600 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 300 = 500 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 132.67$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang ( $s$ ) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} = 234.37 \text{ mm}^2$$

Dimana:

$S$  = jarak spasi tulangan transversal (mm)

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

$A_g$  = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm<sup>2</sup>)

$F_{yh}$  = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$S = 100 \text{ mm}$

$b_c = b - 2d' - d_s = 600 - 2(16) - 40 = 528 \text{ mm}$

$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$

$A_{ch} = (600 - 40)^2 = 313600 \text{ mm}^2$

$F_{yh} = 400 \text{ MPa}$

Maka:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{100(528)(40)}{400} \left[ \frac{360000}{313600} - 1 \right] = 475.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{100 \cdot 528 \cdot 40}{400} = 234.37 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 3D16-100 ( $A_{sh} = 603.18 \text{ mm}^2$ ) > 475.2 mm<sup>2</sup>

Dipakai tulangan 3D16 – 100 mm ( $A_v = 603.18 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= 1273928.39 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= \frac{603.1 \times 400 \times 582}{100}$$

$$= 1273.93 \text{ kN}$$

Maka :

$$\Phi(V_s) > V_u$$

$$0.65 (1273.93) > 342.073 \text{ kN}$$

$$1232.66 \text{ kN} > 342.074 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Ini membuktikan bahwa  $A_{sh}$  sudah cukup untuk menahan geser.

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai  $s = 130 \text{ mm}$

### 8.3.9. Panjang Lewatan Sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.2, sebagai berikut :

$$l_a = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'_c}} \geq 0.04 d_b f_y$$

$$l_a = \frac{25 (400)}{4 \sqrt{40}} \geq 0.04 22 (400)$$

$$l_a = 347.85 \text{ mm} < 352 \text{ mm}$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 350 mm.

### 8.3.10. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 4354748.6 \text{ N}$$

$$T_u = 7823700 \text{ Nmm}$$



$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33 \sqrt{f'c}}} =$$

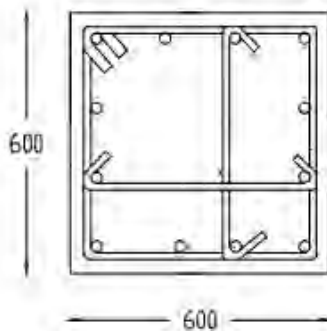
$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left( \frac{360000^2}{3600} \right) \sqrt{1 + \frac{4354748.6}{0.33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 1.0582 \times 10^{11} \text{ Nmm}$$

$T_n > T_u$   
 $1.0582 \times 10^{11} \text{ Nmm} > 7823700 \text{ Nmm}$   
 Maka tulangan torsi diabaikan.

**Tabel. Rekap Penulangan Kolom**

Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal			Tulangan Geser			Panjang lewatan		
	n		mm	kaki			mm	mm	
K 60x60	12	D	22	Sendi Plastis	3	D	16	100	352
				Diluar Sendi plastis	3	D	16	130	
Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal			Tulangan Geser			Panjang lewatan		
K 60x60 (Kolom pada pratekan)	n		mm	kaki			mm	mm	
	16	D	25	Sendi Plastis	3	D	16	100	400
				Diluar Sendi plastis	3	D	16	150	
Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal			Tulangan Geser			Panjang lewatan		
K 80x80	n		mm	kaki			mm	mm	
	16	D	25	Sendi Plastis	4	D	16	100	400
				Diluar Sendi plastis	4	D	16	150	



**Gambar 8.5** Penulangan Kolom

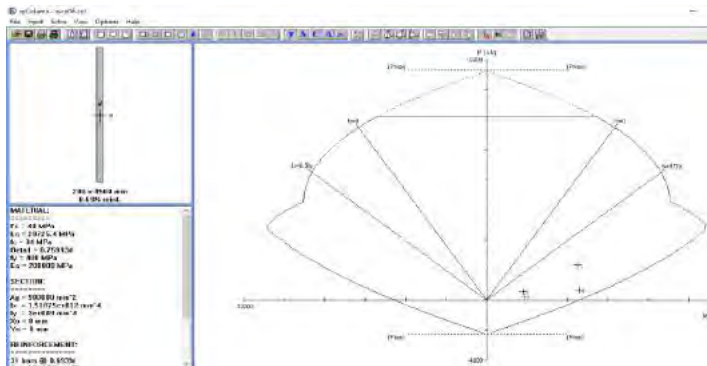
## 8.4. Perencanaan Dinding Geser

### 8.4.1. Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 40 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
$d'$	: 160 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebar dinding	: 200 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, dengan memodelkan pada PCACOL:



Gambar 8.6 Permodelan pada PCACOL

```

Rectangular: Width = 200 mm          Depth = 4500 mm

Gross section area, Ag = 900000 mm^2
Ix = 1.51875e+012 mm^4              Iy = 3e+009 mm^4
rx = 1299.04 mm                     ry = 57.735 mm
Xo = 0 mm                            Yo = 0 mm

Reinforcement:
=====
Bar Set: ASTM A615
Size Diam (mm) Area (mm^2) Size Diam (mm) Area (mm^2) Size Diam (mm) Area (mm^2)
-----
# 3 10 0 71 # 4 13 0 129 # 5 16 0 200
# 6 19 284 # 7 22 387 # 8 25 510
# 9 29 645 # 10 32 819 # 11 36 1006
# 14 43 1452 # 18 57 2581

Confinement: Tied: #3 ties with #10 bars, #4 with larger bars.
phi(a) = 0.8, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.65

Pattern: Irregular
Total steel area: As = 6238 mm^2 at rho = 0.69% (Note: rho < 1.0%)
Minimum clear spacing = 134 mm

Area mm^2 X (mm) Y (mm) Area mm^2 X (mm) Y (mm) Area mm^2 X (mm) Y (mm)
-----
201 0 0 201 0 -150 201 0 -300
201 0 -450 201 0 -600 201 0 -750
201 0 -900 201 0 -1050 201 0 -1200
201 0 -1350 201 0 -1500 201 0 -1650
201 0 -1800 201 0 -1950 201 0 -2100
201 0 -2250 201 0 150 201 0 300
201 0 450 201 0 600 201 0 750
201 0 900 201 0 1050 201 0 1200
201 0 1350 201 0 1500 201 0 1650
201 0 1800 201 0 1950 206 0 2100
201 0 2250

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
=====
No. Pu kN Mux kNm fMnx kNm fMn/Mu NA depth Dt depth mm eps_t Phi
-----
1 2385.21 4515.19 8238.37 1.825 1083 4500 0.00947 0.900
2 862.73 1808.00 5559.20 3.075 657 4500 0.01754 0.900
3 241.70 1871.84 5005.85 2.674 579 4500 0.02030 0.900
4 720.73 4579.04 5824.04 1.272 695 4500 0.01642 0.900

```

**Gambar 8.7** Output dari PCACOL

sehingga didapat yang paling efisien, yaitu :

Gaya aksial : 720.73 KN

Momen : 4579.04 KNm

Gaya geser : 254.83 KN

#### 8.4.2. Kontrol Ketebalan minimum dinding geser

Menurut SNI-03-2847-2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1.  $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 4500 = 180 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ok
2.  $100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ok

Jadi, ketebalan *shear wall* 200 mm sudah memenuhi persyaratan

### 8.4.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi  $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$254.83 \text{ Kn} < 0.83(20 \times 450) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$573.96 \text{ Kn} < 4724.443 \text{ Kn} \dots \text{Ok}$$

### 8.4.4. Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 200 \times 4500 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$254.83 \text{ KN} < 967.657 \text{ KN}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 (b) : lapisan lainnya, sisa tulangan yang diperlukan dalam arah tersebut, harus ditempatkan tidak kurang dari 20mm atau tidak lebih dari sepertiga tebal dinding dari permukaan interior

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan satu lapis tulangan.

### 8.4.5. Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding structural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{31.45}{4.5} = 6.98 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 1 D16 ( $A_s = 201.06 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 150 \text{ mm}$  pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_v}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{160 \times 150} = 0.0084$$

$$V_n = 200 \times 4500 \left[ 0.17\sqrt{40} + 0.0084 \times 400 \right] = 3983586 \text{ N}$$

$$V_u < V_n$$

$$254.83 \text{ KN} < 3983.59 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

#### 8.4.6. Kontrol Rasio tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847 :2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 1Ø16 ( $A_s = 201.06 \text{ mm}^2$ ) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_v}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{160 \times 150} = 0.0084 > 0.0025$$

#### 8.4.7. Kontrol Spasi tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm} > 450 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{5} = 900 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1350 \text{ mm}$$

S pakai = 150 mm Ok

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 1500 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1350 \text{ mm}$$

S pakai = 150 mm Ok

#### 8.4.8. Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari  $0.2f'c$ . SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$6.78 + 0.8 > 0.2 \times 40$$

$$7.6 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa} \quad (\text{tidak membutuhkan komponen batas})$$

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{48}{31450} = 0.0015 < 0.007$$

$$As \text{ total} = 6299.54 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{6299.54 \times 400}{0.85 \times 40 \times 200} = 370.58 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{370.58}{0.76} = 487.61 \text{ mm}$$

$$487.61 \text{ mm} > \frac{4500}{600(0.007)}$$

$$340.44 \text{ mm} < 1071.43 \text{ mm} \quad (\text{tidak butuh komponen batas})$$

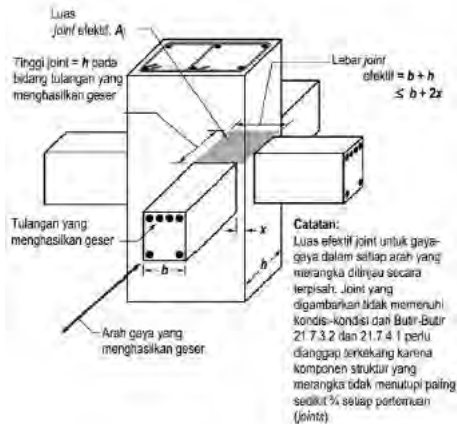
#### 8.5. Hubungan Balok Kolom

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 2847:2013 pasal 21.7 yaitu mengenai *joint* rangka momen khusus. Dimana dalam

suatu *joint* telah dijelaskan dalam pasal 21.7.3.2 telah dijelaskan bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi *joint* bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ( $\frac{3}{4}$ ) lebar kolom harus dipasang tulangan trnversal sedikitnya setengah dari yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4(a) dan (b) dan s lebih kecil dari 150 mm.

Kekuatan geser nominal ( $V_n$ ) untuk beton berat normal dalam SNI pasal 21.7.4 telah disebutkan bahwa  $V_{n,joint}$  tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut :

- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka,  $V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan,  $V_n = 2x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk kasus-kasus lainnya,  $V_n = 1x\sqrt{f'c} A_j$



**Gambar 8.8** Hubungan Balok Kolom

### 8.5.1. Hubungan Balok Kolom

Pada perencanaan hubungan balok kolom terdapat beberapa jenis hubungan balok kolom, yaitu terdapat dalam tabel berikut.

**Tabel 8.6** Tipe HBK

Tipe	sisi terkekang	Pengekang			
		A	4	BI	BI
B	3	BI	BI	BI	
C	2	BI	BI		

### 8.5.2. Tulangan Tranversal pada HBK

Terdapat beberapa jenis kolom, sehingga pada perhitungan hubungan balok kolom diambil salah satu jenis kolom pada salah satu tipe hubungan balok kolom.

**Tabel 8.7** HBK Tipe A Kolom 60/60

(mm)	B	H	(3/4 h)	b>(3/4 h kolom)
K	600	600	450	tidak mengekang
K	800	800	600	tidak mengekang
BL	400	600	600	

Pada hubungan balok kolom tipe A tersebut bertemu 4 balok, tetapi menurut SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom karena tidak memenuhi persyaratan yang ada sehingga digunakan tulangan sengkang tertutup praktis dengan menggunakan Ash ujung kolom untuk HBK yaitu 3D16-100 mm. untuk tipe Kolom lainnya digunakan tulangan sengkang sebagai berikut :



**Tabel 8.8** Tulangan Pada HBK

Kolom	Tulangan Sengkang
K 80/80	4D16 - 100 mm
K 60/60	3D16 - 100 mm
K 60/60 (sisi pratekan)	3D16 - 100 mm

### 8.5.3. Cek Geser pada HBK

Pada data hubungan balok kolom tipe A yang telah tersebut diatas, didapat dimensi hbk, yaitu:

$$b = b \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$h = h \text{ kolom} = 800 \text{ mm}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 320000 \text{ mm}^2$$

$$f'c = 40 \text{ MPa}$$

$$V_n = 1x\sqrt{f'c} A_j = 1.2x\sqrt{40}x320000 = 3642943.87 \text{ N}$$

(kuat geser)

$$\text{Tipe A (4 pengekang)} V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j$$

$$1. 80,40 = 3440558,094 \text{ N}$$

$$2. 60,40 = 2580418.571 \text{ N}$$

$$\text{Tipe B (3 pengekang)} V_n = 2x\sqrt{f'c} A_j$$

$$1. 80,40 = 4047715.405 \text{ N}$$

$$2. 60,40 = 3035786.554 \text{ N}$$

$$\text{Tipe B (2 pengekang)} V_n = 1x\sqrt{f'c} A_j$$

$$1. 80,40 = 2023857.703 \text{ N}$$

$$2. 60,40 = 1517893.27 \text{ N}$$

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah  $67116.8 \text{ kg} = 671168 \text{ N} < V_n \text{ hbk... (OK)}$ .

## **BAB IX**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **9.1. Umum**

Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang stabil, aman, dan efisien.

#### **9.2. Pondasi Kolom dan *Shear wall***

Beban struktur yang bekerja pada kolom menentukan bagaimana perencanaan pondasi kolom yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Sehingga perencanaan tiang pancang di tinjau perkolom. Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban terbesar yang didapat dari program bantu SAP yang dapat dilihat pada tabel

**Tabel 9.1** Gaya Dalam Pada Kolom (Kombinasi 1D+1L)

Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
P1	-15218.1	-3082.62	398000.4	5976.93	-55642.3	-1540.31
P2	15201.18	-3339.15	397917.7	6827.92	56037.38	-1436.49
P3	17180.04	6746.27	449591.7	-16631.8	60703.23	-1534
P4	-18336.5	2029.65	448748.6	-3820.16	-61779	-1564.96
P5	18204.98	2393.74	447144.2	-4837.45	62063.55	1475.94
P6	-16926.9	7415.02	445269.3	-18252.4	-59872	-1477.11
P7	17096.35	-4821.04	415782.9	14824.69	61676.93	-1463.01
P8	-18718.6	-2545.91	453052.7	5251.09	-63326.3	1398.55
P9	18591.29	-2314.78	423878	5484.49	63645.88	-1498.37
P10	-17525.4	-4947.54	386216.9	15608.48	-61568	1595.98
P11	19477.34	-3711.2	557092.7	13448.85	68466.41	-1564.39
P12	-20812.1	-1153.96	627593.9	3545.12	-69835.3	-1462.4
P13	20951.5	-2049.77	619868.5	5214.32	70223.78	-1470.47
P14	-18430	4436.67	547255.3	-14428.7	-67053.8	1639.46
P15	21062.03	-3522.06	577164.4	13197.52	75168.57	-1634.16
P16	-22870.8	-874.88	631107.8	3174.79	-77236	1508.53
P17	22949.37	-1056.15	633954.1	3931.98	77448.04	-1469.54
P18	-21116.4	-3784.57	579825	14315.24	-75104.4	-1590.8
P19	23281.21	-6072.37	614778	16260.72	83265.4	1709.53
P20	-25354	-1194.81	632418.4	3463.85	-85933.8	1530.51
P21	25227.15	-1259.47	622431.2	4081.12	85768.93	-1522.33
P22	-23156.1	-5078.73	579950.1	15903.99	-83186.4	-1717.14
P23	-23798.8	4013.38	483603.4	-6509.34	-89384.2	1568.03
P24	22782.63	4216.99	449383	-7200.66	87808.97	-1352.97

**Tabel 9.2** Gaya Dalam Pada *Shear wall*

Shearwall	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
1	24998.09	-8516.57	332177.7	1597.48	1252.71	31.39938
2	-24457.1	-8335.48	335552.4	1539.52	-1213.64	-30.2231
3	35228.07	10723.06	431300.5	-1936.77	1723.42	-37.9549
4	-35507.8	10818.25	436934.4	-1948.51	-1753.99	38.0561
5	1188.16	14246.81	169671.7	-413.67	1090.98	-21.87
6	-1165.14	13775.95	163496.4	-395.59	-1058.48	21.05
7	10608.16	23949.18	287506	-942.84	1817.29	-32.86
8	-1480.36	-20192.7	230647.4	599.52	-1289.37	-24.41

### 9.2.1. Spesifikasi Tiang Pancang

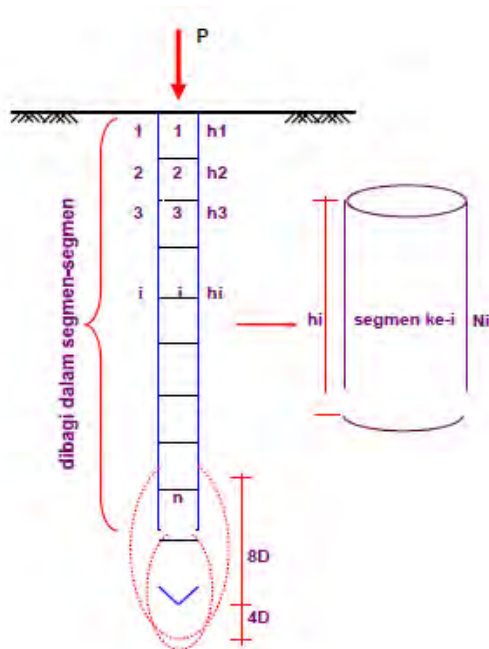
Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

- *Outside diameter* = 800 mm
- *Wall Thickness* = 120 mm
- Kelas = A1
- *Concret cross section* = 2564 cm<sup>2</sup>
- *Unit weight* = 641 kg/m
- *Bending Moment crack* = 40.7 tm
- *Bending moment ultimate* = 63.6 tm
- *Allowable axial load* = 415 ton

### 9.2.2. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah  
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$  :
  - a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
  - b.  $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden  
Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal  
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_0)$  untuk  $P_0 < 7.5$  ton  
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_0)$  untuk  $P_0 > 7.5$  ton  
 Tiang pancang dibagi menjadi  $n$  segmen, seperti gambar berikut



**Gambar 9.1** Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

$C_{li}$  = hambatan geser tiang pada segmen  $i$

$C_{li}$  =  $f_{si}$

$A_{si}$  = Luas selimut tiang

$O_i$  = keliling tiang

$C_n$  = 40 N

Harga  $N$  merupakan rata-rata  $N_2$  dan  $4D$  dibawah ujung sampai  $8D$  diatas ujung tiang.

$$C_{li} = f_{si} = \frac{1}{2}$$

Sehingga:

$$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N} \cdot A_{ujung} + \sum \left( \frac{N_i}{2} \right) \cdot A_{si}$$

$$P_{ijin \text{ tiang}} = \frac{P_{ult}}{SF}, \text{ dengan } SF = 2.5$$

Cara menentukan kedalaman tiang pancang:

Beban aksial yang diijinkan 1 tiang pancang berdasar kan spesifikasi adalah 415 ton. Sehingga daya dukung tanah minimal adalah setengah dari beban aksial yang diijinkan oleh 1 tiang, yaitu 207.5 ton. Sehingga dipilih kedalaman 30 m, karena pada kedalaman tersebut daya dukung tanah sebesar 159.96 ton. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut.

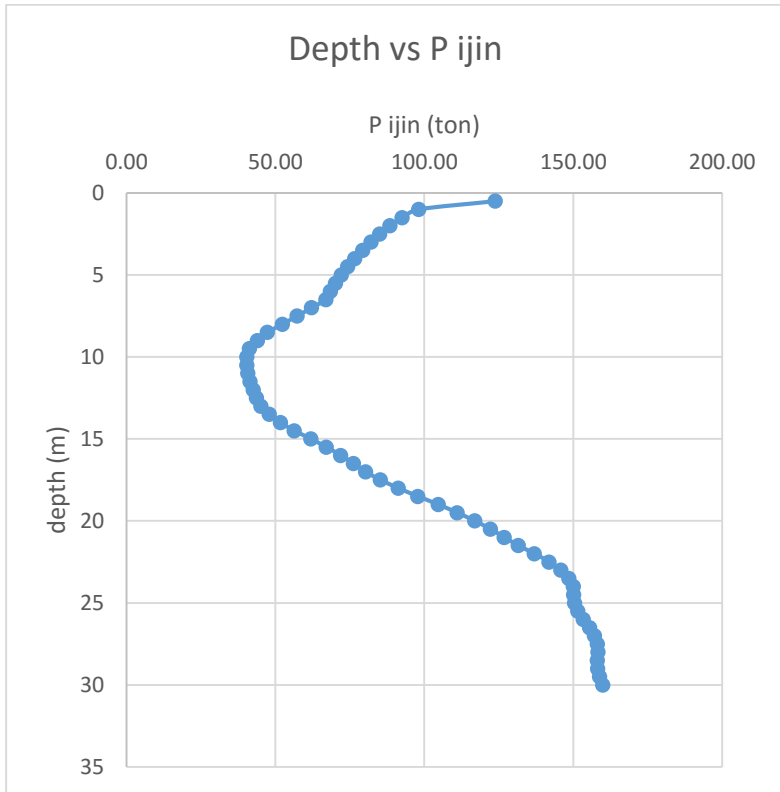
**Tabel 9.3** Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P/T	N1 15+..	N1 0.6 N	N1akhir	$\gamma_{sat}$ (t/m3)	$\gamma'$ (t/m3)	$p_o$ (ton/m2)	N2	2*N1	N2 akhir	N rata2 ujung	Qujung (ton)	$f_{si}$ (ton/m2)	Rsi (ton)	$\Sigma$ Rsi (ton)	Qult = Qujung + $\Sigma$ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=2.5 ; (ton)
0.5	<b>8.00</b>	L	8.000	8.000	8.000	0.000	0.000	0	32.000	16	16.00	15.20	305.61	3.20	4.02	4.02	309.64	<b>123.85</b>
1	<b>8.00</b>	L	8.000	8.000	8.000	0.000	0.000	0	32.000	16	16.00	12.00	241.27	3.20	4.02	4.02	245.30	<b>98.12</b>
1.5	<b>8.00</b>	L	8.000	8.000	8.000	0.000	0.000	0	32.000	16	16.00	11.11	223.40	3.20	4.02	8.04	231.44	<b>92.58</b>
2.0	<b>8.00</b>	L	8.000	8.000	8	0.000	0.000	0	32.000	16	16.00	10.40	209.10	3.20	4.02	12.06	221.17	<b>88.47</b>
2.5	6.00	L	6.000	6.000	6	0.000	0.000	0	24.000	12	12.00	9.82	197.41	2.40	3.02	15.08	212.49	<b>84.99</b>
3.0	5.00	L	5.000	5.000	5	1.711	0.711	0.3555	17.510	10	10.00	9.33	187.66	2.00	2.51	17.59	205.25	<b>82.10</b>
3.5	3.00	L	3.000	3.000	3	1.711	0.711	0.711	9.343	6	6.00	8.91	179.05	1.20	1.51	19.10	198.15	<b>79.26</b>
4.0	<b>2.00</b>	L	2.000	2.000	2	1.711	0.711	1.0665	5.608	4	4.00	8.52	171.34	0.80	1.01	20.11	191.45	<b>76.58</b>
4.5	2.00	L	2.000	2.000	2	1.711	0.711	1.422	5.099	4	4.00	8.18	164.40	0.80	1.01	21.11	185.51	<b>74.20</b>
5.0	2.00	L	2.000	2.000	2	1.711	0.711	1.7775	4.676	4	4.00	7.86	158.10	0.80	1.01	22.12	180.21	<b>72.09</b>
5.5	2.00	L	2.000	2.000	2	1.711	0.711	2.133	4.317	4	4.00	7.58	152.35	0.80	1.01	23.12	175.47	<b>70.19</b>
6.0	<b>2.00</b>	L	2.000	2.000	2	1.677	0.677	2.4715	4.023	4	4.00	7.31	147.07	0.80	1.01	24.13	171.20	<b>68.48</b>
6.5	2.00	L	2.000	2.000	2	1.677	0.677	2.81	3.766	4	3.77	7.07	142.20	0.75	0.95	25.07	167.28	<b>66.91</b>
7.0	2.00	L	2.000	2.000	2	1.677	0.677	3.1485	3.541	4	3.54	6.44	129.39	0.71	0.89	25.96	155.36	<b>62.14</b>
7.5	2.00	L	2.000	2.000	2	1.677	0.677	3.487	3.341	4	3.34	5.79	116.40	0.67	0.84	26.80	143.21	<b>57.28</b>
8.0	<b>2.00</b>	L	2.000	2.000	2	1.677	0.677	3.8255	3.162	4	3.16	5.14	103.25	0.63	0.79	27.60	130.85	<b>52.34</b>
8.5	2.00	L	2.000	2.000	2	1.677	0.677	4.164	3.001	4	3.00	4.47	89.95	0.60	0.75	28.35	118.30	<b>47.32</b>
9.0	2.00	L	2.000	2.000	2	1.695	0.695	4.5115	2.852	4	2.85	4.02	80.73	0.57	0.72	29.07	109.80	<b>43.92</b>
9.5	2.00	L	2.000	2.000	2	1.695	0.695	4.859	2.718	4	2.72	3.66	73.50	0.54	0.68	29.75	103.25	<b>41.30</b>
10.0	<b>3.00</b>	L	3.000	3.000	3	1.695	0.695	5.2065	3.893	6	3.89	3.50	70.37	0.78	0.98	30.73	101.10	<b>40.44</b>



10.5	3.00	L	3.000	3.000	3	1.695	0.695	5.554	3.725	6	3.72	3.45	69.30	0.74	0.94	31.67	100.96	<b>40.39</b>
11.0	3.00	L	3.000	3.000	3	1.695	0.695	5.9015	3.571	6	3.57	3.44	69.24	0.71	0.90	32.56	101.80	<b>40.72</b>
11.5	3.00	L	3.000	3.000	3	1.695	0.695	6.249	3.429	6	3.43	3.49	70.17	0.69	0.86	33.43	103.60	<b>41.44</b>
12.0	<b>3.00</b>	L	3.000	3.000	3	1.732	0.732	6.615	3.291	6	3.29	3.59	72.09	0.66	0.83	34.25	106.34	<b>42.54</b>
12.5	3.00	L	3.000	3.000	3	1.732	0.732	6.981	3.164	6	3.16	3.68	73.96	0.63	0.80	35.05	109.01	<b>43.60</b>
13.0	3.00	L	3.000	3.000	3	1.732	0.732	7.347	3.047	6	3.05	3.83	77.03	0.61	0.77	35.81	112.84	<b>45.14</b>
13.5	3.00	L	3.000	3.000	3	1.732	0.732	7.713	2.984	6	2.98	4.14	83.28	0.60	0.75	36.56	119.84	<b>47.94</b>
14.0	<b>4.00</b>	L	4.000	4.000	4	1.732	0.732	8.079	3.943	8	3.94	4.56	91.64	0.79	0.99	37.56	129.20	<b>51.68</b>
14.5	5.00	L	5.000	5.000	5	1.732	0.732	8.445	4.885	10	4.88	5.08	102.07	0.98	1.23	38.78	140.85	<b>56.34</b>
15.0	6.00	L	6.000	6.000	6	1.697	0.697	8.7935	5.812	12	5.81	5.69	114.49	1.16	1.46	40.24	154.73	<b>61.89</b>
15.5	6.00	L	6.000	6.000	6	1.697	0.697	9.142	5.763	12	5.76	6.26	125.96	1.15	1.45	41.69	167.65	<b>67.06</b>
16.0	<b>7.00</b>	L	7.000	7.000	7	1.697	0.697	9.4905	6.668	14	6.67	6.79	136.49	1.33	1.68	43.37	179.86	<b>71.94</b>
16.5	10.00	P	10.000	10.000	10	1.697	0.697	9.839	9.448	20	9.45	7.20	144.71	1.89	2.37	45.74	190.45	<b>76.18</b>
17.0	12.00	P	12.000	12.000	12	1.697	0.697	10.188	11.245	24	11.24	7.56	152.06	2.25	2.83	48.57	200.63	<b>80.25</b>
17.5	14.00	P	14.000	14.000	14	1.697	0.697	10.536	13.012	28	13.01	8.02	161.34	2.60	3.27	51.84	213.18	<b>85.27</b>
18.0	<b>16.00</b>	L	16.000	16.000	16	1.780	0.780	10.926	14.738	32	14.74	8.58	172.51	2.95	3.70	55.54	228.05	<b>91.22</b>
18.5	15.00	L	15.000	15.000	15	1.780	0.780	11.316	13.694	30	13.69	9.23	185.54	2.74	3.44	58.98	244.53	<b>97.81</b>
19.0	14.00	L	14.000	14.000	14	1.780	0.780	11.706	12.668	28	12.67	9.92	199.49	2.53	3.18	62.17	261.65	<b>104.66</b>
19.5	13.00	L	13.000	13.000	13	1.780	0.780	12.096	11.660	26	11.66	10.57	212.51	2.33	2.93	65.10	277.61	<b>111.04</b>
20.0	<b>12.00</b>	L	12.000	12.000	12	1.780	0.780	12.486	10.670	24	10.67	11.17	224.57	2.13	2.68	67.78	292.35	<b>116.94</b>
20.5	<b>14.00</b>	L	14.000	14.000	14	1.780	0.780	12.876	12.341	28	12.34	11.67	234.61	2.47	3.10	70.88	305.49	<b>122.20</b>
21.0	<b>16.00</b>	L	16.000	16.000	16.0	1.759	0.759	13.256	13.987	32	13.99	12.07	242.67	2.80	3.52	74.40	317.06	<b>126.83</b>

21.5	<b>18.00</b>	L	18,000	18,000	18	1.759	0.759	13.635	15.606	36	15.61	12.46	250.51	3.12	3.92	78.32	328.83	<b>131.53</b>
22.0	<b>19.00</b>	L	19,000	19,000	19	1.759	0.759	14.015	16.339	38	16.34	12.93	260.04	3.27	4.11	82.43	342.46	<b>136.99</b>
22.5	<b>18.00</b>	L	18,000	18,000	18	1.759	0.759	14.394	15.354	36	15.35	13.35	268.49	3.07	3.86	86.29	354.77	<b>141.91</b>
23.0	<b>17.00</b>	L	17,000	17,000	17	1.759	0.759	14.774	14.384	34	14.38	13.66	274.74	2.88	3.62	89.90	364.64	<b>145.86</b>
23.5	<b>16.00</b>	L	16,000	16,000	16	1.759	0.759	15.153	13.430	32	13.43	13.83	278.12	2.69	3.38	93.28	371.40	<b>148.56</b>
24.0	<b>15.00</b>	L	15,000	15,000	15	1.738	0.738	15.522	12.494	30	12.49	13.86	278.67	2.50	3.14	96.42	375.09	<b>150.03</b>
24.5	<b>16.00</b>	L	16,000	16,000	16	1.738	0.738	15.891	13.226	32	13.23	13.71	275.61	2.65	3.32	99.74	375.35	<b>150.14</b>
25.0	<b>18.00</b>	L	18,000	18,000	18	1.738	0.738	16.26	14.766	36	14.77	13.56	272.74	2.95	3.71	103.45	376.19	<b>150.48</b>
25.5	<b>18.00</b>	L	18,000	18,000	18	1.738	0.738	16.629	14.655	36	14.66	13.51	271.69	2.93	3.68	107.13	378.82	<b>151.53</b>
26.0	<b>19.00</b>	L	19,000	19,000	19	1.738	0.738	16.998	15.354	38	15.35	13.55	272.43	3.07	3.86	110.99	383.42	<b>153.37</b>
26.5	<b>18.00</b>	L	18,000	18,000	18	1.738	0.738	17.367	14.438	36	14.44	13.63	274.12	2.89	3.63	114.62	388.74	<b>155.50</b>
27.0	<b>17.00</b>	L	17,000	17,000	17	1.766	0.766	17.75	13.532	34	13.53	13.67	274.76	2.71	3.40	118.02	392.78	<b>157.11</b>
27.5	<b>15.00</b>	L	15,000	15,000	15	1.766	0.766	18.133	11.850	30	11.85	13.65	274.40	2.37	2.98	121.00	395.40	<b>158.16</b>
28.0	<b>14.00</b>	L	14,000	14,000	14	1.766	0.766	18.516	10.977	28	10.98	13.53	272.08	2.20	2.76	123.76	395.84	<b>158.34</b>
28.5	<b>15.00</b>	L	15,000	15,000	15	1.766	0.766	18.899	11.673	30	11.67	13.36	268.55	2.33	2.93	126.69	395.25	<b>158.10</b>
29.0	<b>16.00</b>	L	16,000	16,000	16	1.766	0.766	19.282	12.360	32	12.36	13.22	265.88	2.47	3.11	129.80	395.68	<b>158.27</b>
29.5	<b>16.00</b>	L	16,000	16,000	16	1.766	0.766	19.665	12.269	32	12.27	13.14	264.21	2.45	3.08	132.88	397.09	<b>158.84</b>
30.0	<b>17.00</b>	L	17,000	17,000	17	1.736	0.736	20.033	12.944	34	12.94	13.12	263.76	2.59	3.25	136.14	399.90	<b>159.96</b>



**Gambar 9.2** grafik depth vs Q ijin

### 9.2.3. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 9.4 (P ijin dalam ton)

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :
  - $2.5 D \leq S \leq 3 D$
  - $2.5 \times 80 \leq S \leq 3 \times 80$
  - $180 \text{ cm} \leq S \leq 240 \text{ cm}$
  - Digunakan jarak antar tiang = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
  - $1 D \leq S1 \leq 2 D$
  - $1 \times 80 \leq S1 \leq 2 \times 80$
  - $80 \text{ cm} \leq S1 \leq 160 \text{ cm}$
  - Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

**Tabel 9.4** Kebutuhan Tiang Pancang Kolom

Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3	1 tiang	Kebutuhan tiang
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m		
P1	-15218.1	-3082.62	398000.4	5976.93	-55642.3	-1540.31	159.9591	3
P2	15201.18	-3339.15	397917.7	6827.92	56037.38	-1436.49	159.9591	3
P3	17180.04	6746.27	449591.7	-16631.75	60703.23	-1534	159.9591	3
P4	-18336.5	2029.65	448748.6	-3820.16	-61779	-1564.96	159.9591	3
P5	18204.98	2393.74	447144.2	-4837.45	62063.55	1475.94	159.9591	3
P6	-16926.9	7415.02	445269.3	-18252.43	-59872	-1477.11	159.9591	3
P7	17096.35	-4821.04	415782.9	14824.69	61676.93	-1463.01	159.9591	3
P8	-18718.6	-2545.91	453052.7	5251.09	-63326.3	1398.55	159.9591	3
P9	18591.29	-2314.78	423878	5484.49	63645.88	-1498.37	159.9591	3
P10	-17525.4	-4947.54	386216.9	15608.48	-61568	1595.98	159.9591	3
P11	19477.34	-3711.2	557092.7	13448.85	68466.41	-1564.39	159.9591	4
P12	-20812.1	-1153.96	627593.9	3545.12	-69835.3	-1462.4	159.9591	4
P13	20951.5	-2049.77	619868.5	5214.32	70223.78	-1470.47	159.9591	4
P14	-18430	4436.67	547255.3	-14428.74	-67053.8	1639.46	159.9591	4
P15	21062.03	-3522.06	577164.4	13197.52	75168.57	-1634.16	159.9591	4
P16	-22870.8	-874.88	631107.8	3174.79	-77236	1508.53	159.9591	4
P17	22949.37	-1056.15	633954.1	3931.98	77448.04	-1469.54	159.9591	4
P18	-21116.4	-3784.57	579825	14315.24	-75104.4	-1590.8	159.9591	4
P19	23281.21	-6072.37	614778	16260.72	83265.4	1709.53	159.9591	4
P20	-25354	-1194.81	632418.4	3463.85	-85933.8	1530.51	159.9591	4
P21	25227.15	-1259.47	622431.2	4081.12	85768.93	-1522.33	159.9591	4
P22	-23156.1	-5078.73	579950.1	15903.99	-83186.4	-1717.14	159.9591	4
P23	-23798.8	4013.38	483603.4	-6509.34	-89384.2	1568.03	159.9591	4
P24	22782.63	4216.99	449383	-7200.66	87808.97	-1352.97	159.9591	3

**Tabel 9.5** Kebutuhan Tiang Pancang SW

SW	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3	1 tiang	Kebutuhan tiang
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m		
1	24998.09	-8516.57	332177.7	1597.48	1252.71	31.39938	159.9591	3
2	-24457.1	-8335.48	335552.4	1539.52	-1213.64	-30.2231	159.9591	3
3	35228.07	10723.06	431300.5	-1936.77	1723.42	-37.9549	159.9591	3
4	-35507.8	10818.25	436934.4	-1948.51	-1753.99	38.0561	159.9591	3
5	1188.16	14246.81	169671.7	-413.67	1090.98	-21.87	159.9591	2
6	-1165.14	13775.95	163496.4	-395.59	-1058.48	21.05	159.9591	2
7	10608.16	23949.18	287506	-942.84	1817.29	-32.86	159.9591	2
8	-1480.36	-20192.7	230647.4	599.52	-1289.37	-24.41	159.9591	2

Untuk beberapa titik kolom dan *shearwall*, dilakukan penggabungan *pilecap* antara *shear wall* dan kolom yang dikarenakan jarak kolom dan *shearwall* terlalu dekat, berikut titik titik kolom yang pile capnya digabungkan (P ijin dalam ton):

**Tabel 9.6** Tipe-tipe Kombinasi Tiang Pancang**Tipe 1 (Gabung SW dan kolom)**

Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3	1 tiang	Kebutuhan tiang
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m		
P1	-15218.1	-3082.62	398000.4	5976.93	-55642.3	-1540.31	159.9591	3
P2	15201.18	-3339.15	397917.7	6827.92	56037.38	-1436.49	159.9591	3
1	24998.09	-8516.57	332177.7	1597.48	1252.71	31.39938	159.9591	3
2	-24457.1	-8335.48	335552.4	1539.52	-1213.64	-30.2231	159.9591	3
5	1188.16	14246.81	169671.7	-413.67	1090.98	-21.87	159.9591	2
6	-1165.14	13775.95	163496.4	-395.59	-1058.48	21.05	159.9591	2
Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	Kebutuhan tiang		
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m			
3	35228.07	10723.06	431300.5	-1936.77	1723.42	3		
4	-35507.8	10818.25	436934.4	-1948.51	-1753.99	3		
7	10608.16	23949.18	287506	-942.84	1817.29	2		
8	-1480.36	-20192.7	230647.4	599.52	-1289.37	2		
P23	-23798.8	4013.38	483603.4	-6509.34	-89384.2	4		
P24	22782.63	4216.99	449383	-7200.66	87808.97	3		

**Tipe 2 (Gabung SW dan kolom)**

Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3	1 tiang	Kebutuhan tiang
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m		
P3	17180.04	6746.27	449591.7	-16631.8	60703.23	-1534	159.9591	3
P4	-18336.5	2029.65	448748.6	-3820.16	-61779	-1564.96	159.9591	3
P5	18204.98	2393.74	447144.2	-4837.45	62063.55	1475.94	159.9591	3
P6	-16926.9	7415.02	445269.3	-18252.4	-59872	-1477.11	159.9591	3
P7	17096.35	-4821.04	415782.9	14824.69	61676.93	-1463.01	159.9591	3
P8	-18718.6	-2545.91	453052.7	5251.09	-63326.3	1398.55	159.9591	3
P9	18591.29	-2314.78	423878	5484.49	63645.88	-1498.37	159.9591	3
P10	-17525.4	-4947.54	386216.9	15608.48	-61568	1595.98	159.9591	3

**Tipe 3 (1 kolom)**

Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3	1 tiang	Kebutuhan tiang
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m		
P11	19477.34	-3711.2	557092.7	13448.85	68466.41	-1564.39	159.9591	4
P11	19477.34	-3711.2	557092.7	13448.85	68466.41	-1564.39	159.9591	4
P14	-18430	4436.67	547255.3	-14428.7	-67053.8	1639.46	159.9591	4
P15	21062.03	-3522.06	577164.4	13197.52	75168.57	-1634.16	159.9591	4
P18	-21116.4	-3784.57	579825	14315.24	-75104.4	-1590.8	159.9591	4
P19	23281.21	-6072.37	614778	16260.72	83265.4	1709.53	159.9591	4
P22	-23156.1	-5078.73	579950.1	15903.99	-83186.4	-1717.14	159.9591	4

## Tipe 4 (gabung 2 kolom)

Kolom	Hx	Hy	Pu	Mx	My	M3	1 tiang	Kebutuhan tiang
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m		
P12	-20812.1	-1153.96	627593.9	3545.12	-69835.3	-1462.4	159.9591	4
P13	20951.5	-2049.77	619868.5	5214.32	70223.78	-1470.47	159.9591	4
P16	-22870.8	-874.88	631107.8	3174.79	-77236	1508.53	159.9591	4
P17	22949.37	-1056.15	633954.1	3931.98	77448.04	-1469.54	159.9591	4
P20	-25354	-1194.81	632418.4	3463.85	-85933.8	1530.51	159.9591	4
P21	25227.15	-1259.47	622431.2	4081.12	85768.93	-1522.33	159.9591	4

- Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi ( $\eta$ ). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre.

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$

Hasil dari  $Q_L(\text{group}) > P$  yang terjadi (OK). Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel

**Tabel 9.7** Kontrol Daya dukung tiang Kelompok

Tipe tiang group	Jumlah tiang	V maks	Mx maks	MV maks	Hx	Hy	D	S	$\eta$	$Q_L$ group	Svarat
Tipe 1	18	2319.375	15.13259	0.46667	7.83195	23.5282	0.8	2	0.99419	2852.526346	Ok
Tipe 2	24	3469.684	-2.37304	1.54429	-0.4347	3.95541	0.8	2.4	0.99449	3817.860504	Ok
Tipe 3	5	614.778	16.29072	83.2884	23.2812	8.43667	0.8	2	0.99377	796.811238	OK
Tipe 4	8	1265.062	8.75944	0.38849	0.13957	-1.931	0.8	2	0.99472	1272.910215	Ok

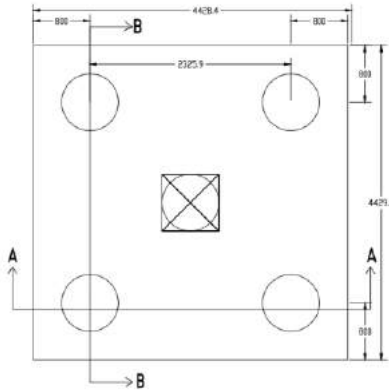
### 9.2.4. Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang

bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

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

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 3  
Group tiang pancang Tipe 3



**Gambar 9.3** Group Tiang Tipe 3

$$V = 615 \text{ t}$$

$$n = 5 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times \text{tebal poer}) \times \text{jarak} = 16.26 + (4.43 \times 1) \times 1.41 = 22.93 \text{ tm}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times \text{tebal poer}) \times \text{jarak} = 83.26 + (23.2 \times 1) \times 1.41 = 117.40 \text{ tm}$$

$$\Sigma x^2 = 1.41 \times 2^2 = 7.96 \text{ m}^2 \quad \Sigma y^2 = (1.41 \times 2^2) = 7.96 \text{ m}^2$$

$$Y_{max} = 1.41 \text{ m} \quad X_{max} = 1.41 \text{ m}$$



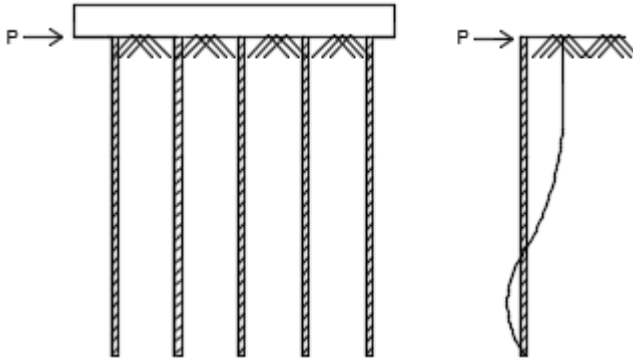
$$P_{max} = \frac{615}{5} + \frac{117.4 \times 1}{7.96} + \frac{22.93 \times 1}{5} = 140.602 \leq 159.96 \text{ t (1 tiang) (OK)}$$

Berikut Tabel rekapan perhitungan dari seluruh Tipe Group Tiang

Tabel 9.8 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Tipe 3	V/n	My x X1	sigma x^2	Mx x y1	sigma y^2	Pmax	Total	P ijin	Aman
	122.9556	116.0919061	7.9524	22.51642	7.9524	140.3853		159.96	
Tipe 4	V/n	My x X1	sigma x^2	Mx x y1	sigma y^2	Pmax	159.9155	P ijin	Aman
	78.88848	-335.9766	151.38	3.17479	4	77.46275		159.96	
	79.24426	336.898974	151.38	3.93198	4	82.45277		159.96	
Tipe 2	V/n	My x X1	sigma x^2	Mx x y1	sigma y^2	Pmax	144.5177	P ijin	Aman
	18.73299	983.392326	2185.92	-60.2901	128.175	18.71249		159.9591	
	18.69786	-602.3455425	769.5	-13.8481	128.175	17.80704		159.9591	
	18.63101	605.1196125	769.5	-17.5358	128.175	19.28058		159.9591	
	18.55289	-969.927048	2185.92	-66.1651	128.175	17.59296		159.9591	
	17.32429	999.166266	2185.92	53.7395	128.175	18.20064		159.9591	
	18.8772	-617.43123	769.5	19.0352	128.175	18.22333		159.9591	
	17.66158	620.54733	769.5	19.88128	128.175	18.62312		159.9591	
	16.09237	-997.40079	2185.92	56.58074	128.175	16.07752		159.9591	
Total						144.5177		Aman	
Tipe 1	V/n	My x X1	sigma x^2	Mx x y1	sigma y^2	Pmax	104.7847	P ijin	Aman
	18.45431	17.4753045	1178.979375	22.28485	33.26843272	19.13899		159.9591	
	18.6418	-16.930278	1178.979375	21.4763	33.26843272	19.27299		159.9591	
	9.426205	17.673876	1720.08	-6.70145	55.46125	9.315649		159.9591	
	9.083136	-17.147376	1720.08	-6.40856	55.46125	8.957616		159.9591	
	22.11114	-542.51223	657.765	58.27507	32.21125	23.09551		159.9591	
	22.10654	546.364455	657.765	66.57222	32.21125	25.00392		159.9591	
Total						104.7847		Aman	

### 9.2.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



**Gambar 9.4** Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

Keterangan:

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 5

Hmax = 23.28 t

Hmax 1 tiang = 4.66 t

Dr = 35.32%

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$f$ (soil modulus of elasticity coefficient) = 0.352 kg/cm<sup>3</sup>

$$E = 364060.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 120)^4 = 961450.28 \text{ cm}^4$$

$Fd = 0.9$  (deflection coefficient)

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 961450.28}{0.352}\right)^{\frac{1}{5}} = 250.9 \text{ cm}$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left(\frac{4.66 \times 250.9^3}{364060.43 \times 961450.28}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.19 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

$$M = Fm(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$Fm = 0.9$$

$$M = 0.9(3.82 \times 2.5) \leq 40.7 \text{ tm}$$

$$M = 10.51 \text{ tm} \leq 40.7 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

**Tabel 9.9** Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Tipe tiang group	H max 1 tiang	Dr	f	T	L/T	Z	fd	delta	batas	Mmax	Mijin
	t	%	kg/cm <sup>3</sup>	cm							
Tipe 1	1.862675	35.32	0.352	250.9063	11.95666	0	0.9	0.075651	2.5	4.206212	40.7
Tipe 2	0.16480875	35.32	0.352	250.9063	11.95666	0	0.9	0.006694	2.5	0.372164	40.7
Tipe 3	4.656242	35.32	0.352	250.9063	11.95666	0	0.9	0.189109	2.5	10.51452	40.7
Tipe 4	0.01742125	35.32	0.352	250.9063	11.95666	0	0.9	0.000708	2.5	0.03934	40.7

### 9.2.6. Perencanaan Poer

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 3. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

$P_u$  kolom= 614.78 ton

$P_u$  pile = 140.60 ton

$P_{max}$  (1 tiang) = 159.96 ton

$\Sigma$  tiang pancang tiap group = 5

Dimensi kolom =  $800 \times 800 \text{ mm}^2$

Dimensi pile cap=  $4.43 \times 4.43 \times 1 \text{ m}^3$

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Diameter tulangan (D) = 25 mm

Selimit beton = 75 mm

### Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.2. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut :

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Dengan :

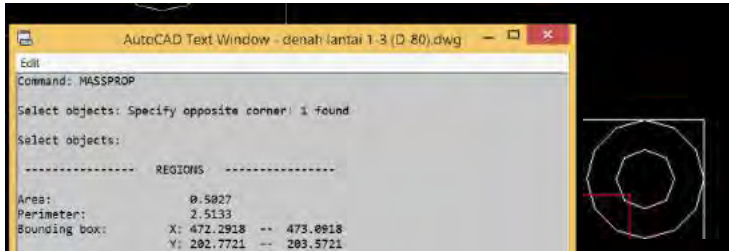
Dimensi poer :  $4.4284 \times 4.4284 \times 1 \text{ m}^3$

Selimit beton : 75 mm

$\varnothing$  tul utama : D25

Tinggi efektif :  $d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912.5 \text{ mm}$

### 9.2.6.1. Geser pons 2 Arah



**Gambar 9.5** Perhitungan untuk two-way shear

$$P_{u,pile} = 140.6 + (1.2 \times \frac{47.066}{5}) = 151.89 \text{ T}$$

$$B = 1$$

$$\text{Alfa} = 30$$

$$b_1 = a_1 = d \text{ efektif} + d \text{ kolom} = 1.7125 \text{ m}$$

$$U = 2 \times d \text{ efektif} + 2 \times d \text{ efektif} = 6.85 \text{ m}$$

$$\text{Area tiang kritis} = 0 \text{ (tidak ada yang mengenai) m}^2$$

$$\text{Area total tiang kritis} = A_{kolom} = \pi \times 800^2 = 502654.83 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = \frac{\text{Area tiang kritis}}{\text{Area total tiang kritis}} = 0$$

$$P_{u \text{ kolom} + \text{poer}} = V_{\text{maks}} + (1.2 \times \gamma \times a_1 \times b_1)$$

$$= 614.78 + (1.2 \times 2.4 \times 1.71 \times 1.71) = 623.224 \text{ T}$$

$$P_{u, \text{punch}} = (P_{u \text{ kolom} + \text{poer}}) - (P_{u \text{ pile} + \text{poer}} \times \text{factor pengali})$$

$$= 623.224 - (0)$$

$$= 623.224 \text{ T}$$

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom}$$

$$= \frac{800}{800} = 1.00$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{keliling dari penampang kritis pada poer} \\
 &= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\
 &= 2 \times (800 + 912.5) + 2 \times (800 + 912.5) \\
 &= 6850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

SNI 11.11.2.1

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\
 &= 19766212 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( \frac{1}{3} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\
 &= 13177475 \text{ N (Menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,083 \left( \frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\
 &= 19675172 \text{ N}
 \end{aligned}$$

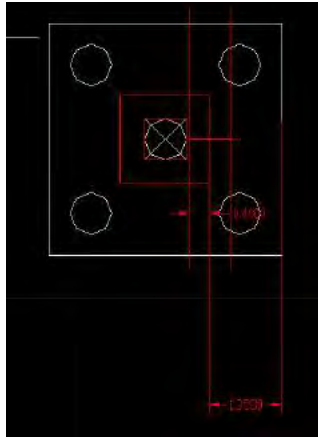
$$V_c = 1317.75 \text{ T}$$

Kontrol  $P_u, \text{punch} < V_c$   
 $623.224 < V_c$  (OK)

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.



### 9.2.6.2. Geser Pons 1 Arah



**Gambar 9.6** Perhitungan untuk one-way shear

$$\begin{aligned} P_{u, \text{pile} + \text{poer}} &= P_{\text{max}} \text{ 1 tiang} + (1.2 \times (\text{dimensi pilecap/jumlah tiang})) \\ &= 140.6 \text{ ton} + (1.2 \times (4.4284 / 5)) = 151.89 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u, \text{reduce}} &= \frac{a}{D \text{ kolom}} \times P_{u, \text{pile} + \text{poer}} \\ &= \frac{958}{800} \times 151.89 = 181.697 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= n \times P_{u, \text{reduce}} - (1.2 \times \gamma \times \text{panjang poer} \times \text{tebal poer} \times \text{panjang critical section}) \\ &= 346.48 \text{ T} \end{aligned}$$

$$V_c = 0.75 \sqrt{f'_c} b_w d$$

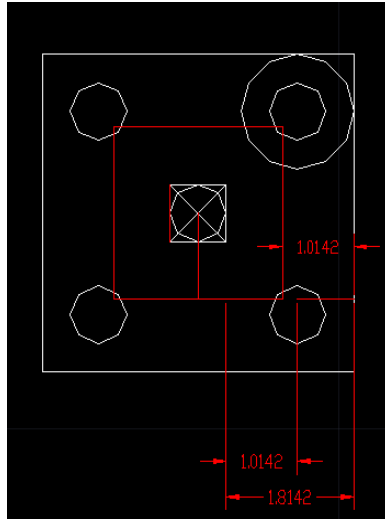
$$V_c = 0.75 \sqrt{40} \times 4.4284 \times 912.5 = 19167743 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &> P_u \\ 1916.67 \text{ t} &> 159.96 \times 5 = 799.75 \text{ t} \dots \text{ Ok} \end{aligned}$$

### 9.2.7. Penulangan *Pile Cap*

Dalam merencanakan penulangan *pile cap*, digunakan gaya gaya dalam yang bekerja pada kolom yang didistribusikan kepada *pile cap*.

Penulangan lentur :



**Gambar 9.7** Untuk perhitungan penulangan pilecap

#### 9.2.7.1. Penulangan arah x

$$P_{\max} \text{ 1 tiang} = 140.602$$

$$P_{\text{ultimate}} \times 1.5 = 140.602 \times 1.5 = 210.09 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_{u,\text{pile}} + \text{poer} &= 210.09 \times (1.2 \times \text{panjang poer} / \text{jumlah tiang}) \\ &= 210.09 \times (1.2 \times 4.4284/5) \\ &= 222.198 \text{ ton} \end{aligned}$$

Mu (perhitungan momen)

$$\begin{aligned} &= (2 \times P_{u,\text{pile}} + \text{poer} \times \text{jarak muka kolom ke titik tengah tiang} \\ &\text{pancang}) - (1.2 \times 2.4 \times (\text{panjang poer} \times (\text{jarak dari muka kolom ke} \\ &\text{tepi poer}/2) \times \text{jarak dari muka kolom ke tepi poer}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (2 \times 222.198 \times 1.0142) - (1.2 \times 2.4 \times 4.4284 \times (1.8142/2) \times \\
 &1.8142) \\
 &= 429.72 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} = 0.0018$  (SNI 2847:2013 pasal 7.12)

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4297197850}{0.9 \times 4428.4 \times 912.5^2} = 1.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 1.29}{400}} \right) = 0.0033$$

$\rho < \rho_{\min}$  maka dipakai  $\rho = 0.0033$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ , pakai  $\rho_{\text{perlu}}$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0033$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0033 \times 4428.4 \times 912.5 = 13340.33 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$n = 13340.33 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 28 \text{ buah}$$

$$s = 4428.4 / 28 = 158 \text{ mm}$$

gunakan  $s = 150 \text{ mm}$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_{s'} = 0.5 A_s = 0.5 \times 13340.33 = 6670.167 \text{ mm}^2$$

$$n = 6670.167 / (\frac{1}{4} \pi \times 25^2) = 14 \text{ buah}$$

$$s = 4428.4 / 14 = 310 \text{ mm}$$

gunakan  $s = 300 \text{ mm}$

### 9.2.7.2. Penulangan arah Y

$$P_{\max} \text{ 1 tiang} = 140.602$$

$$P_{\text{ultimate}} \times 1.5 = 140.602 \times 1.5 = 210.09 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_{u, \text{pile} + \text{poer}} &= 210.09 \times (1.2 \times \text{panjang poer} / \text{jumlah tiang}) \\ &= 210.09 \times (1.2 \times 4.4284/5) \\ &= 222.198 \text{ ton} \end{aligned}$$

Mu (perhitungan momen)

$$\begin{aligned} &= (2 \times P_{u, \text{pile} + \text{poer}} \times \text{jarak muka kolom ke titik tengah tiang} \\ &\text{pancang}) - (1.2 \times 2.4 \times (\text{panjang poer} \times (\text{jarak dari muka kolom ke} \\ &\text{tepi poer}/2) \times \text{jarak dari muka kolom ke tepi poer}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (2 \times 222.198 \times 1.0142) - (1.2 \times 2.4 \times 4.4284 \times (1.8142/2) \times \\ &1.8142) \end{aligned}$$

$$= 429.72 \text{ ton}$$

$$\rho_{\min} = 0.0018 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 7.12)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.765$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4297197850}{0.9 \times 4428.4 \times 912.5^2} = 1.29 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 1.29}{400}} \right) = 0.0033$$

$$\rho < \rho_{\min} \text{ maka dipakai } \rho = 0.0033$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}, \text{ pakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0033$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0033 \times 4428.4 \times 912.5 = 13340.33 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

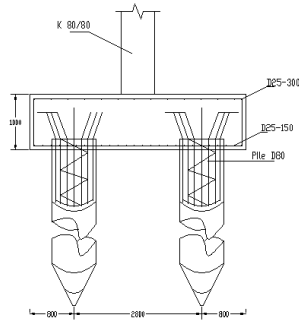
$$n = 13340.33 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 28 \text{ buah}$$

$s = 4428.4/28 = 158 \text{ mm}$   
 gunakan  $s = 150 \text{ mm}$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.5A_s = 0.5 \times 13340.33 = 6670.167 \text{ mm}^2$$

$$n = 6670.167 / (\frac{1}{4} \pi \times 25^2) = 14 \text{ buah}$$



**Gambar 9.8** Penulangan Poer

### 9.3. Perencanaan Sloof

#### 9.3.1. Penulangan Lentur Sloof

Data Perencanaan :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

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

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan lentur} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$L = 7200 \text{ mm}$$

Gaya dalam pada *sloof* (aksial tekan dan lentur) :

Pu Tekan sloof maks :

$$P_{u_{sloof}} = 10\% P_{u_{kolom}}$$

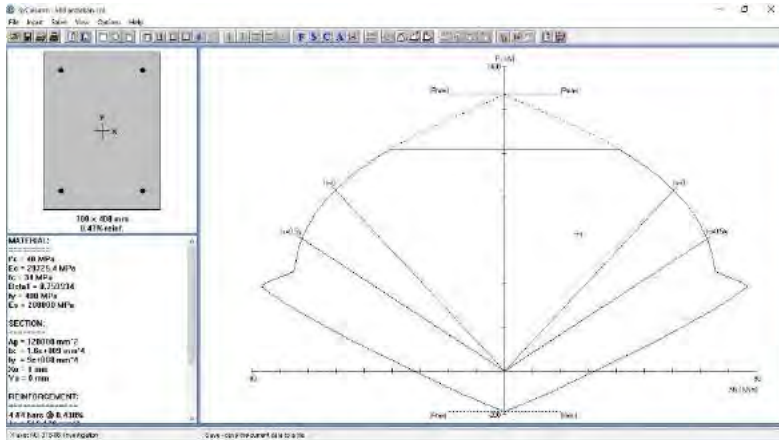
$$P_{u_{sloof}} = 10\% \times 633954.1 \text{ kg} = 63395.41 \text{ kg} = 633.95 \text{ kN}$$

Berat Sendiri Sloof :

$$W = 2400 \times 0.4 \times 0.3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1.4 \times (1/8 q L^2) = 1.4 \times (1/8 \times 288 \times (7.2^2)) \\ &= 2612.74 \text{ kgm} \\ &= 26.13 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Untuk Penulangan Lentur digunakan bantuan program PcAcol, didapat tulangan sebanyak 4D12 sudah memenuhi



**Gambar 9.9** Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof

### 9.3.2. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 288 \times 7.2 = 1036.8 \text{ kg} = 10368 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 8 - 12/2 = 346$$

$$V_c = \frac{b_w x d x \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 x 346 x \sqrt{40}}{6} = 109414.807 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c > V_u \text{ (tidak perlu tulangan Geser)}$$

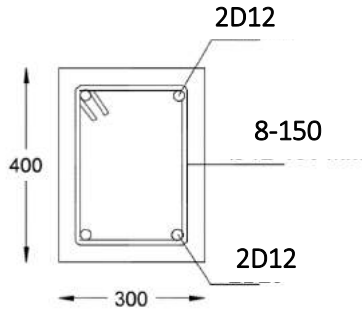
Jadi dipasang tulangan geser min

Smaks =  $d/2$  atau 300 mm

$d/2 = 346/2 = 173$  mm

$$Av_{min} = \frac{b_w x s}{3f_y} = \frac{300 x 173}{3(400)} = 43.25 \text{ mm}$$

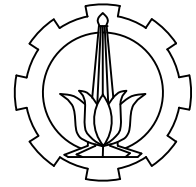
Dipasang Senggang  $2\emptyset 8 - 150$  mm



**Gambar 9.10** Penampang Balok Sloof

*Halaman ini sengaja dikosongkan*





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL PROPOSAL  
TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG ASRAMA PUSDIKLAT  
PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK  
PRATEKAN MONOLIT PASCA  
TARIK

DOSEN KONSULTASI

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
3112 100 149

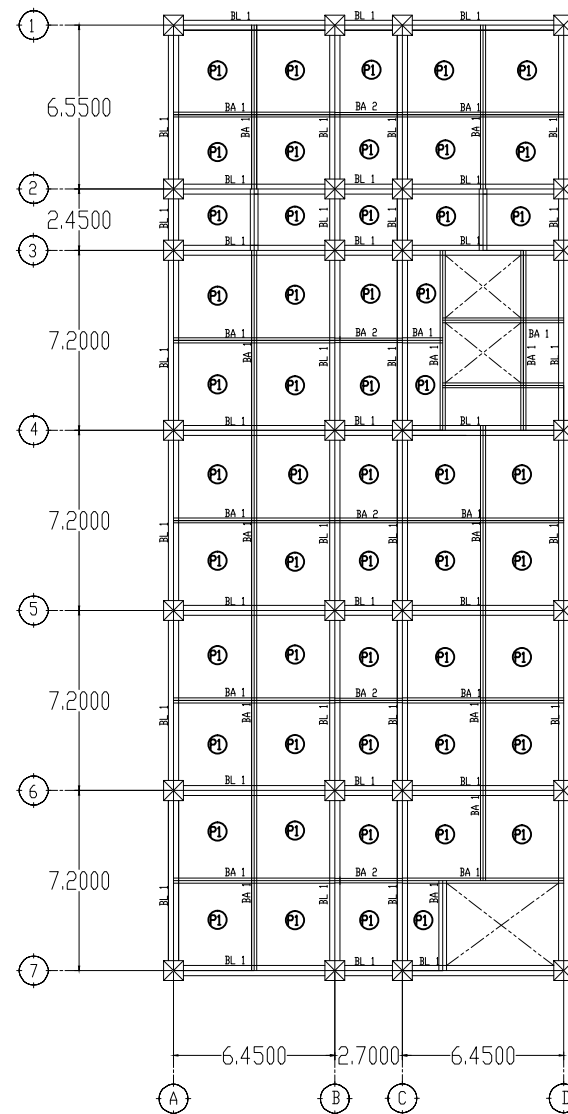
NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 1-3

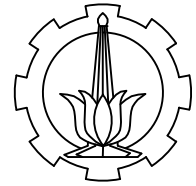
NOMOR GAMBAR

SKALA

1 :100



DENAH LANTAI 1-3  
SKALA 1:100



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL PROPOSAL  
TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG ASRAMA PUSDIKLAT  
PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK  
PRATEKAN MONOLIT PASCA  
TARIK

DOSEN KONSULTASI

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
3112 100 149

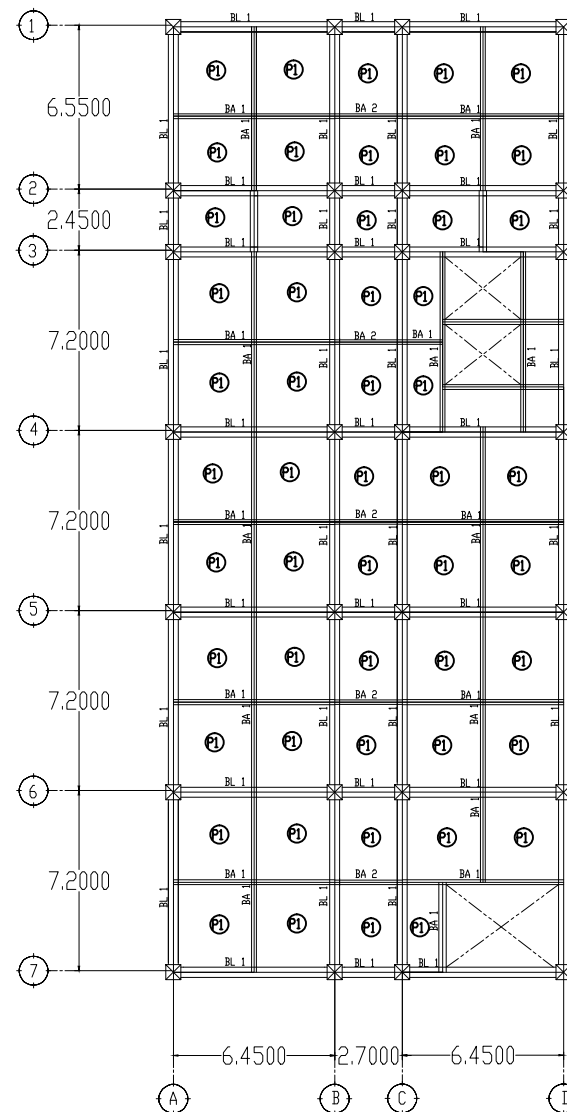
NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 4-10

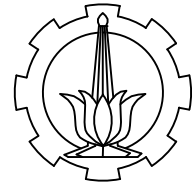
NOMOR GAMBAR

SKALA

1 : 100



DENAH LANTAI 4-10  
SKALA 1:100



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL PROPOSAL  
TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG ASRAMA PUSDIKLAT  
PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK  
PRATEKAN MONOLIT PASCA  
TARIK

DOSEN KONSULTASI

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
3112 100 149

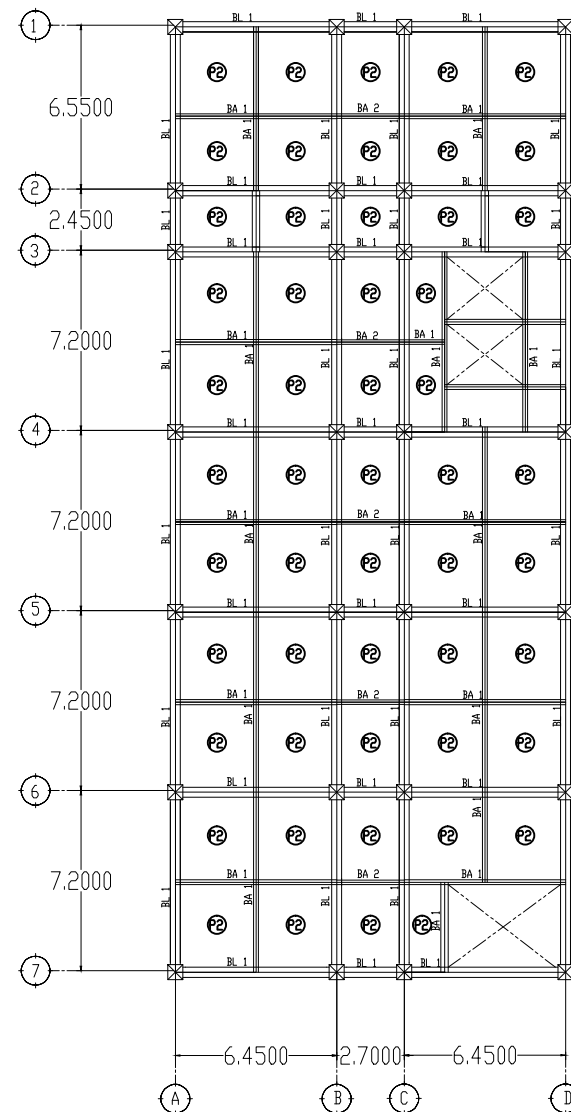
NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 11

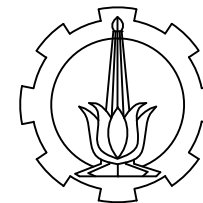
NOMOR GAMBAR

SKALA

1 :100



DENAH LANTAI 11  
SKALA 1:100



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK BETON  
PRATEKAN MONOLIT PASCA TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
31 12 100 149

JUDUL GAMBAR

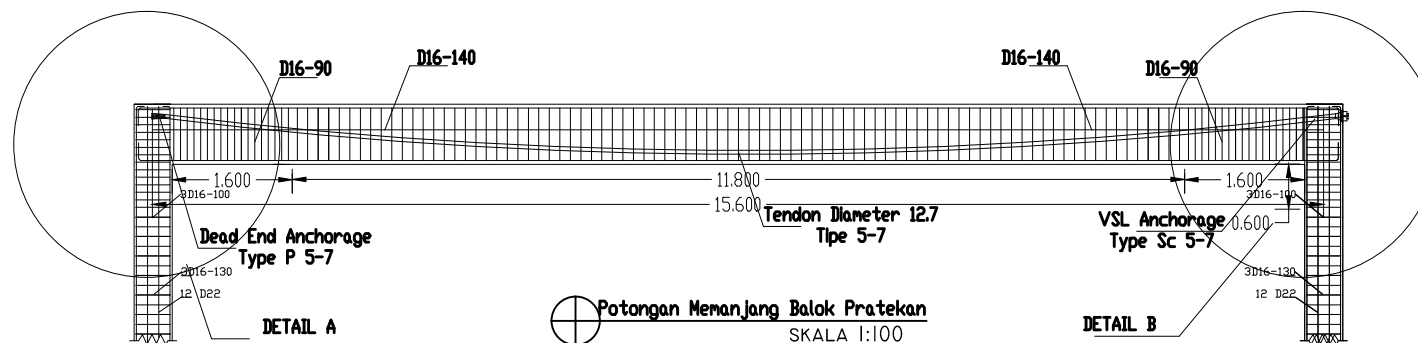
DETAIL BALOK PRATEKAN

SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

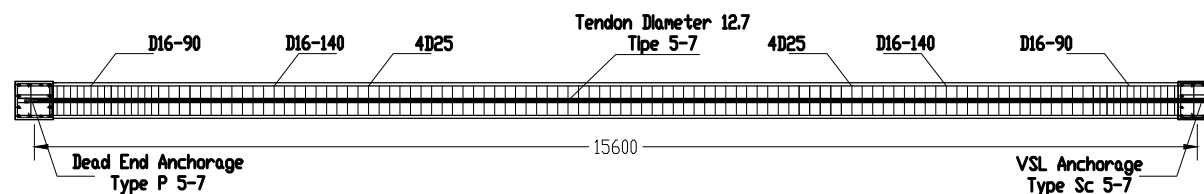
CATATAN



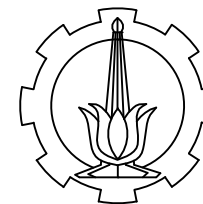
Potongan Memanjang Balok Pratekan  
SKALA 1:100

Koordinat

x	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	7800
y	-315	-183.821	-69.92	25.9	103.65	163.319	204.903	228.41	234.19



Tampak atas Balok Pratekan  
SKALA 1:100



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK BETON  
PRATEKAN MONOLIT PASCA TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
31 12 100 149

JUDUL GAMBAR

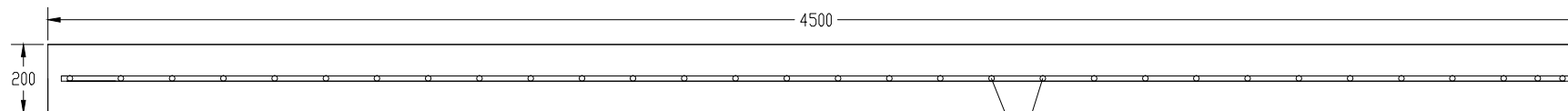
DETAIL SHEARWALL I

SKALA

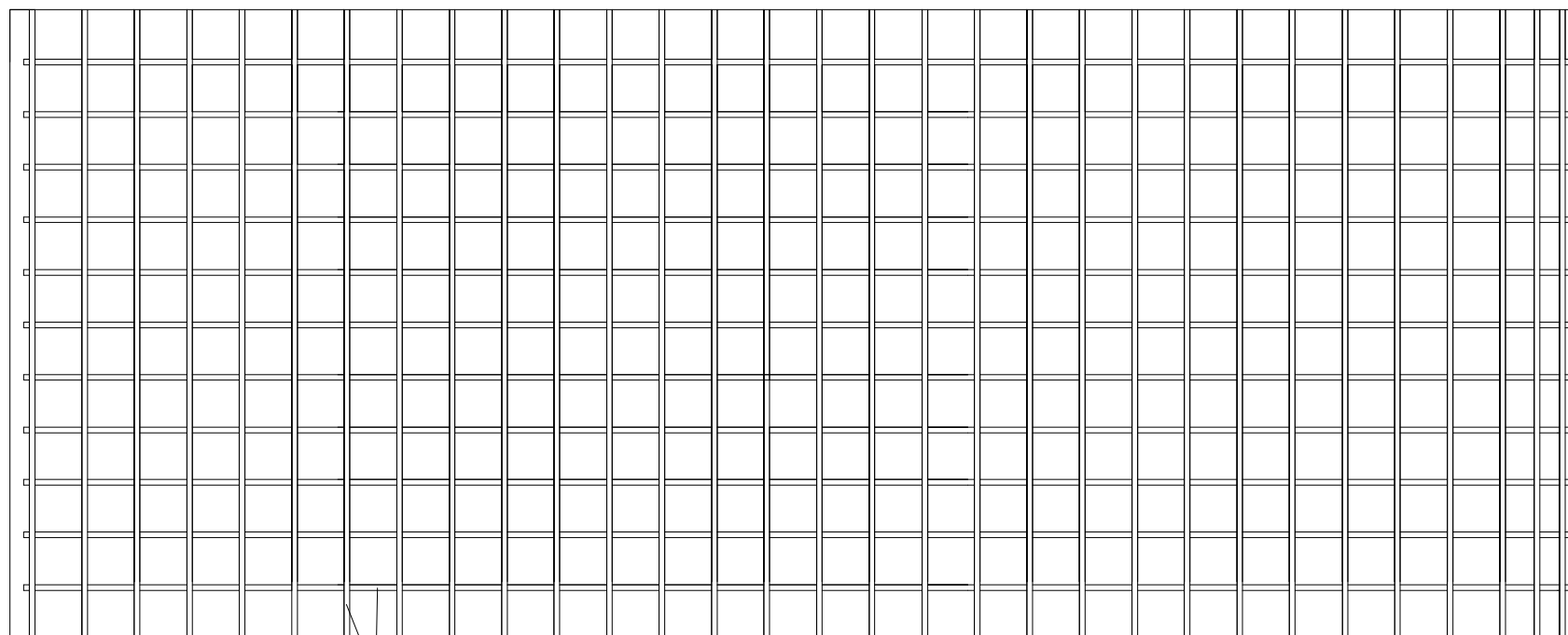
1 : 50

NOMOR GAMBAR

CATATAN



1 D 16 150mm

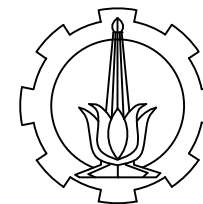


1 D 16 150mm



DETAIL SHEARWALL TIPE 1

SKALA 1:50



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK BETON  
PRATEKAN MONOLIT PASCA TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
31 12 100 149

JUDUL GAMBAR

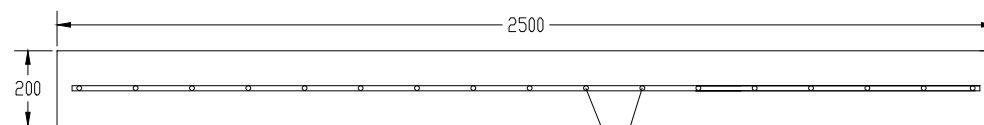
DETAIL SHEARWALL 2

SKALA

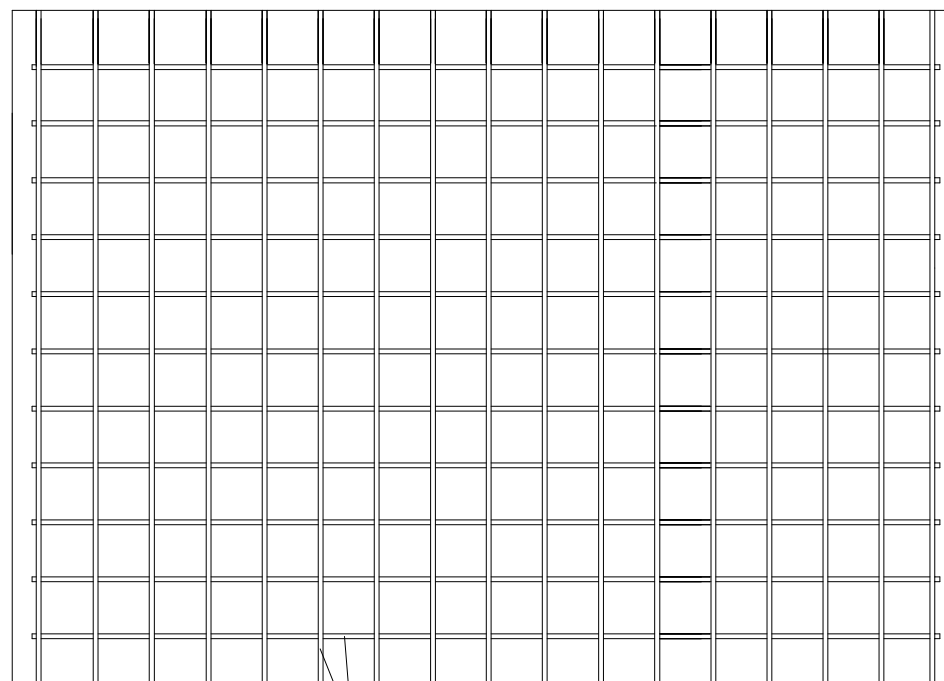
1 : 50

NOMOR GAMBAR

CATATAN



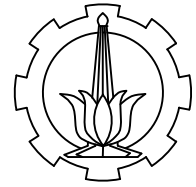
1 D 13 150mm



1 D 13 150mm



DETAIL SHEARWALL TIPE 2  
SKALA 1:50



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL PROPOSAL  
TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG ASRAMA PUSDIKLAT  
PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK  
PRATEKAN MONOLIT PASCA  
TARIK

DOSEN KONSULTASI

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

Dwi Prasetya, S.T., M.T.

MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
3112 100 149

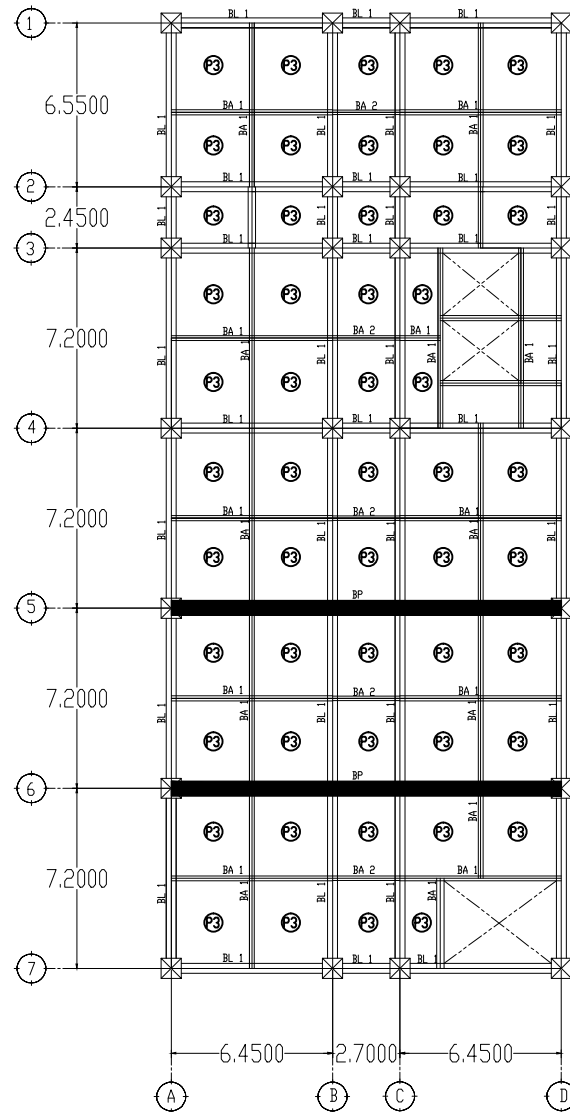
NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI ATAP

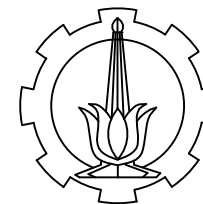
NOMOR GAMBAR

SKALA

1 :100



DENAH LANTAI ATAP  
SKALA 1:100



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
PUSDIKLAT PAJAK JAKARTA MENGGUNAKAN  
BETON BERTULANG DAN BALOK BETON  
PRATEKAN MONOLIT PASCA TARIK

### DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.  
Dwi Prasetya, S.T., M.T.

### MAHASISWA

YUSTINA MITAYANI S.S  
31 12 100 149

### JUDUL GAMBAR

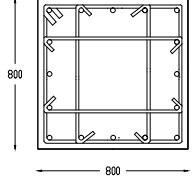
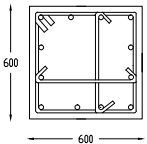
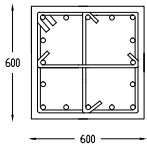
DETAIL KOLOM

### SKALA

1 : 40

### NOMOR GAMBAR

### CATATAN

LOKASI	LT. 1 - LT. 3	LT. 4 - 10	LT. 10 (pratekan)
PENAMPANG			
DIMENSI	800 x 800	600 X 600	600 X 600
TULANGAN UTAMA	16 D25	12 D25	16 D25
SENGKANG DEKAT HBK	D16 - 100	D16 - 100	D16 - 100
SENGKANG LUAR HBK	D16 - 150	D16 - 150	D16 - 150



## **BAB X**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **10.1. Kesimpulan**

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Desain Modifikasi Struktur Gedung Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta Menggunakan Beton Bertulang dan Balok Beton Pratekan Monolit Pasca Tarik ini ditarik kesimpulan, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan balok pratekan didasari oleh kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 11.
2. Perencanaan Gedung Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta memiliki dimensi struktur sekunder dan struktur utama yang dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, ditunjukkan sebagai berikut:

#### Struktur Sekunder:

- Balok anak
  - BA 1 : 30/40 cm
  - BA 2 : 20/30 cm
- Blok lift : 30/40 cm
- Tebal Pelat bordes : 12 cm
- Tebal Pelat tangga : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Tebal Pelat Atap : 12 cm

#### Struktur Utama:

- Balok Induk : 40/60 cm
- Balok Prategang : 60/80 cm
- Kolom
  - Kolom 1-3 : 80/80
  - Kolom 4-11 : 60/60
- Tiang Pancang : D80

3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2012.
4. Balok pratekan menggunakan system monolit pada kolom.
5. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 versi 14.0.0.
6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respons spektrum di daerah Pekanbaru, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
7. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem ganda.
8. Pondasi direncanakan sesuai ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui poer.
9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

## **10.2. Saran**

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa adalah pengembangan teknologi dalam beton pratekan ditingkatkan, khususnya pada gedung agar dalam pengaplikasiannya menjadi lebih efisien dan mudah untuk dilaksanakan.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2012). Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012). Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013.). Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013). Jakarta: BSNI.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1983). Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983. Jakarta: PU.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1996). Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971). Bandung: PU.
- Hasan A.R, Sudrajat dkk. (2005). Kajian Struktur Gedung Bertingkat Balok Beton Prategang Akibat Beban Lateral. Bandung.
- Lin, T., & Burns, N. (1996). Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1. Jakarta: Erlangga.
- Nawy, E. G. (1996). Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition. New Jersey: Pretince Hall.
- Triwiyono, 1998. Pengaruh Kekakuan Kolom pada Pemindahan Gaya Balok Beton Prategang pada Gedung Bertingkat Tinggi. Laporan penelitian Universitas Gajah Mada.
- Wendy, Y. (2009). Pengaruh Desain Prestressed Balok Bentang Terpanjang Terhadap Elemen- Elemen Struktur Lainnya. Padang.

*halaman ini sengaja dikosongkan*

## BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Yustina Mitayani Sulistyaningtyas Sunardi ini dilahirkan di Balikpapan pada tanggal 9 Maret 1993. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDK IGN. Slamet Riyadi Jakarta, SMP Labschool Jakarta dan SMA Negeri 8 Jakarta. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui jalur mandiri dan terdaftar dengan NRP 3112100149. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2016 dengan judul Tugas Akhir “*Desain Modifikasi Struktur Gedung Asrama Pusdiklat Pajak Jakarta Menggunakan Beton Bertulang dan Balok Beton Pratekan Monolit Pasca Tarik*”.

Email : [yustinamitayani@gmail.com](mailto:yustinamitayani@gmail.com)