



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 096599**

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG  
LABORATORIUM DAN BENGKEL  
POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA  
DENGAN SISTEM BALOK BETON PRATEGANG**

**MARYTA EKA PRANTICA  
NRP. 3116 040 501**

**Dosen Pembimbing  
Prof. Ir. M SIGIT DARMAWAN, M.EngSc. PhD  
NIP. 19630726 198903 1 003**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV LANJUT JENJANG  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 096599**

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG  
LABORATORIUM DAN BENGKEL  
POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA  
DENGAN SISTEM BALOK BETON PRATEGANG**

**MARYTA EKA PRANTICA  
NRP. 3116 040 501**

**Dosen Pembimbing  
Prof. Ir. M SIGIT DARMAWAN, M.EngSc. PhD  
NIP. 19630726 198903 1 003**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV LANJUT JENJANG  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017**



**FINAL PROJECT - RC 096599**

**STRUCTURE DESIGN OF LABORATORY BUILDINGS AND  
POLITECNICAL WORKSHOP OF SHIPPING SURABAYA  
USING PRESTRESSED BEAM**

**MARYTA EKA PRANTICA  
NRP. 3116 040 501**

**Supervisor  
Prof. Ir. M SIGIT DARMAWAN, M.EngSc. PhD  
NIP. 19630726 198903 1 003**

**DIPLOMA IV  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF VOKASI  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUT OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 2017**

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG  
LABORATORIUM DAN BENGKEL POLITEKNIK  
PERKAPALAN NEGERI SURABAYA DENGAN  
SISTEM BALOK BETON PRATEGANG**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu  
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Terapan Teknik pada  
Program Studi D-IV Lanjut Jenjang  
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Oleh :



**MARYTA EKA PRANTICA**

**NRP. 3116 040 501**

27 JUL 2017

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :



**Prof. Ir. M. Sigif Darmawan, M.EngSc. PhD**

**NIP. 19630326 198903 1 003**

**SURABAYA  
JULI 2017**

# **DESAIN STRUKTUR GEDUNG LABORATORIUM DAN BENGKEL POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA DENGAN SISTEM BALOK BETON PRATEGANG**

**Nama Mahasiswa** : Maryta Eka Prantica  
**NRP** : 3116 040 501  
**Jurusan** : Departemen Teknik Infrastruktur  
Sipil Fakultas Vokasi - ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Ir. M Sigit D, M.EngSc. PhD

## **Abstrak**

Saat ini beton prategang sudah mulai banyak digunakan pada struktur gedung bertingkat. Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah untuk mendesain struktur Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya dengan sistem balok beton prategang. Gedung ini terdiri dari 8 lantai dengan tinggi total 35,5 m, dibangun di kota Surabaya dengan jenis tanah sedang yang mana menurut peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk gedung (SNI 1726-2012) termasuk dalam kategori desain seismik D. Desain bangunan gedung ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Perencanaan struktur gedung ini meliputi plat, balok, dan kolom mengikuti peraturan beton bertulang (SNI 2847-2013). Beban gempa dihitung dengan metode respons spectrum kemudian dianalisis dengan menggunakan program bantu komputer SAP2000.

Gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya didesain menggunakan balok prategang partial pada lantai atap. Perencanaan balok beton prategang parsial ini menggunakan sistem pascatarik yang dicor monolit pada kolom.

Struktur bangunan bawah direncanakan dengan pondasi dalam yaitu tiang pancang.

**Kata kunci : balok prategang, pascatarik, sistem rangka pemikul momen khusus, pondasi tiang pancang.**

# **STRUCTURE DESIGN OF LABORATORY BUILDINGS AND POLITECNICAL WORKSHOP OF SHIPPING SURABAYA USING PRESTRESSED BEAM**

**Name** : Maryta Eka Prantica  
**NRP** : 3116 040 501  
**Major** : Department of Civil Engineering  
Faculty of Vokasi - ITS  
**Supervisor** : Prof. Ir. M Sigit D, M.EngSc. PhD

## **Abstrak**

At this time prestressed concrete already widely used in the structure of buildings. The main objective of this final project is to modify the structure Laboratory Buildings and Politecnical Workshop of Shipping Surabaya using prestressed concrete. It is of 8 floors with a total height of 35,5 m it is built in the Surabaya city with medium ground types which according to planning regulations for buildings earthquake resistant (SNI 1726-2012) is included in the seismic design category D. Buildings included in the seismic design can use with special moment resisting frame. The design structure of this building includes plates, beams, and columns, follow the reinforced concrete standart of SNI 2847-2013. Seismic load is calculated by the method of response spectrum, then analyzed using computer analysis program SAP2000.

Laboratory Buildings and Politecnical Workshop of Shipping Surabaya use partial prestressed beams on the roof floor. Partial prestressed is used in this design in order to be ductile with post-tension system that casted monolithic to column. Bottom structures using piles.

**Keywords:** prestressed beam, post-tension, special moment resisting frame, deep foundations using piles.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan.”*



	<b>BERITA ACARA</b> <b>TUGAS AKHIR TERAPAN</b> PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT LANJUT JENJANG TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL FAKULTAS VOKASI ITS	No. Agenda : 037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017
		Tanggal : 7/12/2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Desain Struktur Gendung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya dengan Sistem Balok Beton Prategang		
Nama Mahasiswa	Maryta Eka P	NRP	3116040501
Dosen Pembimbing 1	Prof. Ir. M. Sigit D., M.EngSc., Ph.D. NIP 19630726 198903 1 003	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gbr 34 → Kuad. Atap</li> <li>- Tul. tumpuan prestress ulir momen positif</li> <li>- Dibelah belah paku-paku di ek.</li> <li>- Ujung anker masih / tate</li> <li>- Gbr sloof diurus</li> </ul>	 Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS. NIP 19600105 198603 1 003
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gbr detail</li> <li>- <math>f_{yd} = 1.25 f_y / \gamma_s</math></li> <li>- Cek momen tumpuan tumpuan</li> <li>- Cek pendes. balok gendung antara tumpuan</li> </ul>	 Nur Achmad Husin, ST., MT. NIP 19720115 199802 1 001
<ul style="list-style-type: none"> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> <li>-</li> </ul>	- NIP - - NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
 Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS. NIP 19600105 198603 1 003	 Nur Achmad Husin, ST., MT. NIP 19720115 199802 1 001	- NIP -	- NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1  Prof. Ir. M. Sigit D., M.EngSc., Ph.D. NIP 19630726 198903 1 003	Dosen Pembimbing 2 - NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5936025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 MARYTA EKA PRANTICA 2  
NRP : 1 3116 040 501 2  
Judul Tugas Akhir : DESAIN STRUKTUR GEDUNG LABORATORIUM DAN BENGKEL  
POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA DENGAN  
SISTEM BALOK BETON PRATEGANG  
Dosen Pembimbing : Prof. Ir. M SIGIT DARMAWAN, M.EngSc. PhD

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	6/3	- Prelim Struktur beton bertulang & balok prategang. - Metode pelaksanaan balok prategang. - Kontrol perhitungan SAP untuk periode getas alami.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	12/4	- Cek hasil di lapangan - - Pelajaran Ases - cek di mm m		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.	19/4	- Tandu → d. e. b. e - Cek Ases Ases		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4.	24/5	- Pengecekan momen setelah dipasang tendon, Cek Mn lapangan & tumpuan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5.	31/5	- Perhitungan tul. Geser (Vcw & Vci) - Dimensi kolom (perlu dicek lagi) - Perhitungan Vcw tumpuan perlu dicek lagi		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplo.masipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 MARYTA EKA PRANTICA 2  
NRP : 1 3116 040 501 2  
Judul Tugas Akhir : DESAIN STRUKTUR GEDUNG LABORATORIUM DAN BENGKEL  
POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA DENGAN  
SISTEM BALOK BETON PRATEGANG  
Dosen Pembimbing : Prof. Ir. M SIGIT DARMAWAN, M.EngSc. PhD

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
6.	21/6	Hitung Pondasi 2 Mt				
7.	7/7	Terbak 1 Mt Dipantau ke		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :  
B = Lebih cepat dari jadwal  
C = Sesuai dengan jadwal  
K = Terlambat dari jadwal

## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T, atas petunjuk dan kemudahan-Nya, Penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **Desain Struktur Gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya dengan Sistem Balok Beton Prategang.**

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

1. Prof. Ir. M Sigit Darmawan, M.EngSc. PhD selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Seluruh dosen pengajar dan staff Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan.
3. Kedua orang tua, saudara-saudara kami tercinta, sebagai penyemangat terbesar bagi kami, dan yang telah banyak memberi dukungan moril maupun materil terutama doa dan semangatnya.
4. Teman - teman seperjuangan dan rekan - rekan mahasiswa Diploma IV Lanjut Jenjang Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi - ITS Surabaya.

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

Surabaya, Juli 2017

Maryta Eka Prantica

## DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar pengesahan	
Berita Acara	
Lembar Asistensi	
Abstrak .....	i
Kata pengantar .....	v
Daftar Isi .....	vi
Daftar Gambar .....	xi
Daftar Tabel .....	xiv

### **BAB I PENDAHULUAN**

1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	4
1.3 Tujuan Penulisan .....	4
1.4 Batasan Masalah .....	5
1.5 Manfaat Penulisan .....	6

### **BAB II TINJAUAN PUSTAKA**

2.1 Tinjauan Umum .....	7
2.2 Konsep Desain Kapasitas .....	8
2.3 Spesifikasi Teknis .....	8
2.4 Faktor Daktilitas .....	9
2.5 Sistem Struktur Bangunan Tahan Gempa .....	9
2.5.1 Sistem Rangka Pemikul Momen .....	9
2.6 Beton Prategang .....	10
2.6.1 Sistem Beton Prategang .....	10
2.9.2 Tahap-Tahap Pembebanan .....	12
2.9.3 Kehilangan Prategang .....	14

### **BAB III METODOLOGI**

3.1 Umum .....	19
3.2 Pembahasan Metodologi .....	21
3.2.1 Pengumpulan Data .....	21

3.2.2 Preliminary Desain .....	21
3.2.3 Perhitungan Struktur Sekunder.....	25
3.2.4 Penetapan Kriteria Desain .....	26
3.2.5 Pemodelan struktur .....	28
3.2.6 Pembebanan .....	28
3.2.7 Analisis struktur utama .....	32
3.2.8 Perhitungan struktur utama .....	32
3.2.9 Perencanaan balok prategang .....	33
3.2.9.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang .....	34
3.2.9.2 Gaya Prategang .....	34
3.2.9.3 Penetapan dan Tata Letak Kabel .....	34
3.2.9.4 Indeks Beton Prategang .....	34
3.2.9.5 Kehilangan Prategang .....	36
3.2.9.6 Kontrol Tegangan .....	41
3.2.9.7 Kekuatan Batas Balok Prategang .....	43
3.2.9.8 Kontrol Lendutan .....	45
3.2.9.9 Perhitungan Geser .....	47
3.2.9.10 Blok Angkur Ujung .....	48
3.2.10 Perencanaan pondasi .....	49
3.2.11 Gambar output autocad .....	51

## **BAB IV DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR**

4.1 Data Perencanaan .....	53
4.1.1 <i>Preliminary design</i> balok .....	53
4.1.2 <i>Preliminary design</i> plat lantai .....	56
4.1.3 <i>Preliminary design</i> kolom .....	64
4.2 Desain Struktur Sekunder .....	68
4.2.1 Peraturan-peraturan yang digunakan .....	68
4.2.2 Desain struktur plat.....	69
4.2.2.1 Desain plat lantai .....	69
4.2.2.2 Desain plat atap .....	75
4.2.3 Desain balok sekunder .....	83
4.2.4 Desain struktur tangga .....	99
4.2.5 Desain balok lift .....	111
4.3 Pemodelan struktur .....	118

4.4	Pembebanan .....	119
4.4.1	Beban mati .....	119
4.4.2	Beban hidup .....	121
4.4.3	Analisis beban gempa .....	121
4.4.4	Kombinasi pembebanan .....	131
4.5	Kontrol hasil analisis struktur .....	132
4.5.1	Kontrol waktu getar alami .....	133
4.5.2	Kontrol akhir <i>Base Reaction</i> .....	134
4.5.3	Jumlah respon ragam .....	135
4.5.4	Kontrol simpangan ( <i>drift</i> ) .....	136
4.6	Desain balok prategang .....	138
4.6.1	Momen pada balok prategang .....	142
4.6.2	Daerah limit kabel .....	143
4.6.3	Penentuan jumlah strand .....	149
4.6.4	Perhitungan kehilangan prategang .....	150
4.6.4.1	kehilangan prategang langsung .....	151
4.6.4.2	kehilangan prategang tidak langsung .....	159
4.6.5	Kontrol tegangan setelah kehilangan .....	166
4.6.6	Kehilangan prategang strand kawat .....	168
4.6.7	Kontrol lendutan .....	169
4.6.8	Momen retak .....	173
4.6.9	Penulangan lunak tambahan .....	174
4.6.10	Kontrol momen nominal .....	184
4.6.11	Angkur ujung .....	188
4.7	Desain struktur primer .....	190
4.7.1	Desain balok primer .....	190
4.7.2	Desain kolom .....	213
4.8	Desain struktur bawah .....	233
4.8.1	Desain sloof .....	233
4.8.2	Desain tiang pancang .....	239
4.8.2.1	Desain tiang pancang kolom P1 .....	240
4.8.2.1.1	Kontrol tebal poer kolom .....	245
4.8.2.1.2	Desain penulangan poer kolom ... ..	247
4.8.2.2	Desain tiang pancang kolom P2 .....	249
4.8.2.2.1	Kontrol tebal poer kolom .....	253

4.8.2.2.2 Desain penulangan poer kolom ..	255
4.9 Metode Pelaksanaan Struktur Prategang .....	257

## **BAB X PENUTUP**

5.1 Kesimpulan .....	263
5.2 Saran .....	264

Daftar Pustaka  
Biografi Penulis  
Lampiran



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Potongan melintang gedung .....	2
Gambar 1.2	Denah kolom lantai atap .....	3
Gambar 2,1	Macam-macam mekanisme keruntuhan pada Portal rangka gedung .....	8
Gambar 2.2	Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung .....	10
Gambar 2.3	Skema kehilangan akibat kekangan kolom .....	16
Gambar 3.1	Diagram alir metodologi perencanaan .....	19
Gambar 3.2	Diagram alir metodologi balok prategang .....	20
Gambar 4.1	Denah struktur gedung PPNS .....	53
Gambar 4.2	Balok primer (B1).....	54
Gambar 4.3	Balok primer (B2).....	54
Gambar 4.4	Balok sekunder (B3).....	55
Gambar 4.5	Balok sekunder (B4) .....	56
Gambar 4.6	Tinjauan plat lantai tipe A .....	57
Gambar 4.7	Balok As F joint 7-8 .....	58
Gambar 4.8	Balok As E3 joint 7-8 .....	59
Gambar 4.9	Balok As 7 joint E3-F .....	61
Gambar 4.10	Balok As 8 joint E3-F .....	62
Gambar 4.11	Daerah pembebanan kolom .....	65
Gambar 4.12	Denah plat lantai 1 s/d 8 .....	70
Gambar 4.13	Dimensi plat lantai tipe A .....	71
Gambar 4.14	Denah plat lantai atap .....	76
Gambar 4.15	Dimensi plat lantai tipe a .....	77
Gambar 4.16	Penulangan plat lantai 1 s/d 8 .....	82
Gambar 4.17	Penulangan plat lantai atap .....	82
Gambar 4.18	Denah lokasi balok sekunder B3 .....	83
Gambar 4.19	Penampang balok sekunder B3 .....	90
Gambar 4.20	Denah lokasi balok sekunder B4 .....	91
Gambar 4.21	Penampang balok sekunder B4.....	98
Gambar 4.22	Detail desain tangga Lt. 2 s/d 8 .....	100
Gambar 4.23	Pembebanan struktur tangga .....	101
Gambar 4.24	Gaya lintang pada tangga .....	103

Gambar 4.25	Momen struktur tangga .....	104
Gambar 4.26	Balok bordes .....	108
Gambar 4.27	Penampang lift .....	112
Gambar 4.28	Potongan melintang lift .....	113
Gambar 4.29	Model pembebanan balok penumpu lift .....	114
Gambar 4.30	Pemodelan struktur gedung PPNS .....	118
Gambar 4.31	Denah Lt. 1 PPNS.....	119
Gambar 4.32	Denah Lt. Atap .....	120
Gambar 4.33	Grafik respons spectrum desain .....	131
Gambar 4.34	Nilai Periode Struktur ( $T$ ) dari program .....	133
Gambar 4.35	Penampang balok prategang.....	139
Gambar 4.36	Momen pada balok prategang.....	142
Gambar 4.37	Daerah limit kabel .....	144
Gambar 4.38	Diagram tegangan saat transfer .....	148
Gambar 4.39	Diagram tegangan saat beban kerja.....	148
Gambar 4.40	Diagram tegangan saat transfer .....	148
Gambar 4.41	Diagram tegangan saat beban kerja.....	148
Gambar 4.42	Portal dengan balok prategang .....	155
Gambar 4.43	Perpendekan kolom .....	156
Gambar 4.44	Momen yang bekerja akibat beban merata .....	157
Gambar 4.45	Keseimbangan gaya prategang dengan reaksi perletakan.....	158
Gambar 4.46	Penampang balok prategang.....	162
Gambar 4.47	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan .....	167
Gambar 4.48	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan .....	167
Gambar 4.49	Rencana penulangan balok prategang .....	184
Gambar 4.50	Lokasi Peninjauan Balok Primer B1 As E ; 2-4 .....	191
Gambar 4.51	Momen Envelope Balok Primer BI-1 As 2 ; B-D .....	192
Gambar 4.52	Penampang balok T .....	198
Gambar 4.53	Diagram momen untuk penghentian	

	tulangan negatif pada perletakan interior .....	210
Gambar 4.54	Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar ..	212
Gambar 4.55	Rencana penulangan balok primer As E;2-4 ....	212
Gambar 4.56	Lokasi kolom yang dianalisis AS 7-E .....	213
Gambar 4.57	Penampang Kolom AS 7-E.....	214
Gambar 4.58	P-M Diagram interaksi kolom atas As 7-E .....	215
Gambar 4.59	P-M Diagram interaksi kolom bawah As 7-E ..	215
Gambar 4.60	Momen nominal kolom atas .....	217
Gambar 4.61	Momen nominal kolom bawah .....	217
Gambar 4.62	Detail penulangan balok B2 .....	218
Gambar 4.63	Detail penulangan balok B2.....	219
Gambar 4.64	Momen nominal kolom atas .....	220
Gambar 4.65	Momen nominal kolom bawah .....	220
Gambar 4.66	Detail penulangan balok B1 .....	221
Gambar 4.67	Detail penulangan balok B1 .....	222
Gambar 4.68	Nilai Mpr lantai kolom bawah .....	225
Gambar 4.69	Nilai Mpr lantai kolom atas .....	225
Gambar 4.70	Detail penulangan kolom As 7-E .....	232
Gambar 4.71	Diagram interaksi sloof S1 .....	235
Gambar 4.72	Diagram interaksi sloof S2 .....	238
Gambar 4.73	Letak pondasi kolom yang ditinjau.....	240
Gambar 4.74	Posisi tiang pancang kolom P1 .....	243
Gambar 4.75	Mekanika beban poer kolom P1 .....	248
Gambar 4.76	Pemasangan scaffolding dan balok suri-suri ....	258
Gambar 4.77	Pemasangan bekisting, pipa selongsong dan tendon balok prategang.....	258
Gambar 4.78	Proses jacking balok prategang .....	259

*“Halaman ini sengaja dikosongkan.”*

## DAFTAR TABEL

Tabel 4.1	Resume pendimensian balok .....	56
Tabel 4.2	Resume ketebalan plat lantai .....	64
Tabel 4.3	Beban pada lantai 1 s/d 8 .....	120
Tabel 4.4	Beban pada lantai Atap .....	120
Tabel 4.5	Beban sendiri struktur gedung .....	121
Tabel 4.6	Menentukan kategori risiko bangunan .....	122
Tabel 4.7	Menentukan Faktor Keutamaan Gempa .....	123
Tabel 4.8	Parameter Percepatan Tanah $S_s$ dan $S_1$ .....	123
Tabel 4.9	Data $N_{spt}$ .....	124
Tabel 4.10	Penentuan Kategori Desain.....	126
Tabel 4.11	Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik .....	126
Tabel 4.12	Gaya gempa ( $F_x$ ) pada tiap lantai .....	129
Tabel 4.13	Gaya gempa ( $F_y$ ) pada tiap lantai .....	129
Tabel 4.14	Perhitungan spectrum desain .....	130
Tabel 4.15	Nilai akhir base reaction .....	134
Tabel 4.16	Gaya geser dasar ( $V$ ) pada masing-masing arah .	134
Tabel 4.17	Nilai akhir base reaction .....	135
Tabel 4.18	Jumlah respon ragam .....	135
Tabel 4.19	Kontrol simpangan Arah-X.....	136
Tabel 4.20	Kontrol simpangan Arah-Y .....	137
Tabel 4.21	Resume kehilangan tegangan .....	166
Tabel 4.22	Rekapitulasi Gaya Kolom .....	214
Tabel 4.23	Reaksi Kolom AS 4-E .....	241
Tabel 4.24	Data $N_{SPT}$ .....	242
Tabel 4.25	Jarak tiang pancang kolom .....	244
Tabel 4.26	Reaksi Kolom AS 12-F .....	250
Tabel 4.27	Data $N_{SPT}$ .....	251
Tabel 4.28	Jarak tiang pancang kolom .....	252
Tabel 4.29	Anggaran biaya balok prestressed .....	261

*“Halaman ini sengaja dikosongkan.”*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Beton adalah material yang kuat dalam kondisi tekan, tetapi lemah dalam kondisi tarik (kuat tariknya bervariasi dari 8 sampai 14 persen dari kuat tekannya). Karena rendahnya kapasitas tarik tersebut, maka retak lentur terjadi pada taraf pembebanan yang masih rendah (*Nawy, 2001*). Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur beton bertulang biasa tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi keretakan di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser, atau puntir yang tinggi (*Budiadi, 2008*). Keretakan ini memungkinkan masuknya pengaruh korosif yang akan merusak tulangan dan membahayakan struktur. Untuk mengatasi keretakan serta berbagai keterbatasan yang lain, maka dilakukan penegangan pada struktur beton bertulang.

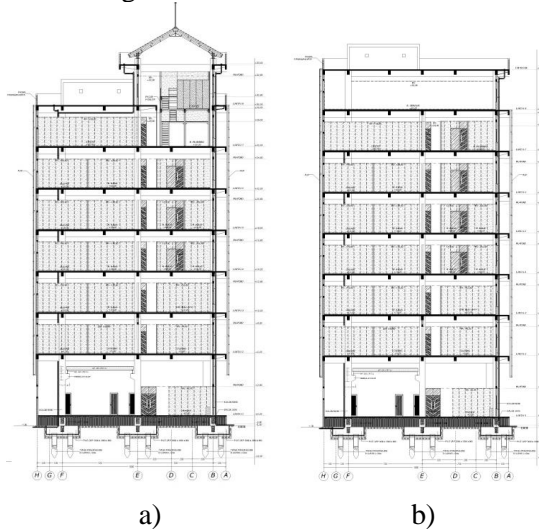
Beton prategang ini menjadi salah satu alternatif untuk diterapkan pada konstruksi dengan bentang yang panjang sebagai pengganti beton bertulang. Beton prategang dapat memperbaiki kelemahan-kelemahan yang ada pada beton bertulang seperti terjadinya lendutan dan retak-retak rambut pada beban kerja, dan disamping itu juga dapat menambah efisiensi dalam pelaksanaan kerja.

Pemakaian struktur beton prategang di Indonesia dalam dasawarsa terakhir sudah berkembang dengan pesat dan banyak diterapkan pada prasarana transportasi berupa jembatan dan jalan layang. Di sisi lain kebutuhan gedung akan ruang yang luas semakin meningkat pula karena mempunyai nilai investasi dan fungsi yang baik seperti ruang pertemuan atau ruang serbaguna. Oleh karena itu teknologi beton prategang mulai diterapkan pada struktur gedung bertingkat seperti hotel, apartemen dan gedung lainnya.

Pada tugas akhir ini akan dilakukan desain ulang pada struktur gedung “Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya” pada lantai atap dengan balok beton prategang dimana pada lantai tersebut difungsikan sebagai ruang seminar yang membutuhkan ruangan yang luas tanpa ada kolom di bagian tengah ruangan sehingga diperlukan struktur balok yang dapat menjangkau bentang panjang dengan dimensi yang relatif kecil namun kuat.

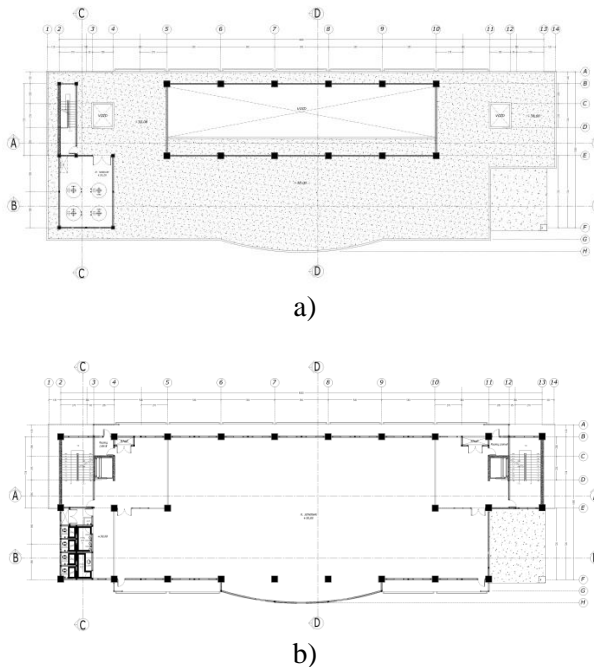
Untuk gedung yang menggunakan balok prategang, terdapat sebuah kendala dimana balok prategang biasanya memiliki sifat yang getas. Oleh karena itu diperlukan sebuah perencanaan khusus dalam mendesain balok prategang agar mencapai daktilitas yang memadai serta andal dalam menahan beban gempa. Cara untuk memenuhi syarat daktilitas itu adalah dengan menggunakan balok prategang parsial (*Pangaribuan, 2012*).

Berikut perbedaan desain struktur bangunan existing dengan struktur bangunan hasil modifikasi :



Gambar 1.1 Potongan Melintang Gedung.  
a). Gedung sebelum modifikasi b). Gedung modifikasi





Gambar 1.2 Denah Arsitek.

a). Gedung sebelum modifikasi b). Gedung modifikasi

Gedung yang dibangun di daerah zona gempa menengah, yang kemudian didesain ulang dengan perhitungan gempa rencana di daerah zona gempa kuat. Sehingga dapat memperkecil kerugian dan kecelakaan yang mungkin timbul akibat terjadinya gempa, mengingat tingginya resiko gempa di Indonesia. Maka pada tugas akhir ini gedung “Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya” direncanakan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dimana sistem ini didesain untuk daerah rawan gempa sesuai peraturan SNI 1726 2012 dan pendetailan tulangnya mengikuti peraturan SNI 2847-2013.

## 1.2 Perumusan Masalah

Dari latar belakang yang telah dikemukakan, permasalahan yang akan diselesaikan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Bagaimana menentukan dimensi dan jumlah tulangan baja pada kolom, balok, dan plat struktur gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya ?
2. Bagaimana menentukan dimensi dan besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR) balok beton prategang pada lantai atap yang dapat mencapai bentang panjang serta mampu menerima beban gempa ?
3. Bagaimana menentukan dimensi pondasi dan jumlah tiang pancang yang mampu menyalurkan beban yang terjadi pada struktur ?

## 1.3 Tujuan Penulisan

Tujuan umum dari penulisan tugas akhir ini adalah menentukan gambar teknis struktur gedung “Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya” dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dan balok prategang parsial pada lantai atap. Tujuan khusus dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Menentukan dimensi dan jumlah tulangan baja pada kolom, balok, dan plat struktur gedung “Laboratorium dan Bengkel Perkapalan Politeknik Negeri Surabaya.”
2. Menentukan dimensi dan besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR) balok beton prategang pada lantai atap yang dapat mencapai bentang panjang serta mampu menerima beban gempa.

3. Menentukan dimensi pondasi dan jumlah tiang pancang yang mampu menyalurkan beban yang terjadi pada struktur.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Dalam penyusunan tugas akhir ini akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan permasalahan, antara lain :

1. Data-data umum dari gedung adalah :
  - a. Nama Gedung : Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya
  - b. Fungsi : Fasilitas Pendidikan
  - c. Jumlah lantai : 8 lantai dan atap beton
  - d. Struktur utama : Struktur beton bertulang pada lantai 1-8 dan menggunakan balok beton prategang pada lantai atap.
  - e. Panjang Bangunan : 48,60 meter
  - f. Lebar Bangunan : 14,40 meter
  - g. Tinggi Bangunan : 35,50 meter
2. Sistem struktur merupakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
3. Struktur berada pada daerah Surabaya dengan kondisi tanah sedang.
4. Perhitungan pembebanan gempa mengikuti SNI 1726-2012.
5. Perhitungan anggaran biaya hanya pada pelaksanaan balok prategang.
6. Membahas metode pelaksanaan hanya berkaitan dengan struktur balok prategang.
7. Perancangan ini tidak termasuk memperhitungkan sistem bangunan, perencanaan pembuangan saluran air bersih dan kotor, instalasi/jaringan listrik, finishing dsb. Sistem distribusi pembebanan dalam hal ini ditetapkan sesuai dengan peraturan yang telah ada.

### **1.5 Manfaat Penulisan**

Manfaat yang diperoleh dari penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Mendapatkan suatu desain struktur gedung tahan gempa berdasarkan peraturan SNI 1726-2012 dan peraturan beton bertulang SNI 2847-2013.
2. Mendapatkan suatu disain balok prategang pada bangunan gedung yang mampu memikul beban rencana.
3. Menjadi literatur tambahan bagi akademisi dan praktisi dalam merencanakan dan menerapkan penggunaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Umum**

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

Didalam perancangan suatu struktur harus selalu diperhatikan hal-hal sebagai berikut, dari segi kekuatan, struktur tersebut harus dapat diandalkan kekuatannya, dari segi estetika memenuhi syarat keindahan dan dari segi finansial struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis (*Sutarja, 2006*).

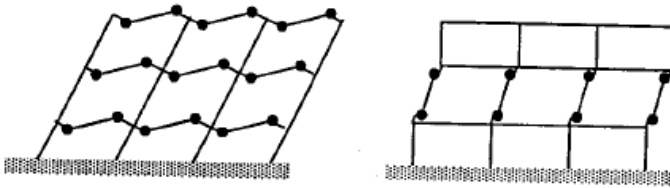
Perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya intensitas gempa berkekuatan rendah hingga tinggi. Salah satu syarat penting struktur tahan gempa adalah daktilitas yang baik bila elemen-elemen struktur penyusunnya juga memiliki daktilitas yang baik.

Untuk gedung yang menggunakan balok prategang, terdapat sebuah kendala dimana balok prategang biasanya memiliki sifat yang getas. Oleh karena itu diperlukan sebuah perencanaan khusus dalam mendesain balok prategang agar mencapai daktilitas yang memadai serta andal dalam menahan beban gempa. Cara untuk memenuhi syarat daktilitas itu adalah dengan menggunakan balok prategang parsial (*Pangaribuan, 2012*).

## 2.2 Konsep Desain Kapasitas

Konsep desain kapasitas adalah mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan lebih dahulu (*Aryanti dan Aminsyah, 2004*).

Gambar 2.1 berikut memberikan dua mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal-portal rangka terbuka.



Gambar 2.1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka.

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

## 2.3 Spesifikasi Teknis

Spesifikasi yang digunakan dalam perancangan kembali struktur gedung ini dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang diambil berdasarkan spesifikasi teknis jenis tanah gedung yaitu tanah sedang, parameter respons spectral percepatan gempa serta faktor keutamaan dan kategori resiko gedung. Kuat tekan beton yang digunakan dalam spesifikasi teknis adalah 35 MPa untuk kolom, pelat dan balok, 45 MPa untuk balok beton prategang. Tegangan leleh baja tulangan terbagi menjadi dua yaitu 400 MPa untuk tulangan utama serta 240 MPa untuk struktur gedung.

## 2.4 Faktor Daktilitas

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

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

## 2.5 Sistem Struktur Bangunan Tahan Gempa

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

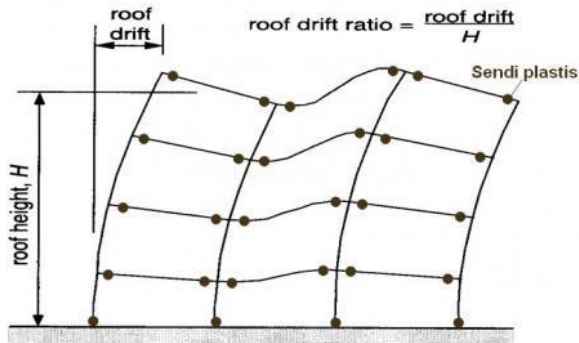
### 2.5.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

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

Sistem rangka pemikul momen terdiri dari : 1) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan di daerah dengan

resiko gempa yang rendah, 2) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), memiliki daktilitas sedang dan cocok digunakan pada zona gempa menengah, 3) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), memiliki daktilitas penuh, ketentuan detailing yang ketat, dan cocok digunakan pada zona gempa tinggi.

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



Gambar 2.2

*Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung*  
(Sumber: Aryanti dan Aminsyah, 2004)

## 2.6 Beton Prategang

### 2.6.1 Sistem Beton Prategang

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



### 2.6.1.1 Ditinjau Dari Keadaan Distribusi Tegangan Pada Beton

Beton prategang dibagi menjadi dua menurut berdasarkan distribusi tegangan pada beton, yaitu:

#### a. Full Prestressing

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

#### b. Partial Prestressing

Beton prategang parsial adalah beton dengan kombinasi *strand* prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat *strand* prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat duktail sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan *strand* prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian

menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 80% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktail (*Artiningsih, 2008*).

## **2.6.2 Tahap – Tahap Pembebanan**

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

### **2.6.2.1 Tahap Awal (Transfer)**

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

#### **a. Sebelum diberi gaya prategang**

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

#### **b. Pada saat diberi gaya prategang**

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

#### **c. Pada saat peralihan gaya prategang**

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

#### **d. Desentring dan penarikan kembali**

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa

struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah system prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

### **2.6.2.2 Tahap Akhir (Service)**

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

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

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

#### **b. Beban Kerja**

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

#### **c. Beban Retak**

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

#### **d. Beban Batas**

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup

untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur.

### **2.6.3 Kehilangan Prategang**

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat *stressing*. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

#### **2.6.3.1 Kehilangan Prategang Langsung**

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberiangaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

##### **a. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis**

Akibat gaya jacking yang terjadi oleh tendon prategang maka beton akan mengalami perpendekan elastis (karena tekanan gaya prestress yang cukup besar), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendekan yang menyebabkan berkurangnya gaya prategang awal. Namun pada konstruksi pasca tarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan, karena penarikan kabel hanya terjadi satu kali dan tidak ada tendon awal yang mengalami perpendekan dan kehilangan akibat tarikan tendon terakhir (*Rifdiansyah, 2013*).

##### **b. Kehilangan Akibat Gesekan (*Woble Effect*)**

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble effect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya  $F_0$  di ujung pendongkrakan,

maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak  $L$  di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon (*Rifdiansyah, 2013*).

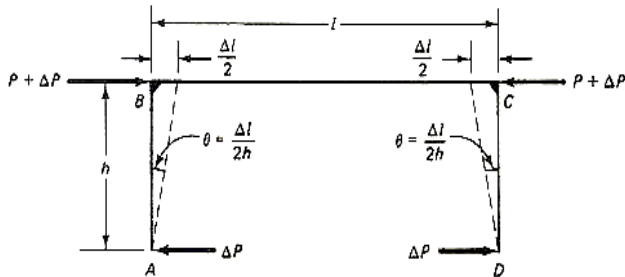
#### **c. Kehilangan Prategang Akibat Pengangkuran (Slip Angkur)**

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang terlihat ke angkur. Pada metode pasca tarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya jacking dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit (*Rifdiansyah, 2013*).

#### **d. Kehilangan Prategang Akibat Kekangan Kolom**

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi (*Rifdiansyah, 2013*).



Gambar 2.3

Skema kehilangan akibat kekekangan kolom

### 2.6.3.2 Kehilangan Prategang Tidak Langsung

Kehilangan prategang yang bergantung pada waktu disebut sebagai kehilangan prategang secara tidak langsung hal ini dikarenakan hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat *jacking*), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

#### a. Kehilangan Prategang Akibat Rangkak (*Creep*)

Rangkak merupakan deformasi lateral akibat tegangan longitudinal yang dapat menyebabkan hilangnya sebagian gaya prategang. Tegangan tersebut hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan elemen beton prategang, rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah dilakukan gaya *jacking* prategang. Karena pada pelaksanaannya dilakukan *grouting* (Rifdiansyah, 2013).

#### b. Kehilangan Prategang Akibat Susut (*Shrinkage*)

Susut pada beton adalah regangan yang terjadi akibat penguapan air yang bergantung pada kelembapan, ukuran bentuk penampang dan waktu. Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pasca tarik bernilai lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian gaya prategang.

Rangkak, susut dan relaksasi baja prategang akan memberikan tambahan lendutan yang terjadi akibat lendutan seketika sejalan dengan bertambahnya waktu serta akan menyebabkan kehilangan gaya prategang. Pertambahan lendutan akibat rangkakan dan susut ini akan tergantung dari besarnya koefisien rangkakan dan regangan susut yang terjadi, sedangkan besarnya koefisien rangkakan dan regangan susut sangat dipengaruhi oleh kelembaban relatif, perawatan beton, umur beton pada saat di bebani, rasio Antara volume-keliling penampang, slump beton, kadar agregat dan kadar udara (*Sutarja, 2006*).

### c. Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Baja

Tendon low relaxation mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu dengan kehilangan yang lebih kecil dibanding dengan tendon *strand relieved*. Besarnya pengurangan gaya prategang tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, melainkan juga pada ratio antara prategang awal dan tegangan leleh tendon prategang  $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$  dimana  $f_{ci}$  adalah tegangan prategang awal setelah

*jacking* dan kehilangan langsung dengan nilai yang sesuai dengan tegangan ijin tendon, sedangkan nilai  $f_{py} = 0.9 f_{pu}$  untuk tendon *low relaxation*. Jika nilai ratio tegangan antara prategang awal dengan tegangan leleh tendon prategang kurang dari 0.55 maka kehilangan akibat relaksasi baja sangat terjadi bahkan tidak terjadi kehilangan akibat relaksasi baja.

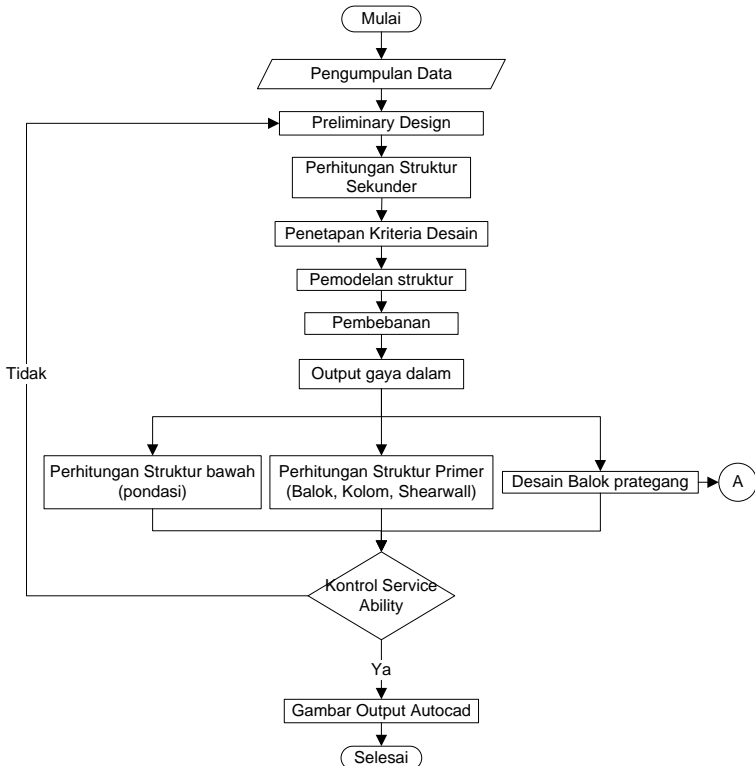
*“Halaman ini sengaja dikosongkan.”*



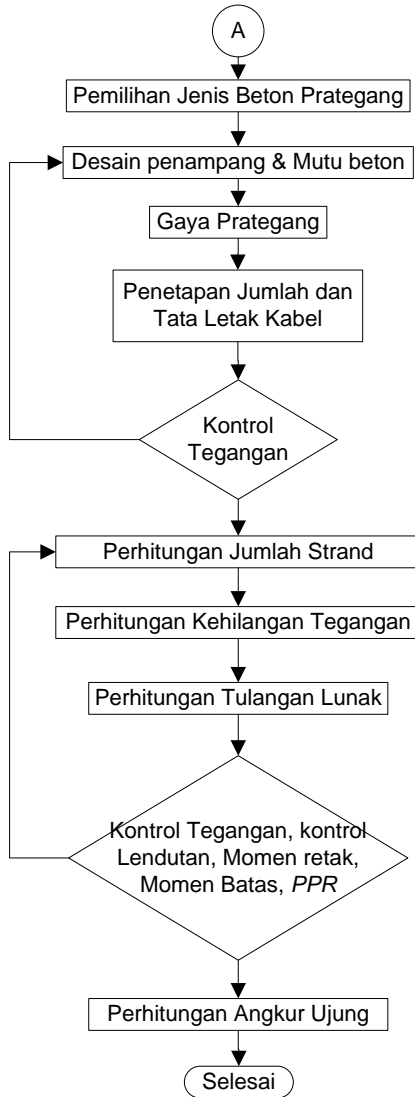
# BAB III METODOLOGI

## 3.1 Umum

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



Gambar 3.1  
Diagram Alir Metodologi Perancangan struktur gedung



Gambar 3.2  
Diagram Alir Metodologi Perancangan Balok Prategang

### 3.2 Pembahasan Metodologi

Diagram alir pada gambar 3.1 dan gambar 3.2 merupakan acuan untuk merencanakan struktur gedung “Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya” menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dengan beton prategang pada lantai atapnya.

#### 3.2.1 Pengumpulan Data

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

1. Gambar Struktur
2. Data tanah

Dalam perancangan modifikasi ini juga dibutuhkan data umum bangunan sebagai berikut :

1. Nama Bangunan : Gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya
2. Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
3. Fungsi : Fasilitas Pendidikan
4. Jumlah lantai : 8 Lantai dan atap baja
5. Struktur utama bangunan  
(sebelum dimodifikasi): Struktur beton bertulang pada lantai 1-8 dan menggunakan atap baja
6. Struktur utama bangunan  
(setelah dimodifikasi) : Struktur beton bertulang pada lantai 1-8, dimana pada lantai atap menggunakan balok beton prategang

#### 3.2.2 Penetapan Kriteria Disain

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

struktur tersebut antara lain :

1. Balok
2. Kolom
3. Pelat
4. Tangga

#### a. Preliminary Balok

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

1. Menentukan data desain yang meliputi :
  - Panjang Balok
  - Data properties material
2. Rencanakan lebar balok ( $b$ ) adalah  $2/3 h$ .
3. Bila  $f_y$  sama dengan 400 Mpa gunakan pers. 3.1. Bila  $f_y$  selain 420 Mpa gunakan pers. 3.2.

$$h_{min} = L/16 \quad \text{Pers. 3.1}$$

$$h_{min} = \frac{1}{16} \left( 0,4 + \left( \frac{f_y}{700} \right) \right) \quad \text{Pers. 3.2}$$

Keterangan :

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

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

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

#### b. Preliminary Plat Lantai

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.2 dalam menentukan dimensi awal plat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
  - Bentang bersih sumbu panjang dan pendek.
  - Dimensi balok yang menjepitnya.

2. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T ( $b_e$ )
3. Menghitung  $\alpha_m$  yang didapatkan dari pers. 3.3.

$$\alpha_m = \frac{\sum \alpha_n}{n} \quad \text{Pers. 3.3}$$

Keterangan :

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

$\alpha$  = Rasio kekakuan balok terhadap plat yang ditentukan dengan pers. 3.4

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} \quad \text{Pers. 3.4}$$

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

$I_p$  = Momen Inersia plat (mm<sup>4</sup>)

$I_b$  = Momen Inersia balok (mm<sup>4</sup>)

Bila  $\alpha m \leq 0.2$ , maka tebal plat adalah 125 mm, namun bila  $0.2 \leq \alpha m \leq 2$ . Tebal plat ditentukan dengan pers. 3.5

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \leq 125 \text{ mm} \quad \text{Pers. 3.5}$$

Keterangan :

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

$h$  = Tebal plat (mm).

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

$f_y$  = Tegangan leleh baja (MPa).

Bila  $\alpha_m \geq 0.2$ , maka tebal plat ditentukan dengan pers. 3.6

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \leq 90 \text{ mm} \quad \text{Pers. 3.6}$$

Keterangan :

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

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

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

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

### c. Preliminary Kolom

Dalam menentukan dimensi awal kolom dapat dilakukan sebagai berikut :

$$\frac{I_{kolom}}{I_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{I_{balok}} \quad (3-2)$$

Dimana:

$I_{kolom}$  : inersia kolom ( $1/12 \times b \times h^3$ )

$I_{kolom}$  : tinggi bersih kolom

$I_{balok}$  : inersia balok ( $1/12 \times b \times h^3$ )

$I_{balok}$  : tinggi bersih balok

$b_k$  dan  $d_k \geq 250 \text{ mm}$

### d. Preliminary Tangga

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

1. Menentukan data perencanaan seperti :

- Elevasi tangga
- Tinggi antara lantai dengan plat bordes

2. Merencanakan lebar anak tangga ( $i$ ) dan tinggi anak tangga ( $t$ )

3. Menghitung jumlah tahanan dan injakan
4. Kontrol batasan  $\alpha$ , yaitu  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
5. Menentukan tebal efektif plat dan bordes tangga

### 3.2.3 Perhitungan Struktur Sekunder

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

1. Plat Lantai
2. Balok Sekunder
3. Tangga

#### • Penulangan pelat lantai

Dari denah perencanaan pelat lantai telah ditentukan ukuran dan jenis pelat adalah tipikal serta termasuk pelat dua arah.

Untuk penulangan pelat langkah – langkah adalah sebagai berikut :

- Diberikan data data  $d, f'_c, f_y$ .
- Menetapkan batas-batas harga-harga perbandingan tulangan yang dipilih yaitu  $\rho_{balance}, \rho_{min}, \rho_{max}$
- Menghitung As sesuai  $\rho$  yang dipakai dan memilih tulangan serta jarak tulangan.

$$As = \rho . b . d ; \text{ tul susut} = 0,002 b d$$

#### • Perencanaan struktur tangga

Pada perencanaan tangga pada struktur menggunakan cor setempat dengan perletakan jepit-jepit (Bebas) untuk lantai 1-10, agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama terhadap beban gempa. Perencanaan tangga dibedakan menjadi perencanaan tangga darurat dan tangga putar. Pada perencanaan struktur tangga ini lebar injakan dan lebar injakan harus memenuhi persyaratan.

Syarat perencanaan tangga :

$$2.t + i = 64 - 67$$

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

#### • Perencanaan Balok Sekunder

Langkah-langkah dalam menentukan balok sekunder antara lain :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
  - Data properti material.
  - Dimensi balok.
2. Menentukan pembebanan yang akan dipikul oleh balok sekunder.
3. Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
4. Menghitung rasio tulangan
5. Menghitung kapasitas momen nominal ( $M_n$ )
6. Hitung Kapasitas Geser
7. Kontrol Lentutan
8. Kontrol terhadap retak

### 3.2.4 Penetapan Kriteria Disain

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

Langkah-langkah tersebut Antara lain :

1. Menentukan data desain meliputi :
  - Denah struktur.
  - Potongan Memanjang struktur.
  - Potongan Melintang struktur.
2. Menentukan parameter percepatan respons spectral MCE pada periode pendek, redaman 5% ( $S_s$ ) dan parameter



percepatan respons spectral MCE pada perioda 1 detik, redaman 5% ( $S_1$ ).

### 3. Menentukan Klasifikasi Situs.

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) dengan menggunakan pers. 3.8

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n_i}} \quad \text{Pers. 3.8}$$

Keterangan :

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

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

### 4. Menentukan Koefisien Situs ( $F_a$ dan $F_v$ ).

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  ditentukan berdasarkan table 4 dan 5 pada SNI 1726-2012.

### 5. Menghitung $S_{MS}$ dan $S_{M1}$ .

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan pers. 3.9

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_a S_I \quad \text{Pers. 3.9}$$

6. Menentukan Kategori Risiko dan Faktor Keuatamaan Gedung ( $I_e$ ).
7. Menentukan Kategori Desain Seismik.
8. Menentukan Sistem Penahan Gempa.

Penentuan sistem penahan gempa mengacu pada tabel SNI 1726-2012.

### 3.2.5 Pemodelan Struktur.

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

### 3.2.6 Pembebanan

Penentuan dan penggunaan beban yang sesuai dengan peraturan *ASCE 07-05* dan SNI 1727-2013 :

#### 1. Beban mati

Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727-2013. Besarnya nilai pembebanan tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Minimum desain berat bahan bangunan dari komponen gedung (ASCE 07-05)

Bahan Bangunan	Berat Sendiri	Satuan
Beton bertulang	24	$kN/m^3$
Tegel ( <i>Ceramic or quarry tile</i> )	0.21	$kN/m^2$
Spesi ( <i>Plester on tile or concrete</i> )	0.24	$kN/m^2$
Dinding	2.5	$kN/m^2$
Plafond ( <i>Gypsum board</i> )	0.008	$kN/m^2$
Penggantung ( <i>Suspended Steel Channel System</i> )	0.095	$kN/m^2$
Mekangkal	0.4	$kN/m^2$
Ducting AC ( <i>Mechanical Duct Allowance</i> )	0.19	$kN/m^2$
Aspal ( <i>Asphalt shingles</i> )	0.1	$kN/m^2$

## 2. Beban hidup

Berdasarkan SNI 1727-2013 Tabel 4-1, beban hidup Fasilitas Pendidikan harus diambil paling sedikit sebesar  $400 \text{ kg/m}^2$ . Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$ .

### a. Beban Hidup Reduksi Plat Lantai

Berdasarkan SNI 1727-2012 Pasal 4.8 semua beban hidup merata pada lantai dapat direduksi dengan menggunakan Pers. 3.10 kecuali untuk beban hidup merata pada atap.

$$L = L_o \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad \text{Pers. 3.10}$$

Keterangan :

- $L$  = Beban hidup rencana tereduksi per  $m^2$  dari luasan yang didukung oleh komponen struktur  
 $L_o$  = Beban hidup rencana tanpa reduksi dari luasan yang didukung oleh komponen struktur (Lihat SNI 1727-2013 Tabel 4-1)  
 $K_{LL}$  = Faktor elemen beban hidup (SNI 03-1727-2012 Tabel 4-2)  
 $A_T$  = Luas tributary ( $m^2$ )

$L$  tidak boleh kurang dari  $0,5L_o$  untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai dan  $L$  tidak boleh kurang dari  $0,4L_o$  untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih.

b. Beban Hidup Reduksi Plat Lantai Atap

Atap data biasa, dan lengkung diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup atap yang direduksi, sebagaimana ditentukan dalam Pers. 3.11

$$Lr = L_o R_1 R_2 \text{ dengan } 0,58 \leq Lr \leq 0,96$$

*Pers. 3.11*

Keterangan :

$Lr$  = Beban hidup atap tereduksi per  $m^2$  dari proyeksi horizontal dalam ( $kN/m^2$ ).

Faktor reduksi  $R_1$  dan  $R_2$  harus ditentukan sebagai berikut:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{Untuk } A_T \leq 18,58 \text{ m}^2 \\ 1,2 - 0,011 A_T & \text{Untuk } 18,58 \text{ m}^2 < A_T < 55,74 \text{ m}^2 \\ 0,6 & \text{Untuk } A_T < 55,74 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Keterangan :

$A_T$  = Luas tributary dalam  $m^2$  yang didukung oleh setiap komponen struktur

$$1 \quad \text{Untuk } F \leq 4$$

$$R_2 = 1,2 - 0,05F \quad \text{Untuk } 4 < F < 12$$

$$0,6 \quad \text{Untuk } F \geq 12$$

Dimana, untuk atap pelana,  $F$  = Jumlah peninggian dalam inch per foot (dalam SI :  $F = 0,12 \times$  kemiringan (slope), dengan kemiringan dinyatakan dalam persentase), dan untuk atap lengkung atau kubah,  $F$  = rasio tinggi terhadap bentang dikalikan dengan 32.

### c. Beban Gempa

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

### d. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847-2013 yaitu :

- $U = 1,4D$  *Pers. 3.12*
- $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$  *Pers. 3.13*
- $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$  *Pers. 3.14*
- $U = 1,2D + W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$  *Pers. 3.15*
- $U = 1,2D + E + L$  *Pers. 3.16*
- $U = 0,9D + W$  *Pers. 3.17*
- $U = 0,9D + E$  *Pers. 3.18*

Kecuali sebagai berikut :

- a. Faktor beban pada beban hidup  $L$  pada Pers. 3.13 s/d Pers. 3.16 diizinkan untuk direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi serta luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik dan semua luasan dimana  $L$  lebih besar dari  $4,8 \text{ kN/m}^2$ .

- b. Bila  $W$  didasarkan pada beban angin tingkat layan,  $1,6W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $W$  pada Pers 3.15 dan Pers 3.17, serta  $0,8W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $0,5W$  pada Pers 3.14.

### 3.2.7 Analisis Struktur Utama

Pada tahap ini, analisis struktur utama menggunakan SAP2000. Karena struktur gedung ini termasuk kategori struktur bangunan tidak beraturan maka dalam analisisnya menggunakan pembebanan gempa respon spektrum yang diambil berdasarkan parameter respos spectral percepatan gempa kota Surabaya .

### 3.2.8 Perhitungan Struktur Utama

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

#### a. Perencanaan Balok Utama

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

1. Menentukan data desain yang meliputi :
  - Data properti material.
  - Dimensi balok primer.
  - Denah struktur.
2. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
3. Menghitung rasio tulangan

4. Menghitung kapasitas momen nominal ( $M_n$ )
5. Menghitung kapasitas geser
6. Menghitung dan mengontrol lendutan
7. Pengontrolan terhadap retak

### **b. Perencanaan Kolom**

Kolom direncanakan menggunakan tulangan baja. Langkah-langkah dalam merencanakan kolom tersebut antara lain:

1. Menentukan data perencanaan yang meliputi :
  - Data properti material
  - Dimensi Kolom
  - Potongan memanjang dan melintang struktur
2. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam perencanaan.
3. Mengontrol kelangsingan kolom untuk kolom tak bergoyang dan kolom bergoyang.
4. Mencari rasio tulangan yang dibutuhkan pada diagram interaksi.
5. Mengontrol rasio tulangan yang didapat dari langkah 4 terhadap rasio tulangan baja yaitu (0,001 s/d 0,008).
6. Mengontrol kemampuan kolom dalam menahan kombinasi lentur dan biaxial.
7. Menghitung kapasitas geser.
8. Menentukan panjang lewatan mengacu pada SNI 2847-2013
9. Menentukan panjang penyaluran mengacu pada SNI 2847-2013

### **3.2.9 Perencanaan Balok Prategang**

Langkah-langkah dalam perencanaan balok prategang adalah sebagai berikut :

### 3.2.9.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang

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

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

### 3.2.9.2 Gaya Prategang

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

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad \text{Pers 3.19}$$

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

### 3.2.9.3 Penetapan Dan Tata Letak Kabel

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

### 3.2.9.4 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari materi yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus



hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang  $\lambda$ , dan prategang parsial ratio (PPR). Indeks ini didefinisikan sebagai

$$\lambda = \frac{M_{dec}}{M_D + M_L} \quad \text{Pers 3.20}$$

keterangan :

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

$M_D$  = momen beban mati

$M_L$  = momen beban hidup

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

Pers 3.21

Keterangan :

$Mnp$  = kapasitas momen nominal dari beton prategang.

$Mn$  = Total kapasitas momen nominal.

Dalam ekspresi sebelumnya, semua momen dihitung pada bagian kritis. Umumnya akan digunakan PPR untuk menggambarkan tingkat prategang pada elemen lentur. studi dan contoh-contoh yang dijelaskan dalam penelitian sebelumnya biasanya  $PPR < 1$ , dan elemen adalah pra tarik kecuali dinyatakan lain.

Karakterisasi jumlah total tulangan lentur dalam elemen juga penting. Hal ini akan dilakukan dengan Indeks penulangan  $\omega$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} + \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} - \rho' \frac{f_y}{f'_c} \leq 0,3 \quad \text{Pers 3.22}$$

Dimana:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$$

Keterangan :

$A_{ps}$  = luas tulangan prategang di zona penegangan, ( $mm^2$ );

$A_s$  = luas tulangan nonprestressed, ( $mm^2$ );

$A'_s$  = luas kompresi tulangan nonprestressed, ( $mm^2$ );

$b$  = lebar elemen, ( $mm$ );

$d$  = jarak dari serat tekan paling jauh ke centroid dari nonprestressed, ( $mm$ );

$d_p$  = jarak dari serat tekan paling jauh ke centroid tulangan prategang, ( $mm$ );

$f^c$  = kuat tekan beton, ( $MPa$ );

$f_{ps}$  = tegangan nominal prategang, ( $MPa$ )

$f_y$  = tegangan leleh tulangan nonprestressed, ( $MPa$ ).

### 3.2.9.5 Kehilangan Prategang

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

b. Akibat perpendekan elastis beton

untuk tendon yang lebih dari satu maka kehilangan akibat perpendekan elastis dapat dihitung sebagai berikut:

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \Sigma (\Delta f_{pES}) \quad \text{Pers 3.23}$$

dengan nilai  $f_{cir}$  sebagai berikut

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \times e}{I_c} \quad \text{Pers 3.24}$$

Keterangan :

$P_i$  : Gaya prategang awal sebelum terjadi kehilangan

$e$  : Eksentrisitas Tendon

$M_D$  : Momen akibat berat sendiri beton

$A_c$  : Luas penampang balok

$r^2$  : kuadrat dari jari-jari girasi

$I_c$  : momen inersia beton

### c. Akibat rangkak

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

$$\Delta f_{pCr} = n K_{re} (f_{cs} - f_{csd}) \quad \text{Pers 3.25}$$

(Nawy, 2001 pers 3.11b)

Dimana :

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

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

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

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

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

#### d. Akibat susut

Besarnya nilai kehilangan akibat susut dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$\Delta f_{pSH} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_S \left( 1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad \text{Pers 3.26}$$

Keterangan :

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

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

$K_{SH}$  = Koefisien susut sebesar 1 untuk pre tension dan sesuai Tabel 3.1 untuk post tension

$RH$  = Kelembaban udara relatif sekitar diambil 78%

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

Tabel 3.2 Koefisien Susut Pascatarik (*Post tension*)

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

Sumber: Prestressed Concrete Institute

Jika perawatan dilakukan sesuai dengan SNI 2847-2013 yaitu selama 5 hari setelah pengecoran dan penarikan dilakukan

setelah 7 hari dilakukan pengecoran maka nilai sesuai Tabel 3.2  $K_{SH}$  diambil dari akhir perawatan hingga penarikan yaitu dari hari ke 5 hingga ke 7 maka nilai  $K_{SH} = 0,8$

e. Akibat relaksasi baja

Besarnya nilai kehilangan akibat relaksasi baja dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\Delta f_{pRe} = f_{ci} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left( \frac{f_{ci}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad \text{Pers 3.27}$$

(Nawy, 2001)

$$RET_1 = \Delta f_{psR} \times A_{ps} \quad \text{Pers 3.28}$$

Keterangan :

$\Delta f_{pRe}$  = Tegangan yang hilang akibat relaksasi baja

$RET_1$  = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja tahap 1

$A_{ps}$  = Luas penampang tendon prestress

$f_{ci}$  = Tegangan prategang awal setelah jacking dan kehilangan langsung

$f_{py}$  = Tegangan leleh tendon prategang

$t_1$  = Waktu awal interval tahapan yang dihitung

$t_2$  = Waktu akhir interval tahapan yang dihitung

f. Akibat gesekan dan wobble effect

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_2 = F_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))} \quad \text{Pers 3.29}$$

$$\Delta F_{pF} = F_1 - F_2 \quad \text{Pers 3.30}$$

$$\alpha = \frac{8f}{L} \quad \text{Pers 3.31}$$

Keterangan:

$F_2$  = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

$\Delta F_{pF}$  = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi

$F_i$  = Gaya awal prategang

$\alpha$  = Sudut Kelengkungan

$\mu$  = Koefisien friksi (gesekan)

$K$  = Koefisien woble

$L$  = Panjang bersih balok

$f$  = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs)

Tabel 3.3 Koefisien Gesek Kelengkungan dan *Woble* untuk tendon pasca-tarik (sumber : Tabel 4 SNI 2847-2013)

			Koefisien woble, $K$ per meter	Koefisien kelengkungan, $\mu_p$ Per radian
Tendon digROUT pada metal pelapis		Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
		Batang tulangan kekuatan tinggi	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
		Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Tendon tanpa lekatan	Dilapis plastik (Mastic)	Tendon kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15
		Strand 7 kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15
	Diminyaki sebelumnya (Pre-greased)	Tendon kawat	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15
		Strand 7 kawat	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15

#### g. Akibat dudukan angker

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps}$$

Pers 3.32

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x$$

Pers 3.33

Keterangan:

$F_{pA}$  = Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

$A_{ps}$  = Luas penampang tendon

$\Delta f_{pA}$  = Jumlah hilangnya tegangan prategang akibat angkur

$f_{st}$  = Besarnya tegangan ijin baja tendon minimum yang disyaratkan SNI 2847-2013

$\alpha$  = Sudut Kelengkungan

$\mu$  = Koefisien friksi (gesekan)

$K$  = Koefisien woble

$L$  = Panjang bersih balok

$X$  = Koefisien slip angkur berdasarkan bentuk profil tendon (digunakan profil tendon berbentuk parabola)

$$X = \sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{st} \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2}$$

Pers 3.34

### 3.2.9.6 Kontrol Tegangan

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

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

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

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

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

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

$$0,70f_{pu}$$

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

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

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

- Kelas U :  $ft \leq 0,62\sqrt{f'_c}$
- Kelas T :  $0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq 1,0\sqrt{f'_c}$
- Kelas C :  $ft \leq 1,0\sqrt{f'_c}$

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

- Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

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



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

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

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

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

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

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

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

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

### 3.2.9.7 Kekuatan Batas Balok Prategang

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

Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh

beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

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

*Pers 3.35*

Keterangan :

$M_{cr}$  = momen retak balok prategang

$M_u$  = momen ultimate balok prategang

$\phi M_n$  = kapasitas penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

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

*Pers 3.36*

$$M_{Cr} = \left( \frac{F_e}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left( \frac{F_e \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left( f_r \times \frac{I}{Y} \right)$$

*Pers 3.37*

Keterangan :

$F_e$  = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

$I$  = Inertia balok

$e$  = Eksentrisitas dari cgc

$A$  = Luas penampang balok

$y$  = Garis netral balok

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

### 3.2.9.8 Kontrol Lendutan

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

Lendutan yang bekerja antara lain :

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

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

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

*Pers 3.38*

dengan nilai P sebesar

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

*Pers 3.39*

Keterangan :

$F_o$  = Gaya Prategang (N)

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

$l$  = Panjang Efektif (dalam mm)

$E_C$  = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

$I$  = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

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

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

*Pers 3.40*

Keterangan :

$F_o$  = Gaya Prategang (N)

$e$  = eksentrisitas terhadap cgc pada tepi balok

$l$  = Panjang Efektif (dalam mm)

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

$I$  = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

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

*Pers 3.41*

Keterangan :

$q_o$  = Berat sendiri saat jacking (N/mm)

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

$l$  = Panjang Efektif (dalam *mm*)

$E_C$  = Modulus Elastisitas Beton (*MPa*)

$I$  = Inertia Balok (*mm*)

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

### 3.2.9.9 Perhitungan Geser

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

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

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

*Pers 3.42*

Dimana:

$V_i$  : Gaya geser terfaktor akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan  $M_{max}$

$M_{cre}$  : Momen yang menyebabkan retak lentur penampang

$M_{max}$  : Momen terfaktor maksimum

$V_d$  : Gaya geser penampang akibat beban mati tidak

terfaktor

$d_p$  : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

$b_w$  : Lebar penampang balok

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

$$V_{cw} = (0,3 f_{pc} + 0,29 \lambda \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p \quad \text{Pers 3.43}$$

Dimana:

$V_p$  : Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

$f_{pc}$  : Tegangan tekan pada beton setelah mengalami kehilangan pada titik berat penampang

$f_c$  : Kuat tekan beton yang disyaratkan

$d$  : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

$b_w$  : Lebar penampang balok

### 3.2.9.10 Blok Angkur Ujung

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

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

### 3.2.10 Perencanaan pondasi

Desain Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain pondasi. Beberapa komponen yang akan direncanakan antara lain :

1. Tiang Pancang
2. Poer

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

1. Menentukan data desain yang meliputi :

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

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti ditunjukkan pada Pers 3.44.

$$2.5D \leq S \leq 5D \quad \text{Pers 3.44}$$

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

$S$  = Jarak antara tiang pancang (m)

2. Menghitung daya dukung satu tiang pancang berdasarkan data SPT dengan menggunakan Pers 3.45

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{S} \quad \text{Pers 3.45}$$

Dimana :

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

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

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

tiang pancang)

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

3. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok dengan menggunakan Pers 3.46.

$$P_i = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_{x_o} Y_{\max}}{\sum D_{yi}} \pm \frac{M_{y_o} X_{\max}}{\sum D_{xi}} \quad \text{Pers 3.46}$$

Dimana :

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

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

$n$  = Jumlah tiang pancang.

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

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

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

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

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

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

Dari gaya aksial  $P_i$  yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya seperti pada Pers 3.47.

$$P_{\max} \leq Q_d = Q_{ult} / SF \quad \text{Pers 3.47}$$

Dimana :

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

$Q_d$  = Daya dukung ijin (Ton).

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

$SF$  = faktor keamanan sebesar 2.

4. Menghitung faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok dengan menggunakan Pers 3.48.



$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad \text{Pers 3.48}$$

Dimana :

$Ek$  = Faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok.

$D$  = Diameter tiang pancang (m).

$S$  = Jarak tiang pancang terkecil (m).

$n$  = Jumlah tiang pancang dalam baris.

$m$  = Jumlah tiang pancang dalam kolom.

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

### 3.2.11 Gambar Output AutoCad

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

*“Halaman ini sengaja dikosongkan.”*

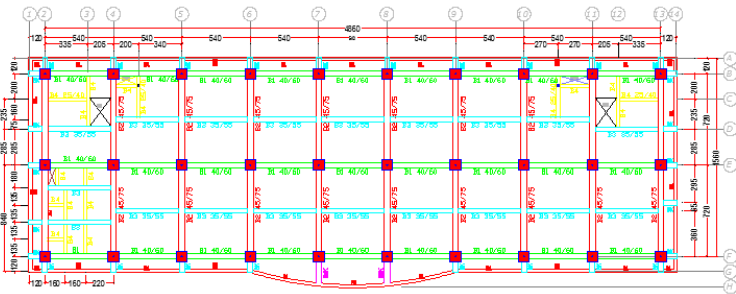
## BAB IV DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR

### 4.1 Data Perencanaan

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

Tipe bangunan	: Fasilitas Pendidikan.
Tinggi Bangunan	: 35,5 m ( 8 Lantai ).
Luas Bangunan	: 48,6 m x 14,4 m.
Mutu Beton ( $f'_c$ ) kolom	: 35 MPa.
Mutu Beton ( $f'_c$ ) balok dan plat	: 35 MPa.
Mutu Baja ( $f_y$ ) kolom dan balok	: 400 MPa.
Mutu Baja ( $f_y$ ) plat	: 240 MPa.

Denah struktur gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya diperlihatkan sesuai gambar 4.1



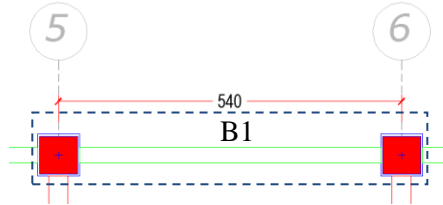
Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung PPNS

#### 4.1.1 Preliminary design Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847-2013 ps 9.5(a), desain dimensi

balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada gambar 4.2 adalah sbb :

- Dimensi balok primer (B1), bentang (L) = 5,4 m.



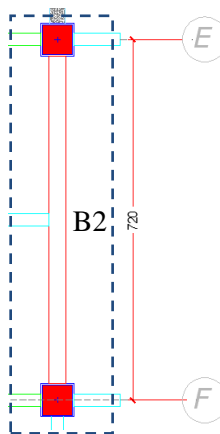
Gambar 4.2 Balok Primer (B1)

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{540}{16} = 33,75 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40,00 \approx 40 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer memanjang (B1) adalah 40/60 cm

- Dimensi balok primer (B2), bentang (L) = 7,2 m.



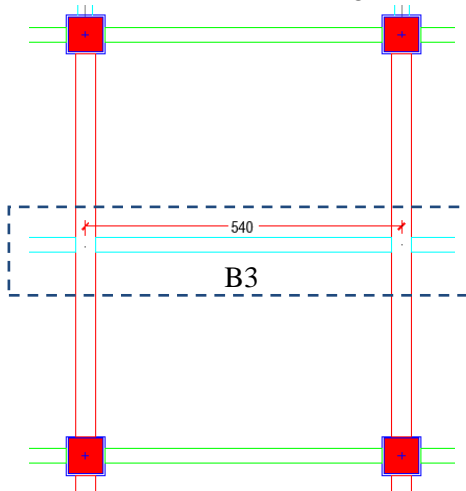
Gambar 4.3 Balok Primer (B2)

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{720}{16} = 45 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 75 = 50 \approx 45 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer memanjang (B2) adalah 45/75 cm

- Dimensi balok sekunder (B3), bentang (L) = 5,4 m.



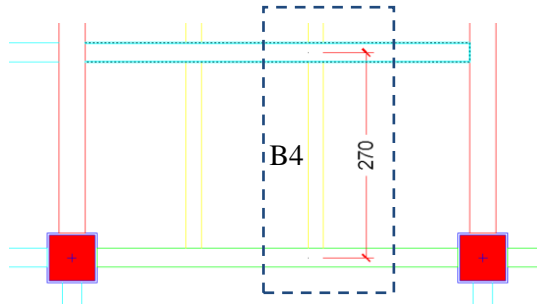
Gambar 4.4 Balok Sekunder (B3)

$$h_{\min} = \frac{1}{21} L = \frac{540}{21} = 25,71 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 55 = 36,67 \approx 35 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok sekunder memanjang (B3) adalah 35/55 cm

- Dimensi balok sekunder (B4), bentang ( $L$ ) = 2,7 m.



Gambar 4.5 Balok Sekunder (B4)

$$h_{\min} = \frac{1}{18,5} L = \frac{270}{18,5} = 15,59 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 40 = 26,67 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

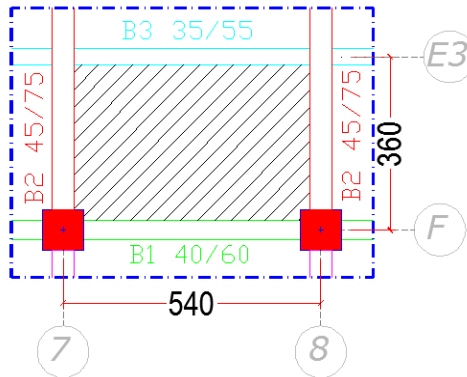
Jadi dimensi balok sekunder melintang (B4) adalah 25/40 cm

Tabel 4.1 Resume pendimensionan balok

Tipe Balok	Dimensi (cm)	
	b	h
B1	40	60
B2	45	75
B3	35	55
B4	25	40

#### 4.1.2 Preliminary design Plat Lantai

- Desain tebal plat lantai 2 s/d 8.  
Perhitungan tipe plat A dengan dimensi seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4.6 Tinjauan Plat Lantai Tipe A

$$L_y = 540 \text{ cm}$$

$$L_x = 360 \text{ cm}$$

$$L_n = 540 - \left( \frac{45}{2} + \frac{45}{2} \right) = 495 \text{ cm}$$

$$S_n = 360 - \left( \frac{40}{2} + \frac{35}{2} \right) = 322,5 \text{ cm}$$

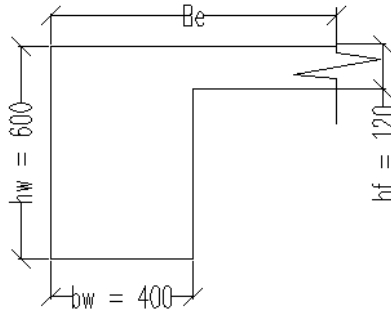
$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{495}{322,5} = 1,53 < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

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

$f'_c = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_y = 240 \text{ MPa}$

○ Balok As F Joint 7-8

Dimensi potongan balok As F joint 7-8 seperti pada gambar 4.7.



Gambar 4.7 Balok As F joint 7-8

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

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

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

$$be = 40 + 2(60-12) = 136 \text{ cm}$$

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

$$be = 40 + 8(12) = 136 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 136 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,96$$



Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,96 \frac{40 \times 60^3}{12} = 1415683,46 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

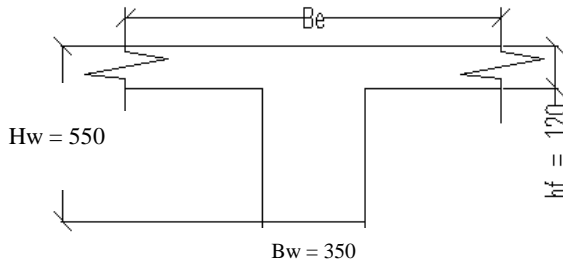
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{450 \times 12^3}{12} = 64800 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_l = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1415683,46}{64800} = 21,8$$

○ Balok As E3 Joint 7-8

Dimensi potongan balok As E3 joint 7-8 seperti pada gambar 4.8.



Gambar 4.8 Balok As E3 joint 7-8

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

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

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

$$be = 35 + 2(55-12) = 121 \text{ cm}$$

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

$$be = 35 + 8(12) = 131 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 121 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{121}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{55}\right) + 4\left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{121}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{121}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 2,01$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 2,01 \frac{35 \times 55^3}{12} = 977554,66 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

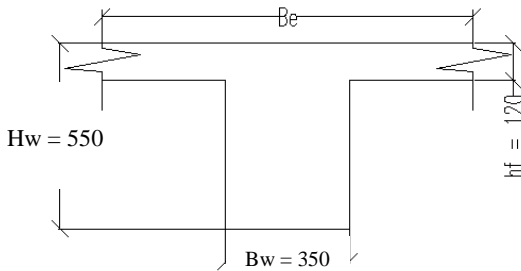
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(450) \times 12^3}{12} = 64800 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{977554,66}{64800} = 15,09$$

○ Balok As 7 Joint E3-F

Dimensi potongan balok As 7 joint E3-F seperti pada gambar 4.9.



Gambar 4.9 Balok As 7 joint E3-F

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

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

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

$$be = 45 + 2(75-12) = 171 \text{ cm}$$

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

$$be = 45 + 8(12) = 141 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 141 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{75}\right) + 4\left(\frac{12}{75}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)}$$

$$k = 1,80$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,80 \frac{45 \times 75^3}{12} = 2850630,60 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

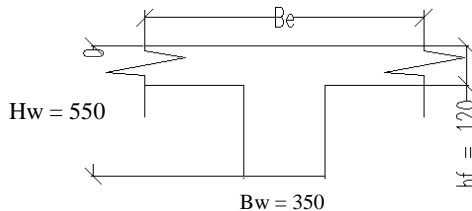
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(450) \times 12^3}{12} = 64800 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2850630,60}{64800} = 43,9$$

○ Balok As 8 Joint E3-F

Dimensi potongan balok As 8 joint E3-F seperti pada gambar 4.10.



Gambar 4.10 Balok As 8 joint E3-F

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

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

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

$$be = 45 + 2(75-12) = 171 \text{ cm}$$

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

$$be = 45 + 8(12) = 141 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 141 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{75}\right) + 4\left(\frac{12}{75}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)}$$

$$k = 1,08$$

#### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,80 \frac{45 \times 75^3}{12} = 2850630,60 \text{ cm}^4$$

#### Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(450) \times 12^3}{12} = 64800 \text{ cm}^4$$

#### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2850630,60}{64800} = 43,9$$

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

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

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} (21,8 + 15,09 + 43,9 + 43,9) = 31,229$$

Karena  $\alpha_{fm} > 2$  dipakai persamaan (3.8), SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

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

$$h = \frac{5000(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + (9 \times 1,59)} = 106,06 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

- ➔ karena nilai  $h$  lebih besar dari 90 mm, maka digunakan tebal plat lantai 1 s/d 12 tipe A adalah 120 mm.
- ➔ dengan cara yang sama didapatkan resume ketebalan plat dari masing – masing tipe plat seperti pada tabel 4.2

Tabel 4.2 Resume Ketebalan Plat Lantai

Tipe	Lantai	Dimensi		Tebal	Ket
		$L_x$	$L_y$		
A	2 s/d 8	320	395	120	2 arah
B	2 s/d 8	245	395	120	2 arah
a	Atap	320	395	100	2 arah
b	Atap	245	395	100	2 arah

#### 4.1.3 Preliminary design Kolom

Berdasarkan denah struktur pada gambar 4.1, desain kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul plat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom As E-7 sebagaimana diperlihatkan pada gambar 4.11.

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

Direncanakan :

Tebal plat : 120 mm

Tinggi lantai 1 – 2 : 6 m

Tinggi lantai 2 - 8 : 4 m

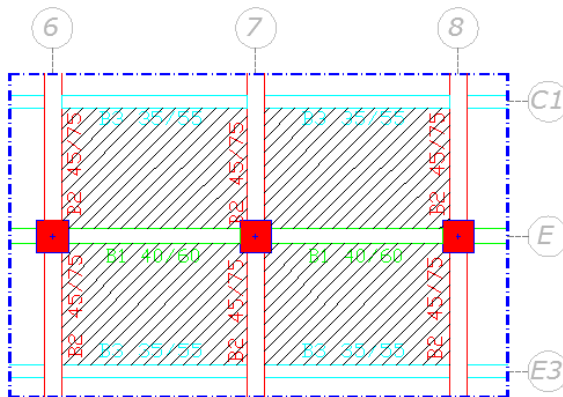
Tinggi lantai Atap : 3 m

Dimensi plat : 720 x 540 cm

Beban hidup ( $L_o$ ) : 1,92 kN/m<sup>2</sup> (SNI 1727-2013)

Luas Tributari ( $A_T$ ) : 7,2 x 5,40 = 38,88 m<sup>2</sup>

$K_{LL}$  : 4 ( berdasarkan ilustrasi pada SNI 1727-2013 gambar C4)



Gambar 4.11 Daerah Pembebanan Kolom

### Beban Mati Lantai 1 s/d 8

Beban Mati Lantai 1 s/d 8													
Pelat lantai	=	7.20	x	5.40	x	0.12	x	24	x	8	=	895.80	kN
Penggantung	=	7.20	x	5.40	x		x	0.07	x	8	=	21.77	kN
Plafond	=	8.20	x	7.40	x		x	0.11	x	8	=	53.40	kN
B-I B1	=	0.40		0.60	x	48.6	x	24	x	8	=	2239.49	kN
B-I B2	=	0.45		0.75	x	14.4	x	24	x	8	=	933.12	kN
Spesi t=2cm	=	7.20	x	5.40	x		x	0.21	x	8	=	65.32	kN
Tegel t=1cm	=	7.20	x	5.40	x		x	0.24	x	8	=	74.65	kN
Mekanaikal	=	7.20	x	5.40	x		x	0.40	x	8	=	124.42	kN
<b>Total Beban Mati</b>											<b>=</b>	<b>4407.96</b>	<b>kN</b>

### **Beban Mati Lantai Atap**

Beban Mati Lantai Atap													
Pelat lantai	=	7.20	x	5.40	x	0.12	x	24	x	1	=	111.97	kN
Penggantung	=	7.20	x	5.40	x		x	0.07	x	1	=	2.72	kN
Plafond	=	8.20	x	7.40	x		x	0.11	x	1	=	6.67	kN
B-I B1	=	0.40		0.60	x	48.6	x	24	x	1	=	279.94	kN
B-I B2	=	0.45		0.75	x	14.4	x	24	x	1	=	116.64	kN
Mekanaikal	=	7.20	x	5.40	x		x	0.40	x	1	=	15.55	kN
<b>Total Beban Mati</b>											=	<b>533.50</b>	<b>kN</b>

Total Keseluruhan beban mati = 4941,46 kN

Menurut SNI 1727-2013 pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$  diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sebagaimana ditunjukkan pada persamaan 3.10.

$$A_T = 7,2 \times 5,4 = 38,88 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 38,88 \times 4 = 155,52 \text{ m}^2$$

Maka,  $155,52 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$  (beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi beban hidup plat lantai 1 s/d 8

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

$$L = 1,92 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{155,52}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 1,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \geq 0,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Jadi total beban hidup plat lantai 1 s/d 8

$$\text{Lt. 1 - 8} = 1,18 \times 7,2 \times 5,4 \times 8 = 367,03 \text{ kN}$$

2. Reduksi beban hidup plat lantai atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap ( $L_r$ ) ditentukan sesuai dengan persamaan 3.11 karena  $A_T = 38,88 \text{ m}^2$ , maka:

$$R_l = 1,2 - 0,011 \times 38,88 = 0,77$$



$$R_2 = 1 \quad (F < 4)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 0,77 \times 1 = 0,739 \text{ kN/m}^2$$

$$0,58 \leq L_r \leq 0,96, \text{ maka } L_r = 0,739 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, total beban hidup plat lantai atap :

$$\text{Lt. Atap} = 0,739 \times 7,2 \times 5,4 = 28,73 \text{ kN}$$

- Kombinasi beban

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 4941,46 = 6918,04 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$= 1,2(4941,46) + 1,6(367,03) + 0,5(28,73)$$

$$= 6531,365 \text{ kN}$$

Diambil kondisi yang paling menentukan

$$Q_u = 6918,04 \text{ kN}$$

Mutu beton = 35 MPa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,3x f'_c} = \frac{6918040}{0,3x35} = 658860,95 \text{ mm}^2$$

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

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{658860,95} = 812 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai dimensi kolom 85 x 85 cm<sup>2</sup>.

## 4.2 Desain Struktur Sekunder

### 4.2.1 Peraturan-peraturan yang digunakan

Menurut SNI 2847-2013 ps. 10.2.7.3 faktor  $\beta_1$  harus diambil 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan  $f'c$  antara 17 dan 28 MPa, untuk beton dengan nilai kuat tekan  $f'c$  diatas 28 MPa,  $\beta_1$  harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa diatas 28 MPa, tetapi  $\beta_1$  tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Tulangan susut dan suhu (SNI 2847-2013 ps. 7.12) harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak boleh kurang dari 0,0014:

- Plat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 280 atau 350 MPa,  $\rho = 0,002$
- Plat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 420 MPa,  $\rho = 0,0018$
- Plat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 %,  $\rho = \frac{0,0018 \times 420}{f_y}$

Luas tulangan pokok minimal pada komponen struktur lentur menurut SNI 2847-2013 pasal 10.5 tidak boleh kurang dari sebagai berikut:

- $A_{s_{\min}} = \frac{1,4b_w d}{f_y}$ , (untuk mutu beton  $f'c \leq 31$  MPa)
- $A_{s_{\min}} = \frac{f'c}{4f_y} b_w d$ , (untuk  $f'c \geq 31$  MPa)

Tebal selimut beton minimal menurut SNI 2847-2013 pasal 7.7.1 adalah sebagai berikut :

- Beton yang dicor diatas dan selalu berhubungan dengan tanah = 75 mm.

- b. Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau tanah :
- Slab, dinding, balok usuk:  
 Untuk batang tulangan D 44 dan D 57 = 40 mm.  
 Untuk batang tulangan D 36 dan lebih kecil = 20 mm.  
 Balok, Kolom :  
 Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral = 40 mm.

#### 4.2.2 Desain Struktur Plat

Pendefinisian plat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat (berdasarkan buku wang salmon jilid 2 edisi ke-4 bab 16).

Jika lebih besar dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat satu arah dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasionya lebih kecil dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat dua arah.

Beban-beban yang bekerja pada plat disesuaikan SNI 1727-2013 pembebanan plat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1) yaitu :

- $Q_u = 1,4D$
- $Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$

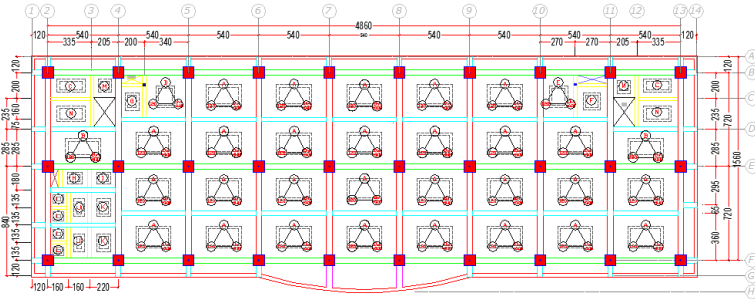
##### 4.2.2.1 Desain Plat Lantai 2 s/d 8

###### Data Desain

Data – data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan lantai adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'c$ )	= 35 MPa $\rightarrow \beta_1 = 0,80$
Tebal Pelat ( $t$ )	= 120 mm
Selimut Beton	= 20 mm
Modulus Elastisitas( $E_c$ )	= 23500 MPa
Kuat Tarik ( $f_y$ )	= 400 MPa

Denah plat lantai ditunjukkan pada gambar 4.12



Gambar 4.12 Denah plat lantai 2 s/d 8

### Pembebanan Pelat Tipe A lantai 2 s/d 8

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

#### 1. Beban Mati ( $D$ )

Berat sendiri	=	0.12	x	24	=	2.88	$kN/m^2$
Plafond	=	0.008	=	0.008	$kN/m^2$		
Penggantung	=	0.010	=	0.01	$kN/m^2$		
Tegel $t=1cm$	=	0.01	x	24	=	0.24	$kN/m^2$
Spesi $t=2cm$	=	0.02	x	21	=	0.42	$kN/m^2$
Mekanikal	=	0.4	=	0.4	$kN/m^2$		
					=	<u>3.958</u>	$kN/m^2$

#### 2. Beban Hidup ( $L$ ) Plat Lantai 2 s/d 8 Tipe A

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (L_o) &= 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (SNI 1727-2013 Pembebanan)} \\ &= 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 3. Kombinasi Pembebanan

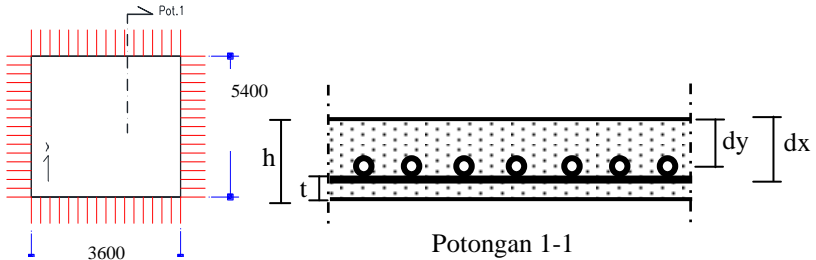
$$\begin{aligned} Qu &= 1,4D \\ &= 1,4 \times 3,96 &= 5,54 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \\ &= 1,2 \times 3,96 + 1,6 \times 4,00 &= 11,15 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Maka, digunakan  $Qu = 11,15 \text{ kN/m}^2$

### Penulangan Plat Lantai Tipe A

Dimensi plat lantai tipe A seperti ditunjukkan pada gambar 4.13



Gambar 4.13 Dimensi plat lantai tipe A

Dari perhitungan preliminary desain sebelumnya didapat nilai  $\alpha_m$  sebesar  $= 31,23 > 2$ , sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh. Perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- $L_y/L_x = 5400 / 3600 = 1,5 < 2$  (Plat 2 arah)
- $M_{tx} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_x$   
 $= 0,001 \times 11,15 \times 3,6^2 \times 76$   
 $= 10,98 \text{ kNm}$
- $M_{ty} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_y$   
 $= 0,001 \times 11,15 \times 3,6^2 \times 57$   
 $= 8,24 \text{ kNm}$
- $M_{lx} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_x$   
 $= 0,001 \times 11,15 \times 3,6^2 \times 36$   
 $= 5,20 \text{ kNm}$
- $M_{ly} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_x$   
 $= 0,001 \times 11,15 \times 3,6^2 \times 17$   
 $= 2,46 \text{ kNm}$
- $dx = t \text{ plat} - \text{deking} - \frac{1}{2} \emptyset$   
 $= 120 - 20 - (0,5 \times 10)$   
 $= 95 \text{ mm}$

- $dy = t \text{ plat} - \text{deking} - \emptyset - \frac{1}{2} \emptyset$   
 $= 120 - 20 - 10 - (0,5 \times 10)$   
 $= 85 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = \frac{f_c'}{4f_y} = \frac{35}{4.400} = 0,0037$

sehingga nilai  $\rho$  perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0357 = 0,0268$$

#### Penulangan Arah x (tumpuan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset 10 - 100$

$$M_u = 10,98 \text{ kNm} = 10980000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{10980000}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 1,52 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,52}{400}} \right)$$

$$= 0,0039 > \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})$$

Sehingga didapatkan :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,0039 \times 1000 \times 95$$

$$= 370,5 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{As_{perlu}}{As_{tul}}} = \frac{1000}{\frac{370,5}{78,54}} = 211,98 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset$  10-100 mm

$$\text{Sehingga } As_{pakai} = \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 785,4 \text{ mm}^2.$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 2h$$

$$100 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Penulangan Arah x (lapangan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset$  10 – 100

Penulangan Arah y (tumpuan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset$  10 – 200

Penulangan Arah y (lapangan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset$  10 – 100

- Penulangan susut

$$\rho_{perlu} = 0,0018$$

$$As_{perlu} = 0,0018 \times 1000 \times 85 = 153 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur  $\emptyset$  8 – 200 mm

$$As \text{ Pasang} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 8^2 = 251,33 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu.. Oke}$$

Maka, digunakan tulangan  $\emptyset$  8 – 200.

### Kontrol Lentutan

Berdasarkan SNI 2847-2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lentutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lentutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_{lx} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 3,96 \times 3,6^2 \times 76 = 3,90 \text{ kNm } (M_{LL})$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 4,00 \times 3,6^2 \times 76 = 3,94 \text{ kNm } (M_{DL})$$

$$M_a = M_{txHidup} + M_{txMati} = 3,90 + 3,94 = 7,84 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 8,81 \text{ kNm}$$

- Karena  $M_a < M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor ( $I_g$ ).

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{35} = 2,78 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5 m_a l^2}{48 E_c I_g} = \frac{5 \times 7,84 \times 10^6 \times 3600^2}{48 \times 2,78 \times 10^4 \times 14,4 \times 10^7} = 2,6 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{3,94}{3,94 + 3,90} \times 2,6 = 1,31 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{LL} &= \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{3,90}{3,94 + 3,94} \times 2,6 \\ &= 1,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi = 3$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 3 = 1,8$$

Lentutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}] \\ &= 1,30 + 1,8 (1,31 + 0,2 \times 1,30) \\ &= 4,13 \text{ mm} \end{aligned}$$



Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat lantai

adalah  $\frac{l}{240}$ .

$$\frac{l}{240} = \frac{3600}{240} = 15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} \text{ (Oke, Lendutan memenuhi)}$$

### Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan (SNI 2847-2002 pasal 12.6.4) :

$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$ , untuk harga-harga  $f_y$  yang lebih besar dari 300 MPa. Sedangkan untuk mutu baja  $f_y \leq 300$  MPa, lebar retak tidak perlu diperiksa kembali. Untuk struktur di dalam ruangan, lebar retak 0,4 mm dianggap memadai dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

$W$  : lebar retak dalam *mm*.

$\beta$  : perbandingan lebar retak penampang tak bertulang dengan penampang bertulang, biasanya untuk plat 1,35

$f_s$  : tegangan dalam tulangan, dapat diambil 2/3 dari  $f_y$ .

$d_c$  : tebal selimut beton +  $\frac{1}{2} \emptyset$  tulangan

$A$  : luas efektif beton tarik di sekitar lentur Tarik,  $A = 2 \times d_c \times s$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 1,35 \times 160 \times \sqrt[3]{25 \times 9600} = 0,15 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm ok!!}$$

### 4.2.2.2 Desain Plat Lantai Atap

#### Data Desain

Data – data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan plat adalah sebagai berikut :

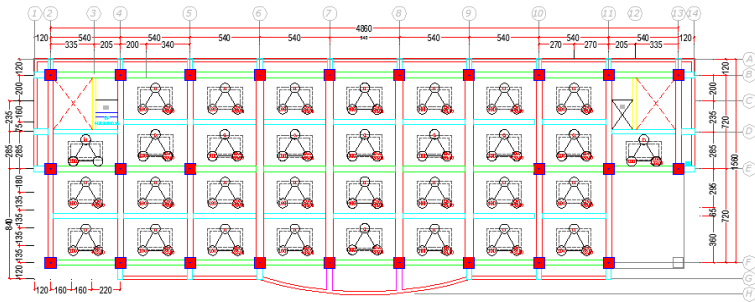
$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 35 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,8$$

$$\text{Tebal Pelat } (t) = 120 \text{ mm}$$

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

$$\text{Kuat Tarik } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

Denah plat lantai atap ditunjukkan pada gambar 4.14



Gambar 4.14 Denah plat lantai Atap

### **Pembebanan Pelat lantai Atap Tipe a**

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

#### 1. Beban Mati ( $D$ )

Berat sendiri	=	0.1	x	24	=	2.4	$kN/m^2$
Plafond	=			0.008	=	0.008	$kN/m^2$
Penggantung	=			0.010	=	0.01	$kN/m^2$
Aspal $t=2\text{cm}$	=	0.02	x	14	=	0.28	$kN/m^2$
Mekanikal	=			0.4	=	0.4	$kN/m^2$
Air Hujan	=			0.96	=	0.96	$kN/m^2$
					=	4.058	$kN/m^2$

#### 2. Beban Hidup ( $L$ ) Plat Lantai Atap Tipe C

Reduksi beban hidup plat lantai atap ( $L_r$ ) ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.36

$$A_T = 4 \times 3.6 = 14,4 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1$$

$$R_2 = 1 (F < 4)$$

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

maka  $L_r = 0,96 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Beban hidup plat lantai atap} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

### 3. Kombinasi Pembebanan

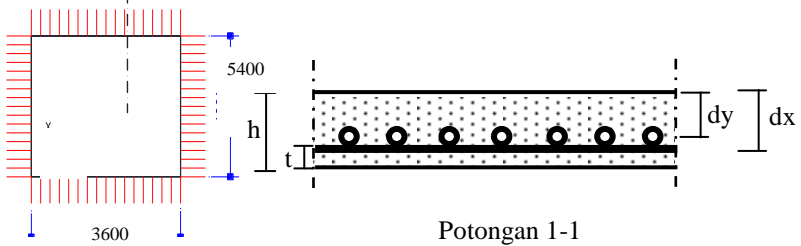
$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,4D \\
 &= 1,4 \times 4,06 &= 5,7 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \\
 &= 1,2 \times (4,06) + 1,6 \times (0,96) + 0,5(0,96) &= 6,89 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Maka, digunakan  $Qu = 6,89 \text{ kN/m}^2$

### Penulangan Plat Atap Tipe a

Dimensi plat lantai tipe B seperti ditunjukkan pada gambar 4.15



gambar 4.15 Dimensi plat lantai tipe a

Dari perhitungan preliminary desain sebelumnya didapat nilai  $\alpha_m$  sebesar  $= 31,23 > 2$ , sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh. Perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- $L_y/L_x = 5400 / 3600 = 1,5 < 2$  (Plat 2 arah)
- $M_{tx} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_x$   
 $= 0,001 \times 6,89 \times 3,6^2 \times 76$   
 $= 6,79 \text{ kNm}$
- $M_{ty} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_y$   
 $= 0,001 \times 6,89 \times 3,6^2 \times 57$   
 $= 5,09 \text{ kNm}$
- $M_{lx} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_x$   
 $= 0,001 \times 6,89 \times 3,6^2 \times 36$   
 $= 3,21 \text{ kNm}$

- $M_{ly} = 0,001 \times Qu \times L_x^2 \times X_x$   
 $= 0,001 \times 6,89 \times 3,6^2 \times 17$   
 $= 1,52 \text{ kNm}$
- $dx = t \text{ plat} - \text{deking} - \frac{1}{2} \emptyset$   
 $= 120 - 20 - (0,5 \times 10)$   
 $= 95 \text{ mm}$
- $dy = t \text{ plat} - \text{deking} - \emptyset - \frac{1}{2} \emptyset$   
 $= 120 - 20 - 10 - (0,5 \times 10)$   
 $= 85 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$

sehingga nilai  $\rho$  perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,036$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

### Penulangan Arah x (tumpuan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset 10 - 100$   
 $M_u = 6,79 \text{ kNm} = 6790000 \text{ Nmm}$   
 $M_n = \frac{M_u}{0,9} = 7,54 \text{ kNm} = 7540000 \text{ Nmm}$   
 $m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$   
 $R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{6790000}{1000 \times 95^2} = 0,75 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,75}{400}} \right) \\ &= 0,0024 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}})\end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0037 \times 1000 \times 95 \\ &= 351,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{351,5}{78,54}} = 223,44 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset$  10-100 mm

$$\begin{aligned}\text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 785,4 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

• Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{\text{max}} \leq 2h$$

$$100 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Penulangan Arah x (lapangan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset$  10 – 100

Penulangan Arah y (tumpuan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset$  10 – 200

Penulangan Arah y (lapangan)

- Direncanakan menggunakan  $\emptyset$  10 – 100

- Penulangan susut

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$$

$$A_s = 0,0018 \times 1000 \times 85 = 153 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur  $\emptyset 8 - 200 \text{ mm}$

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 8^2 = 251,2 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu.. Oke}$$

Maka, digunakan tulangan  $\emptyset 8 - 200$ .

### Kontrol Lentutan

Berdasarkan SNI 2847-2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lentutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lentutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_{lx} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 0,96 \times 3,6^2 \times 76 = 0,95 \text{ kNm } (M_{LL})$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 6,79 \times 3,6^2 \times 76 = 6,69 \text{ kNm } (M_{DL})$$

$$M_a = M_{\text{txHidup}} + M_{\text{txMati}} = 0,95 + 6,69 = 7,64 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 8,81 \text{ kNm}$$

- Karena  $M_a < M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor ( $I_g$ ).

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{35} = 2,781 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_a l^2}{48E_c I_g} = \frac{5 \times 7,64 \times 10^6 \times 3600^2}{48 \times 2,781 \times 10^4 \times 14,4 \times 10^7} = 2,58 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{0,95}{0,95 + 6,69} \times 2,58 \\ &= 0,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{6,69}{0,95 + 6,69} \times 2,58$$

$$= 2,26 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi = 3$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 3 = 1,8$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\Delta_{LT} = (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}]$$

$$= 2,26 + 1,2 (0,32 + 0,2 \times 2,26)$$

$$= 3,19 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat lantai

adalah  $\frac{l}{240}$ .

$$\frac{l}{240} = \frac{3600}{240} = 15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} \text{ (Oke, Lendutan memenuhi)}$$

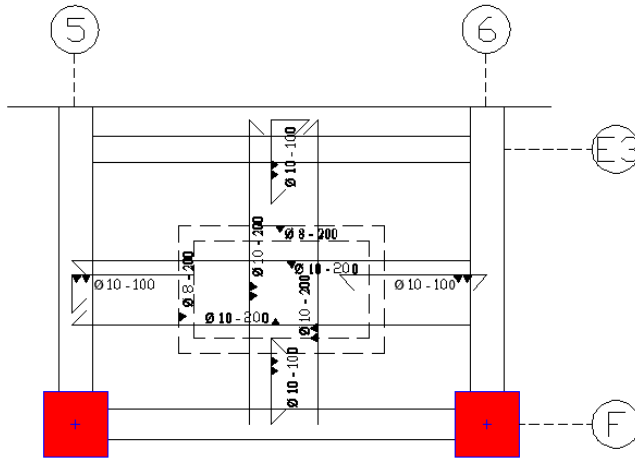
### **Kontrol Retak**

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan:

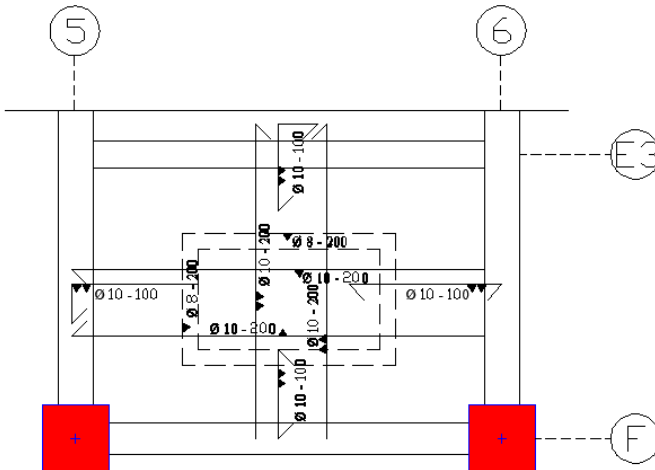
$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt{d_c \times A}$  , untuk harga-harga  $f_y$  yang lebih besar dari 300 MPa. Sedangkan untuk mutu baja  $f_y \leq 300$  MPa, lebar retak tidak perlu diperiksa kembali. Untuk struktur di dalam ruangan, lebar retak 0,4 mm dianggap memadai dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 1,2 \times 160 \times \sqrt{25 \times 12500} = 0,14 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm ok!!}$$

Detail plat lantai lantai dan pelat atap ditunjukkan pada gambar 4.16 dan 4.17



Gambar 4.16 Penulangan plat lantai 2 s/d 8



Gambar 4.17 Penulangan plat atap



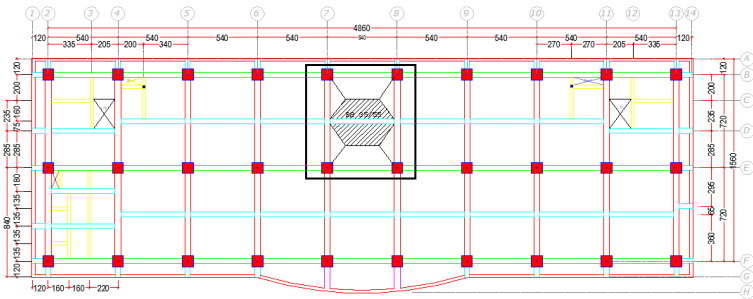
### 4.2.3 Desain Balok Sekunder

#### Data desain balok sekunder B3

- Dimensi Balok B3 = 350/550 mm
- Bentang Balok = 5400 mm
- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 35 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa

#### Pembebanan Balok Sekunder B3

Denah lokasi balok sekunder B3 As C,7-8 ditunjukkan pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18 Denah lokasi balok sekunder B3

Terdapat 2 struktur plat lantai yang membebani balok sekunder B3 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.18. Distribusi beban pada plat lantai bertipe tributary maka untuk mendapatkan beban merata digunakan perumusan  $q_{ekv}$ .

$$q_{ekv} \text{ untuk satu segitiga} : \frac{1}{3} \times q \times L_x$$

$$q_{ekv} \text{ untuk satu trapesium} : \frac{1}{2} q l_x \left( 1 - \frac{l_x^2}{3l_y^2} \right)$$

Dari perhitungan didapat :

$$l_x = 3,6 \text{ m} ; l_{nx} = 3,25 \text{ m}$$

$$l_y = 5,4 \text{ m} ; l_{ny} = 4,95 \text{ m}$$

$$q = 422 \text{ kg/m}^2$$

### Beban mati

$$\begin{aligned} q_D &= (b \times h \times 2400) + (2 \times 1/2 \times q \times 1 - 1/3 \times \frac{\ln y}{2} \times \left(\frac{\ln x}{\ln y}\right)^2) \\ &= (35 \times 55 \times 2400) + (2 \times 1/2 \times 422 \times 1 - 1/3 \times \frac{3,25}{2} \times \left(\frac{3,25}{4,95}\right)^2) \\ &= 733,92 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Beban hidup

Beban hidup ( $L_o$ ) = 400 kg/m<sup>2</sup> (SNI 1727-2013 Tabel 4-1)

$$\begin{aligned} q_L &= (b \times h \times 2400) + (2 \times 1/2 \times q \times 1 - 1/3 \times \frac{\ln y}{2} \times \left(\frac{\ln x}{\ln y}\right)^2) \\ &= (35 \times 55 \times 2400) + (2 \times 1/2 \times 400 \times 1 - 1/3 \times \frac{3,25}{2} \times \left(\frac{3,25}{4,95}\right)^2) \\ &= 515,49 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Kombinasi pembebanan

$$q_u = 1,4 D_L = 1,4 \times 733,92 = 1027,49 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 D_L + 1,6 L_L$$

$$= 1,2 \times 733,92 + 1,6 \times 515,49 = 1705,49 \text{ kg/m}$$

• Maka, digunakan  $q_u$  terbesar 1705,49 kg/m

### Analisis Gaya Dalam Balok Sekunder B3

#### Balok anak B3 (35/55)

➤ Momen

$$M_{u_{\text{tump}}} = 1/9 \times l_n \times q U^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 1/9 \times 4,95 \times 1705,49^2 \\
 &= 4643,18 \text{ kg.m} \\
 Mu_{lap} &= 1/16 \times ln \times qU^2 \\
 &= 1/16 \times 4,95 \times 1705,49^2 \\
 &= 2611,79 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya Geser

$$\begin{aligned}
 Vu_{tump} &= 1/2 \times qU \times ln \\
 &= 1/2 \times 1705,49 \times 4,95 \\
 &= 4221,08 \text{ kg} \\
 Vu_{lap} &= 4221,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

**Desain Tulangan Lentur Balok B3**

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (1/2 \text{ } \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 350 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (1/2 \times 19 \text{ mm})$   
 $= 487,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (1/2 \text{ } \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (1/2 \times 19 \text{ mm}) = 62,5 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{min} = \frac{fc}{4.f_y} = \frac{35}{4.400} = 0,0037$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,036
 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

• Perhitungan Daerah Lapangan

$$Mu = 2611,79 \text{ kg.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} = \frac{261,79 \text{ kgm}}{0,9} = 2901,99 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{2901,99 \text{ kgm}}{350 \text{ mm} \times (487,4 \text{ mm})^2} = 0,35$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,35}{400 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0009 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$  ,maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0037$$

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 350 \times 487,5 = 630,89 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan } (n) = \frac{630,89 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (19\text{mm})^2} = 4$$

Dipasang tulangan **4 D 19 mm** ( $A_{S_{\text{pasang}}} = 1134,11 \text{ mm}^2$ )

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 630,89 \text{ mm}^2 = 315,45 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2 D 19 mm** ( $A_{S_{\text{pasang}}} = 567,06 \text{ mm}^2$ )

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{sengkang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{350\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 13\text{mm}) - (4 \times 19 \text{ mm})}{4 - 1}$$

$$S = 68,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{Jarak tulangan memenuhi.}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b w} = \frac{1134,11 \times 400}{0,85 \times 35 \times 350} = 43,57 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 1134,11 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \times \left( 487,5 \text{ mm} - \frac{43,57 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 19014,33 \text{ kgm}$$

Jadi  $M_n$  kapasitas  $\geq$   $M_n$  yang terjadi  
 $19014,33 \text{ kgm} > 2611,79 \text{ kgm}$  .....Memenuhi.

• Perhitungan Daerah Tumpuan.

$$M_u = 4643,18 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{4643,18 \text{ kgm}}{0,9} = 5159,09 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{5159,09 \text{ kgmm}}{350 \text{ mm} \times (487,5 \text{ mm})^2} = 0,62$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,62}{400 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0016$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ , maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0037$$

$$A_{s\text{tarik}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 350 \times 487,5 = 630,89 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan } (n) = \frac{630,89 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (19 \text{ mm})^2} = 4$$

Dipasang tulangan **4 D 19 mm** ( $A_{s\text{pasang}} = 1134,11 \text{ mm}^2$ )

$$A_{s\text{tekan}} = 0,5 \times A_{s\text{tarik}} = 0,5 \times 1134,11 \text{ mm}^2 = 567,06 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2 D 19 mm** ( $A_{s\text{pasang}} = 567,06 \text{ mm}^2$ )

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{senggang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{350\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 13\text{mm}) - (2 \times 19\text{mm})}{2 - 1}$$

$$S = 68,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{Jarak tulangan memenuhi.}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times bw} = \frac{1134,11 \times 400}{0,85 \times 35 \times 350} = 43,57 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 1134,11 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \times \left( 487,5 \text{ mm} - \frac{43,57 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 19014,33 \text{ kgm}$$

$$\text{Jadi } M_n_{\text{kapasitas}} \geq M_n_{\text{yang terjadi}}$$

$$19014,33 \text{ kgm} > 4643,18 \text{ kgm} \dots \text{Memenuhi.}$$

### Desain Tulangan Geser

- Direncanakan Tulangan geser 2 kaki  $\phi$  13 ( $A_s = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$V_u = 42210,76 \text{ N}$$

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 350 \times 487,5 = 171603,3 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 171603,3 \text{ N} = 128702,47 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 171603,3 \text{ N} = 64351,23 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 350 \times 487,5 = 56875 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s_{min}}) = 0,75 \times (171603,3 + 56875) = 171358 N$$

$$\phi \left( V_c + \frac{1}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} \right)$$

$$= 0,75 \times \left( 171603,3 + \frac{1}{3} \times 350 \times 487,5 \times \sqrt{35} \right) = 381060,2 N$$

### Cek Kondisi Perencanaan geser

(SNI 2847-2013 Psl 11.1)

1.  $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

$$42210,76 N > 64351,23 N \dots\dots\dots(\text{perlu tulangan geser})$$

2.  $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$64351,23 N < 42210,76 N > 128702,47 N \dots(\text{perlu tulangan geser})$$

3.  $\phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + \phi V_{s_{min}})$

$$128702 N < 42211 N < 171358 N \dots(\text{tulangan geser minimum})$$

4.  $\phi(V_c + V_{s_{min}}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 1/3 \sqrt{f'_c} . b_w . d)$

$$171358 N > 42210,76 N < 381060,2 N \dots\dots(\text{tulangan geser}).$$

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

$$= 42210,76 N - 128702,47 N = 170913,23 N$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{170913,23}{0,75} = 227884,3 N$$

Dipasang sengkang 2 kaki,

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 487,5}{227884,3} = 136,29 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } S \text{ maks} < d/4 = 487,5 / 4 = 121,9 \text{ mm dan}$$

$$s_{maks} < 600 \text{ mm}$$

Bila dipasang sengkang  $\text{Ø}13\text{-}100 \text{ mm}$ , maka luas penampang:

### Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{265,46 \times 240 \times 487,5}{100} = 310593,56 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 310594 = 232945,5 \text{ N}$$

$$\phi V_s + \phi V_c = 232945,5 \text{ N} + 128702,47 \text{ N}$$

$$= 361647,64 \text{ N} > V_u = 42210,76 \text{ N} \dots \text{OK}$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\text{Ø}13 - 100 \text{ mm}$  sepanjang  $2h = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm}$  dari muka balok, dimana tulangan geser pertama dipasang  $50 \text{ mm}$  dari muka balok.

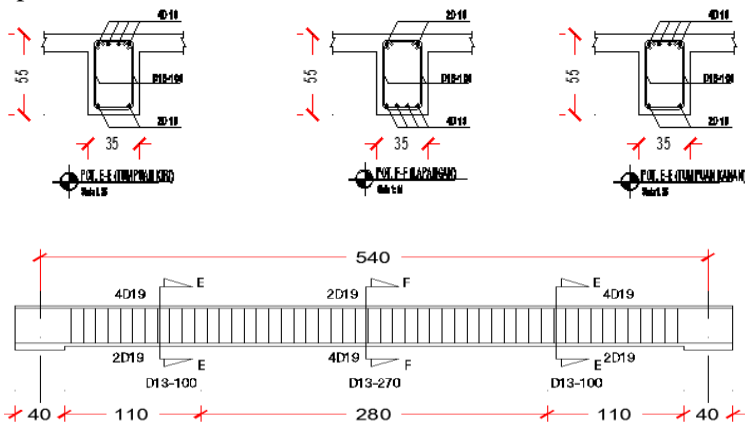
### Daerah lapangan :

$$V_{u \text{ Lap}} = 42210,76 \text{ N}$$

Karena  $V_u \leq \phi V_c$ , dalam SNI 2847-2013 diberi tulangan geser minimum atau praktis

$$s < d/2 = 487,5/2 = 243,75 \text{ mm}$$

Dipakai  $2 \text{ Ø}13 - 270$



Gambar 4.19 Penampang balok sekunder B3

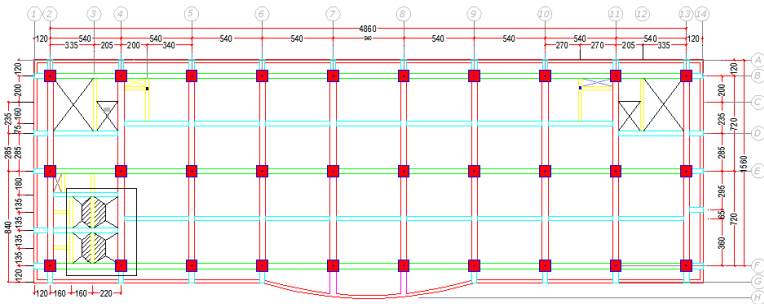


### Data desain balok sekunder B4

- Dimensi Balok B4 = 250/400 mm
- Bentang Balok = 2700 mm
- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 35 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa

### Pembebanan Balok Sekunder B4

Denah lokasi balok sekunder B4 As 3,E1-F ditunjukkan pada Gambar 4.20.



Gambar 4.20 Denah lokasi balok sekunder B4

Terdapat 2 struktur plat lantai yang membebani balok sekunder B3 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.20. Distribusi beban pada plat lantai bertipe tributary maka untuk mendapatkan beban merata digunakan perumusan  $q_{ekv}$ .

$$q_{ekv} \text{ untuk satu segitiga} : \frac{1}{3} \times q \times L_x$$

$$q_{ekv} \text{ untuk satu trapesium} : \frac{1}{2} q l_x \left( 1 - \frac{l_x^2}{3l_y^2} \right)$$

Dari perhitungan didapat :

$$l_x = 1,325 \text{ m} ; l_{nx} = 1,075 \text{ m}$$

$$l_y = 2,7 \text{ m} ; l_{ny} = 2,375 \text{ m}$$

$$q = 412 \text{ kg/m}^2$$

### Beban mati

$$\begin{aligned} q_D &= (b \times h \times 2400) + (2 \times 1/2 \times q \times 1 - 1/3 \times \frac{l_n y}{2} \times \left(\frac{l_n x}{l_n y}\right)^2) \\ &= (25 \times 40 \times 2400) + (2 \times 1/2 \times 412 \times 1 - 1/3 \times \frac{2,375}{2} \times \left(\frac{1,075}{2,375}\right)^2) \\ &= 618,59 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Beban hidup

$$\text{Beban hidup } (L_o) = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (SNI 1727-2013 Tabel 4-1)}$$

$$\begin{aligned} q_L &= (b \times h \times 2400) + (2 \times 1/2 \times q \times 1 - 1/3 \times \frac{l_n y}{2} \times \left(\frac{l_n x}{l_n y}\right)^2) \\ &= (25 \times 40 \times 2400) + (2 \times 1/2 \times 400 \times 1 - 1/3 \times \frac{2,375}{2} \times \left(\frac{1,075}{2,375}\right)^2) \\ &= 735,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Kombinasi pembebanan

$$q_u = 1,4 D_L = 1,4 \times 618,59 = 866,03 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 D_L + 1,6 L_L$$

$$= 1,2 \times 618,59 + 1,6 \times 735,12 = 1918,5 \text{ kg/m}$$

- Maka, digunakan  $q_u$  terbesar 1918,5 kg/m

### Analisis Gaya Dalam Balok Sekunder B4

#### Balok anak B4 (25/40)

➤ Momen

$$\begin{aligned} M_{u_{\text{tump}}} &= 1/9 \times l_n \times q U^2 \\ &= 1/9 \times 2,375 \times 1918,5^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1202,39 \text{ kg.m} \\
 Mu_{\text{lap}} &= 1/16 \times \ln \times qU^2 \\
 &= 1/16 \times 2,375 \times 1918,5^2 \\
 &= 676,35 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya Geser

$$\begin{aligned}
 Vu_{\text{tump}} &= \frac{1}{2} \times qU \times \ln \\
 &= \frac{1}{2} \times 1918,5 \times 2,375 \\
 &= 2278,22 \text{ kg} \\
 Vu_{\text{lap}} &= 2278,22 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### Desain Tulangan Lentur Balok B4

#### Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 250 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm})$   
 $= 337,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 62,5 \text{ mm}$

#### Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{fc}{4.f_y} = \frac{35}{4.400} = 0,0037$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,036
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

• Perhitungan Daerah Lapangan

$$Mu = 676,35 \text{ kg.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} = \frac{676,35 \text{ kgm}}{0,9} = 751,5 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{751,5 \text{ kgm}}{250 \text{ mm} \times (337,5 \text{ mm})^2} = 0,26$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,26}{400 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0007 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$  ,maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0037$$

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 250 \times 337,5 = 311,98 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan } (n) = \frac{311,98 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (19 \text{ mm})^2} = 2$$

Dipasang tulangan **2 D 19 mm** (  $A_{S_{\text{pasang}}} = 567,06 \text{ mm}^2$  )

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 311,98 \text{ mm}^2 = 155,99 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2 D 19 mm** (  $A_{S_{\text{pasang}}} = 567,06 \text{ mm}^2$  )

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{senggang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{350 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - (2 \times 13 \text{ mm}) - (2 \text{ tul} \times 19 \text{ mm})}{2 \text{ tul} - 1}$$

$$S = 106 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{Jarak tulangan memenuhi.}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b w} = \frac{567,06 \times 400}{0,85 \times 35 \times 250} = 30,497 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 567,06 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ Mpa} \times \left( 337,5 \text{ mm} - \frac{30,497 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 751,5 \text{ kgm}$$

Jadi  $M_n$  kapasitas  $\geq$   $M_n$  yang terjadi  
 $6578,46 \text{ kgm} > 676,35 \text{ kgm}$  .....Memenuhi.

• Perhitungan Daerah Tumpuan.

$$M_u = 1202,39 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{1202,39 \text{ kgm}}{0,9} = 1335,99 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1335,99 \text{ kgmm}}{250 \text{ mm} \times (337,5 \text{ mm})^2} = 0,47$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,47}{400 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0012$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ , maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0037$$

$$A_{s\text{tarik}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 250 \times 337,5 = 311,98 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan } (n) = \frac{311,98 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (19\text{mm})^2} = 2$$

Dipasang tulangan **2 D 19** mm (  $A_{s\text{pasang}} = 567,06 \text{ mm}^2$  )

$$A_{s\text{tekan}} = 0,5 \times A_{s\text{tarik}} = 0,5 \times 311,98 \text{ mm}^2 = 155,99 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2 D 19** mm (  $A_{s\text{pasang}} = 567,06 \text{ mm}^2$  )

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{senggang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{350\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 13\text{mm}) - (2 \times 19\text{mm})}{2 - 1}$$

$$S = 106\text{ mm} > 25\text{ mm} \dots \text{Jarak tulangan memenuhi.}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times bw} = \frac{567,06 \times 400}{0,85 \times 35 \times 250} = 30,5\text{ mm}$$

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

$$M_n = 567,06\text{ mm}^2 \times 400\text{ Mpa} \times \left( 337,5\text{ mm} - \frac{30,5\text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 1335,99\text{ kgm}$$

$$\text{Jadi } M_n \text{ kapasitas} \geq M_n \text{ yang terjadi}$$

$$6578,46\text{ kgm} > 1202,39\text{ kgm} \dots \text{Memenuhi.}$$

### Desain Tulangan Geser

- Direncanakan Tulangan geser 2 kaki  $\phi$  13 ( $A_s = 132,73\text{ mm}^2$ )

$$V_u = 22782,22\text{ N}$$

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 250 \times 337,5 = 84858,77\text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 84858,77\text{ N} = 63644,08\text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 63644,08\text{ N} = 31822,04\text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 250 \times 337,5 = 28125\text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s_{min}}) = 0,75 \times (84858,77 + 28125) = 84737,8 \text{ N}$$

$$\phi \left( V_c + \frac{1}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} \right)$$

$$= 0,75 \times \left( 84858,77 + \frac{1}{3} \times 250 \times 337,5 \times \sqrt{35} \right) = 188436,4 \text{ N}$$

### Cek Kondisi Perencanaan geser

(SNI 2847-2013 Psl 11.1)

1.  $V_u \leq 0,5 \phi V_c$   
 $22782 \text{ N} > 31822 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{perlu tulangan geser})$
2.  $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$   
 $31822 \text{ N} < 22782 \text{ N} > 63644 \text{ N} \dots(\text{perlu tulangan geser})$
3.  $\phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + \phi V_{s_{min}})$   
 $63644 \text{ N} < 22782 \text{ N} < 84737 \text{ N} \dots(\text{tulangan geser minimum})$
4.  $\phi(V_c + V_{s_{min}}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 1/3 \sqrt{f'_c} . b_w . d)$   
 $84737 \text{ N} > 22782 \text{ N} < 188436,4 \text{ N} \dots\dots (\text{tulangan geser}).$

$$\begin{aligned} \emptyset V_s \text{ perlu} &= V_u - \phi V_c \\ &= 22782 \text{ N} - 63644 \text{ N} = 40862 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{40862}{0,75} = 115235,1 \text{ N}$$

Dipasang sengkang 2 kaki,

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 337,5}{115235,1} = 186,6 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat S maks} < d/4 = 337,5 / 4 = 168,75 \text{ mm dan}$$

$$S_{maks} < 600 \text{ mm}$$

Bila dipasang sengkang  $\text{Ø}13\text{-}75\text{ mm}$ , maka luas penampang:

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{265,46 \times 240 \times 337,5}{75} = 286697\text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 286697 = 215023\text{ N}$$

$$\phi V_s + \phi V_c = 286697\text{ N} + 63644\text{ N}$$

$$= 278670,39\text{ N} > V_u = 42210,76\text{ N} \dots \text{OK}$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\text{Ø}13 - 75\text{ mm}$  sepanjang  $2h = 2 \times 400 = 800\text{ mm}$  dari muka balok, dimana tulangan geser pertama dipasang  $50\text{ mm}$  dari muka balok.

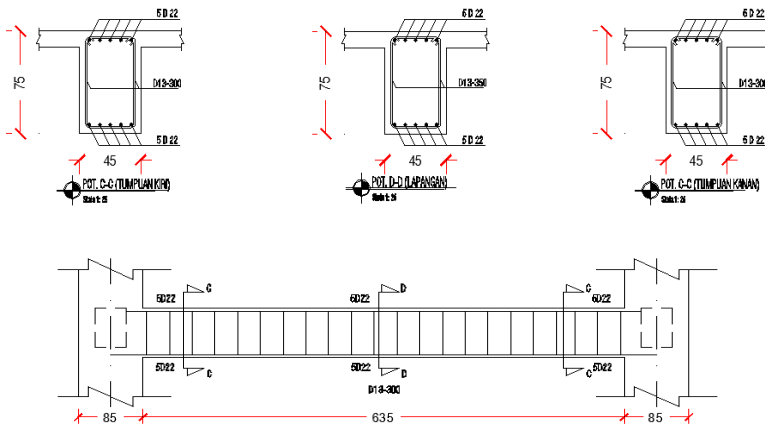
Daerah lapangan :

$$V_{u\text{ Lap}} = 42210,76\text{ N}$$

Karena  $V_u \leq \phi V_c$ , dalam SNI 2847-2013 diberi tulangan geser minimum atau praktis

$$s < d/2 = 337,5/2 = 168,75\text{ mm}$$

Dipakai  $2\text{ Ø}13 - 75$



Gambar 4.21 Penampang balok sekunder B4



#### 4.2.4 Desain Struktur Tangga

Perencanaan tangga pada gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya ini terdapat pada samping lift gedung. Struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes)

#### Desain Tangga Lantai 2-8

Data Desain :

- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Lebar injakan( $i$ ) = 25 cm
- Tanjakan ( $t$ ) = 18 cm
- Tebal pelat tangga = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Lebar bordes = 320 cm
- Lebar tangga = 235 cm
- Jumlah tanjakan dan injakan =

$$o \ n.t = \frac{400}{18} = 11 \text{ buah}$$

$$o \ n.i = n.t - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ buah}$$

Syarat desain tangga :

$$60 < 2t + i \leq 65 \rightarrow 60 < 2 \times 18 + 25 \leq 60 \text{ oke !}$$

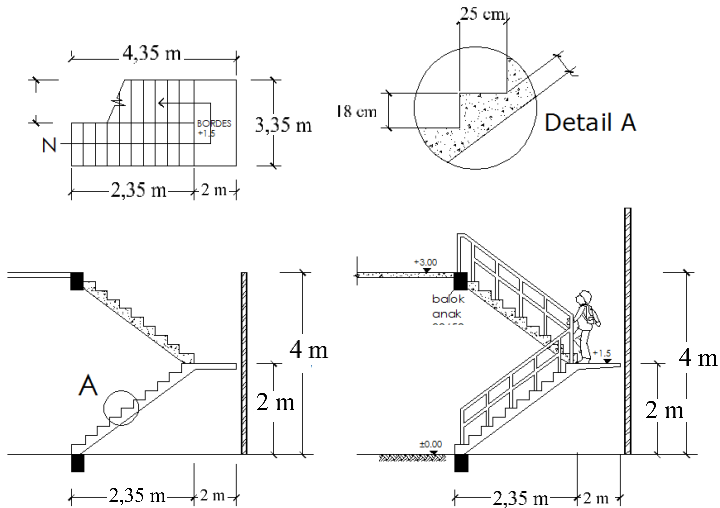
- Sudut kemiringan =  $\tan^{-1} \left( \frac{180}{250} \right) = 35,75^\circ$

- Tebal Pelat Rata-rata :

$$T = \left( \frac{i}{2} \right) \times \sin \alpha = \left( \frac{25}{2} \right) \times \sin 35,75 = 9 \text{ cm}$$

$$T = 15 + 9 = 24 \text{ cm}$$

Denah desain tangga lantai dasar dapat dilihat pada Gambar 4.22



Gambar 4.22 Detail desain tangga Lt. 2 s/d 8

## Pembebanan Tangga

### • Pembebanan Anak Tangga

#### 1. Beban Mati ( $DL$ )

ANAK TANGGA

$$\text{Berat sendiri} = 0.24 \times 2.35 \times 2400 = 1353.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Railing} = 10 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 24 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 14 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$= \underline{1415.6 \text{ kg/m}^2}$$

#### 2. Beban hidup ( $L_o$ ) = $400 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban ultimate } (q_{ult}) &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1415,5) + 1,6 (400) \\ &= 2696,14 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

• Pembebanan Bordes

1. Beban Mati ( $DL$ )

BORDES

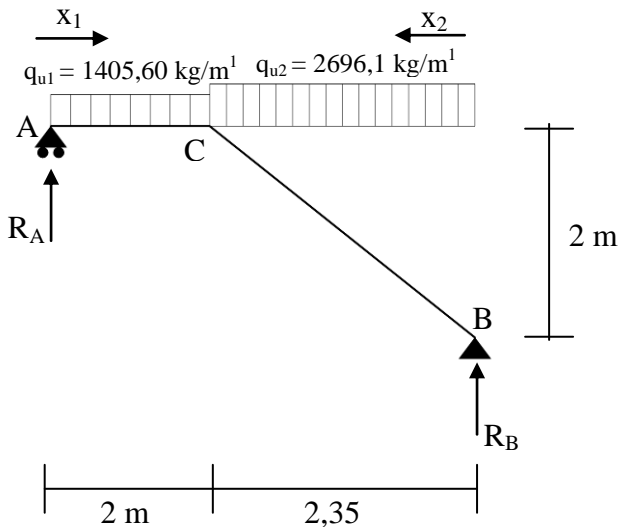
Berat sendiri	=	0.15	x	1.6	x	2400	=	576	kg/m <sup>2</sup>
Railing	=					10	=	10	kg/m <sup>2</sup>
Tegel	=					24	=	24	kg/m <sup>2</sup>
Spesi	=	2	x			14	=	28	kg/m <sup>2</sup>
									<hr/>
							=	638	kg/m <sup>2</sup>

2. Beban hidup ( $L_o$ ) = 400 kg/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban ultimate } (q_{ult}) &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (638) + 1,6 (400) \\ &= 1405,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

**Analisis Struktur Tangga**

Pada proses Analisis struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tertentu dengan perletakan berupa sendi-rol, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23 Pembebanan struktur tangga

**Analisis Gaya Dalam Tangga**

## • Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned}\sum MB &= 0 \\ &= (VA \times 4,35) - (q_2 \times 2 \times (1 \times 2,35)) - (q_1 \times 2,4 \times 1,2) = 0 \\ VA &= \frac{16862,2}{4,35} \\ VA &= 5270,8 \text{ kg.m } (\uparrow)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum MA &= 0 \\ &= (VA + VB - (1405,6 \times 2)) - (2696,14 \times 2,4) = 0 \\ VB &= 9147,13 - 3876,4 \\ VB &= 5270,8 \text{ kg.m } (\uparrow)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum V &= 0 \\ &= (2696,14 \times 2,35) + (1405,6 \times 2) - 3876,4 - 5270,8 = 0 \\ 0 &= 0 \dots\dots\dots(\text{OKE})\end{aligned}$$

## • Perhitungan Gaya Lintang

**Potongan X1**

$$\begin{aligned}D_{X1} &= V_A - q_1 \times X_1 = 3876,4 - (1405,60 \times X_1) \\ \therefore X_1 = 0 \text{ m} &\rightarrow D_A = 3876,38 \text{ kg} \\ \therefore X_1 = 2 \text{ m} &\rightarrow D_B = 1065,18 \text{ kg}\end{aligned}$$

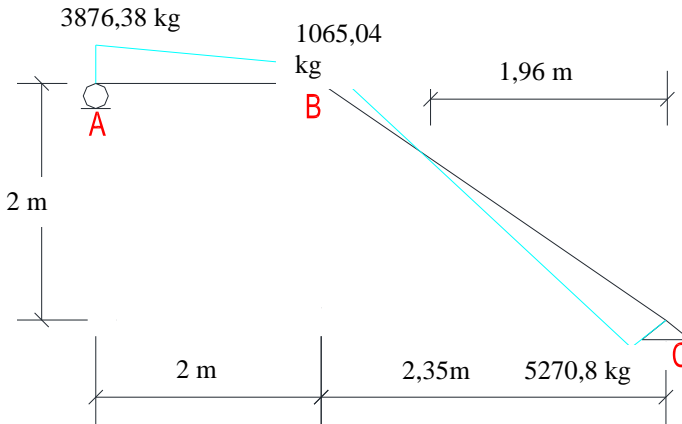
**Potongan X2**

$$\begin{aligned}D_{X1} &= V_B - q_2 \times X_2 = 5270,8 - (2696,1 \times X_2) \\ \therefore X_2 = 0 \text{ m} &\rightarrow D_C = 5270,8 \text{ kg} \\ \therefore X_2 = 2,35 \text{ m} &\rightarrow D_B = - 1065,04 \text{ kg}\end{aligned}$$

## • Perhitungan Gaya Normal

$$\begin{aligned}\therefore \text{Titik A} &\rightarrow N_a = 0 \text{ kg} \\ \therefore \text{Titik C} &\rightarrow N_c = 0 \text{ kg}\end{aligned}$$

Gambar gaya lintang pada tangga ditunjukkan pada Gambar 4.24.



Gambar 4.24 Gaya lintang pada tangga

### • Perhitungan Momen

#### Potongan X1

$$M_{X1} =$$

$$V_A \times X_1 - \left( \frac{q_1 X_1^2}{2} \right) = 3876,38 \times X_1 - \left( \frac{1405,4 \times X_1^2}{2} \right)$$

$$\therefore X_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0 \text{ kNm}$$

$$\therefore X_1 = 2 \text{ m} \rightarrow M_B = 4941,56 \text{ kg.m}$$

#### Potongan X2

$$M_{X2} = Vb \times X_2 - \left( \frac{q_2 X_2^2}{2} \right) = 5270,8 \times X_2 - \left( \frac{2696,1 \times X_2^2}{2} \right)$$

$$\therefore X_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_C = 0 \text{ kNm}$$

$$\therefore X_2 = 2,35 \text{ m} \rightarrow M_B = 7618,02 \text{ kNm}$$

### • Momen Maximum pada Tangga

$$Vb + (q_2 X_2) = 0$$

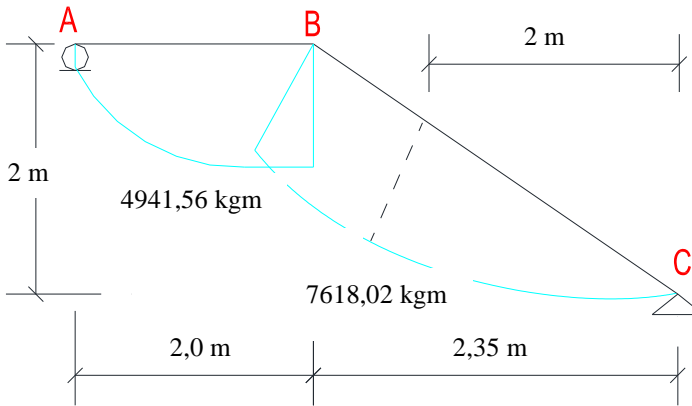
$$D_{x2} = 0 \rightarrow 5270,8 + (2696,1 \times X_2) = 0$$

$$X_2 = \frac{5270,8}{2696,1} = 2 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = Vb \times X_2 - \left( \frac{q_2 X_2^2}{2} \right)$$

$$M_{\text{MAX}} = 5270,8 \times 2 - \left( \frac{2696,1 \times 2^2}{2} \right) = 7618,02 \text{ kg.m}$$

Gambar momen pada tangga ditunjukkan pada Gambar 4.25,



Gambar 4.25 Momen struktur tangga

### Penulangan Lentur Pelat Tangga

Data Desain :

- Mutu beton ( $f'c$ ) = 35 Mpa  $\rightarrow \beta_1 = 0,80$
- Tebal Pelat ( $t$ ) = 150 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tulangan = 13 mm
- Kuat Tarik ( $f_y$ ) = 400 MPa
- $M_u = 7618,02 \text{ kgm}$  = 76 180 208,09 Nmm

$$\bullet \rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4.400} = 0,0074$$

Sehingga nilai  $\rho$  perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,036 \\ \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,036 = 0,027 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D 13– 100

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{46238511,56}{0,9 \times 1000 \times 104^2} = 4,8 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 4,8}{400}} \right) \\ &= 0,02345 > \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,02345 \times 1000 \times 104 \\ &= 2427,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{2427,23}{132,73}} = 54,68 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset$  16-100 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{s_{pakai}} &= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 1327,32 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 2h$$

$$100 \leq 2 \times 150 = 300 \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

### Penulangan Lentur Pelat Bordes (arah x = arah y)

Data Desain :

- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 35 Mpa  $\rightarrow \beta_1 = 0,80$

- Tebal Pelat ( $t$ ) = 150 mm

- Selimut Beton = 40 mm

- Diameter Tulangan = 13 mm

- Kuat Tarik ( $f_y$ ) = 400 MPa

- $M_u = 4623,85 \text{ kgm} = 46238511,56 \text{ Nmm}$

- $\rho_{min} = \frac{\sqrt{35}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{35}}{400} = 0,0037$

Sehingga nilai  $\rho$  perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,036 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$



Direncanakan menggunakan tulangan D 16 – 250

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{46238511,56}{0,9 \times 1000 \times 104^2} = 4,8 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 4,8}{400}} \right) \\ &= 0,01315 > \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,01315 \times 1000 \times 104 \\ &= 1361,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{1361,34}{132,73}} = 97,5 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 13-100 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 1327,32 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

• Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{\text{max}} \leq 2h$$

$$100 \leq 2 \times 150 = 300 \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

### Desain Balok Bordes

Data desain

- Dimensi Balok Bordes = 450/750 mm
- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 35 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 10 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa

### Pembebanan Balok Bordes

Berdasarkan analisis gaya dalam pada tangga didapat reaksi di titik B sebesar = 5270,8 kg.m = 53 kN.m

### Beban mati

$$\text{B.S. balok} = 0,45 \times 0,75 \times 24 = 8,1 \text{ kN/m}$$

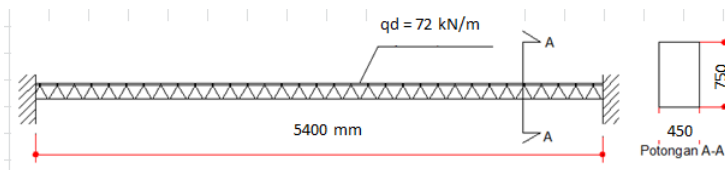
$$\text{Dinding} = 5,4 \times 2 = 11 \text{ kN/m}$$

$$= 72 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = 8,1 + 11 + 53 = 72 \text{ kN/m}$$

### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

Analisa gaya dalam balok bordes ini menggunakan perhitungan statis tak tentu seperti yang diperlihatkan dalam gambar 4.26.



Gambar 4.26 Balok Bordes

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_d \times l^2 = \frac{1}{10} \times 72 \times 5,4^2 = 209 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_d \times l = \frac{1}{2} \times 72 \times 5,4 = 193 \text{ kN}$$

### Desain Tulangan Lentur Balok Bordes

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 750 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 13 \text{ mm})$   
 $= 694 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 13 \text{ mm}) = 57 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{35}}{4.f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4.400} = 0,0037$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$Mu = 208807652 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} = \frac{208807652 \text{ Nmm}}{0,9} = 232008502,1 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{232008502,1 \text{ kgmm}}{450 \text{ mm} \times (694 \text{ mm})^2} = 1,07$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,07}{400 \text{ Mpa}}} \right) = 0,00273 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 450 \times 694 = 1153,91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan } (n) = \frac{1153,91 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2} = 9$$

Dipasang tulangan **9 D 13 mm** ( $A_{S_{\text{pasang}}} = 1153,91 \text{ mm}^2$ )

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 1153,91 \text{ mm}^2 = 576,96 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **4 D 13 mm** ( $A_{S_{\text{pasang}}} = 530,929 \text{ mm}^2$ )

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{250\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 10\text{mm}) - (9\text{tul} \times 13\text{mm})}{9\text{tul} - 1}$$

$$S = 30,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{Jarak tulangan memenuhi.}$$

### Desain Tulangan Geser

- Direncanakan Tulangan geser 2 kaki  $\phi$  10 ( $A_s = 157,1 \text{ mm}^2$ )

$$V_u = 193340 \text{ N}$$

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 350 \times 694 = 313864 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 313864 \text{ N} = 117699 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 117699 \text{ N} = 117699 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 450 \times 694 = 104025 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) = 0,75 \times (313864 + 104025) = 313417 \text{ N}$$

$$\phi \left( V_c + \frac{1}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} \right)$$

$$= 0,75 \times \left( 313864 + \frac{1}{3} \times 450 \times 694 \times \sqrt{35} \right) = 696963 \text{ N}$$

### Cek Kondisi Perencanaan geser

(SNI 2847-2013 Psl 11.1)

1.  $V_u \leq 0,5 \phi V_c$   
 $193340 N > 117699 N$  .....(perlu tulangan geser)
2.  $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$   
 $117699 N < 193340 N < 117699 N$ ..(tulangan geser minimum)
3.  $\phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + \phi V_s \text{ min})$   
 $117699 N < 193340 N > 313417 N$  ..... (perlu tulangan geser)
4.  $\phi(V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 1/3 \sqrt{f'_c} .bw.d)$   
 $313417 N < 193340 N < 696963 N$ ...(tulangan geser minimum).

Dalam SNI 2847-2013 diberi tulangan geser minimum atau praktis

$$s < d/2 = 694/2 = 347 \text{ mm}$$

Dipakai **2 Ø10 – 350**

### Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{132,7 \times 400 \times 694}{350} = 124497 N$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 124497 = 93373 N$$

$$\begin{aligned} \phi V_s + \phi V_c &= 93373 N + 117699 N \\ &= 328771 N > V_u = 193340 N \text{.....OKE} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang **2Ø10 – 350 mm** sepanjang balok.

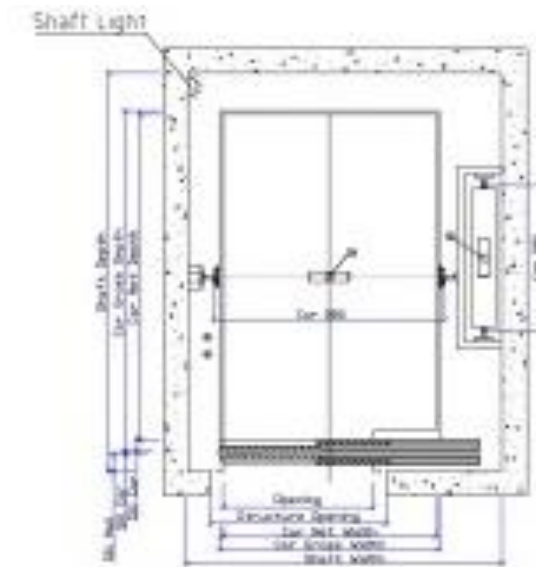
## 4.2.5 Desain Balok Lift

### Data Perencanaan

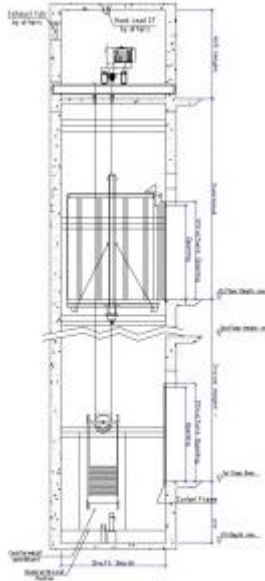
Pada perencanaan balok *lift* meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Bentang balok : 2200 mm
- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI

- Kapasitas : 15 Orang /1000 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur  
     (*hoistway inside*) 2 Car : 2100 x 2150 mm<sup>2</sup>
- Dimensi sangkar (*Car size*)
- Internal : 1600 x 1500 mm<sup>2</sup>
- Eksternal : 1660 x 1655 mm<sup>2</sup>
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 2300 x 2200 mm<sup>2</sup>
- Beban reaksi ruang mesin :  $R_1 = 5450$  kg  
      $R_2 = 4300$  kg



Gambar 4.27 Denah Lift



Gambar 4.28 Potongan Melintang Lift

Balok *lift* direncanakan menggunakan profil WF 400×300×10×16 (BJ 41) dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 W & = 107 \text{ kg/m} & b_f = 300 \text{ mm} & h_w = 390 - 2(16 + 22) \\
 A & = 84,12 \text{ cm}^2 & r & = 22 \text{ mm} & & = 338 \text{ mm} \\
 t_w & = 10 \text{ mm} & Z_x & = 1980 \text{ cm}^3 & r_y & = 7.28 \text{ cm} \\
 t_f & = 16 \text{ mm} & I_x & = 38700 \text{ cm}^4 & & \\
 d & = 390 \text{ mm} & I_y & = 7210 \text{ cm}^4 & & 
 \end{array}$$

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat profil balok penggantung lift} & = 107 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} & = \underline{10.7 \text{ kg/m}} + \\
 q_D & = 117.7 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

- Beban merata ultimate

$$q_U = 1.4 q_D$$

$$= 1.4 (117.7) = 164.78 \text{ kg/m}$$

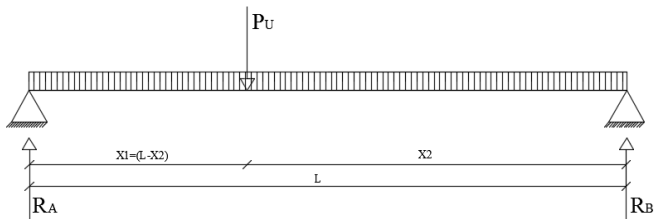
- Beban terpusat lift

Pada pasal 4.6 Impact Load SNI 1727:2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-*driven*, Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

$$R_A = R_1 \cdot KLL = 5450 \times (1 + 50\%) = 10900 \text{ kg}$$

$$R_B = R_2 \cdot KLL = 4300 \times (1 + 50\%) = 8600 \text{ kg}$$

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4.29 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A \cdot L - P_u \cdot X_2 = 0$$

$$10900 \cdot 2,2 = P_u \cdot X_2$$

$$P_u = \frac{23980}{X_2} \dots\dots\dots \text{persamaan 1}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_B \cdot L + P_u \cdot (L - X_2) = 0$$

$$-8600 \cdot 2,2 + \frac{23980}{X_2} (2,2 - X_2) = 0$$

$$-18920 + \frac{52756}{X_2} - 23980 = 0$$

$$\frac{52756}{X_2} = 42900$$



$$X_2 = 1,23 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= L - X_2 \\ &= 2,2 \text{ m} - 1,23 \text{ m} \\ &= 0,97 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{23980}{X_2} \\ &= \frac{23980}{1,23} \\ &= 19,500 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Momen Maksimum

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{P_u \cdot X_1 \cdot X_2}{L} + \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= \frac{19500 \cdot 0,97 \cdot 1,23}{2,2} + \frac{1}{8} \cdot 164,78 \cdot 2,2^2 \\ &= 10675,49 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_u &= R_A + \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\ &= 10900 + \frac{1}{2} \cdot 164,78 \cdot 2,2 \\ &= 11081,26 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

• Kontrol penampang terhadap

tekuk lokal

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{338}{10} = 33,8$$

$$\lambda_{p_w} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{p_w} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 16} = 9,38$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1980 = 4950000 \text{ kg.cm}$   
 $= 49500 \text{ kg.m}$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral  
 $(L_b = 220 \text{ cm})$ .

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \cdot 7,28 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 362,40 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kondisi Balok termasuk dalam bentang pendek  $L_b < L_p$

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1980 = 4950000 \text{ kg.cm}$   
 $= 49500 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 49500$$

$$= 44550 \text{ kgm} > 10675,49 \text{ kg.m} \dots \text{OK}$$

Maka *demand capacity ratio* balok adalah :

$$\begin{aligned} R &= \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1,0 \\ &= \frac{10675,49}{44550} \\ &= 0,24 \leq 1,0 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$V_n = 0,6f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}; C_v=1,0$$

$$\frac{338}{10} = 33,80 < 69,57 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Kondisi geser}$$

plastis

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 39 \cdot 1 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 52650 \text{ kg}$$

$$V_u = 11081,26 \text{ kg} \leq \phi V_n = 52650 \text{ kg} \rightarrow \text{Oke}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 220 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{240}$$

$$= \frac{220}{240}$$

$$= 0,92 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI} + \frac{P_u \cdot X1 \cdot (L^2 - X1^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}LEI}$$

$$= \frac{5 \cdot (164,78) \cdot 10^{-2} \cdot 220^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 38700} + \frac{19500 \cdot 9,7 \cdot (220^2 - 9,7)^{3/2}}{9\sqrt{3} \cdot 240 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 38700}$$

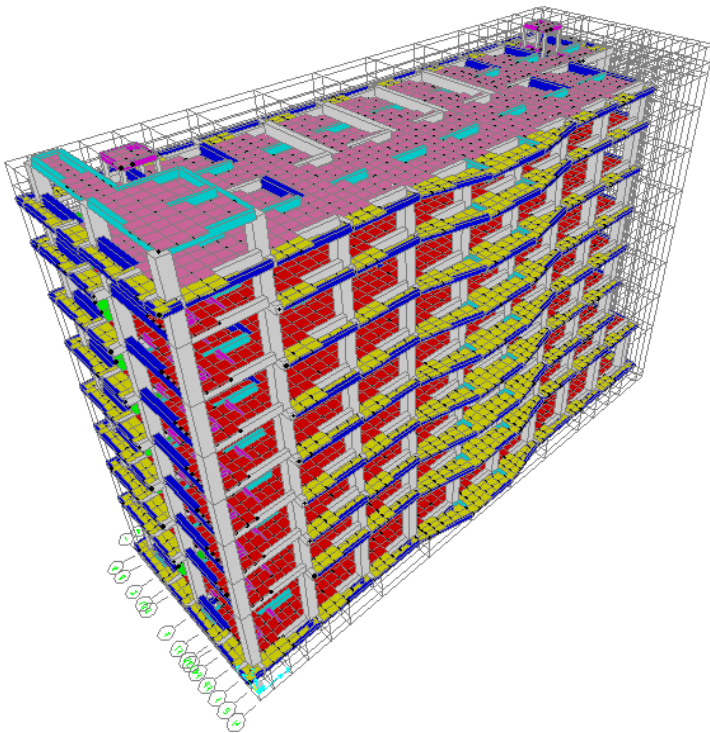
$$= 0,81 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} \geq f \dots \text{OK}$$

Jadi, Profil WF 400 x 300 x 10 x 16 dapat digunakan sebagai balok lift.

### 4.3 Pemodelan Struktur

Perencanaan struktur gedung ini dimodelkan terlebih dahulu sebagai sistem ganda, yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa struktur memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser dan rangka pemikul momen dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal. Pemodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar 4.30.



Gambar 4.30 Pemodelan Desain Struktur Gedung Laboratorium dan Bengkel PPNS pada program SAP2000 v.14.

## 4.4 Pembebanan

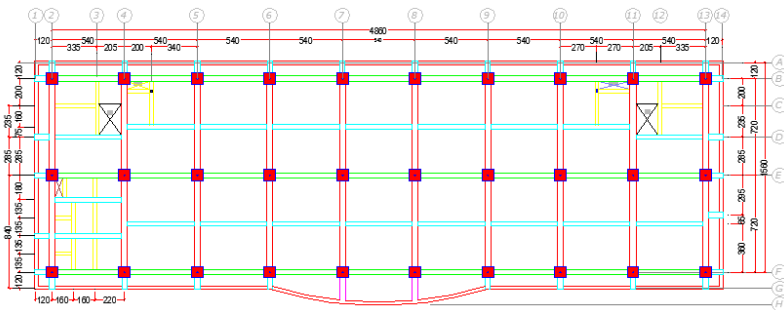
Sebelum melakukan analisis struktur dengan program bantu analisis struktur berbasis elemen hingga seperti SAP2000, perlu dilakukan perhitungan beban yang hasilnya akan digunakan sebagai data input ke program tersebut. Beban-beda yang diinput tersebut meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

### 4.4.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan berat sendiri tambahan. Berat sendiri dari elemen struktur (*Self Weight*) dihitung secara otomatis oleh program bantu analisis struktur. Sementara untuk berat sendiri tambahan (*Superimposed Dead Load*) terdiri atas beban merata pada pelat serta beban akibat dinding. Rinciannya adalah :

#### 1. Perhitungan Berat Tambahan (*Superimposed Dead Load*)

Beban akibat masing-masing komponen yang membebani lantai 1 s/d 8 struktur Gedung Laboratorium dan Bengkel PPNS Surabaya dapat dilihat pada Tabel 4.3 dengan denah pada gambar 4.31.

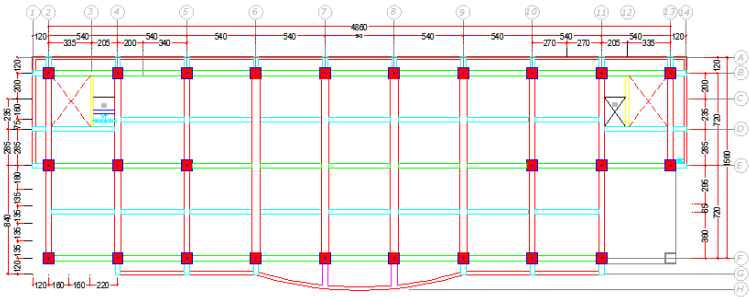


Gambar 4.31 Denah Lantai 2 PPNS

Tabel 4.3 Beban Pada Lantai 1 s/d 8

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m <sup>2</sup> )	Bj (kN/m <sup>2</sup> )	Beban (kN)
Penggantung	48.6	14.4		35.14	0.095	63.1465
Plafond	48.6	14.4		35.14	0.008	5.3176
Spesi t=2cm	48.6	14.4		35.14	0.24	159.528
Tegel t=1cm	48.6	14.4		35.14	0.21	139.587
Dinding	320		4		2.4	3072
Ducting	48.6	14.4		35.14	0.19	126.293
Plumbing	48.6	14.4		35.14	0.1	66.47
TOTAL						3632.3421

Beban akibat komponen yang membebani lantai atap struktur Gedung Laboratorium dan Bengkel PPNS dapat dilihat pada Tabel 4.4.



Gambar 4.32 Denah Lantai Atap

Tabel 4.4 Beban Pada Lantai Atap

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m <sup>2</sup> )	Bj (kN/m <sup>2</sup> )	Beban (kN)
Penggantung	48.6	14.4		33.8	0.095	63.2738
Plafond	48.6	14.4		33.8	0.008	5.32832
Air hujan	48.6	14.4		33.8	96	63939.84
Ducting	48.6	14.4		33.8	0.19	126.5476
Plumbing	48.6	14.4		33.8	0.1	66.604
TOTAL						64201.5937

Berat sendiri struktur gedung (*Self Weight*) didapatkan dari output pemodelan pada SAP2000. Adapun berat sendiri struktur terdapat pada tabel 4.5 berikut ini :

Tabel 4.5 Beban sendiri struktur gedung

GroupName	SelfMass	SelfWeight
Text	Kgf-s2/m	Kgf
Top Floor	6933.38	67993.20
Lt.Atap	63876.50	626414.45
Lt.8	67723.46	664140.25
Lt.7	73106.87	716933.51
Lt.6	72048.61	706555.50
Lt.5	73810.60	723834.71
Lt.4	73810.60	723834.71
Lt.3	73839.97	724122.71
Lt.2	84183.01	825553.34
Lt.1	404997.61	623813.38
	$\Sigma W$	6403195.76

Berdasarkan Tabel 4.5 didapatkan berat total bangunan sebesar  $W = 6403195,76 \text{ kg}$

#### 4.4.2 Beban Hidup

Beban hidup lantai yang bekerja dalam struktur ini berupa beban terbagi rata sesuai fungsi ruangnya, yang besarnya diambil sebesar :

- a. Beban hidup pada atap
  - Ditentukan berdasarkan SNI 03-1727-2013 pasal 4.8.2
- b. Beban hidup pada lantai gedung :
  - Ditentukan sesuai SNI 03-1727-2013 pada tabel 4-1

#### 4.4.3 Analisis Beban Gempa

Desain beban gempa mengacu peraturan gempa terbaru yaitu SNI 1726-2012. Berdasarkan konfigurasi struktur Gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri

Surabaya, analisis gempa akan menggunakan gempa dinamik. Oleh karena itu diperlukan tahapan awal dalam menentukan beban gempa dinamik diantaranya sebagai berikut :

1. Menentukan kategori risiko bangunan

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah hotel sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Menentukan Kategori Risiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- <b>Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</b></li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 4.7.



Tabel 4.7 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

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

### 3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah ( $S_s, S_1$ )

Menentukan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda pendek, redaman 5 persen ( $S_s$ ) dan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda 1 detik, redaman 5 persen ( $S_1$ ) Berdasarkan peta gempa pada SNI 1726-2012 dengan lokasi gedung yang terdapat pada wilayah Surabaya serta melakukan interpolasi pada data tersebut, didapatkan data seperti pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Parameter Percepatan Tanah  $S_s$  dan  $S_1$  wilayah Surabaya

Parameter Percepatan respon Spectral	Peta Gempa SNI 1726-2012	Digunakan
$S_s$	(0,2 – 0,7) g	0,663
$S_1$	(0,2 – 0,3) g	0,247

### 4. Menentukan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) dengan menggunakan Rumus 3.1 seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Data  $N_{SPT}$ 

$N_{SPT}$	Depth (m)	$d_i / N_i$	$N_{SPT}$	Depth (m)	$d_i / N_i$
0	0	0.00	17	33	1.94
0	1	0.00	18	34	1.89
0	2	0.00	18	35	1.94
0	3	0.00	22	36	1.64
0	4	0.00	32	37	1.16
0	5	0.00	21	38	1.81
0	6	0.00	16	39	2.44
0	7	0.00	15	40	2.67
0	8	0.00	15	41	2.73
0	9	0.00	16	42	2.63
0	10	0.00	15	43	2.87
0	11	0.00	15	44	2.93
6	12	2.00	16	45	2.81
9	13	1.44	17	46	2.71
12	14	1.17	18	47	2.61
13	15	1.15	20	48	2.40
14	16	1.14	20	49	2.45
14	17	1.21	22	50	2.27
15	18	1.20	22	51	2.32
15	19	1.27	23	52	2.26
16	20	1.25	23	53	2.30
16	21	1.31	24	54	2.25
17	22	1.29	24	55	2.29
17	23	1.35	26	56	2.15
16	24	1.50	25	57	2.28
16	25	1.56	26	58	2.23
16	26	1.63	26	59	2.27
16	27	1.69	27	60	2.22
19	28	1.47			
25	29	1.16			
27	30	1.11			
26	31	1.19			
17	32	1.88	<b>TOTAL</b>	<b>1830</b>	<b>93.47</b>

Dengan menggunakan Pers 3.8 maka tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) adalah :  $\bar{N} = \frac{1830}{93,47} = 19,58$  , termasuk dalam klasifikasi situs tanah sedang (SD)

##### 5. Menentukan Koefisien Lokasi $F_a$ dan $F_v$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  ditentukan berdasarkan tabel 4 dan 5 pada SNI 1726-2012.

- Menentukan  $F_a$

Berdasarkan tabel 4 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter  $S_s$  yang terdapat pada Tabel 6.12 dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD) didapatkan  $F_a$  sebesar 1,070.

- Menentukan  $F_v$

Berdasarkan tabel 5 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter  $S_l$  yang terdapat pada Tabel 6.12 dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD) didapatkan  $F_v$  sebesar 1,706.

#### 6. Menghitung nilai $S_{MS}$ dan $S_{M1}$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Rumus 3.2

Dengan menggunakan parameter  $F_a$  dan  $F_v$  pada langkah 5 serta  $S_s$  dan  $S_l$  pada Tabel 6.12. Maka didapatkan,

$$S_{MS} = 1,070 \times 0,663 = 0,709$$

$$S_{M1} = 1,706 \times 0,248 = 0,421$$

#### 7. Menentukan Parameter Percepatan Spektrum Desain ( $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ ).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,709 = 0,473$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,421 = 0,282$$

#### 8. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726-2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya maka, Gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada Tabel 4.10

Tabel 4.10 Penentuan Kategori Desain

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

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

### 9. Menentukan Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726-2012 sistem struktur Gedung Laboratorium dan Bengkel Politeknik Perkapalan Negeri Surabaya akan menggunakan tipe C.5 yaitu rangka beton bertulang pemikul momen khusus.

Pemilihan sistem penahan gempa tersebut diperlihatkan pula pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_o^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>d</sup>
<b>C.Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>b/1</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>f</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>b</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>f</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI

Berdasarkan Tabel 4.11 didapatkan pula data tambahan untuk desain struktur yaitu :

$R^a = 8$  (Koefisien Modifikasi Respon)

$\Omega_o^g = 3$  (Faktor Kuat Lebih Sistem)

$C_d^b = 5,5$  (Faktor Pembesaran Defleksi)

#### 10. Menentukan Perkiraan Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental ( $T_a$ ) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter  $C_t$  dan  $x$  diambil dari tabel 15 SNI 1726 2012, serta  $h_n$  merupakan total tinggi bangunan.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 35,5^{0,9} = 1,1577 \text{ detik}$$

Batas atas perioda struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien  $C_u$ . Berdasarkan nilai  $S_{D1}$  yang didapat dari perhitungan sebelumnya.

$$T = C_u T_a \rightarrow C_u \text{ (Tabel 14 SNI 1726-2012)}$$

$$C_u = 1,4$$

Maka,  $T = 1,4 \times 1,1577 = 1,6208 \text{ detik}$ .

#### 11. Perhitungan Gaya Dasar Seismik ( $V$ )

Data desain :

$$S_{DS} = 0,473$$

$$S_{D1} = 0,282$$

Faktor reduksi gempa,  $R = 8$

Faktor keutamaan gempa,  $I_e = 1,5$

Menurut SNI 1726-2012 ps. 7.8.1.1 koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{0,473}{8/1,5} = 0,089$$

Dan  $C_s$  tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,473}{1,6208 \left( \frac{8}{1,5} \right)} = 0,055$$

Dan  $C_s$  tidak kurang dari :

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

$$C_s = 0,044 \times 0,473 \times 1,5 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,031 \geq 0,01$$

Maka, nilai  $C_s$  diambil 0,09

Berdasarkan SNI 1726-2012 Ps. 7.8.1 penentuan gaya dasar seismik ( $V$ ) dihitung berdasarkan persamaan 21 pada SNI 1726-2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini:

$$V = C_s W = 0,09 \times 66142,81 = 5952,853 \text{ kN}$$

## 12. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan berdasarkan persamaan 30 pada SNI 1726-2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini :

$$F_x = C_{vx} V$$

Dimana :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Untuk  $T < 0,5$  s; maka nilai  $k = 1$

$T > 2,5$  s; maka nilai  $k = 2$

$0,5 \text{ s} < T < 2,5 \text{ s}$  ; maka nilai  $k$  diperoleh dengan cara interpolasi dari kedua nilai  $k$  di atas.

$T = 1,6208$  detik, maka nilai  $k$  adalah :

$$k = 1 + \left( \frac{1,6208 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,5604$$

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 4.12 dan 4.13.

Tabel 4.12 Gaya gempa ( $F_x$ ) pada tiap lantai

Lantai	hi	wi (kN)	$w_x \times h_x^k$	Cvx	Fx (kN)
	(m)	Output SAP	(kN/m)		$C_{vx} \times V$
1	1.00	9465.526	9465.526	0.001	6.866
2	7.00	8096.041	168641.207	0.021	122.326
3	15.00	7101.331	485861.570	0.059	352.425
4	19.00	7098.507	702318.494	0.086	509.434
5	23.00	7098.507	946252.633	0.115	686.375
6	27.00	6929.053	1186243.593	0.145	860.455
7	31.00	7030.828	1493231.861	0.182	1083.132
8	33.00	6513.095	1525023.492	0.186	1106.192
Lt. Atap	34.00	6143.125	1506985.419	0.184	1093.108
Top Floor	36.50	666.796	182723.686	0.022	132.541
	<b>TOTAL</b>	<b>66142.81</b>	<b>8206747.48</b>	<b>1.000</b>	<b>5952.853</b>

Tabel 4.13 Gaya gempa ( $F_y$ ) pada tiap lantai

Lantai	hi	wi (kN)	$w_x \times h_x^k$	Cvx	Fy (kN)
	(m)	Output SAP	(kN/m)		$C_{vy} \times V$
1	1.00	9465.526	9465.526	0.001	6.866
2	7.00	8096.041	168641.207	0.021	122.326
3	15.00	7101.331	485861.570	0.059	352.425
4	19.00	7098.507	702318.494	0.086	509.434
5	23.00	7098.507	946252.633	0.115	686.375
6	27.00	6929.053	1186243.593	0.145	860.455
7	31.00	7030.828	1493231.861	0.182	1083.132
8	33.00	6513.095	1525023.492	0.186	1106.192
Lt. Atap	34.00	6143.125	1506985.419	0.184	1093.108
Top Floor	36.50	666.796	182723.686	0.022	132.541
	<b>TOTAL</b>	<b>66142.81</b>	<b>8206747.48</b>	<b>1.000</b>	<b>5952.853</b>

## 13. Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726-2012 Pasal 6.4 dibawah ini :

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,281}{0,473} = 0,119 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,281}{0,473} = 0,594 \text{ detik}$$

Untuk perioda yang lebih kecil  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ), harus didesain dengan persamaan:

Untuk,  $T = 0 \rightarrow T < T_0$ , maka :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0,473 \left( 0,4 + 0,6 \frac{0}{0,596} \right) = 0,189$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spectrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) sama dengan  $S_{DS}$ .

Untuk,  $T=0,119 \rightarrow T_0 \leq T \leq T_s$ , maka :  $S_a = S_{DS} = 0,473$

Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spectrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan :

Untuk,  $T = 1,1577 \rightarrow T > T_s$ , maka :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,281}{1,1577} = 0,243$$

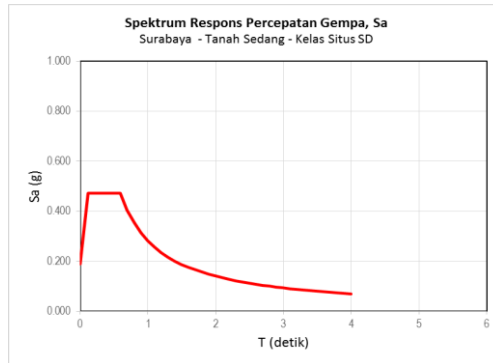
Perhitungan tersebut juga diperlihatkan pada Tabel 4.14 dengan interval data sebesar 1 detik.

Tabel 4.14 Perhitungan Spektrum Desain

T (detik)	T (detik)	S <sub>a</sub> (g)	T (detik)	T (detik)	S <sub>a</sub> (g)
0	0	0.189	Ts+1,6	2.194	0.128
T <sub>0</sub>	0.119	0.473	Ts+1,7	2.294	0.122
T <sub>s</sub>	0.594	0.473	Ts+1,8	2.394	0.117
Ts+0,1	0.694	0.405	Ts+1,9	2.494	0.113
Ts+0,2	0.794	0.354	Ts+2,0	2.594	0.108
Ts+0,3	0.894	0.314	Ts+2,1	2.694	0.104
Ts+0,4	0.994	0.283	Ts+2,2	2.794	0.101
Ts+0,5	1.094	0.257	Ts+2,3	2.894	0.097
Ts+0,6	1.194	0.235	Ts+2,4	2.994	0.094
Ts+0,7	1.294	0.217	Ts+2,5	3.094	0.091
Ts+0,8	1.394	0.201	Ts+2,6	3.194	0.088
Ts+0,9	1.494	0.188	Ts+2,7	3.294	0.085
Ts+1,0	1.594	0.176	Ts+2,8	3.394	0.083
Ts+1,1	1.694	0.166	Ts+2,9	3.494	0.080
Ts+1,2	1.794	0.157	Ts+3,0	3.594	0.078
Ts+1,3	1.894	0.148	Ts+3,1	3.694	0.076
Ts+1,4	1.994	0.141	Ts+3,2	3.794	0.074
Ts+1,5	2.094	0.134	Ts+3,3	3.894	0.072
			4.0	4.000	0.070



Dengan menggunakan interval perioda sebesar 0,1 detik didapatkan grafik respon spektrum desain seperti pada gambar 4.33.



Gambar 4.33 Grafik Respon Spektrum Desain

#### 4.4.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang diterapkan pada bangunan ini dibuat berdasarkan kombinasi dasar pada SNI 1726-2012 pasal 2.3.2.

$$U = 1,4D \quad (\text{Kombinasi 1})$$

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

$$U = 1,2D + 1,0E + L \quad (\text{Kombinasi 3})$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (\text{Kombinasi 4})$$

SNI 1726-2012 memiliki ketentuan khusus untuk mendefinisikan beban gempa,  $E$ . Besarnya nilai  $E$  adalah :

$$E = \rho Q_E \pm 0,2S_{DS}D$$

$\rho Q_E$  merupakan pengaruh beban gempa horisontal ( $E_h$ ), sementara  $0,2S_{DS}D$  adalah pengaruh beban gempa vertikal ( $E_v$ ), karena  $S_{DS} = 0,67446$  maka besarnya pengaruh beban gempa vertikal =  $0,135D$ . Berdasarkan pasal 7.3.4.2 pada perhitungan

pengaruh beban gempa horisontal digunakan faktor redundansi,  $\rho$ , sebesar 1,3 (Kategori Desain Seismik D). Sehingga :

- Pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam kombinasi 3

$$E = 1,3Q_E + 0,135D$$

- Pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam kombinasi 4

$$E = 1,3Q_E - 0,135D$$

Berdasarkan ketentuan ini kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L$
3. a).  $1,2D + 1,3(Q_x + 0,3Q_y) + 0,135D + L$   
 b).  $1,2D + 1,3(Q_x - 0,3Q_y) + 0,135D + L$   
 c).  $1,2D + 1,3(-Q_x + 0,3Q_y) + 0,135D + L$   
 d).  $1,2D + 1,3(-Q_x - 0,3Q_y) + 0,135D + L$
4. a).  $0,9D + 1,3(Q_x + 0,3Q_y) - 0,135D$   
 b).  $0,9D + 1,3(Q_x - 0,3Q_y) - 0,135D$   
 c).  $0,9D + 1,3(-Q_x + 0,3Q_y) - 0,135D$   
 d).  $0,9D + 1,3(-Q_x - 0,3Q_y) - 0,135D$

#### 4.5 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

- Periode Struktur
- Kontrol Akhir *Base Reaction*
- Jumlah Respon Ragam
- Kontrol Simpangan

#### 4.5.1 Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur ( $T$ ) yang digunakan:

- Jika  $T_c > C_u \times T_a$  maka digunakan  $T = C_u \times T_a$
- Jika  $T_a < T_c < C_u \times T_a$  maka digunakan  $T = T_c$
- Jika  $T_c < T_a$  maka digunakan  $T = T_a$

Dimana :

$T_a$  = Periode Fundamental pendekatan

$C_u$  = Koefisien untuk batas atas

$T_c$  = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis komputer.

StepType	StepNum	Period
Text	Unitless	Sec
Mode	1	1.58148
Mode	2	1.50592
Mode	3	1.40094
Mode	4	0.49293
Mode	5	0.47201
Mode	6	0.44254
Mode	7	0.26018
Mode	8	0.25018
Mode	9	0.16269
Mode	10	0.14699
Mode	11	0.07020
Mode	12	0.04100

Gambar 4.34 Nilai Periode Struktur ( $T$ ) dari program SAP 2000

Pada perhitungan sebelumnya (Bab 4.4.3 point 10) didapatkan perioda batasan atas sebesar  $C_u T_a = 1,6208$  detik. Dari hasil analisis program SAP2000 didapat  $T_c = 1,58148$  detik.

karena  $T_c > C_u T_a$  maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah  $T = 1,58148$  detik.

#### 4.5.2 Kontrol Akhir *Base Reaction*

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir  $V_{dinamik}$  harus lebih besar sama dengan 85%  $V_{statik}$ . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

Maka nilai akhir *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15 Nilai akhir *base reaction*

	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
RSPX	3203.775	
RSPY		3061.621

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar ( $V$ ) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 03-1726-2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horisontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer ( $T_c$ ) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16 Gaya geser dasar ( $V$ ) pada masing-masing arah

	$T_c$ (detik)	$V$ (kN)	$0,85 V$ (kN)
sumbu X	1.581	5952.853	5059.925
sumbu Y	1.506	5952.853	5059.925

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap  $0,85V_{statik}$  seperti diperlihatkan pada Tabel 4.16.

Tabel 4.17 Kontrol akhir *base reaction*

	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	Kontrol akhir	
			$F_x$	$F_y$
V dinamik	5952.853		OKE	
0.85 V statik	5059.925			
V dinamik		5952.853		OKE
0.85 V statik		5059.925		

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 4.17 kontrol akhir telah memenuhi persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$ . maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 03-1726-2012 Ps. 7.9.4.

#### 4.5.3 Jumlah Respon Ragam

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada Tabel 4.18

Tabel 4.18 Jumlah respon ragam

Mode	SumUX	SumUY
1	0.013	0.704
2	0.654	0.738
3	0.764	0.763
4	0.766	0.844
5	0.837	0.848
6	0.851	0.851
7	0.852	0.876
8	0.877	0.876
9	0.885	0.879
10	0.886	0.89
11	0.921	0.891
12	0.924	0.957

Berdasarkan Tabel 4.18 diatas menunjukkan bahwa pada *mode shape* 12, syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

#### 4.5.4 Kontrol Simpangan (*Drift*)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 kontrol *drift* dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726-2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_x$  = Defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi (5,0)

$I$  = Faktor keutamaan gempa

Sedangkan untuk syarat simpangan antar lantai ijin pada SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1,  $\Delta_s = 0,015h_{sx}$  dengan  $\Delta_s$  merupakan selisih antara defleksi yang ditunjukkan pada analisis struktur, ( $\delta_{xe}$ ) dengan defleksi akibat pembesaran, ( $\delta_x$ ).

Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur Gedung Favehotel Surabaya akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 4.19 untuk arah X dan Tabel 4.20 untuk arah Y.

Tabel 4.19 Kontrol Simpangan Arah-X

Lantai	Elevasi	Tinggi Antar Tingkat	$\delta_e$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_a$ (mm)	Ket
	(m)	(m)	Output SAP	$\Delta$ tiap Lantai	$C_d \times \delta_{xe} / I$	$(0,015 \times \text{Elev.})/p$	
Dasar	0.00	0	0	0	0.000	0	OKE
1	1.00	1	0.174	0.174	0.638	12	OKE
2	7.00	6	4.494	4.32	15.840	81	OKE
3	11.00	4	7.716	3.396	12.452	127	OKE
4	15.00	4	10.709	7.313	26.814	173	OKE
5	19.00	4	13.365	6.052	22.191	219	OKE
6	23.00	4	15.623	9.571	35.094	265	OKE
7	27.00	4	17.43	7.859	28.816	312	OKE
8	31.00	4	18.74	10.881	39.897	358	OKE
Atap	34.00	3	19.35	8.469	31.053	392	OKE
Top Floor	36.50	2.5	19.509	11.04	40.480	421	OKE

Tabel 4.20 Kontrol Simpangan Arah-Y

Lantai	Elevasi	Tinggi Antar Tingkat	$\delta e$ (mm)	$\delta x_e$ (mm)	$\delta x$ (mm)	$\delta a$ (mm)	Ket
	(m)	(m)	Output SAP	$\Delta$ tiap Lantai	$Cd \times \delta x_e / I$	$(0,015 \times \text{Elv.})/p$	
Dasar	0.00	0	0	0	0.000	0	OKE
1	1.00	1	0.190	0.19	0.697	12	OKE
2	7.00	6	5.529	5.339	19.576	81	OKE
3	11.00	4	9.380	4.041	14.817	127	OKE
4	15.00	4	12.908	8.867	32.512	173	OKE
5	19.00	4	16.044	7.177	26.316	219	OKE
6	23.00	4	18.728	11.551	42.354	265	OKE
7	27.00	4	20.917	9.366	34.342	312	OKE
8	31.00	4	22.574	13.208	48.429	358	OKE
Atap	34.00	3	23.396	10.188	37.356	392	OKE
Top Floor	36.50	2.5	23.796	13.608	49.896	421	OKE

#### 4.6 Desain Balok Prategang

Beton prategang yang direncanakan menggunakan sistem pascatarik atau *Post-tension*. Yang mana gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran dikedua ujung balok.

##### Data dan Perencanaan

Dimensi balok prategang pada dua tumpuan sederhana direncanakan sebagai berikut, untuk balok prategang diambil 60-80 % dari tinggi balok tumpuan sederhana (Ty Lin) yang direncanakan sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{16} \times 80\% = \frac{1440}{16} \times 0,8 = 72 \approx 85 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 85}{3} = 46,67 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 45 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,73$$

$$\text{Modulus Elastisitas}(E_c) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi Balok} = 55/85 \text{ cm}$$

##### Dimensi Penampang

Lebar efektif diambil terkecil dari :

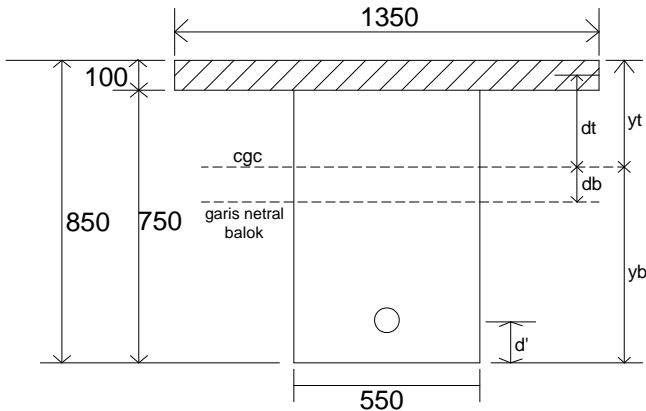
$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_x = \frac{1}{4} \times 14400 = 3600 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8t = 550 + (8 \times 100) = 1350 \text{ mm (menentukan)}$$

$$b_{e3} = S = 5,4 \text{ m} = 5400 \text{ mm}$$

Dipakai  $b_e = 1350 \text{ mm}$





Gambar 4.35 Penampang Balok Prategang

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal. 8.5.1, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_c \text{ pelat} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ MPa}$$

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

$$b_e = \frac{1350}{1} = 1350 \text{ mm} = 135 \text{ cm}$$

Sehingga penampang balok prategang adalah :

$$A_{\text{pelat}} = 10 \times 135 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 55 \times 75 = \underline{4125 \text{ cm}^2} +$$

$$A_{\text{total}} = 5475 \text{ cm}^2$$

Garis netral pada penampang balok prategang :

$$y_t = \frac{\left[ \left( 1350 \times \frac{10}{2} \right) + (4125 \times (37,5 + 10)) \right]}{5475} = 37,02 \text{ cm}$$

$$y_b = (75 + 10) - y_t = 47,98 \text{ cm}$$

$$d_t = 47,98 - \frac{10}{2} = 32,02 \text{ cm}$$

$$d_b = 32,02 - \frac{75}{2} = 20,48 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon yang hendak dipasang sebagai daerah limit kabel. Tendon dipasang pada daerah beton mengalami tekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana:

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d_b^2) + \frac{1}{12} b_e t^3 + A_{pelat} \times d_t^2 \\ &= \frac{1}{12} 55 \times 75^3 + (1350 \times 20,48^2) + \frac{1}{12} 135 \times 10^3 + 1350 \times 47,98^2 \\ &= 5048952 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_c}{y_t} = \frac{5048952}{37,02} = 136382,44 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_c}{y_b} = \frac{5048952}{47,98} = 105231,56 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{105231,56}{5475} = 19,22 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{136382,44}{5475} = 24,91 \text{ cm}$$

Keterangan :

$K_T$  = Kern Atas

$K_B$  = Kern Bawah

### Tegangan Ijin

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton pada saat beton belum keras, maka digunakan kuat tekan beton pada umur 14 hari, dimana menurut *PBI'71 tabel 4.1.4* nilainya sebagai berikut,

$$f_{ci}' (\text{curing 14 hari}) = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ MPa}$$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (saat *jacking*) sesuai *SNI 7833-2012 Ps. 6.4.1*:

- Tegangan tekan:  $f_{ci} = 0,60 f_{ci}'$   
 $f_{ci} = 0,60 \times 40,5 = 24,3 \text{ MPa}$

- Tegangan tarik :  $f_{ti} = \frac{1}{4} \sqrt{f_{ci}'}$

$$f_{ti} = \frac{1}{4} \sqrt{40,5} = 1,59 \text{ MPa}$$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah kehilangan prategang (saat beban bekerja) sesuai *SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2*:

- Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban tetap :

$$f_c = 0,45 f_{ci}'$$

$$f_c = 0,45 \times 45 = 20,3 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban total:

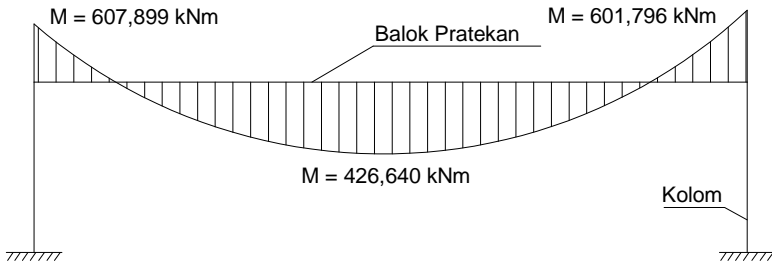
$$f_c = 0,6 f_{ci}'$$

$$f_c = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik :  $f_t = \frac{1}{2} \sqrt{f'_c}$   
 $f_t = \frac{1}{2} \sqrt{45} = 3,35 \text{ MPa}$

#### 4.6.1 Momen Pada Balok Prategang

Beban-beban untuk desain balok prategang terdiri dari berat sendiri balok, berat sendiri pelat ditambah komponen komponen yang berada di atas pelat (pelat atap karena letak balok prategang berada paling atas), selain itu terdapat pula beban akibat balok anak. Beban hidup yang bekerja dihitung sebesar  $0,96 \text{ kN/m}^2$  pada tiap luasan pelat yang mampu menampung beban hidup yang terjadi, sehingga didapat momen sebagai berikut :



Gambar 4.36 Momen pada balok prategang

Dari analisa hasil SAP2000 dengan kombinasi pembebanan 1D + 1L didapat momen pada balok prategang seperti pada gambar di atas dimana terdapat momen negatif pada ujung ujung tumpuan dan momen positif pada tengah bentang. Pada ujung tumpuan besarnya momen negatif yang terjadi adalah sebesar  $-607,899 \text{ kNm}$  dan  $-601,796 \text{ kNm}$  sedangkan pada daerah lapangan terdapat momen positif sebesar  $426,640 \text{ kNm}$

## 4.6.2 Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang

Setelah didapat momen pada balok prategang, momen tersebut digunakan untuk mendesain gaya prategang awal yang hendak direncanakan. Jika selisih momen pada tengah bentang dengan momen lapangan kurang lebih 10% maka pemilihan momen maksimum boleh menggunakan momen negatif pada tumpuan. Nilai momen pada balok dapat dilihat bahwa selisih momen tumpuan dan lapangan lebih dari 10% sehingga diambil nilai momen tengah bentang untuk batasan desain pendahuluan.

### 4.4.1.1. Desain Pendahuluan

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*). Momen yang digunakan dipilih momen lapangan dengan kombinasi beban 1D + 1L sehingga didapat besar momen untuk desain pendahuluan sebesar 415,39 kNm

$$F = \frac{M_T}{0,65h} = \frac{426,640}{0,65 \times 0,85} = 772,2 \text{ kN}$$

Di coba gaya sebesar :  $F_o = 2500 \text{ kN}$   
 $F_{eff} = 2000 \text{ kN}$  (asumsi 80%  $F_o$ )

### 4.4.1.2. Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai  $a_{min}$  dan  $a_{max}$  yang didapat dari perhitungan berikut:

$$a_{max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{426,640}{2000} = 0,213 \text{ m} = 21,3 \text{ cm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \emptyset_{lentur}\right) \\ = 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + \left(\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}\right) = 65,5 \text{ mm}$$

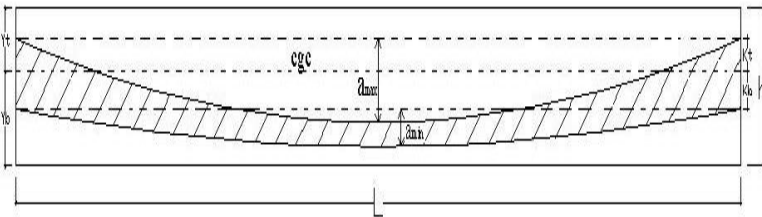
Syarat :

$$a_{\max} \leq (y_b + k_t - d') = (47,98 + 19,22 - 6,55) = 60,65 \text{ cm}$$

21,33 < 60,65 .....(Oke)

$$a_{\min} = \frac{M_D}{F_o} = \frac{338,26}{2500} = 0,1353 \text{ m} = 13,53 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar dibawah ini mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 4.37 Daerah Limit Kabel

Pemilihan letak tendon harus berada pada range daerah limit kabel sesuai gambar skema di atas, selain itu pemilihan letak tendon juga harus memperhatikan tebal *decking* yang disyaratkan oleh SNI yaitu minimal 4 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

dimana selisih syarat didapat dengan nilai:

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$  dengan  $(\text{syarat } a_{\min})$  sebesar  $(y_b - K_b - d')$  agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 4 cm, jadi

$$\text{selisih syarat} : 13,53 - (47,98 - 24,91 - 6,55) = -2,99 \text{ cm}$$

sehingga,

$$a_{\max} - K_t < e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

$$21,33 - 19,22 < e_o \text{ lapangan} < 24,91 + 13,53 - (-2,99)$$

$$2,11 \text{ cm} < 31,5 \text{ cm} < 41,43 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ tumpuan} < K_t = 19,2 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ lapangan} = 300 \text{ mm (terletak di bawah cgc)}$$

$$e_o \text{ tumpuan} = 100 \text{ mm (atas cgc)}$$

#### 4.4.1.3. Kontrol Tegangan

Tegangan pada setiap tahap pelaksanaan harus dicek dahulu agar memenuhi syarat tegangan ijin tarik maupun tekan pada saat beban segera setelah peralihan ataupun pada saat beban kerja sudah bekerja ditambah dengan beban-beban mati tambahan lainnya (tegangan ijin sesaat setelah penyaluran gaya prategang dan setelah kehilangan prategang). Pengecekan ini dilakukan untuk mengetahui apakah tendon terpasang memiliki tegangan yang sesuai dengan kapasitas tegangan ijin beton dalam memikul momen yang terjadi.

##### Momen-momen :

##### Akibat berat sendiri balok (SAP2000) :

$$M_D = 338,26 \text{ kNm} = 338260000 \text{ Nmm}$$

##### Akibat berat sendiri dan berat tambahan (SAP2000) :

$$M_{SD} = 371,04 \text{ kNm} = 371040000 \text{ Nmm}$$

##### Akibat beban mati dan beban hidup (SAP2000) :

$$M_T = 426,640 \text{ kNm} = 426640000 \text{ Nmm}$$

### A. Kontrol tegangan pada saat transfer Daerah Lapangan

- Serat Atas

$$f^t = \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = \frac{2500000}{547500} - \frac{2500000 \times 300}{136382440} + \frac{338260000}{136382440}$$

$$f^t = 1,547 < 24,3 \text{ MPa..... (Oke)}$$

- Serat Bawah

$$f_b = \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = \frac{2500000}{547500} + \frac{2500000 \times 300}{105231560} - \frac{338260000}{105231560}$$

$$f_b = 8,479 < 24,3 \text{ MPa..... (Oke)}$$

### B. Kontrol tegangan pada saat beban kerja Daerah Lapangan

- Serat Atas

$$f^t = \frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_t} + \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = \frac{2000000}{547500} - \frac{2000000 \times 300}{136382440} + \frac{338260000}{136382440}$$

$$f^t = 1,734 < 24,3 \text{ MPa..... (Oke)}$$

- Serat Bawah

$$f_b = \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_b} - \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = \frac{2000000}{547500} + \frac{2000000 \times 300}{105231560} - \frac{338260000}{105231560}$$



$$f_b = 6,140 < 24,3 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

### C. Kontrol tegangan pada saat transfer Daerah Tumpuan

- Serat Atas

$$f^t = \frac{F_0}{A} - \frac{F_0 \times e}{W_t} + \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = \frac{2500000}{547500} - \frac{2500000 \times 100}{136382440} + \frac{426640000}{136382440}$$

$$f^t = 5,861 < 24,3 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

- Serat Bawah

$$f_b = \frac{F_0}{A} + \frac{F_0 \times e}{W_b} - \frac{M_T}{W_b}$$

$$f_b = \frac{2500000}{547500} + \frac{2500000 \times 100}{105231560} - \frac{426640000}{105231560}$$

$$f_b = 3,728 < 24,3 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

### D. Kontrol tegangan pada saat beban kerja Daerah Tumpuan

- Serat Atas

$$f^t = \frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_t} + \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = \frac{2000000}{547500} - \frac{2000000 \times 100}{136382440} + \frac{426640000}{136382440}$$

$$f^t = 5,315 < 24,3 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

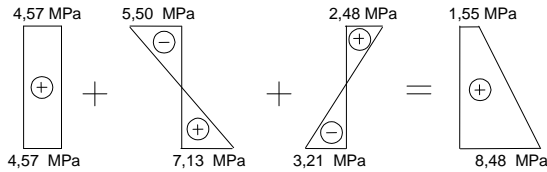
- Serat Bawah

$$f_b = \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_b} - \frac{M_T}{W_b}$$

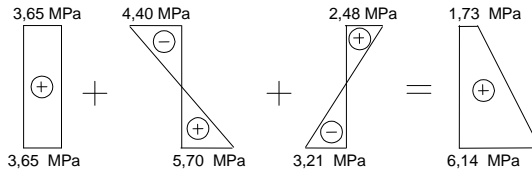
$$f_b = \frac{2000000}{547500} + \frac{2000000 \times 100}{105231560} - \frac{426640000}{105231560}$$

$$f_b = 1,499 < 24,3 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

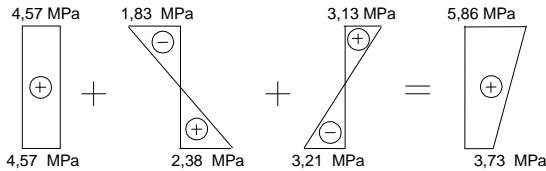
Tegangan yang terjadi tersebut dapat digambarkan sebagai berikut:



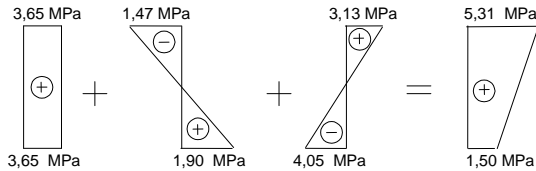
Gambar 4.38 Diagram Tegangan Saat Transfer (daerah lapangan)



Gambar 4.39 Diagram Tegangan Saat Beban Kerja (daerah lapangan)



Gambar 4.40 Diagram Tegangan Saat Transfer (daerah tumpuan)



Gambar 4.41 Diagram Tegangan Saat Beban Kerja (daerah tumpuan)

### 4.6.3 Penentuan Jumlah Strand

Dari gaya prategang yang telah ditentukan dengan tegangan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah strand kabel dapat dilakukan. Adapun data data strand kabel diambil dari tabel Freyssinet sebagai berikut:

- Menggunakan data dari tabel prestressing strand – 7 wire, uncoated ASTM A416 untuk post tensioning
- Nominal diameter : 15 mm
- Luas nominal area kawat : 140 mm<sup>2</sup>
- Minimal breaking load : 260,7 kN

Penggunaan kabel strand untuk tendon prategang diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 18.5.1 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangkutan tendon diambil nilai terkecil antara  $0,94f_{py}$ ,  $0,80f_{pu}$  dimana nilai  $f_{pu}$  dan  $f_{py}$  dapat dihitung sebagai berikut:

- $f_{pu}$  = minimum breaking load : luasan strand

minimum breaking load = 260,7 kN = 260700 N, sehingga

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{260700}{140} = 1862,14 \text{ MPa}$$

nilai  $f_{py}$  diambil  $0,9 f_{pu}$  untuk tendon *low relaxation* strand (ACI 318-08 R.18.5.1)

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1862,146 = 1675,93 \text{ MPa}$$

Keterangan :

$f_{pu}$  = kekuatan tarik baja prategang yang disyaratkan, MPa

$f_{py}$  = kekuatan leleh baja prategang yang disyaratkan, MPa

Didapat tegangan ijin tendon :

$$(i). 0,94f_{py} = 0,94 \times 1675,93 = 1575,37 \text{ MPa}$$

$$(ii). 0,80f_{pu} = 0,80 \times 1861,14 = 1489,71 \text{ MPa}$$

Diambil nilai terkecil diantara keduanya yaitu  $1489,71 \text{ MPa} = f_{st}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dapat dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk menghasilkan gaya prategang  $F = 2500000 \text{ N}$  yang diinginkan.

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{st}} = \frac{2500000}{1489,71} = 1678,17 \text{ mm}^2$$

Jumlah Strand :

$$n = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{1678,17}{140} = 11,987 = 12 \text{ buah}$$

Dari tabel prestresed strand ASTM A416 digunakan *strand* berjumlah 12 buah, dengan tipe tendon 5-13 satu buah.

#### 4.6.4 Perhitungan Kehilangan Prategang

Gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton mengalami proses reduksi yang progresif, reduksi yang mengurangi besarnya gaya prategang awal disebut sebagai kehilangan prategang dimana kehilangan prategang yang terjadi sesuai dengan tahapan tahapan kondisi beban kerja. Gaya prategang yang telah dikurangi oleh reduksi akibat kehilangan prategang disebut sebagai gaya prategang efektif. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan menjadi dua yaitu :

- Kehilangan elastis segera (kehilangan langsung)

Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan perpendekan elastis
2. Kehilangan akibat pengankuran
3. Kehilangan akibat gesekan (Woble efek)
4. Kehilangan akibat kekangan kolom

- Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)

adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

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

#### 4.6.4.1 Kehilangan Prategang Langsung

Kehilangan prategang langsung seperti yang dijabarkan pada sebelumnya yang terdiri dari perpendekan elastis, slip pengankuran dan *woble effect*, akan dibahas lebih rinci pada subbab ini.

##### 1. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Di balok pascatarik, kehilangan akibat perpendekan elastis bervariasi dari nol jika semua tendon didongkrak secara simultan, hingga setengah dari nilai yang dihitung pada kasus pratarik dengan beberapa pendongkrak sekuensial digunakan, seperti pendongkrakan dua tendon sekaligus. Karena hanya ada satu tendon dan didongkrak ditarik secara simultan, maka perpendekan elastis akan berpresipitasi selama pendongkrakan. Dengan demikian, tidak terjadi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis ditendon. Jadi,  $\Delta f_{pES} = 0$

Persentase kehilangan prategang akibat perpendekan elastis adalah :

$$\% = \frac{0}{1286,713} \times 100\% = 0\%$$

## 2. Kehilangan Akibat gesekan dan Wobble Effect

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble effect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya  $F_o$  di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak  $L$  di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon.

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_2 = F_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

Atau jika dinyatakan dengan tegangan :

$$f_2 = f_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

$$\Delta f_{pF} = f_1 - f_2 = f_1(1 - e^{-(\mu\alpha + KL)})$$

Nilai sudut kelengkungan dengan asumsi bahwa tendon parabolik mendekati bentuk busur lingkaran didapat dengan rumus sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{8f}{L} \text{ dengan } f \text{ adalah panjang fokus tendon (dari cgs)}$$

$$\alpha = \frac{8 \times 300}{14400} = 0,167 \text{ rad}$$

$$f_1 = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{2184983}{2118,27} = 1302 \text{ MPa}$$

Sedangkan nilai  $K$  dan  $\mu$  didapat dari Tabel 4 SNI 2847-2013 tentang friksi dan *woble effect*, untuk kawat strand dengan untaian 7 kawat didapat nilai  $K = 0,0016-0,0066$  diambil  $K = 0,0016/m$  dan  $\mu = 0,15-0,25$  diambil  $\mu = 0,15$ . Sehingga nilai kehilangan akibat friksi adalah sebagai berikut:

$$\Delta f_{pF} = f_1 \left( 1 - e^{-\mu\alpha + KL} \right)$$

$$\Delta f_{pF} = 1302 \times \left( 1 - e^{-((0,15 \times 0,167) + (0,0016 \times 14,4))} \right)$$

$$= 62,55 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan dan *wobble effect* adalah :

$$\% = \frac{6255}{1302} \times 100 = 4,80 \%$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat wobble efek adalah sebesar  $62,55 \text{ MPa}$ .

### 3. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x$$

$$X = \sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{pi} \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2}$$

Dimana :

$E_{ps}$  = modulus elastisitas baja prategang = 200000 MPa

$g$  = diasumsikan 2,5 cm = 2,5 mm

Dari perhitungan sebelumnya didapat  $f_{pi} = f_{st} = 1489,71$  MPa

Maka didapat nilai X sebesar :

$$X = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1489,71 \left( \frac{0,25 \times 0,167}{14400} + 0,0000066 \right)}} < \frac{14400}{2}$$

$$= 6680,24 \text{ mm} < 7200 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

Karena pengaruh tegangan belum mencapai tengah bentang, maka kehilangan tegangan tidak terjadi pada tengah bentang. Sehingga,

$$\Delta f_{pA} = 0$$

Persentase kehilangan prategang akibat slip angkur adalah :

$$\% = \frac{0}{1489,71} \times 100\% = 0\%$$

#### 4. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan



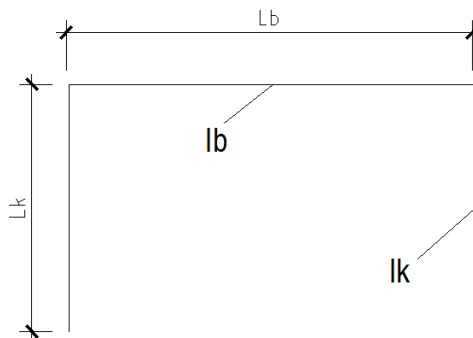
berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku “prestressed Concrete Designer’s Handbook oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut :

- Perhitungan distribusi momen akibat beban perpendekan elastis 1 *cm*.



Gambar 4.42 Portal dengan balok prategang

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana :

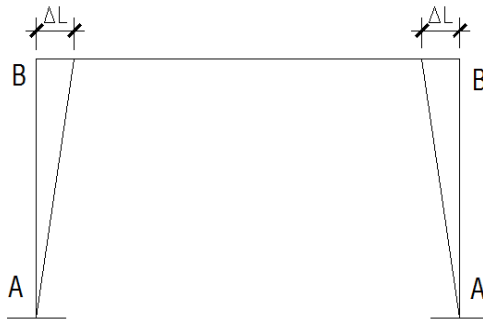
$l_k$  = tinggi kolom (3000 mm)

$l_b$  = bentang balok prategang (14400 mm)

$I_b$  = momen inersia dari balok (36636515704 mm<sup>4</sup>)

$I_k$  = momen inersia dari kolom (43500520833 mm<sup>4</sup>)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{3000 \times 36636515704}{14400 \times 43500520833} = 0,175$$



Gambar 4.43 Perpendekan Kolom

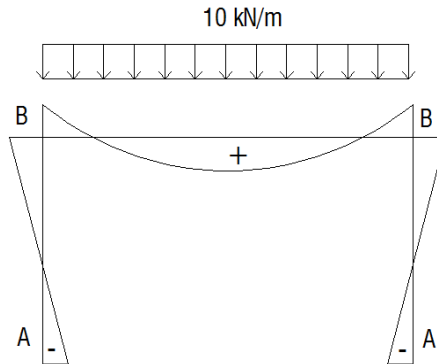
- Perhitungan momen akibat perpendekan kolom  
 $\varepsilon_{BB} = \Delta l / l$  yang diakibatkan perpendekan, susut dan rangkai.

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{3 \times (k+1)}{k \times (k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB} \\ &= \frac{3 \times (0,175 + 1)}{0,175 \times (0,175 + 2)} \times \frac{200000 \times 36636515704}{3000} \times 3,6 \times 10^{-4} \\ &= 1291228818,4 \text{ Nmm} = 1291,229 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_B = \frac{3}{(k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3}{(0,175 + 2)} \times \frac{200000 \times 36636515704}{3000} \times 3,6 \times 10^{-4} \\
 &= 192740851,5 \text{ Nmm} = 192,741 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

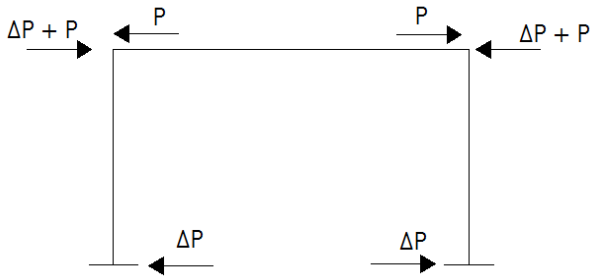
- Perhitungan distribusi momen akibat beban merata



Gambar 4.44 Momen yang bekerja akibat beban merata

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{1}{(0,175 + 2)} \times \frac{10 \times 14400^2}{12} \\
 &= 79431471,5 \text{ Nmm} = 79,431 \text{ kNm} \\
 M_B &= \frac{-2}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{-2}{(0,175 + 2)} \times \frac{10 \times 14400^2}{12} \\
 &= -158862943 \text{ Nmm} = -158,863 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat eksentrisitas



Gambar 4.45 Keseimbangan gaya prategang dengan reaksi perletakan

$$M_p = F_o \times e$$

$$M_p = 2500 \times 0,300 = 750 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(0,175+2)} \times 750$$

$$= 344,75 \text{ kNm}$$

$$M_B = -2 \times M_A = -2 \times 344,75$$

$$= -689,51 \text{ kNm}$$

- Perhitungan kehilangan prategang total akibat kekangan kolom,

- Akibat perpendekan kolom

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{1291,229 - 192,741}{14,4} = 76,28 \text{ kN}$$

- Akibat beban merata

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{79,431 - (-158,863)}{14,4} = 16,55 \text{ kN}$$

- Akibat eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{344,75 - (-689,51)}{14,4} = 71,82 \text{ kN}$$

$$\text{Total } \Delta P = 164,66 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pR} = 139,51 \text{ MPa}$$

Total kehilangan akibat proses kehilangan langsung

$$\Delta f_H = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR}$$

$$\Delta f_H = 0 \text{ MPa} + 62,55 \text{ MPa} + 0 \text{ MPa} + 139,51 \text{ MPa}$$

$$= 202,06 \text{ MPa (total kehilangan} = 14,17\%)$$

#### 4.6.4.2 Kehilangan Prategang Tidak Langsung

Kehilangan prategang tidak langsung yang dihitung pada subbab ini dengan beberapa tahapan. Tahap pertama dihitung pada waktu sesaat setelah penyaluran gaya prategang yang mana pada perancangan ini diasumsikan terjadi 18 jam setelah penarikan *strand*, tahap kedua dihitung pada waktu 30 hari pada saat beban mati tambahan dan beban hidup mulai bekerja (*topping* beton diletakan), tahap terakhir dihitung saat dua tahun sesudah *topping* beton diletakan. perhitungan dapat dilihat pada tiap tiap tahapan sebagai berikut:

##### TAHAP I

Pada tahapan ini karena sesaat setelah penyaluran gaya prategang maka kehilangan akibat susut dan rangkak sangat kecil sehingga cenderung diabaikan jadi kehilangan akibat susut dan rangkak pada tahap sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah nol.

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang, luas strand dan kuat leleh tendon prategang adalah:

$$f_{pi} = 0,7 \times f_{pu} = 0,7 \times 1862,14 = 1303,5 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9f_{pu} = 0,9 \times 1862,14 = 1675,93 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{pi}}{f_{py}}$  sebagai berikut:

$$\frac{f_{pi}}{f_{py}} = \frac{1303,5}{1675,93} = 0,78 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

Diasumsikan transfer prategang terjadi setelah 18 jam sesudah penarikan strand dan untuk baja relaksasi rendah, penyebut di dalam suku log dalam persamaan tersebut dibagi dengan 45, sehingga diperoleh nilai:

$$\Delta f_{pR} = 1303,5 \left( \frac{\log 18}{45} \right) \left( \frac{1303,5}{1675,93} - 0,55 \right) = 8,28 \text{ MPa}$$

#### Total kehilangan prategang

$$\begin{aligned} f_{pT} &= \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{cR} + \Delta f_{pSH} \\ &= 0 + 8,28 + 0 + 0 \\ &= 8,28 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap I adalah sebesar 8,28 MPa.

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap I adalah :

$$f_{pe} = f_i - f_{pT} = 1303,5 - 8,28 = 1293,72 \text{ MPa}$$

## TAHAP II

Tahap dua terjadi dari rentang waktu sesaat setelah gaya penyaluran prategang diberikan hingga beban mati tambahan dan beban hidup bekerja (30 hari = 720 jam).

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari pehitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{ps} = f_i - f_{pT} = 1303,5 - 8,28 = 1293,72 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1862,14 = 1675,93 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{ps}}{f_{py}}$  sebagai berikut:

$$\frac{f_{ps}}{f_{py}} = \frac{1293,72}{1675,93} = 0,77 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

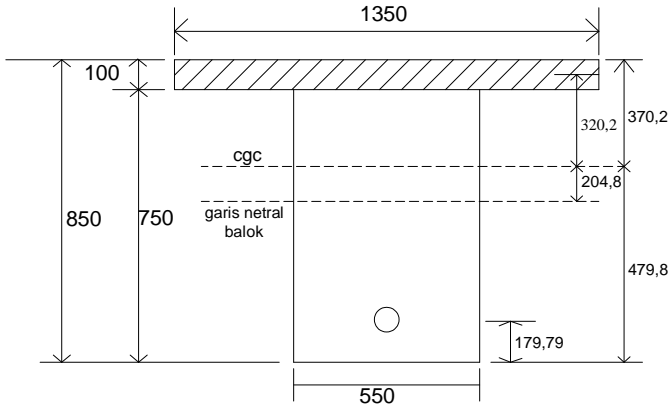
$$\Delta f_{pR} = 1293,72 \left( \frac{\log 720 - \log 18}{45} \right) \left( \frac{1293,72}{1675,93} - 0,55 \right) = 18,16 \text{ MPa}$$

- Akibat Susut

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Kehilangan prategang akibat susut dipengatuhi oleh ratio penampang dan kelembaban udara. Jika kelembaban udara relatif rata rata diasumsikan sebesar RH = 80% maka perbandingan ratio penampang  $\frac{V}{S}$  adalah perbandingan antara luas dan keliling. Jika

penampang balok prategang berupa balok seperti Gambar 4.46 maka



Gambar 4.46 Penampang Balok Prategang

Luas penampang (dengan nilai  $E_c$  yang sama) didapat dari nilai

$$A_{pelat} = 10 \times 135 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = 55 \times 75 = \underline{4125 \text{ cm}^2} +$$

$$A_c = 5475 \text{ cm}^2$$

Keliling penampang sebesar :

$$K_{ell} = (135 \times 2) + ((10 + 75) \times 2) = 575 \text{ cm}$$

$$\text{Maka nilai } \frac{V}{S} = \frac{5475}{575} = 95,22$$

$K_{SH}$  diambil dari Tabel 3.2 didapat nilai  $K_{SH}$  untuk 30 hari sebesar 0,58

Sehingga didapat nilai susut sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSH} &= 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{ps} \left( 1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \\ &= 8,2 \times 10^{-6} \times 0,58 \times 200000 \times (1 - (0,0236 \times 95,22)) \times (100 - 80) \\ &= 14,75 \text{ MPa} \end{aligned}$$



- Akibat Rangkak

Akibat rangkak kehilangan dipengaruhi oleh tegangan beban mati tambahan yang bekerja setelah transfer prategang. Sehingga nilai  $f_{csd}$  adalah tegangan yang didapat dari momen akibat beban mati tambahan tanpa termasuk berat sendiri balok dan  $f_{cs}$  merupakan tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer. Besarnya nilai creep dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pCr} = n K_{CR} (f_{cir} - f_{csd})$$

Nilai  $K_{CR}$  diambil 1,6 untuk post tension prestress. Nilai ratio modulus ( $n$ ) merupakan perbandingan nilai modulus elastisitas baja prategang dengan modulus elastisitas beton.

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c}, \text{dimana :}$$

$$E_{ps} = \text{modulus elastisitas baja prategang} = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = \text{modulus elastisitas} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ MPa}$$

sehingga nilai ratio modulus sebesar:

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{200000}{31528,56} = 6,34$$

Nilai  $f_{cir}$  merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri sesaat setelah gaya jacking.  $f_{cir}$  didapat dengan perumusan sebagai berikut:

$$M_D = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{(0,1314 \times 2400) \times 14,4^2}{12} = 22705,9 \text{ kgm}$$

$$= 222,72 \text{ kNm}$$

$$f_{cir} = \left( \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_D \times e}{I_c}$$

$$f_{cir} = \left( \frac{2184982,74}{547500} + \frac{2184982,74 \times 300^2}{36636515704} \right) - \frac{222720000 \times 300}{36636515704} = 6,56 \text{ MPa}$$

Data data lainnya diambil sebagai berikut:

$$\text{Luas Penampang } (A) = 5475 \text{ cm}^2$$

Eksentrisitas tengah bentang dari cgc = 30 cm

$$I_c = 36636515704 \text{ cm}^4$$

Akibat berat mati tambahan ( $f_{csd}$ ) adalah momen akibat beban mati tambahan dan beban hidup 70 % didapat dari program SAP2000

$$M_T = 559,872 \text{ kNm} = 559872000 \text{ Nmm}$$

$$f_{csd} = \frac{M_T \times e}{I} = \frac{559872000 \times 300}{36636515704} = 3,33 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai rangkai sebagai berikut :

$$\Delta f_{pCr} = nK_{CR}(f_{cir} - f_{csd})$$

$$\Delta f_{pCr} = 6,34 \times 1,6 \times (6,56 - 3,33) = 32,84 \text{ MPa}$$

#### Total kehilangan prategang

$$\begin{aligned} f_{pT} &= \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCr} + \Delta f_{pSH} \\ &= 18,16 + 32,84 + 14,75 \\ &= 65,75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap II adalah sebesar 65,75 MPa.

Peningkatan tegangan di *strand* akibat penambahan *topping* adalah :

$$f_{SD} = nf_{csd} = 6,34 \times 3,33 = 21,10 \text{ MPa}$$

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap II adalah :

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{ps} - \Delta f_{pT} + f_{SD} \\ &= 1303,5 - 65,75 + 21,10 = 1249,07 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### **TAHAP III**

Tahap tiga terjadi dari rentang waktu 30 hari sampai 2 tahun saat semua beban telah bekerja (2 tahun = 730 hari)

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas *strand* dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{pe} = 1249,07 \text{ MPa}$$

Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja adalah :

$$\Delta f_{pR} = 1286,91 \left( \frac{\log 17520 - \log 720}{45} \right) \left( \frac{1249,07}{1675,93} - 0,55 \right) = 22,91 \text{ MPa}$$

**Total kehilangan prategang**

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} = 22,91 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap III adalah sebesar 22,91 MPa.

Tabel 4.21 Resume kehilangan tegangan

Level tegangan pada berbagai tahap	Tegangan baja, <i>MPa</i>	Persen
Sesudah penarikan ( $0,7 f_{pu}$ )	1302	100
Kehilangan akibat perpendekan elastis	0	0.00
Kehilangan akibat angker	0	0.00
Kehilangan akibat wobble effect	62.55	4.80
Kehilangan akibat kekangan kolom	139.51	10.72
Kehilangan akibat rangkai	32.84	2.52
Kehilangan akibat susut	14.75	1.13
Kehilangan akibat relaksasi baja	49.350	3.79
Pertambahan karena topping	21.1	1.62
Tegangan netto akhir <i>f<sub>pe</sub></i>	1024.1	78.66
Persentase kehilangan total =	100-78.66 = 21.34%	

#### 4.6.5 Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan

Kontrol tegangan pada daerah lapangan tegangan yang terjadi adalah:

$$\text{Tegangan baja} = 0,7866 \times 1302 = 1024,1 \text{ MPa}$$

$$F_{eff} = 1024,1 \times 1678,17 = 1718621 \text{ N}$$

- Serat Atas

$$f^t = \frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_t} + \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = \frac{1718621}{547500} - \frac{1718621 \times 300}{136382440} + \frac{426640000}{136382440}$$

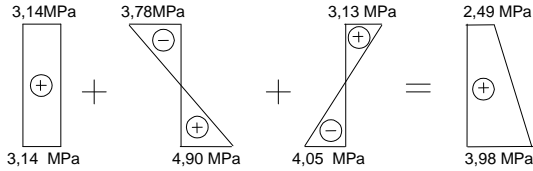
$$f^t = 2,487 < 24,3 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$

- Serat Bawah

$$f^b = \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_b} - \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = \frac{1718621}{547500} + \frac{1718621 \times 300}{105231560} - \frac{426640000}{105231560}$$

$$f^b = 3,984 < 18,225 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$



Gambar 4.47 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan

Kontrol tegangan pada daerah tumpuan tegangan yang terjadi adalah:

- Serat Atas

$$f^t = \frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_t} + \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = \frac{1718621}{547500} - \frac{1718621 \times 100}{136382440} + \frac{426640000}{136382440}$$

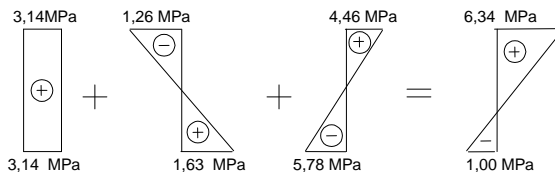
$$f^t = 6,336 < 24,3 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$

- Serat Bawah

$$f^b = \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_b} - \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = \frac{1718621}{547500} + \frac{1718621 \times 100}{105231560} - \frac{426640000}{105231560}$$

$$f^b = -1,005 < 1,591 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$



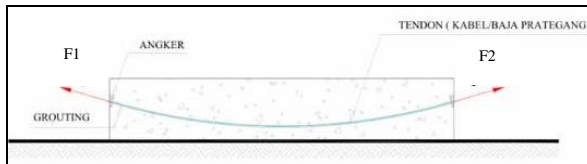
Gambar 4.48 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan

#### 4.6.6 Kehilangan Prategang pada Strand Kawat

Besarnya gaya prategang sebenarnya yang ada dalam suatu balok beton prategang tidak dapat diukur dengan mudah. Setelah kehilangan total dari macam-macam kehilangan gaya prategang akan menurunkan gaya prategang menjadi harga yang lebih rendah terutama pada strand kawat, sehingga gaya yang terjadi pada strand kawat di tengah penampang juga perlu diperhitungkan. Total kehilangan pada perhitungan sebelumnya sebesar 21,34%.

Sehingga perhitungan kehilangan yang terjadi pada strand kawat akibat jacking diperhitungkan sebagai berikut :

1. Perletakan tendon sesuai bidang momen



Pada gambar diatas setelah beton cukup umur, maka akan diberikan gaya jacking pada strand kawat (tendon) di kedua sisinya sebesar F1 dan F2. Setelah mendapat jacking, tendon akan menjadi agak kendur. Dari sini, dapat diperhitungkan gaya yang terjadi pada tendon di daerah lapangan.

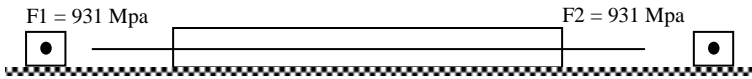
Kehilangan prategang Total = 21,34%

$$f_{pu} = 1862 \text{ Mpa}$$

Gaya awal untuk jacking di kedua sisi tendon diambil 50% sehingga  $f_{pu}$  dapat dihitung :

$$f_{py} = 0,5 \times f_{pu} = 0,5 \times 1862 \text{ Mpa} = 931 \text{ Mpa}$$

## 2. Gaya Jacking pada tendon



Setelah pen-jackingan maka gaya yang terjadi pada strand kawat tendon di daerah lapangan dapat dihitung sebagai berikut :

a. Penarikan sisi kiri

$$\begin{aligned} & \text{Pengaruh kehilangan dari sisi sebelah kiri sebesar} \\ & = 0,5 \times 21,34\% \\ & = 10,675 \% \end{aligned}$$

b. Penarikan sisi kanan

$$\begin{aligned} & \text{Pengaruh kehilangan dari sisi sebelah kanan sebesar} \\ & = 0,5 \times 21,34\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total kehilangan} & = 10,675 \% + 10,675 \% \\ & = 21,34 \% \text{ (terjadi di tengah bentang)} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya kehilangan} = 931 \text{ Mpa} \times 0,2134 = 198,68 \text{ Mpa}$$

Sehingga gaya yang terjadi di tengah bentang sebesar :

$$(931 \text{ Mpa} - 198,68 \text{ Mpa}) \times 2 = 1464,64 \text{ Mpa}$$

### 4.6.7 Kontrol Lendutan

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

#### Lendutan Ijin

Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat Tabel 3 SNI 2847-2013 pasal 5.2.7 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar:

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{14400}{480} = 30 \text{ mm}$$

### Lendutan Awal Saat Jacking

Pada saat awal transfer gaya prategang nilai lendutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

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

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I}$$

dengan nilai P sebesar

$$p_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2}$$

$$p_o = \frac{8 \times 2500000 \times 300}{14400^2} = 28,94 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{PO} &= \frac{5}{384} \times \frac{28,94 \times 12450^4}{31528,56 \times 5048952482,9} \\ &= 10,18 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok



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

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\Delta l_{me} = \frac{2500000 \times 100 \times 14400^2}{8 \times 31528,56 \times 50489524829}$$

$$= 4,07 \text{ mm } (\downarrow)$$

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I}$$

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{10,95 \times 14400^4}{31528,56 \times 50489524829}$$

$$= 3,52 \text{ mm } (\downarrow)$$

Total lendutan pada saat awal transfer gaya prategang sebesar (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\Delta l_A = \Delta l_{pO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me}$$

$$= 10,18 + 4,07 + 3,52 = 17,76 \text{ mm } (\downarrow)$$

Lendutan arah ke bawah telah terjadi.

Lendutan Saat Beban Bekerja

Saat beban bekerja sepenuhnya bekerja gaya prategang yang terjadi berupa gaya prategang efektif setelah terjadi berbagai tahap dan macam kehilangan. Lendutan yang terjadi antara lain:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon ( $F_{\text{efektif}}$ )

$$p_o = \frac{8 \times F_{\text{eff}} \times f}{l^2}$$

$$p_o = \frac{8 \times 1718621 \times 300}{14400^2} = 19,89 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{p_o} &= \frac{5}{384} \times \frac{19,89 \times 14400^4}{31528,56 \times 5048952482,9} \\ &= 0,87 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas

$$\Delta l_{me} = \frac{F_{\text{eff}} \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{me} &= \frac{1718621 \times 100 \times 14400^2}{8 \times 31528,56 \times 5048952482,9} \\ &= 2,80 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Beban Beban yang Bekerja

Beban yang telah sepenuhnya bekerja berupa berat sendiri balok, beban mati tambahan dan beban hidup. Besarnya lendutan akibat beban beban yang telah bekerja seluruhnya dapat dihitung dengan menggunakan program bantu SAP2000. Lendutan yang didapat sebesar 6,14 mm ( $\downarrow$ )

### Lendutan Total

Total lendutan pada saat beban telah bekerja dengan gaya prategang efektif (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan) sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta l_A &= \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me} \\ &= 0,87 + 6,14 + 2,80 = 9,81 \text{ mm } (\downarrow)\end{aligned}$$

### **Kontrol Lendutan**

$$\begin{aligned}\Delta l_A &= \Delta l_{A1} + \Delta l_{A2} \\ &= 17,76 + 9,81 \text{ mm } (\downarrow) < \text{Lendutan ijin} \\ &= 27,58 \text{ mm } < 30 \text{ mm } \dots\dots\dots(\text{Oke})\end{aligned}$$

### **4.6.8 Momen Retak**

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non-prategang dan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak  $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$ , sehingga didapat  $\phi Mu \geq 1,2 M_{cr}$  dengan nilai  $\phi = 0,9$ .

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastis dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan hanyalah merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

Untuk serat bawah mengalami Tarik (pada daerah lapangan) maka :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \left( \frac{F_e}{A} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left( \frac{F_e \times e \times y_b}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left( fr \times \frac{I}{y_b} \right) \\
 &= (F_e \times k_t) + (F_e \times e) + (fr \times W_b) \\
 &= (1718621 \times 192,2) + (1718621 \times 300) + (4,16 \times 105231560) \\
 &= 1283,58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### 4.6.9 Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan lunak tambahan diperlukan pada bagian tumpuan balok untuk menerima beban gempa yang terjadi dan pada daerah lapangan untuk menerima berat sendiri saat balok masih belum ditarik.

Dari hasil program SAP didapat momen tumpuan dan lapangan akibat beban gempa comb 1,2D + L + RSPx sebagai berikut :

Daerah Tumpuan :

$$M_u : 697,089 \text{ kNm}$$

$$V_u : 284,179 \text{ kN}$$

Daerah lapangan :

$$M_u : 484,342 \text{ kNm}$$

$$V_u : 42,203 \text{ kN}$$

#### A. Tulangan Lentur

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$   
 $= 750 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm})$   
 $= 684,5 \text{ mm}$

- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}) = 65,5 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

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

$$= 0,85 - 0,05 \left( \frac{45 - 28}{7} \right) = 0,73$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{45}}{4 \times 400} = 0,00419$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,73 \times 45}{420} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0418$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0418 = 0,0314$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 45} = 10,46$$

### Penulangan Tumpuan

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{697089000 \text{ Nmm}}{0,9} = 774543833 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 684,5 = 410,7 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 410,7 = 308 \text{ mm}$$

Direncanakan  $x = 50 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,73 \times 45 \times 550 \times 50}{400} = 1915,92 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$= 1915,92 \times 400 \times \left( 684,5 - \frac{0,73 \times 50}{2} \right) = 510\,618\,765 \text{ Nmm}$$

$$M_{nc} < \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots \text{(perlu tulangan rangkap)}$$

$$C_s' = \frac{M_n - M_{nc}}{(d - d')} = \frac{263925068}{(684,5 - 65,5)} = 426373,29 \text{ N}$$

$$A_{ss} = \frac{C_s'}{f_y} = \frac{426373,29}{400} = 1065,933 \text{ mm}^2$$

$$f_s' = \left( 1 - \frac{d'}{x} \right) \cdot 600 = \left( 1 - \frac{65,5}{50} \right) \cdot 600 = 186 \text{ MPa}$$

karena  $f_s' = 186 < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow$  tul. tidak leleh

$$A_s' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 \cdot f_c'} = \frac{426373,29}{186 - 0,85 \times 45} = 1500,9 \text{ mm}^2$$

Tulangan tumpuan atas :

$$A_s = A_{sc} + A_{ss}$$

$$= 1915,92 + 1065,93$$

$$= 2981,85 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{7 D 25} \text{ (3436,12 mm}^2\text{)}$$

Dalam pemasangan tulangan atas pada balok prategang daerah tumpuan, sebagian momen yang terjadi akibat pengaruh gempa di transfer oleh tendon (yang terletak diatas cgc sebesar 100 mm) sehingga cukup dipasang tulangan lentur daerah tumpuan atas **2 D 25**.

Untuk tulangan lentur daerah tumpuan bawah, momen yang terjadi akibat pengaruh gempa cukup besar dan tidak dapat

di transfer ke tendon sehingga dipasang tulangan lentur dengan perhitungan sebagai berikut :

Tulangan tumpuan bawah :

$$\begin{aligned} A_s' &= A_s \\ &= 2981,85 \text{ mm}^2 \\ &\rightarrow \text{pasang } \mathbf{7 \text{ D } 25} \text{ (3436,12 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan ;

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{senggang}}) - (n \times D_{\text{lul.lentur}})}{n - 1} \\ S &= \frac{550 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (7 \times 25)}{7 - 1} \\ S &= 44,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ Jarak tulangan memenuhi.} \end{aligned}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan (akibat tulangan tarik) :

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_s \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\ &= 3436,12 \times 400 \times \left( 684,5 - \frac{0,73 \times 50}{2} \right) \\ &= 895,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi } M_n \text{ kapasitas} &\geq M_n \text{ yang terjadi} \\ 895,91 \text{ kNm} &> 774,544 \text{ kNm} \dots \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

## **B. Tulangan Geser**

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan

penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang. Besarnya gaya yang mengakibatkan retak geser badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang dalam SNI 2847-2013 ps 11.3.3.1 dan 11.3.3.2 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5

#### Data dan Perencanaan

$V_{ud}'$	: 299280 N
$V_{ui}'$	: 307185 N
$M_d$ tumpuan	: 737900400 Nmm
$M_d$ lapangan	: 519457800 Nmm
$M_{max}$ tumpuan	: 761810400 Nmm
$M_{max}$ lapangan	: 534207000 Nmm

#### Keterangan:

$V_{ud}$	= Gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor.
$V_{ui}$	= Gaya geser akibat kombinasi beban yang menghasilkan momen maksimum.
$M_d$	= Momen akibat beban mati.
$M_{max}$	= Momen akibat kombinasi beban maksimum.

#### Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

Untuk komponen balok prategang nilai  $\phi V_c$  diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$  sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.3.3

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

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}}, \text{ dengan}$$

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$



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

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'c}) \times b_w \times d + V_p$$

### Kuat geser Daerah Tumpuan

$$x = \text{diambil } 0,5 \times b_{kolom} = 0,5 \times 850 = 425 \text{ mm}$$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 2500000 \times 100}{14400^2} = 8,43 \text{ N/mm}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times p' = \frac{14400}{2} \times 8,43 = 60693,96 \text{ N}$$

- Kuat Geser Badan ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'c}) \times b_w \times d \times V_p$$

Dimana:

$$f'c = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{2500000}{550 \times 850} = 4,67 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 164,79 \text{ mm}$$

$$V_p = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(14400) - 425}{0,5 \times 14400} \times 60693,96$$

$$= 57111,34 \text{ N}$$

Sehingga didapat nilai  $V_{cw}$  sebagai berikut:

$$V_{cw} = 0,3(4,67 + \sqrt{45}) \times 550 \times 164,79 + 60693,96$$

$$= 394769,76 \text{ N}$$

- Kuat Geser Lentur ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ui} \times M_{cre}}{M_{max}}$$

Dimana:

$$V_d = 299280 \text{ N}$$

$$V_{ui} = 307185 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{1718621}{547500} + \frac{1718621 \times 00}{105231558}$$

$$= 4,77 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_b} = \frac{737900400}{105231558} = 7,01 \text{ MPa}$$

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$= \left( \frac{50489524829}{370,21} \right) \left( \frac{\sqrt{45}}{2} + 4,77 - 7,01 \right)$$

$$= 151951588 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{45}}{20} \times 550 \times 684,5 + 299280 + \frac{307185 \times 151951588}{761810400}$$

$$= 486825,03 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq V_{cw}$$

$$486825,03 \text{ N} \geq 394769,76 \text{ N} \dots \text{ oke!}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dengan  $V_{cw}$ . Karena nilai  $V_{ci} > V_{cw}$  maka diambil  $V_{cw}$  sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

- Perencanaan tulangan geser

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan, maka data sebagai berikut

- Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa
- Tulangan geser = 13 mm
- $d'$  = 65,5 mm
- $d$  = 684,5 mm

Besar gaya eksternal ultimate didaerah tumpuan sebagai berikut:

$$V_{ui} = 307185 \text{ N}$$

$$V_{cw} = 394769,76 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{ci} = \frac{307185}{0,75} - 394769,76 = 14810,2 \text{ N}$$

Dipasang tulangan 2  $\phi$  13 ( $A_v = 265,46 \text{ mm}^2$ ) didapat jarak sengkang maksimum dengan persamaan:

$$S_{max} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 684,5}{14810,2} = 773 \text{ mm}$$

→ digunakan  $s = 300 \text{ mm}$

Sehingga pemasangan tulangan geser 2 $\phi$ 13-300 ( $A_v = 265,46 \text{ mm}^2$ ).

### Kuat Geser Daerah Lapangan

Diperhitungkan pada muka kolom di luas daerah sendi plastis dengan jarak sebesar:

$$x = 2 \times 850 = 1700 \text{ mm}$$

- Kuat Geser Badan ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'c}) \times b_w \times d \times V_p$$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 2500000 \times 300}{14400^2} = 25,3 \text{ N/mm}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times p' = \frac{14400}{2} \times 25,3 = 182081,89 \text{ N}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{2500000}{550 \times 850} = 4,67 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 850 - 65,5 = 684,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_p &= \frac{0,5L - x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(14400) - 1400}{0,5 \times 14400} \times 182081,89 \\ &= 139090,34 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga didapat nilai  $V_{cw}$  sebagai berikut:

$$V_{cw} = 0,3(4,67 + \sqrt{45}) \times 550 \times 684,5 + 139090,34$$

$$= 1424597,78 \text{ N}$$

- Kuat Geser Lentur ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b w \times d + V_d + \frac{V_{ui} \times M_{cre}}{M_{\max}}$$

Dimana:

$$V_d = \frac{0,5L - xt}{0,5L} V_d' = \frac{(0,5 \times 14400) - 1700}{0,5 \times 14400} \times 299280$$

$$= 228616,67 \text{ N}$$

$$V_{ui} = \frac{0,5L - xt}{0,5L} V_{ui}' = \frac{(0,5 \times 14400) - 1700}{0,5 \times 14400} \times 307185$$

$$= 234655,21 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{1718621}{547500} + \frac{1718621 \times 300}{105231558}$$

$$= 8,04 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d x}{W_b} = \frac{519457800}{105231558} = 4,94 \text{ MPa}$$

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$= \left( \frac{5048952482,9}{370,21} \right) \left( \frac{\sqrt{45}}{2} + 8,04 - 4,94 \right)$$

$$= 880532327 \text{ Nmm}$$

Nilai  $M_x$  adalah nilai momen pada daerah x yang ditinjau, dengan  $e_x$  adalah eksentrisitas pas titik berat baja sejarak x didapat dari  $cgc$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{45}}{20} \times 550 \times 794,79 + 228616,67 + \frac{234655,21 \times 880532327}{534207000}$$

$$= 741671,93 \text{ N}$$

$$V_{ci} \leq V_{cw}$$

$$741671,93 \text{ N} < 1424597,78 \text{ N} \dots \text{ oke!}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dengan  $V_{cw}$ . Karena nilai  $V_{cw} > V_{ci}$  maka diambil  $V_{ci}$  sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah lapangan.

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah lapangan, maka data sebagai berikut

- Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa
- Tulangan geser = 13 mm
- $d'$  = 65,5 mm
- $d$  = 684,5 mm

Besar gaya eksternal ultimate didaerah lapangan didapat sebagai berikut:

$$V_{ui} = 234655,21 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 741671,93 \text{ N}$$

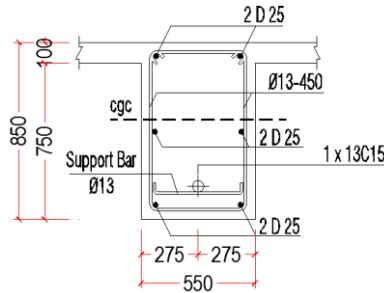
$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 791107,96 = 595830,97 \text{ N} > 234655,21 \text{ N}$$

Maka, sengkang cukup dipasang praktis dengan jarak

$$\text{sebesar : } s = \frac{d}{2} = 342,25 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan 2  $\phi$  13 ( $A_v = 265,46 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak 350 mm.



Gambar 4.49 Rencana penulangan balok prategang

#### 4.6.10 Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.7

Data perhitungan momen nominal:

$$F_u = \text{Minimum breaking load} = 260,7 \text{ kN} = 260700 \text{ N}$$

$$A_{\text{strand}} = 140 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 12 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2118,27 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{260700}{140} = 1862,14 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1862,14 = 1675,93 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$  sebagai berikut:

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1675,93}{1862,14} = 0,9$$

karena  $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$  bernilai  $\geq 0,9$  maka diambil  $\gamma_p = 0,28$  dan  $\beta_1 = 0,73$

$$d = 850 - 40 - 13 - 12,5 = 684,5 \text{ mm}$$

### Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dimana tendon berada di daerah batas kern atas (daerah arsiran) dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari *cgc*. Pada serat atas dipasang cukup 2D25 untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat bawah dipasang tulangan lunak 7D25 dan untuk h balok yang dirasa cukup tinggi maka dipasang tulangan tengah 2D25.

$$\begin{aligned} d_p &= e_{\text{Tumpuan}} + Y_b \\ &= 100 + 479,79 = 579,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2118,27}{550 \times 594,79} = 0,00648$$

Syarat I :

$$\text{Selimut Beton} \leq 0,15 \times d_p \text{ (SNI 2847-2013 18.7.2)}$$

$$40 \leq (0,15 \times 579,79) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 86,97 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

$$f_{se} = 1024,10 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{se} + 70 + \frac{fc}{100 \times \rho_{ps}} \\ &= 1024,10 + 70 + \frac{45}{100 \times 0,0065} = 1161,85 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'c \times b_e} = \frac{2118,27 \times 1161,85}{0,85 \times 45 \times 1350} = 47,66 \text{ mm}$$

Pada tumpuan balok dianggap sebagai balok persegi karena daerah yang mengalami tarik adalah bagian bawah serat. Sehingga didapat nilai momen nominal adalah:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2118,27 \times 1161,85 \left( 579,79 - \frac{47,66}{2} \right) + 2118,27 \times 400 \left( 684,5 - \frac{47,66}{2} \right)$$

$$= 1928,07 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1928,07 > 1,2 M_{cr}$$

$$\rightarrow 1735,267 \text{ kNm} > 1540,295 \text{ kNm} \dots (\text{Oke})$$

#### kontrol prestresing partial ratio

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

$M_{np}$  = momen nominal beton prategang

$$= A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2118,27 \times 1161,85 \left( 579,79 - \frac{47,66}{2} \right) = 1368,28 \text{ kNm}$$

$M_n$  = momen nominal total = 1928,07 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1368,28}{1928,07} = 0,71 = 71 \% < 80 \% \dots (\text{Oke})$$



## Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dimana tendon berada di daerah limit kabel dengan eksentrisitas sebesar 31,5 cm dari gcg. Pada serat bawah cukup dipasang 2D25 untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat atas dipasang tulangan lunak 2D25 dan untuk h balok yang dirasa cukup tinggi maka dipasang tulangan tengah 2D25.

$$d_p = e_{\text{Lapangan}} + Y_T \\ = 300 + 370,21 = 670,21 \text{ mm}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2118,27}{550 \times 670,21} = 0,00571$$

Syarat I :

$$\text{Selimut Beton} \leq 0,15 \times d_p \text{ ( SNI 2847-2013 18.7.2 )}$$

$$40 \leq (0,15 \times 670,21) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 100,53 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2118,27 \times 1161,85}{0,85 \times 45 \times 1350} = 47,66 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2118,27 \times 1161,85 \left( 670,21 - \frac{48,95}{2} \right) + 2118,27 \times 400 \left( 684,5 - \frac{47,66}{2} \right) \\ = 2150,59 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2150,59 > 1,2 M_{cr}$$

→ 1935,53 kNm > 1540,3 kNm ... (Oke)

#### kontrol prestresing partial ratio

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

$M_{np}$  = momen nominal beton prategang

$$\begin{aligned} &= A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2118,27 \times 116,85 \left( 670,21 - \frac{47,66}{2} \right) \\ &= 1590,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_n$  = momen nominal total = 2150,59 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1590,8}{2150,59} = 0,74 = 74 \% \leq 80 \% \dots (Oke)$$

#### **4.6.11 Angkur Ujung**

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai *volume* beton dimana gaya prategang yang terpusat pada angkur menyebar kearah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekang diseluruh zona angkur harus sedemikian hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perancangan daerah pengankuran global menurut SNI 2847-2013 pasal. 18.13

mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2

$$F_o = 2500 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 2500 = 3000 \text{ kN}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right) \quad d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Keterangan :

$\Sigma P_u$  = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

$a$  = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

$e$  = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

$h$  = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Didapat nilai

$a = 250 \text{ mm}$  (angkur dengan strand 5-13, Range Anchor Freyssinet 13C15)

$e = 115 \text{ mm}$  (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 850 \text{ mm}$

sehingga didapat nilai  $T_{pencar}$  sebagai berikut:

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3000000 \times \left(1 - \frac{300}{850}\right) = 529412 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e) = 0,5 \times (850 - (2 \times 100)) = 325 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{529412}{400} = 1323,53 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 13$  ( $A_v = 265,5 \text{ mm}^2$ ) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak

$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{1232,53}{265,5} = 4,99 \approx 5 \text{ buah}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah

$$S = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{310}{5} = 65 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang  $\emptyset 13 - 65$ .

## 4.7 Desain Struktur Primer

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan dinding geser. Perencanaan struktur primer Gedung Favehotel Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda (Dual Sistem). Berdasarkan SNI 2847-2013 Pendetailan Semua struktur Primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan–ketentuan yang ada pada Pasal 21.1.4 - 21.1.7.

### 4.7.1 Desain Balok Primer

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 2-8. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program SAP2000.

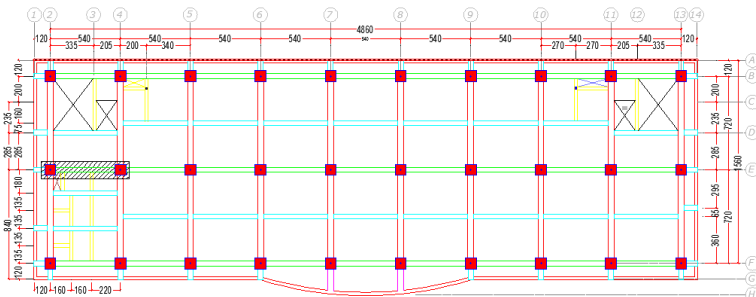
Dalam struktur bangunan ini terdapat dua macam balok induk, yaitu balok 40/60 dan 45/75. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

### **Data desain balok primer B1 As E;2-4 :**

- Dimensi Balok = 40/60 mm
- Bentang Balok = 5400 mm
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 35 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 12 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 240 MPa

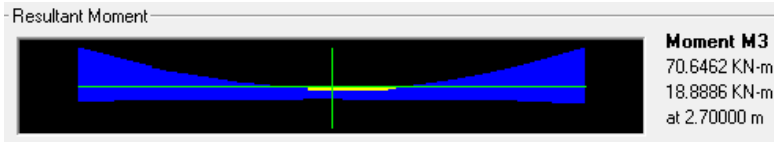
### **Desain Balok Primer B1 As E;2-4**

Denah lokasi balok sekunder B1 As 2 ; B-D ditunjukkan pada Gambar 4.50.



Gambar 4.50 Lokasi Peninjauan Balok Primer B1 As E ; 2-4

Data output momen dari program bantu analisis struktur dapat dilihat pada gambar 4.51 .



Gambar 4.51 Momen Envelope Balok Primer B1 As E ; 3-4

Berikut adalah momen tumpuan balok pada muka kolom dan momen di tengah bentang :

- Momen tumpuan kiri : 240,07 *kNm*
- Momen lapangan : 70,65 *kNm*
- Momen tumpuan kanan : 241,11 *kNm*
- 

Cek syarat SRPMK (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.1.1) :

1.  $P_u < A_g \times f_c' \times 0,1$   
 $63386,26 \text{ N} < 400 \times 600 \times 35 \times 0,1 = 840000 \text{ N} \dots(\text{OK})$
2.  $L_n > 4d$   
 $5400 \text{ mm} > 4 \times 356 \text{ mm} = 2144 \text{ mm} \dots(\text{OK})$
3.  $b_w > 0,3h$   
 $400 \text{ mm} > 0,3 \times 600 \text{ mm} = 180 \text{ mm} \dots(\text{OK})$
4.  $b_w > 250 \text{ mm}$   
 $400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \dots(\text{OK})$
5.  $b_w > 850 + (0,75 \times 850)$   
 $400 \text{ mm} > 1487,5 \text{ mm} \dots(\text{OK})$

## **A. Desain Tulangan Lentur**

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$   
 $= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm})$   
 $= 536 \text{ mm}$

- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm}) = 64 \text{ mm}$

### Rasio Tulangan.

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,0357 = 0,0268$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

### Penulangan Tumpuan

Untuk mengantisipasi gaya gempa yang bekerja, maka penulangan ujung sebuah balok didesain, Kiri  $M_u = 243213000$  Nmm dan Kanan  $M_u = 240070300$  Nmm (dari Out Put SAP 2000). Adapun langkah-langkah perencanaan tulangan rangkap sebagai berikut:

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{240070300 \text{ Nmm}}{0,9} = 266744777,8 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 536 = 321,6 \text{ mm}$$

$$X_{max} = 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 321,6 = 241,2 \text{ mm}$$

Direncanakan  $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,80 \times 35 \times 400 \times 100}{400} = 2380 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$= 2380 \times 400 \times \left( 536 - \frac{0,80 \times 100}{2} \right) = 472192000 \text{ Nmm}$$

$$M_{nc} > \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (\text{tulangan tunggal})$$

### **Perencanaan Tulangan Tunggal**

(Gunakan syarat tulangan tekan minimum)

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{78500000}{400 \times 536^2} = 0,683$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,683}{400}} \right)$$

$$= 0,0017$$

$$\rho < \rho_{min} = 0,0037 \rightarrow \text{Dipakai } \rho_{min} = 0,0037$$

Tulangan lapangan bawah:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0037 \times 400 \times 536 = 750,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{1/4 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,25 \times \sqrt{35} / 400 = 591,61 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 750,4 \text{ mm}^2 + 591,61 \text{ mm}^2 = 1342 \text{ mm}^2$$

Tulangan lapangan atas:

$$\text{Dipakai tulangan } \mathbf{5 D 19} (A_s \text{ pakai} = 1900,66 \text{ mm}^2)$$



Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4(1) bahwa kuat momen positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat momen negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 360,61 \text{ mm}^2$$

→ pasang **3 D 19** ( $850,16 \text{ mm}^2$ )  $\geq 0,33 A_s$  aktual

### Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1900,66 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 18,93 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1900,66 \cdot 400 \left( 536 - \frac{18,93}{2} \right)$$

$$= 400305605 \text{ Nmm} > 243213000 \text{ Nmm} \rightarrow \text{Ok}$$

### Kontrol Regangan Beton

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0,0021$$

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 d - a} \times \varepsilon_y = \frac{18,93}{0,80 \times 536 - 18,93} \times 0,0021$$

$$= 0,000096 < 0,003 \rightarrow \text{Oke, aman}$$

### Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

Kontrol Tulangan Tarik :

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

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 22}{5 - 1} = 46 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Kontrol Tulangan Tekan :

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

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 22}{3 - 1} = 114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### **Penulangan Lapangan**

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.4(1) menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 20% nilai momen maksimum pada kedua muka tumpuan.

Untuk output SAP2000 diperoleh nilai momen maksimum pada lapangan :

$$M_u = 70650000 \text{ Nmm} > 70650000 \times 20\% = 78500000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{178500000}{0,9} = 15700000 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 536 = 321,6 \text{ mm}$$

$$X_{max} = 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 321,6 = 241,2 \text{ mm}$$

Direncanakan  $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,80 \times 35 \times 400 \times 100}{400} = 2380 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$= 2380 \times 400 \times \left( 536 - \frac{0,80 \times 100}{2} \right) = 472192000 \text{ Nmm}$$

$$M_{nc} > \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (\text{tulangan tunggal})$$

(Gunakan syarat tulangan tekan minimum)

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{15700000}{400 \times 536^2} = 0,14$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,14}{400}} \right)$$

$$= 0,00034$$

$$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0037 \rightarrow \text{Dipakai } \rho_{\text{min}} = 0,0037$$

Tulangan lapangan bawah:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0037 \times 400 \times 536 = 750,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{1/4 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,25 \times \sqrt{35} / 400 = 591,61 \text{ mm}^2$$

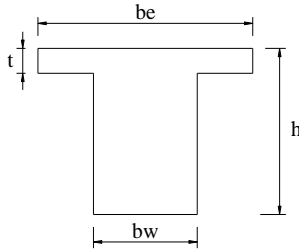
$$\text{As pakai} = 750,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan lapangan atas:

$$\text{Dipakai tulangan 3 D 19 } (A_{s \text{ pakai}} = 1140,4 \text{ mm}^2)$$

Tulangan lapangan bawah:

$$\text{Dipakai tulangan 3 D 19 } (A_{s \text{ pakai}} = 1140,4 \text{ mm}^2)$$

Kontrol balok T

Gambar 4.52 Penampang Balok T

$$\begin{aligned}
 b_e &= \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 5400 = 1350 \text{ mm (menentukan)} \\
 &= b_w + (8 \cdot t) = 400 + (8 \cdot 120) = 2320 \text{ mm} \\
 &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (5000 - 400) = 5400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b_e} = \frac{1140,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1350} = 11,36 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{11,36}{0,80} = 13,36 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \Rightarrow x \leq t ; \text{ dipakai}$$

balok *T palsu*, sehingga perhitungan dilakukan dengan balok biasa

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1140,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 11,36 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1140,4 \cdot 400 \left( 536 - \frac{11,36}{2} \right)$$

$$= 241910771 \text{ Nmm} > 78500000 \text{ Nmm} \rightarrow \text{Ok}$$

### Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

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

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 22}{3 - 1} = 114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### **B. Desain Penulangan Geser**

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.3.1 bahwa gaya geser rencana  $V_u$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum,  $M_n$  harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Syarat spasi maksimum tulangan geser tumpuan balok menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/4 = 536/4 = 134 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

$$s < 8\emptyset \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$s < 24\emptyset \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 19 = 456 \text{ mm}$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/2 = 536/2 = 134 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

Nilai Gaya Geser pada Balok

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

$$V_{u1} = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{L_n} + \frac{Wu \cdot L_n}{2}$$

Dan tidak boleh kurang dari :

- Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan beban gempa, dengan beban gempa yang diasumsikan dua kali lebih besar

$V_{u2} = V_{ue} \rightarrow V_{ue} =$  Gaya geser kombinasi beban terbesar termasuk gempa

Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1140,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 38,33 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nl} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1,25 \cdot 1140,4 \times 400 \left( 536 - \frac{38,33}{2} \right) \\ &= 368\,372\,577,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1140,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 38,33 \text{ mm}$$

$$M_{nr} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1,25 \cdot 1140,4 \times 400 \left( 536 - \frac{38,33}{2} \right)$$

$$= 368\,372\,577,5 \text{ Nmm}$$

( Output SAP2000 Comb 1,2D+1L )

$$V_u = 100180 \text{ N}$$

$$V_{u,1} = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{ln} + V_u$$

$$= \frac{368372577,5 + 368372577,5}{5000} + 100180$$

$$= 247529,03 \text{ N}$$

$$V_{u,2} = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{ln} - V_u$$

$$= \frac{368372577,5 + 368372577,5}{5000} - 100180$$

$$= 47169,03 \text{ N}$$

Gaya Geser maksimum akibat beban gempa :

$$V_e = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{ln}$$

$$= \frac{368372577,5 + 368372577,5}{5000}$$

$$= 147349,03 \text{ N}$$

Karena nilai geser akibat gempa  $V_e > 0,5V_u = 50090 \text{ N}$

$247529,03 \text{ N} > 0,5V_u = 50090 \text{ N}$  maka nilai  $V_c = 0$

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c = \phi V_s + 0$$

$$V_s = V_u / \phi = 339898,3 \text{ N}$$

### Penulangan Geser Tumpuan Balok

- $V_u = 100180 \text{ N}$
- Dipasang 2 sengkang :

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \pi 13^2 \\ &= 265,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ perlu} &= (A_v \times f_y \times d) / V_s \\ &= (265,47 \times 400 \times 536) / 339898,3 \\ &= 100,47 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s < d/4 = 536/4 = 134 \text{ mm}$$

$$s < 6\phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 13 = 132 \text{ mm}$$

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

Dipasang tulangan geser D13 - 120 mm.

### Penulangan Geser Lapangan Balok

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis ( $>2h$ )

$$V_{u,2h} = 57410 \text{ N} \quad (\text{Output SAP2000})$$

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1900,66 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 43,89 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nl} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1,25 \cdot 1900,66 \times 400 \left( 536 - \frac{43,89}{2} \right) \\ &= 598775632,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$



Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1140,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 38,33 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nr} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1,25 \cdot 1140,4 \times 400 \left( 536 - \frac{38,33}{2} \right) \\ &= 368372577,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

( Output SAP2000 Comb 1,2D+1L )

$$V_u = 57410 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{u,1} &= \frac{M_{nl} + M_{nr}}{ln} + V_u \\ &= \frac{598775632,5 + 598775632,5}{5000} + 57410 \\ &= 250839,64 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,2} &= \frac{M_{nl} + M_{nr}}{ln} - V_u \\ &= \frac{598775632,5 + 598775632,5}{5000} - 57410 \\ &= 136019,64 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya Geser maksimum akibat beban gempa :

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{nl} + M_{nr}}{ln} \\ &= \frac{598775632,5 + 598775632,5}{5000} \\ &= 193429,64 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena nilai geser akibat gempa  $V_e > 0,5V_u = 28705 \text{ N}$

$193429,64 \text{ N} > 0,5V_u = 28705 \text{ N}$  maka nilai  $V_c = 0$

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c = \phi V_s + 0$$

$$V_s = V_u / \phi = 233719 \text{ N}$$

### **Penulangan Geser Tumpuan Balok**

- $V_u = 57410 \text{ N}$
- Dipasang 2 sengkang :

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \pi 13^2 \\ &= 265,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ perlu} &= (A_v \times f_y \times d) / V_s \\ &= (265,47 \times 400 \times 536) / 233719 \\ &= 146,11 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s < d/4 = 536/2 = 268 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan geser D13 - 270 mm.

- Perlu tidak tulangan torsi

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b_w \times h_{Acp} \\ &= 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b_w + h) \\ &= 2 \times (400 \text{ mm} + 600 \text{ mm}) = 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari program SAP 2000 didapat nilai torsi yang terjadi yaitu,

$$T_u = 36240000 \text{ Nmm}$$

Pengaruh puntir / torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah ini (SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2) :

$$\begin{aligned}
 Tu &= \frac{\varphi \times \sqrt{f_c'}}{3} \times \left( \frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) \\
 &= \frac{0,75 \times \sqrt{35 \text{ Mpa}}}{3} \times \left( \frac{(240000 \text{ mm}^2)^2}{2000 \text{ mm}} \right) = 10648943,61 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$36240000 \text{ Nmm} > 10648943,61 \text{ Nmm}$  (Perlu Tul Torsi)

$$\begin{aligned}
 Tu &= Tu - Tu_{\min} \\
 &= 36240000 \text{ Nmm} - 10648943,61 \text{ Nmm} \\
 &= 25591056,39 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$Tn = 0,75 \times Tu = 0,75 \times 25591056,39 \text{ Nmm} = 34121408,52 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 b1 &= b - 2 \times (\text{cover} + \frac{1}{2} \cdot D. \text{ geser}) \\
 &= 400 - 2 \times (40 + \frac{1}{2} \cdot 13) \\
 &= 307 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h1 &= b - 2 \times (\text{cover} + \frac{1}{2} \cdot D. \text{ geser}) \\
 &= 600 - 2 \times (40 + \frac{1}{2} \cdot 13) \\
 &= 507 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Aoh = b1 \times h1 = 307 \text{ mm} \times 507 \text{ mm} = 155649 \text{ mm}^2$$

Cek Kuat Lentur Puntir

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{b \times d} \right)^2} + \left( \frac{Tu \times Ph}{1,7 \times Aoh^2} \right)^2 \leq \phi \left( \frac{1/6 \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}{b \cdot d} \right) + \left( \frac{2 \sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$\sqrt{\left( \frac{100180}{400 \times 600} \right)^2} + \left( \frac{25591056,4 \times 1628}{1,7 \times 155649^2} \right)^2 \leq 0,75 \left( \frac{1/6 \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 600}{400 \cdot 600} \right) + \left( \frac{2 \sqrt{35}}{3} \right)$$

$$1,114 < 3,698 \dots \text{ (Cukup)}$$

### Tulangan Puntir Untuk Geser

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cot \theta$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 155649 \\ &= 132301,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot \theta} \\ &= \frac{34121408,52}{2 \cdot 132301,65 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 0,54 \text{ mm} \end{aligned}$$

### Tulangan Puntir Untuk Lentur

$$\begin{aligned} A_l \text{ perlu} &= \frac{A_t}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_y} \times \cot \theta \\ &= 0,54 \times 1628 \times \frac{240}{400} \times \cot 45 \\ &= 740,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_t}{s} \text{ harus lebih besar dari } \frac{0,175 \times b_w}{f_y}$$

$$0,54 > \frac{0,175 \times 400}{400} = 0,175 \text{ maka digunakan nilai } \frac{A_t}{s} = 0,54$$

$$\begin{aligned} A_l \text{ min} &= \frac{5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{12 \times 400} - \left( \frac{A_t}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_y} \right) \\ &= \frac{5 \cdot \sqrt{35} \cdot 240000}{12 \times 400} - \left( 0,54 \times 1628 \times \frac{240}{400} \right) \\ &= 954,18 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan puntir  $954,18 \text{ mm}^2$ .

Tulangan disebar merata di sekeliling penampang :

$$\frac{Al}{4} = \frac{954,18}{4} = 238,55 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2 D – 19

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= n \times \frac{1}{4} \pi d^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \pi 19^2 \\ &= 567,06 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots (\text{Cukup}) \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan torsi 2 D-19 di sepanjang lapangan.

### Kontrol Lendutan

Beban yang digunakan pada kontrol lendutan merupakan beban tanpa faktor. Lendutan dikontrol pada tengah bentang dengan momen yang didapatkan dari hasil analisis struktur sebagai berikut :

$$M_{DL} = 101,45 \text{ kN/m}$$

$$M_{LL} = 40,16 \text{ kN/m}$$

$$M_a = M_{DL} + M_{LL} = 101,45 + 40,16 = 141,61 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{400 \times 600^3}{12} = 7,2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{25} = 3,1 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,1 \times 7,2 \times 10^9}{600} = 74,4 \text{ kNm}$$

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

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{199947,98}{23500} = 8,5$$

$$c = \frac{A_g \cdot y_c + A_s \cdot y_s}{A_{gc} + A_s}$$

$$A_{gc} = b \cdot c$$

$$y_s = d$$

$$y_c = \frac{C}{2}$$

Dari persamaan tersebut diperoleh persamaan kuadrat :

$$bc^2 + 2nA_s c - 2nA_s d = 0$$

$$(400c^2) + (2 \times 8,5 \times 1416,9 \times c) - (2 \times 8,5 \times 1416,9 \times 538,5) = 0$$

$$c = 152,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= I_c + A_{gc} \cdot y_c^2 + n A_s \cdot y_s^2 \\ &= 7,2 \times 10^9 + ((400 \times 152,5) \times 76,25^2) + (8,5 \times 1416,9 \times 535,5^2) \\ &= 1,10083 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_e &= \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \\ &= \left( \frac{74,4}{140,61} \right)^3 0,0072 + \left[ 1 - \left( \frac{74,4}{140,61} \right)^3 \right] 0,011 \\ &= 0,002 \text{ m}^4 = 2 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{25} = 2,35 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_{cr} l^2}{48E_c I_e} = \frac{5 \times 74,4 \times 10^6 \times 7400^2}{48 \times 2,35 \times 10^4 \times 2 \times 10^9} = 9,03 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{109,45}{109,45 + 31,16} \times 9,03 \\ &= 7,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{LL} &= \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{31,16}{109,45 + 31,16} \times 9,03 \\ &= 2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi = 2$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 2 = 1,2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}] \\ &= 2 + 1,2 (7,03 + 0,2 \times 2) \\ &= 10,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk balok adalah

$$\frac{l}{240} = \frac{7400}{240} = 30,8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} \text{ (Oke, Lendutan memenuhi)}$$

### **Panjang Penyaluran**

Perhitungan pemutusan tulangan (*cut-off*) positif dan negatif dari hasil momen envelope balok, tulangan perlu untuk momen negatif di ujung-ujung balok dapat dipotong di titik-titik dimana tulangan sudah tidak diperlukan lagi. Namun tetap harus diingat bahwa setidaknya ada dua buah tulangan yang dibuat kontinu, masing-masing di bagian atas dan bawah balok (Imran, 2009).

#### • Panjang penyaluran tulangan tarik:

Tulangan atas terpasang adalah 5D22. Dua buah tulangan akan dipasang menerus di sepanjang bentang, dan tiga buah tulangan akan dipotong (3D22,  $A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$ ). Kuat lentur negatif rencana dengan tulangan ini adalah :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1140,46 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 38,33 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1140,46 \cdot 400 \left( 536 - \frac{38,33}{2} \right)$$

$$= 227029091 \text{ Nmm} = 227,03 \text{ kNm}$$

Untuk mendapatkan lokasi kuat momen negatif rencana 479,205 kNm pada balok, ambil penjumlahan momen di titik A dengan menggunakan kombinasi beban 0,9D + kuat momen,  $M_n$  di ujung komponen seperti diilustrasikan pada gambar 4.53.

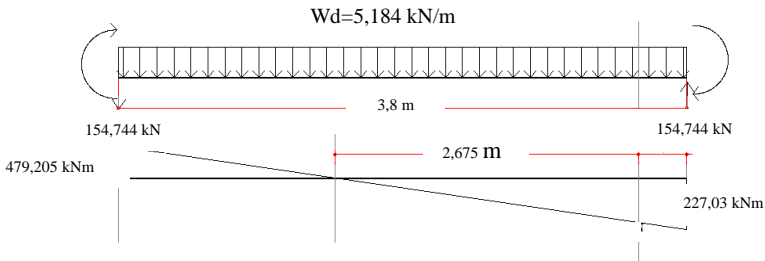
$$M_n = 299,698 \text{ kNm}$$

$$w_d = 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 5,76 \text{ kN/m} \times 0,9 = 5,184 \text{ kN/m}$$

$$2,592x^2 - 240,07x + (241,11 - 227,03) = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{227,03 \pm \sqrt{-227,03^2 - 4(2,592)(146,03)}}{2 \times 2,592} = 0,73$$

$$x = 0,73 \text{ m}$$



Gambar 4.53 Diagram momen untuk penghentian tulangan negatif pada perletakan interior

Momen rencana 479,205 kNm ternyata terletak pada jarak 0,5' m dari muka kolom interior. Data ini dapat dipakai sebagai dasar untuk menentukan *cut-off point* bagi tulangan 5D19. Nilai  $x$  ini perlu ditambahkan dengan tinggi efektif komponen struktur,  $d$ , atau dengan  $12d_b$ , diambil yang terbesar (SNI-2847-2013 pasal 12.10.3).

$$x + 12d_b = 730 + 12(22) = 994 \text{ mm} \dots (i)$$

$$x + d = 730 + 536 = 1266 \text{ mm} \dots (ii)$$

Kedua nilai di atas dibandingkan dengan nilai panjang penyaluran,  $l_d$  (SNI-2847-2013 pasal 12.2.1).

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D 19 berdasarkan SNI 2847 – 2013 pasal 12.2.1 adalah sebagai berikut:



Diketahui  $d_b = 22 \text{ mm}$ ;  $\Psi_e = 1,0$  ;  $\psi_t = 1,3$  ;  $\lambda = 1,0$

$$l_d = d_b \times \frac{f_y \times \Psi_t \times \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$= 22 \times \frac{400 \times 1,3 \times 1}{2,1 \times 1 \times \sqrt{35}} = 1137,48 \text{ mm} \dots\dots(\text{iii})$$

$$\lambda_b > 300 \text{ mm}$$

Dari nilai (i), (ii), dan (iii) diambil nilai terbesar, yaitu 1150 mm.

• Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$l_d = d_b \times \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$= 22 \times \frac{0,24 \times 400}{1 \sqrt{35}} = 356,99 \text{ mm}$$

$$\lambda_b > 200 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tekan 400 mm  $\approx$  0,4 m

• Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

Menurut SNI 2847-2013 Ps.12.5.1, panjang penyaluran

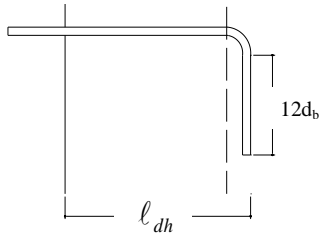
$\ell_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sbb :

$$\ell_{dh} > 8d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

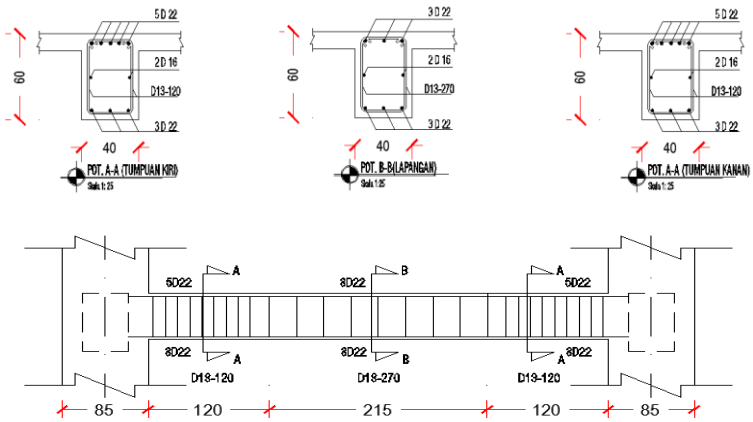
$$\ell_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} = \frac{0,24 \times f_y \times d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,24 \times 400 \times 22}{\sqrt{35}} = 356,99 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $\ell_{dh} = 400 \text{ mm}$



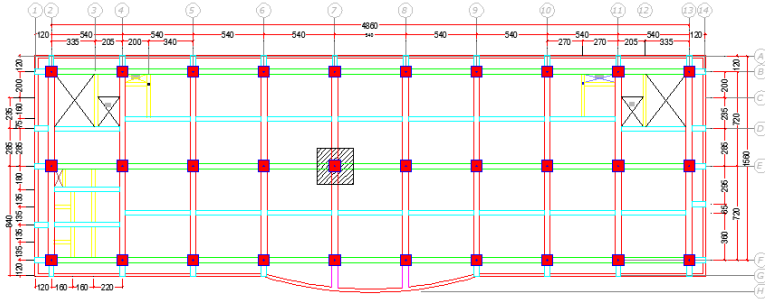
Gambar 4.54 Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar



Gambar 4.55 Rencana penulangan balok primer As E;2-4

#### 4.7.2 Desain Kolom

Pada struktur bangunan Gedung Favehotel Surabaya terdapat dua macam jenis kolom. Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom eksterior yang terletak pada As 7-E seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.56.



Gambar 4.56 Lokasi kolom yang dianalisis AS 7-E

#### Data – Data Desain :

Tinggi kolom	= 4 m
Dimensi kolom	= 850 x 850 mm
Mutu Beton, ( $f'_c$ )	= 35 MPa
Mutu Baja, ( $f_y$ )	= 400 MPa
Mutu Baja Sengkang	= 240 MPa
Ø tul. Memanjang	= D 25 mm
Ø tul. Sengkang	= D 16 mm

Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 4.33 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis kolom.

Tabel 4.22 Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program

Output SAP :		Kolom yang Ditinjau (frame 1627)		
No.	Combo	P kN	Mx kN.m	My kN.m
1	1.2D+1.6L	3329.106	12.4406	2.2949
2	1.2D+L+Ey	2888.12	254.0445	58.228
3	1.2D+L+Ex	2888.154	83.809	182.192
<b>Kolom Atas (frame 1628)</b>				
1	1.2D+1.6L	2661.311	12.5061	2.3911
2	1.2D+L+Ey	2309.43	237.519	54.845
3	1.2D+L+Ex	2309.457	80.74	170.726
<b>Kolom Bawah (frame 1626)</b>				
1	1.2D+1.6L	3998.675	5.7381	0.1531
2	1.2D+L+Ey	3467.81	270.272	58.825
3	1.2D+L+Ex	3467.845	85.263	186.582

### Cek syarat komponen struktur penahan gempa

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi  $A_g f'_c / 10$  (SNI 2847-2013 pasal 21.3.2).

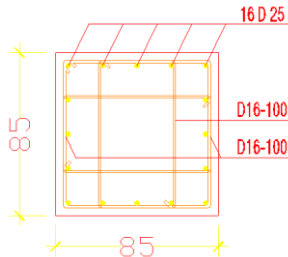
$$P_u = 3329.106 \text{ kN}$$

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{72,25 \times 10^4 \times 35}{10} = 2528750 \text{ N} = 2528,75 \text{ kN}$$

$$P_u > \frac{A_g f'_c}{10} \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

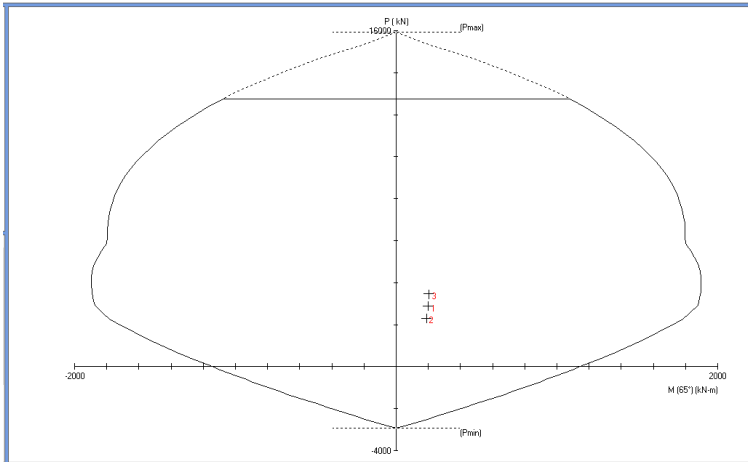
### **A. Desain tulangan longitudinal penahan lentur**

Rasio luas tulangan longitudinal penahan lentur dari trial error dengan *SpColumn* didapat konfigurasi tulangan longitudinal 16 D 25 dengan  $\rho = 1,13\%$  seperti pada gambar 4.57

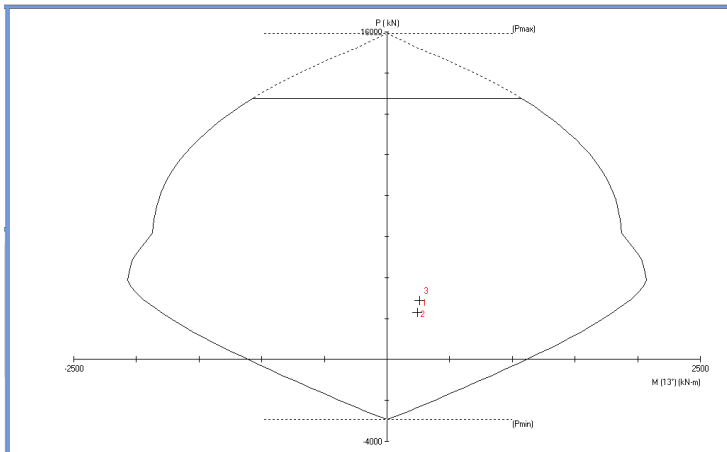


Gambar 4.57 Penampang Kolom AS 2-D

Hasil yang telah dilakukan dari program *SpColumn* diperlihatkan pada P-M diagram seperti terlihat pada gambar 4.58 dan gambar 4.59.



Gambar 4.58 P-M Diagram interaksi kolom atas As 7-E



Gambar 4.59 P-M Diagram interaksi kolom bawah As 7-E

Sebagaimana yang telah diperlihatkan pada Gambar 4.58, dengan rasio tulangan sebesar 1,13% yaitu 16 D 25. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan diijinkan dari 1% - 8 %, dengan demikian penampang telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbu. Hal tersebut diperlihatkan dengan kordinat yang berasal dari kombinasi beban yang dipikul oleh kolom As 7-E sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.22.

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times \left[ 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 35 \times (722500 - 3329,1) + 400 \times 3329,1 \right] \\ &= 9775261,082 \text{ N} = 9775,26 \text{ kN} > 5539,66 \text{ kN} \dots \text{ oke}\end{aligned}$$

## B. Desain tulangan geser

Data Perencanaan :

Tinggi kolom	= 4000 mm
Dimensi kolom	= 850 x 850 mm
Mutu Beton, ( $f'_c$ )	= 35 MPa
Mutu Baja, ( $f_y$ )	= 400 MPa
Mutu Baja Sengkang ( $f_{yv}$ )	= 240 MPa
Ø tul. Memanjang	= D 25 mm
Ø tul. Sengkang	= D 13 mm

### Menentukan beban geser rencana kolom

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.3.2, Gaya geser rencana ( $V_e$ ) pada komponen struktur tekan tidak boleh kurang dari:

- Gaya geser yang terkait dengan pengembangan kekuatan momen nominal kolom pada setiap ujung terkekang dari

panjang yang tak tertumpu akibat lentur kurvatur balik. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor.

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n}$$

- Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan beban gempa, dengan beban gempa ditingkatkan oleh  $\Omega_o$  (faktor kuat lebih)

### Arah X

Dari gambar diagram interaksi kolom di atas didapatkan momen nominal kolom atas sebesar  $M_{nt} = 789,00 \text{ kNm}$ ,  $M_{nb} = 789,00 \text{ kNm}$

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	2888.2	83.8	182.2	784.5	1705.3	9.360
2	2309.5	80.7	170.7	763.4	1614.3	9.455
3	3467.8	85.3	186.6	789.0	1726.7	9.254

Gambar 4.60 Momen nominal kolom atas

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	2888.2	83.8	182.2	784.5	1705.3	9.360
2	2309.5	80.7	170.7	763.4	1614.3	9.455
3	3467.8	85.3	186.6	789.0	1726.7	9.254

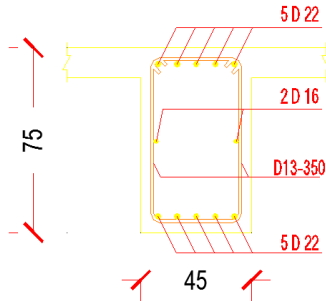
Gambar 4.61 Momen nominal kolom bawah

$$\sum M_{nc} = M_{nt1} + M_{nb2}$$

$$= 789,00 \text{ kNm} + 789,00 \text{ kNm}$$

$$= 1578 \text{ kNm}$$

Ditinjau terhadap balok BI-1 (AS E,6-7) dan balok BI-1 (AS E,7-8). Dalam perhitungan ini kedua balok merupakan balok dengan tipe yang sama, oleh karena itu untuk perhitungan Mnb dilakukan cukup sekali saja.



Gambar 4.62 detail penulangan balok B2

❖ **BI-1 (AS E,6-7)**

$$\text{As tul. Balok} = 5D22 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

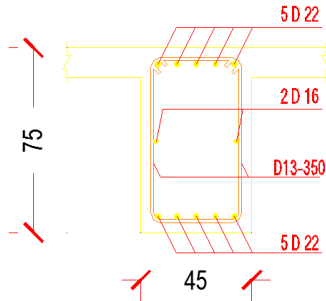
$$\text{As tul. Plat} = 10 \phi 4 = 125,66 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1,25 \cdot \text{As} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 2026,33 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 85,14 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (40 + 13 + 22) \\ = 525 \text{ mm}$$

$$M_{nbl} = 1,25 \times f_y \times \text{As} \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1,25 \times 400 \times 2026,327 \times \left( 525 - \frac{85,14}{2} \right) \\ = 488780631,26 \text{ Nmm} \\ = 488,78 \text{ kNm}$$





Gambar 4.63 detail penulangan balok B2

• **BI-2 (AS E,7-8)**

$$\text{As tul. Balok} = 3\text{D}22 = 1140,398 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1,25 \cdot \text{As} \cdot f_y}{0,85 \times f_c \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 1140,398 \cdot 400}{0,85 \times 35 \cdot 400} = 47,92 \text{ mm}$$

$$d = 600 - (40 + 13 + 22) \\ = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb2} &= 1,25 \times f_y \times \text{As} \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1,25 \times 400 \times 1140,398 \times \left( 525 - \frac{47,92}{2} \right) \\ &= 285693712,686 \text{ Nmm} \\ &= 285,694 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\ &= 488,78 \text{ kNm} + 285,694 \text{ kNm} \\ &= 774,474 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cek syarat strong column weak beam :

$$\sum M_{nc} > 1,2 \cdot \sum M_{nb}$$

$$1578 \text{ kNm} > 1,2 \times 774,474 \text{ kNm} = 929,37 \text{ kNm} \dots\dots (\text{OKE})$$

**Arah Y**

Dari gambar diagram interaksi kolom di atas didapatkan momen nominal kolom atas sebesar  $M_{nt} = 1999,6 \text{ kNm}$ ,  $M_{nb} = 1999,6 \text{ kNm}$

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	2888.1	254.0	58.2	1890.1	433.2	7.440
2	2309.4	237.5	54.8	1756.6	405.6	7.396
3	3467.8	270.3	58.8	1999.6	435.2	7.398

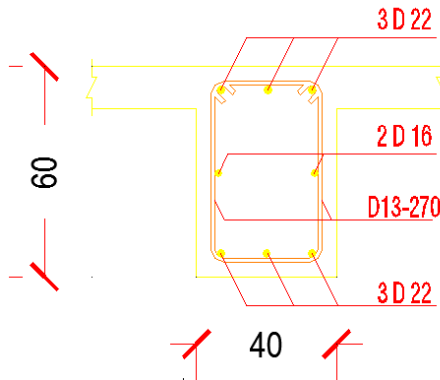
Gambar 4.64 Momen nominal kolom atas

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	2888.1	254.0	58.2	1890.1	433.2	7.440
2	2309.4	237.5	54.8	1756.6	405.6	7.396
3	3467.8	270.3	58.8	1999.6	435.2	7.398

Gambar 4.65 Momen nominal kolom bawah

$$\begin{aligned}
 \sum M_{nc} &= M_{nt1} + M_{nb2} \\
 &= 1999,6 \text{ kNm} + 1999,6 \text{ kNm} \\
 &= 3999,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Ditinjau terhadap balok BI-1 (AS 7,E-B) dan balok BI-1 (AS 7,E-F). Dalam perhitungan ini kedua balok merupakan balok dengan tipe yang sama, oleh karena itu untuk perhitungan  $M_{nb}$  dilakukan cukup sekali saja.



Gambar 4.66 detail penulangan balok B1

❖ **BI-1 (AS 7,E-B)**

$$\text{As tul. Balok} = 7D22 = 1660,929 \text{ mm}^2$$

$$\text{As tul. Plat} = 10 \phi 4 = 125,66 \text{ mm}^2$$

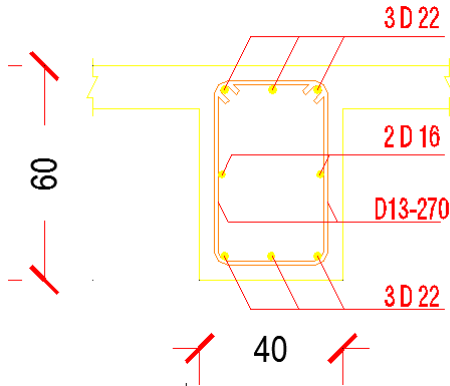
$$a = \frac{1,25 \cdot \text{As} \cdot f_y}{0,85 \times f_c \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 2786,593 \cdot 400}{0,85 \times 35 \cdot 450} = 104,074 \text{ mm}$$

$$d = 750 - (40 + 13 + 22 + 20) \\ = 655 \text{ mm}$$

$$M_{nbl} = 1,25 \times f_y \times \text{As} \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1,25 \times 400 \times 2786,593 \times \left( 655 - \frac{104,074}{2} \right)$$

$$= 840105847,293 \text{ Nmm}$$

$$= 840,11 \text{ kNm}$$



Gambar 4.67 detail penulangan balok B1

• **BI-1 (AS 7,E-F)**

As tul. Balok = 5D22 = 1900,66 mm<sup>2</sup>

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 1900,66 \cdot 400}{0,85 \times 35 \cdot 450} = 70,99 \text{ mm}$$

$$d = 750 - (40 + 13 + 22 + 20) = 655 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb2} &= 1,25 \times f_y \times A_s \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1,25 \times 400 \times 1900,66 \times \left( 655 - \frac{70,99}{2} \right) \\ &= 588736950,71 \text{ Nmm} \\ &= 588,74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\ &= 840,11 \text{ kNm} + 588,74 \text{ kNm} \\ &= 1428,84 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cek syarat strong column weak beam :

$$\sum M_{nc} > 1,2 \cdot \sum M_{nb}$$

$$3999,2 \text{ kNm} > 1,2 \times 1428,84 \text{ kNm} = 1714,61 \text{ kNm} \dots\dots (\text{OKE})$$

### **Desain tulangan geser sepanjang sendi plastis ( $l_o$ )**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.5.2 daerah sendi plastis atau sepanjang,  $l_o$  yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari poin berikut ini :

- $\frac{l_u}{6} = \frac{4000}{6} = 541,67 \text{ mm}$
- Dimensi penampang maksimum kolom = 850 mm
- 450 mm

Maka digunakan  $l_o$  850 mm

Direncanakan menggunakan tulangan sengkang 2 kaki Ø16 ( $A_{sv} = 402,12 \text{ mm}^2$ )

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.5.2 menyebutkan bahwa pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi  $s_o$  sepanjang  $l_o$  diukur dari muka joint. Spasi  $s_o$  tidak boleh melebihi dari yang terkecil dari poin berikut :

- $s_o \leq 0,25 \cdot 850 = 212,5 \text{ mm}$
- $s_o \leq 6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $s_o \leq 100 + \left( \frac{350 - 377}{3} \right) = 91 \text{ mm}$
- $s_o \leq 150 \text{ mm}$
- $s_o \leq s_{perlu} = 100 \text{ mm}$

Maka digunakan  $s_o = 100 \text{ mm}$

Untuk memenuhi kebutuhan tulangan geser minimum sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4 maka dapat dihitung:

$$Ash \geq 0,3 \frac{S \times bc \times fc}{fyt} \times \left( \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right)$$

$$0,3 \frac{100 \times 754 \times 35}{400} \times \left( \left( \frac{722500}{592900} \right) - 1 \right)$$

$$432,64 \text{ mm}^2$$

$$Ash \geq 0,9 \frac{S \times bc \times fc}{fyt}$$

$$0,9 \frac{100 \times 754 \times 35}{400}$$

$$593,78 \text{ mm}^2$$

Maka, Ash diambil nilai yang terbesar  $Ash = 593,78 \text{ mm}^2$

### **Kebutuhan tulangan geser**

Asumsi awal tulangan geser adalah 4 kaki D16. Kemudian dicek kebutuhan jarak tulangan geser sebagai berikut :

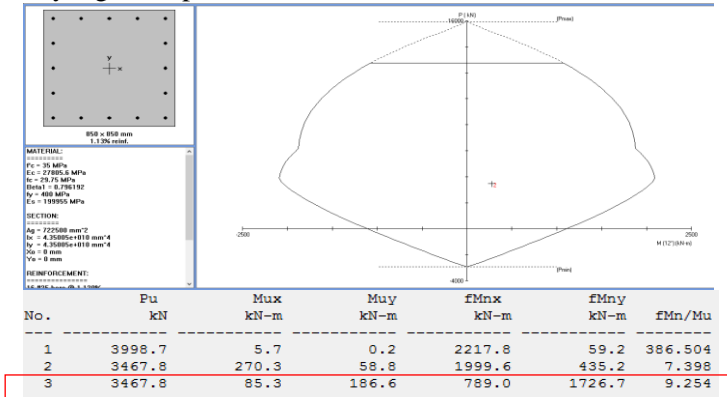
$$n = \frac{Ash}{Av} = \frac{593,78}{804,248} = 0,738 \approx 4 \text{ kaki}$$

$$Ash = 0,25 \times \pi \times d^2 \times n = 0,25 \times \pi \times 16^2 \times 4 = 804,248 \text{ mm}^2$$

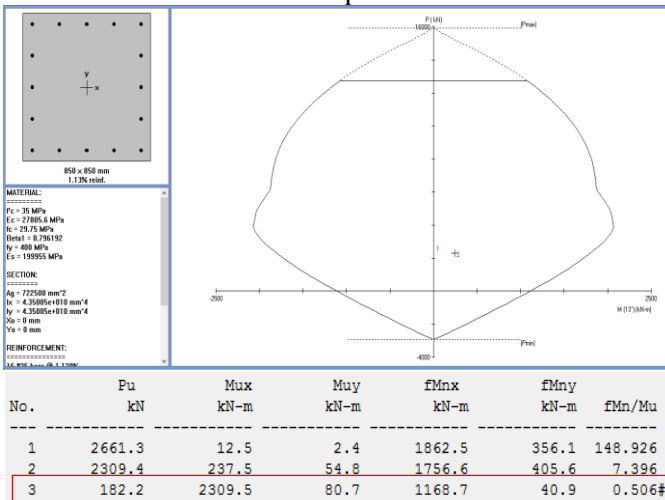
Maka, dipasang sengkang 4 kaki D16 – 100 mm.

Gaya Geser Perlawanan Senggang

Nilai Mpr kolom didapat dari diaram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban Pu terfaktor dengan menggunakan nilai tersebut adalah kekuatan leleh yang ditetapkan.



Gambar 4.68 nilai Mpr kolom lantai bawah



Gambar 4.69 nilai Mpr kolom lantai Atas

Kolom Lt bawah Mpr = 2217,8 kN.m

Kolom Lt atas Mpr = 1862,5 kN.m

Balok Mpr = 937,81 kN.m

$$V_e = \frac{M_{prl} + M_{prp}}{l_n} = \frac{937811475,98 + 937811475,98}{3250}$$

$$= 577114,754 \text{ N}$$

$$= 577,115 \text{ kN}$$

(Output SAP)

$V_u = 195,409 \text{ kN}$  Maka  $V_e = 577,115 \text{ kN}$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 nilai  $V_c$  dapat diabaikan bila memenuhi syarat :

$$0,5 \times V_e \geq V_u \text{ SAP}$$

$$288,577 \text{ kN} > 195,409 \text{ kN}$$

$$P_u \leq \frac{A_g \times f_c}{10}$$

$$2888122 \text{ N} \leq \frac{722500 \times 35}{10}$$

$$2888122 \text{ N} < 2528750 \text{ N}$$

$$2888,1 \text{ kN} < 2529 \text{ kN} \dots\dots(\text{Not Oke})$$

Jadi, penampang perlu ditinjau terhadap  $V_c$ .

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$



$$\begin{aligned}
&= 0,17 \left( 1 + \frac{33291,06}{14 \times 722500} \right) 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 850 \cdot 781,5 \\
&= 670282,5 \text{ N} \\
&= 670,28 \text{ kN} \\
V_s &= \frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s} = \frac{402,124 \times 400 \times 781,5}{100} = 1257039,185 \text{ N} \\
V_n &= V_c + V_s \\
&= 670,28 \text{ kN} + 1257,04 \text{ kN} \\
&= 1927,32 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$0,75 \times 1927,32 \text{ kN} > 577,115 \text{ kN}$$

$$1445,49 \text{ kN} > 577,115 \text{ kN}$$

Maka, dipasang sengkang disepanjang sendi plastis kolom ( $l_o$ ) 4 D16 - 100 sepanjang 850 mm dengan sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari  $\frac{s_o}{2} = 50 \text{ mm}$ .

### **Desain tulangan geser diluar daerah sendi plastis**

Berdasarkan SNI 2847-2013 di luar daerah sendi plastis spasi tulangan geser harus memenuhi pasal 7.10.5 dan 11.4.5.1. Spasi tulangan geser pada kolom diluar sendi plastis tidak boleh melebihi poin berikut :

- $16db = 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$
  - $\frac{d}{2} = \frac{655}{2} = 327,5 \text{ mm}$
  - $48ds = 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$
  - Dimensi penampang minimum kolom = 850 mm
- Maka digunakan  $s_o = 150 \text{ mm}$

### Desain Hubungan Balok Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 desain hubungan balok kolom harus memenuhi pasal 21.7.2.3. Syarat dimensi dapat dihitung sebagai berikut :

$$b = h > 20 \cdot D_{\text{balok}}$$

$$850 \text{ mm} > 440 \text{ mm} \dots (\text{Oke})$$

Kebutuhan tulangan geser untuk joint interior, dimana balok berada di ke-4 sisinya, dan lebar balok paling sedikit  $\frac{3}{4}$  lebar kolom.

$$b_w \geq 0,75 \times b_{\text{kolom}}$$

$$400 \text{ mm} > 0,75 \times 850 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} < 637,5 \text{ mm}$$

### Kebutuhan tulangan Geser :

$$\frac{A_{sh}}{S} = \frac{593,775}{150} = 3,96 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Senggang pakai : 2D16 - 150 dengan  $A_s = 402,124 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{402,124}{3,96} = 101,5 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} = 100 \text{ mm}$$

Jadi dipakai senggang 4 kaki D16 – 150 mm.

### Gaya geser pada HBK :

- Arah sb.X

Menentukan nilai Mpr

$$A_s \text{ tul. Atas balok} = 5D22 (A_s = 1901 \text{ mm}^2)$$

$$A_s \text{ tul. Bawah balok} = 3D22 (A_s = 1140 \text{ mm}^2)$$

Nilai Mpr- :

$$T1 = A_s \times 1,25 \times f_y$$

$$= 1900,66 \times 1,25 \times 400$$

$$= 950331,78 \text{ N}$$

$$= 950,33 \text{ kN}$$

$$apr = \frac{T1}{0,85 \cdot fc \cdot b} = \frac{950331,78}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 79,86 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mpr^- &= T1 \times \left( d - \frac{apr}{2} \right) = 950331,78 \times \left( 525 - \frac{79,86}{2} \right) \\ &= 460977524,15 \text{ Nmm} \\ &= 460,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nilai  $Mpr^+$  :

$$\begin{aligned} T2 &= As \times 1,25 \times fy \\ &= 1140,4 \times 1,25 \times 400 \\ &= 570199,07 \text{ N} \\ &= 570,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$apr = \frac{T2}{0,85 \cdot fc \cdot b} = \frac{570199,07}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 47,92 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mpr^+ &= T2 \times \left( d - \frac{apr}{2} \right) = 570199,07 \times \left( 525 - \frac{47,92}{2} \right) \\ &= 285693712,69 \text{ Nmm} \\ &= 285,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen yang timbul pada HBK :

$$\begin{aligned} Mu &= (460,98 \text{ kNm} + 285,7 \text{ kNm}) / 2 \\ &= 373,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang timbul adalah :

$$\begin{aligned} Vu &= (373,34 \text{ kNm} + 373,34 \text{ kNm}) / 2 \\ &= 117,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka diperoleh gaya geser arah X sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_{ux} &= T1 + T2 - V_u \\
 &= 950,33 \text{ kN} + 570,2 \text{ kN} - 117,59 \text{ k} \\
 &= 1402,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser HBK :

$$A_j = 722500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j = 1,7 \times \sqrt{35} \times 722500 \\
 &= 7266424,99 \text{ N} \\
 &= 7266,425 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

$$0,75 \times 7266,425 \text{ kN} \geq 1402,96 \text{ kN}$$

$$5449,82 \text{ kN} > 1402,96 \text{ kN} \dots\dots \text{ (Oke)}$$

### **Panjang Lewatan Kolom**

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan  $\varnothing 25$  m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left( \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847-2013, dimana :  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$\Psi_t=1$  (situasi lainnya)

$\Psi_e=1$  (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s=1$  (tulangan lebih besar dari D-22)

$\lambda=1$  (Beton Normal)  $f_c = 35 \text{ MPa}$

$d_b=25 \text{ mm}$

$c_b$  adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c = 40 + 16 + \frac{25}{2} = 68,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{850 - 2(40 + 16) - 25 \times 4}{4 - 1} = 227,33 \text{ mm}$$

Maka,  $c_b = c_{\min} = 68,5 \text{ mm}$  sehingga,

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{68,5 + 0}{25} = 2,74 > 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

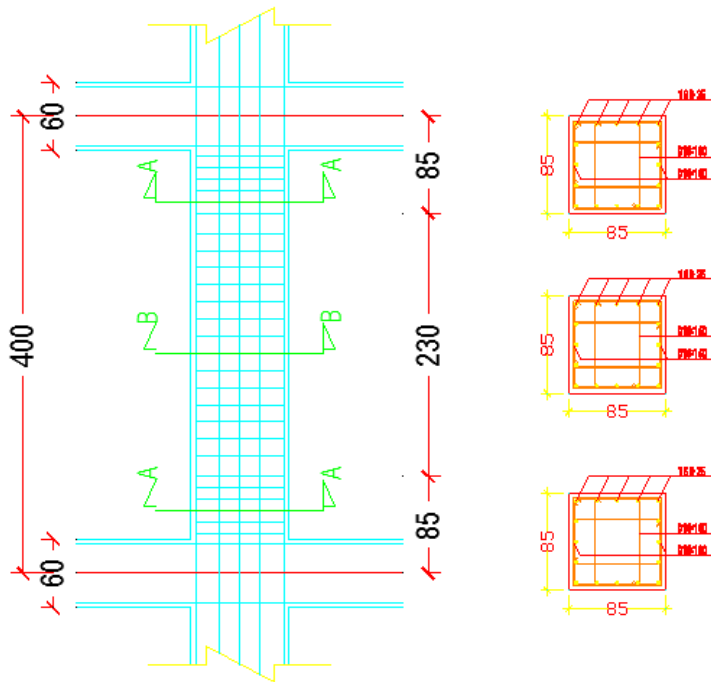
Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left( \frac{400}{1,1 \times 1 \sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \times 25 = 614,66 \text{ mm} \approx 650 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1,3 untuk sambungan kelas B adalah :

$$1,3l_d = 1,3 \times 650 = 845 \approx 850 \text{ mm}$$

Detail penulangan kolom As 7-E diperlihatkan pada Gambar 4.70.



Gambar 4.70 Detail penulangan kolom As 7-E

## 4.8 Desain Struktur Bawah

### 4.8.1 Desain Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah ( umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

#### Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom = 3329,11 kN
- $P_u = 10\% \times 3329,11 \text{ kN} = 332,91 \text{ kN} = 332911 \text{ N}$
- Dimensi sloof = 400 × 600 mm (memanjang)  
450 x 750 mm (melintang)
- Panjang sloof = 5,4 m (memanjang)  
7,2 m (melintang)
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 22 mm
- Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Selimut beton = 50 mm

#### Sloof (Memanjang S1 40/60)

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{35} = 4,1 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{331911}{0,8 \times 400 \times 600} = 1,7 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$

### Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara *poer* harus diproposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{5400}{20} = 270 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Beban yang diterima Sloof :

- Berat sendiri =  $0,4 \times 0,6 \times 24 = 5,76 \text{ kN/m}$
  - Berat dinding =  $2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m}$  +
- $$q_d = 8,3 \text{ kN/m}$$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_u = 1,4q_d = 1,4 \times 8,3 = 11,56 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 11,56 \times 5,4^2 = 33,72 \text{ kNm}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

$$M_u = 33,72 \text{ kNm}$$

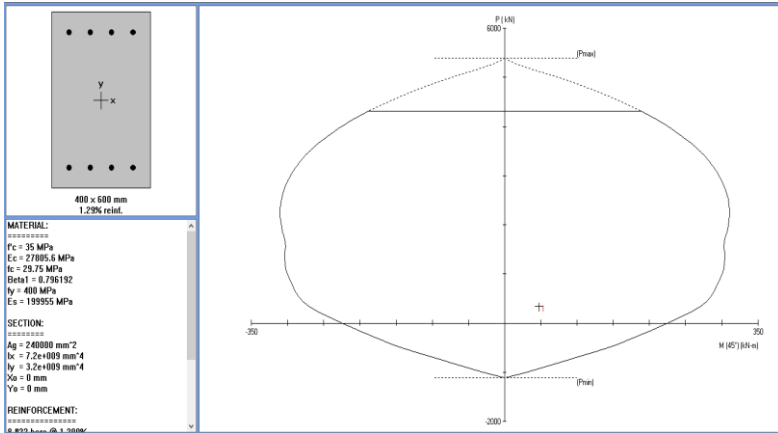
$$P_u = 332,91 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 8 D 22

$$(A_s = 3041,06 \text{ mm}^2)$$



Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu seperti pada Gambar 4.78.



Gambar 4.71 Diagram Interaksi Sloof S1

Dari diagram interaksi pada Gambar 9.1 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,29% (4 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

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

$$= \frac{400 - 2 \times 50 - 2 \times 13 - 4 \times 22}{4 - 1} = 62 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 11,56 \times 5,4 = 31,22 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 50 - 13 - 22/2 = 526 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left( 1 + \frac{332910}{14 \times 240000} \right) \sqrt{35} \times 400 \times 526$$

$$= 232572 \text{ N} = 232,572 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 232,572 = 174,43 \text{ kN} \geq 31,22 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 526/2 = 263 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Jadi dipasang sengkang  $\emptyset 13-300 \text{ mm}$  di sepanjang sloof memanjang dimensi  $400 \times 600 \text{ mm}$ .

### **Sloof (Melintang S2 45/75)**

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{35} = 4,1 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{331911}{0,8 \times 400 \times 600} = 1,7 < f_{ijin} \dots\dots \text{ Oke}$$

### Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara *poer* harus diproposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{7200}{20} = 360 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Beban yang diterima Sloof :

- Berat sendiri =  $0,45 \times 0,75 \times 24 = 8,1 \text{ kN/m}$
- Berat dinding =  $2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m}$  +  
 $q_d = 11 \text{ kN/m}$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_u = 1,4q_d = 1,4 \times 11 = 14,84 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 11 \times 7,2^2 = 76,93 \text{ kNm}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

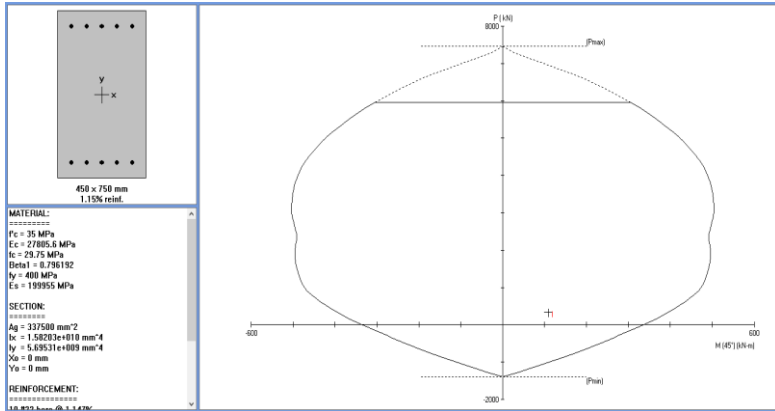
$$M_u = 76,93 \text{ kNm}$$

$$P_u = 332,91 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D 22

$$(A_s = 3801,33 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu seperti pada Gambar 4.78.



Gambar 4.72 Diagram Interaksi Sloof S2

Dari diagram interaksi pada Gambar 9.1 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,15% (5 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

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

$$= \frac{400 - 2 \times 50 - 2 \times 13 - 5 \times 22}{5 - 1} = 53,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 11 \times 7,2 = 53,42 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 450 \times 750 = 337500 \text{ mm}^2$$

$$d = 750 - 50 - 13 - 22/2 = 676 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$= 0,17 \left( 1 + \frac{332910}{14 \times 337500} \right) \sqrt{35} \times 450 \times 676$$

$$= 327500 \text{ N} = 327,5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 327,5 = 235,63 \text{ kN} \geq 53,42 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 676/2 = 338 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Jadi dipasang sengkang  $\emptyset 13-300 \text{ mm}$  di sepanjang sloof melintang dimensi  $450 \times 750 \text{ mm}$ .

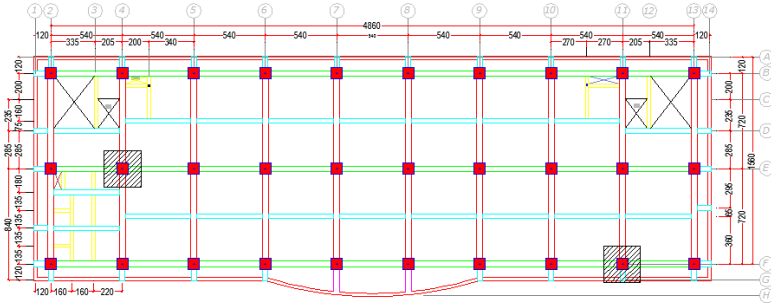
#### 4.8.2 Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

#### 4.8.2.1 Desain Tiang Pancang Kolom

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 4-E sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.73.



Gambar 4.73 Letak pondasi kolom yang ditinjau

#### Data Perencanaan (Tiang Pancang P1)

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 16 m
- Diameter tiang pancang,  $d$  = 60 cm
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 16 = 30,16$  m
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2$   
=  $1/4 \times \pi \times 60^2 = 2827,43$  cm<sup>2</sup>

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 3,5 \text{ m}$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

$$t = 0,8 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1. Dengan tekanan ijin sebesar 185,3 Ton.

### **Beban Pada Tiang Pancang**

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Reaksi Kolom AS 4-E

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kN)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	1D+1L	4523.632	5.638	20.614	3.235	7.599
2	1D+1L+1RSP <sub>x</sub>	4713.001	107.709	37.115	153.026	340.069
3	1D+1L+1RSP <sub>y</sub>	4611.098	31.872	125.352	403.848	112.49

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 153,026 + (37,115 \times 0,8) = 182,72 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 112,49 + (31,872 \times 0,8) = 137,99 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer  
 $3,5 \times 3,5 \times 0,8 \times 24 = 235,20 \text{ kN}$
  - Beban aksial kolom  
 Beban tetap, P  $= 4713 \text{ kN}$
- 
- $\Sigma P = 4948,2 \text{ kN}$

### **Daya Dukung Ijin Satu Tiang**

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA. Dari data SPT dengan kedalaman 16 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Data  $N_{SPT}$ 

$N_{SPT}$	Depth (m)
0	0
6	12
9	13
12	14
13	15
14	16
<b>Total</b>	70

Berdasarkan Tabel 4.36 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 16 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 14$$

$$N_{av} = \frac{6+9+12+13+14}{5} = 10,8$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan WIKA didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,2827 \times 14 + \frac{30,16 \times 10,8}{5} = 223,48 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d &= \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2 \\ &= \frac{223,48}{2} = 111,74 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas B) diperoleh  $P=238,3 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $P$  terkecil, yaitu = 111,74 Ton.



### Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{\bar{P} E_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0,8$$

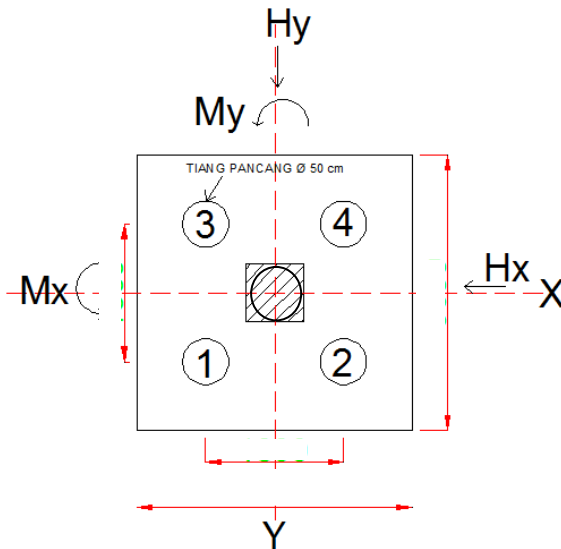
$$= \frac{494,82}{111,74 \times 0,8} = 5,5 \approx 5$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.74.

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$1,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 3,5D = 3,5 \times 0,6 = 2,1 \text{ m}$$

$$1,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 3,5D = 3,5 \times 0,6 = 2,1 \text{ m}$$



Gambar 4.74 Posisi tiang pancang kolom

### **Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang**

Berdasarkan Gambar 4.74 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.25

Tabel 4.25 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu (m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P2	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P3	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P4	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P5	0	0	0	0
Σ		4.41		4.41

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{x0} y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y0} x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{4948,2}{5} + \frac{182,72 \times 1,05}{4,41} + \frac{137,99 \times 1,05}{4,41} \\ &= 989,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{4948,2}{5} - \frac{182,72 \times 1,05}{4,41} - \frac{137,99 \times 1,05}{4,41} \\ &= 989,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 989,64 kN.

### Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, ( $m$ ) = 2

Jumlah kolom, ( $n$ ) = 3

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \frac{0,5}{2,1} \left[ \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3} \right] = 0,996$$

### Kontrol Kapasitas

$$P_{max} \leq \bar{P}Ek$$

$$98,96 \text{ Ton} \leq 111,74 \times 0,997$$

$$98,96 \text{ Ton} \leq 111,33 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

#### 4.8.2.1.1 Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 850 x 850 mm
- Dimensi Poer = 3500 x 3500 x 800 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- $\emptyset$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 500 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 30 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{750}{750} = 1$$

$$d = 800 - 70 - \frac{25}{2} = 718 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(850 + 718) + 2(850 + 718) = 6270 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 6270 \times 718 = 13573,56 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \left( \frac{30 \times 718}{6270} + 2 \right) \sqrt{35} \times 6270 \times 718 \\ &= 12001,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,33 \sqrt{35} \times 6270 \times 718 \\ &= 8782,89 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan}) \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $8782,89 \text{ kN} = 878,29 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$878,29 \text{ Ton} \geq 98,96 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$

#### 4.8.2.1.2 Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 9.4. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 3500 x 3500 mm
- Tebal Poer, = 800 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Diameter Tul. Susut ( $\emptyset$ ) = 16 mm
  - Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - Elastisitas ( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
  
- Tinggi efektif balok poer
  - $d_x = 800 - 75 - 25/2 = 718$  mm
  - $d_x = 800 - 75 - 25 - 25/2 = 693$  mm

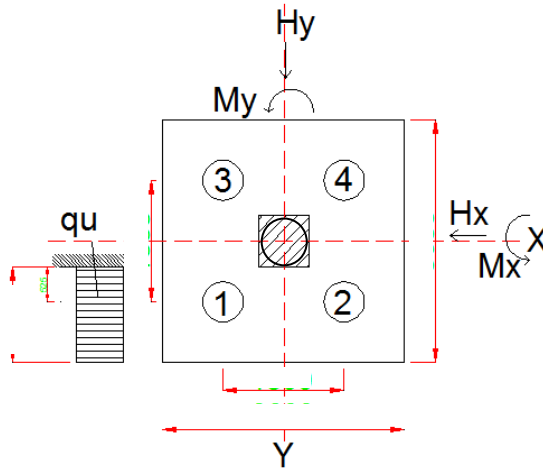
Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

##### Desain Penulangan Poer

Berat Poer,  $q_u = 3,5 \times 0,8 \times 2,5 = 6,72$  Ton/m

$P_t = 2P_{max} = 2 \times 989,64 = 1979,28$  kN

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 4.75 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 4.75 Mekanika beban poer kolom

$$\begin{aligned}
 M_u &= (Pt \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (1979,28 \times 0,175) - \left( \frac{1}{2} \times 151,2 \times 1,05^2 \right) \\
 &= 1223,93 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,038
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,038 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \cdot 400} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{817896000}{0,80 \times 3500 \times 718^2} = 0,534 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,534}{400}} \right) \\ &= 0,0013 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0037 \times 800 \times 718 = 2122,39 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 25 – 175 mm

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{800}{175} \times 0,25 \times \pi \times 25^2 = 2243,99 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} \dots \text{ Oke}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 175 pada kedua sumbunya.

- Penulangan susut

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,002$$

$$A_s = 0,002 \times 800 \times 718 = 1122,09 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan susut D 16 – 125 mm

$$A_{s \text{ pasang}} = 800/125 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 1286,8 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots \text{ Oke}$$

Maka, digunakan tulangan D16 – 125.

#### 4.8.2.2 Desain Tiang Pancang

##### Data Perencanaan (Tiang Pancang P2)

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 16 m
- Diameter tiang pancang,  $d$  = 60 cm
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 16 = 30,16 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2$

$$= 1/4 \times \pi \times 60^2 = 2827,43 \text{ cm}^2$$

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 3,0 \text{ m}$$

$$B = 2,5 \text{ m}$$

$$t = 0,8 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas B. Dengan tekanan ijin sebesar 238,3 Ton.

### **Beban Pada Tiang Pancang**

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26 Reaksi Kolom AS 12-F

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kN)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	1D+1L	2,504,741	1.374	79.221	68.387	3.3
2	1D+1L+1RSP <sub>x</sub>	2,746,924	104.223	121.493	227.46	345.485
3	1D+1L+1RSP <sub>y</sub>	2853.807	35.115	158.067	367.705	118.234

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 227.46 + (121.493 \times 0,8) = 324.65 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 118.234 + (35.115 \times 0,8) = 146.33 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer  
 $3,0 \times 2,5 \times 0,8 \times 24 = 144,00 \text{ kN}$
  - Beban aksial kolom  
 Beban tetap, P  $\underline{\hspace{1.5cm}} = 2853,81 \text{ kN}$
- $$\Sigma P = 2997,81 \text{ kN}$$



### Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA. Dari data SPT dengan kedalaman 16 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27 Data  $N_{SPT}$

$N_{SPT}$	Depth (m)
0	0
6	12
9	13
12	14
13	15
14	16
<b>Total</b>	<b>70</b>

Berdasarkan Tabel 4.27 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 16 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 14$$

$$N_{av} = \frac{6+9+12+13+14}{5} = 10,8$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan WIKA didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,2827 \times 14 + \frac{30,16 \times 10,8}{5} = 223,48 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d &= \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2 \\ &= \frac{223,48}{2} = 111,74 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas B) diperoleh  $P=238,3 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $P$  terkecil, yaitu = 111,74 Ton.

### **Tiang Pancang Kelompok**

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0,8$$

$$= \frac{302,66}{1121,74 \times 0,8} = 3,3 \approx 3$$

Maka direncanakan dengan 3 pancang.

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 3,0D = 3,0 \times 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 3,0D = 3,0 \times 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

### **Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang**

Jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.28

Tabel 4.28 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu (m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	0.9	0.810	0.9	0.810
P2	0.9	0.810	0.9	0.810
P3	0.9	0.810	0.9	0.810
Σ		2.430		2.430

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{x0} y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y0} x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{2997,81}{3} + \frac{324,65 \times 0,9}{2,43} + \frac{146,33 \times 0,9}{2,43}$$

$$= 999,27 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{2997,81}{3} + \frac{324,65 \times 0,9}{2,43} + \frac{146,33 \times 0,9}{2,43}$$

$$= 999,27 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 999,27 kN.

### Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converse-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, ( $m$ ) = 2

Jumlah kolom, ( $n$ ) = 3

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \frac{0,6}{1,8} \left[ \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3} \right] = 0,996$$

### Kontrol Kapasitas

$$P_{\max} \leq \overline{P} E_k$$

$$99,93 \text{ Ton} \leq 111,74 \times 0,996$$

$$99,93 \text{ Ton} \leq 111,26 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

#### 4.8.2.2.1 Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 850 x 850 mm
- Dimensi Poer = 3000 x 2500 x 800 mm

- Selimut Beton = 70 mm
- $\emptyset$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 30 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{750}{750} = 1$$

$$d = 800 - 70 - \frac{25}{2} = 718 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(850 + 718) + 2(850 + 718) = 6270 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

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

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 6270 \times 718 = 13573,56 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \left( \frac{30 \times 718}{6270} + 2 \right) \sqrt{35} \times 6270 \times 718 \\ &= 12001,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$f. V_c = 0,33\lambda\sqrt{f_c'}b_o d$$

$$V_c = 0,33\sqrt{35} \times 6270 \times 718$$

$$= 8782,89 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $8782,89 \text{ kN} = 878,29 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$878,29 \text{ Ton} \geq 91,63 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.8.2.1.2 Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 3000 x 2500 mm
- Tebal Poer, = 800 mm
- Mutu Beton, ( $f_c'$ ) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Diameter Tul. Susut ( $\emptyset$ ) = 16 mm
  - Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - Elastisitas ( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
  
- Tinggi efektif balok poer
  - $d_x = 800 - 75 - 25/2$  = 718 mm
  - $d_x = 800 - 75 - 25 - 25/2$  = 693 mm

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

### **Desain Penulangan Poer**

Berat Poer,  $q_u = 3,0 \times 0,8 \times 2,5 = 5,76 \text{ Ton/m}$

$P_t = 2P_{max} = 2 \times 999,27 = 1998,54 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\ &= (1998,54 \times 0,18) - \left( \frac{1}{2} \times 57,6 \times 0,18^2 \right) \\ &= 942,808 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,038 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,038 = 0,028$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \cdot 400} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{942808000}{0,80 \times 3000 \times 718^2} = 0,862 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,862}{400}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0022 < \rho_{\min} \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\min})$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0037 \times 800 \times 718 = 2122,39 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 25 – 175 mm

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{800}{175} \times 0,25 \times \pi \times 25^2 = 2243,99 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} \dots \text{ Oke}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 175 pada kedua sumbunya.

- Penulangan susut

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0022$$

$$A_s = 0,0022 \times 800 \times 718 = 1211,44 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan susut D 16 – 125 mm

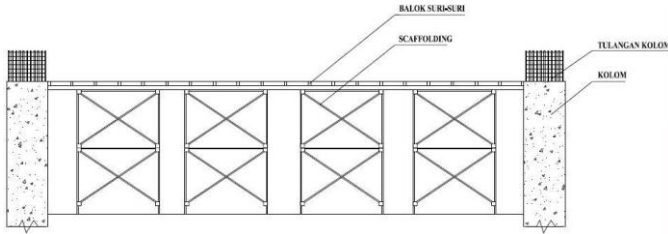
$$A_{s \text{ pasang}} = 800/125 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 1286,8 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots \text{ Oke}$$

Maka, digunakan tulangan D16 – 125.

#### 4.9 Metode Pelaksanaan Struktur Prategang

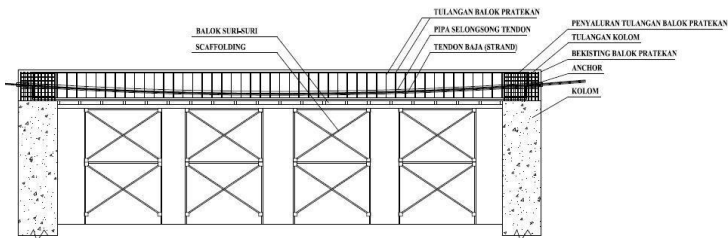
Metode sistem balok beton prategang pada Tugas Akhir ini adalah menggunakan sistem pasca tarik yaitu metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Balok beton prategang dibuat secara *case in place* atau pengecoran ditempat. Metode pelaksanaan dari sistem pasca tarik yaitu :

1. Setelah kolom penumpu balok prategang selesai dicor, kemudian *scaffolding* diinstal beserta balok suri-suri sebagai penumpu bekisting balok prategang.



Gambar 4.76 Pemasangan scaffolding dan balok suri-suri

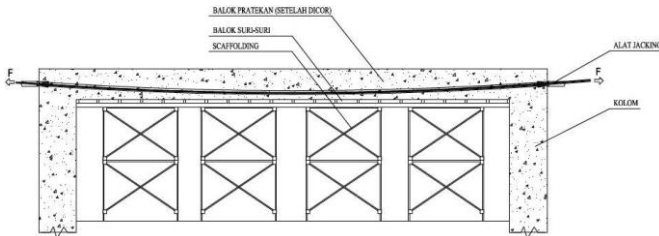
2. Membuat bekisting balok prategang yang sesuai dengan rencana letak komponen balok.
3. Tulangan balok prategang dan pipa selongsong tendon diinstal sesuai perencanaan.
4. Pada hubungan antara kolom dan balok prategang, panjang penyaluran tulangan diatur sedemikian rupa sesuai SNI 2847-2013 pasal 12.
5. Masukkan tendon baja (strand) kedalam pipa selongsong dan pasang *anchor* tendonnya.



Gambar 4.77 Pemasangan bekisting, pipa selongsong dan tendon balok prategang

6. Beton dicor kedalam bekisting balok.
7. Setelah balok mengeras, pasang *head anchor* kemudian dilanjutkan proses *jacking* pada kedua ujung tendon yang telah terpasang. Setelah itu potong kelebihan tendon baja.





Gambar 4.78 Proses jacking balok prategang

8. Pasang *anchor grout cap* dan dilanjutkan proses *grouting*.

### **Rencana Anggaran Biaya (Per Segmen) :**

Untuk anggaran biaya disesuaikan dengan harga pekerjaan beton prategang di lapangan, dimana pada pelaksanaan balok prategang PPNS menggunakan 2 ankur hidup yang diuraikan sebagai berikut :

#### 1. Pekerjaan Beton

##### a. Pengecoran beton

$$\text{Volume} = 0,85 \text{ m} \times 0,55 \text{ m} \times 14,4 \text{ m} = 6,73 \text{ m}^3$$

$$\text{Harga satuan} = 1,361,593.54 / \text{m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Harga total} &= 1,361,593.54 / \text{m}^3 \times 6,73 \text{ m}^3 \\ &= 9,163,534.52 \end{aligned}$$

##### b. Bekisting

$$\text{Volume} = (0,85 \times 14,4 \times 2) + (0,55 \times 14,4 \times 1) = 33,4 \text{ m}^2$$

$$\text{Harga satuan} = 130,026.67 / \text{m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Harga total} &= 130,026.67 / \text{m}^2 \times 33,4 \text{ m}^2 \\ &= 4,342,890.78 \end{aligned}$$

##### c. Duct / Selongsong

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= L \text{ balok prategang} = 14,4 \text{ m}^2 \\ \text{Harga satuan} &= 132,500.00 / \text{m}^2 \\ \text{Harga total} &= 132,500.00 / \text{m}^2 \times 14,4 \text{ m}^2 \\ &= 1,908,000.00 \end{aligned}$$

## 2. Pekerjaan Instal Balok Prestress

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= 2 \text{ titik (kiri – kanan)} \\ \text{Harga satuan} &= 328,111.89 / \text{titik} \\ \text{Harga total} &= 328,111.89 \times 2 \text{ titik} \\ &= 656,223.78 \end{aligned}$$

## 3. Pekerjaan Stressing Balok Prestress

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= 2 \text{ titik (kiri – kanan)} \\ \text{Harga satuan} &= 9,651,376.99 / \text{titik} \\ \text{Harga total} &= 9,651,376.99 \times 2 \text{ titik} \\ &= 19,302,753.98 \end{aligned}$$

## 4. Pekerjaan Grouting Kabel Stressing

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= 2 \text{ titik (kiri – kanan)} \\ \text{Harga satuan} &= 1,302,262.50 / \text{titik} \\ \text{Harga total} &= 1,302,262.50 \times 2 \text{ titik} \\ &= 2,604,525.00 \end{aligned}$$

## 5. Pekerjaan Grouting Lubang Stressing

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= 2 \text{ titik (kiri – kanan)} \\ \text{Harga satuan} &= 3,204,491.25 / \text{titik} \\ \text{Harga total} &= 3,204,491.25 \times 2 \text{ titik} \\ &= 6,408,982.50 \end{aligned}$$

## 6. Angkur tanam

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= 2 \text{ titik (kiri – kanan)} \\ \text{Harga satuan} &= 6,543.71 / \text{titik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Harga total} &= 6,543.71 \times 2 \text{ titik} \\ &= 13,087.42\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{TOTAL BIAAYA} &= 9,163,534.52 + 4,342,890.78 + 1,908,000.00 \\ &+ 656,223.78 + 19,302,753.98 + 2,604,525.00 \\ &+ 6,408,982.50 + 13,087.42 \\ &= 44,399,997.98\end{aligned}$$

Jadi total anggaran biaya per segmen pada pelaksanaan balok prestres adalah Rp 44,399,997.98

Table 4.29 Anggaran biaya balok prestressed

<i>No</i>	<i>Uraian</i>	<i>Vol.</i>	<i>Sat</i>	<i>Harga Sat (Rp)</i>	<i>Jumlah Harga (Rp)</i>
<b>1.</b>	Pekerjaan beton				
	a. Pengecoran beton	6,73	m <sup>3</sup>	1,361,593.54	9,163,534.52
	b. Bekisting	33,40	m <sup>2</sup>	130,026.67	4,342,890.78
	c. Duct / selongsong	14,40	m	132,500.00	1,908,000.00
<b>2.</b>	Pekerjaan install balok prestress	2	Titik	328,111.89	656,223.78
<b>3.</b>	Pekerjaan stressing balok prestress	2	Titik	9,651,376.99	19,302,753.98
<b>4.</b>	Pekerjaan grouting kabel stressing	2	Titik	1,302,262.50	2,604,525.00
<b>5.</b>	Pekerjaan grouting lubang stressing	2	Titik	3,204,491.25	6,408,982.50
<b>6.</b>	Angkur tanam	2	Buah	6,543.71	13,087.42
<b>TOTAL</b>					44,399,997.98

*“Halaman ini sengaja dikosongkan.”*

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari perhitungan-perhitungan yang telah dijelaskan pada bab-bab sebelumnya didapatkan kesimpulan sesuai tujuan penulisan tugas akhir ini yaitu penulis dapat merencanakan desain Laboratorium dan Bengkel Politenik Perkapalan Negeri Surabaya dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dan balok prategang pada lantai atap dengan gambar teknis pada lampiran dan hasil analisis sebagai berikut:

1. Dari hasil analisis beban gempa, struktur gedung termasuk ke dalam kategori desain seismik D dengan demikian konfigurasi sistem ganda yang diterapkan adalah SRPMK. Dari program analisis struktur didapatkan kontrol nilai akhir respon spektrum  $V$  dinamik arah x dan y sebesar 5952,853 kN, kontrol partisipasi massa memenuhi syarat yaitu pada mode 11, memenuhi kontrol *drift* (simpangan) yaitu tidak boleh melebihi simpangan masing-masing antar lantai, dan kontrol waktu getar alami(T) sebesar 1,58148 detik.
2. Penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat dengan sistem cor ditempat perlu diperhatikan kemampuan dalam menerima beban gempa yang terjadi pada struktur. Untuk membuat balok prategang dapat menerima beban gempa maka balok prategang didesain berperilaku daktail dengan memberikan baja lunak dengan perbandingan PPR sebesar 74 %. Baja lunak ditujukan untuk mendisipasikan energi gempa dengan cara meleleh dan cukup dipasang sebanyak 2D25 pada sisi atas dan 7D25 pada sisi atas untuk daerah tumpuan, dan 2D25 pada sisi atas dan sisi bawah untuk daerah lapangan. Baja prategang memberikan ketahanan geser dari friksi yang ditimbulkan gaya prategang.

3. Balok prategang yang menyatu dengan kolom harus memperhitungkan kehilangan tegangan akibat kekangan kolom. Hal ini dikarenakan gaya jacking ditahan sebagian oleh kolom dan akan menghasilkan momen tambahan pada kolom sebesar kehilangan tegangan pada balok prategang.
4. Balok prategang direncanakan dengan sistem pascatarik dengan satu buah tendon yang didongkrak secara simultan sekaligus sehingga kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis tidak terjadi. Berdasarkan perhitungan, kehilangan tegangan secara langsung dan tidak langsung yang terjadi pada balok prategang yaitu sebesar 21,34 %.

## 5.2 Saran

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Untuk menghasilkan dimensi struktur primer yang efisien dan memenuhi syarat-syarat yang ditentukan, maka perlu dilakukan analisis secara bertahap dengan menggunakan dimensi minimum yang ditentukan sampai memperoleh dimensi yang tepat. Dalam hal ini perlu dikontrol diantaranya kontrol drift, partisipasi massa, dan  $V_d \geq 0,85 V_s$ .
2. Pendistribusian gaya *jacking* harus disesuaikan dengan beban-beban yang bekerja pada balok prategang. Apabila gaya *jacking* melebihi dari beban yang ada, balok prategang mungkin bisa pecah. Untuk itu, perlu adanya kontrol-kontrol tegangan disetiap kondisi agar gaya *jacking* memenuhi beban yang ada.

## DAFTAR PUSTAKA

- Artiningsih, Titik penta. Juni 2008. "Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan". **Jurnal Teknik Sipil**, Volume 8, Nomor 3 : 237 - 249
- Aryanti, R., dan Aminsyah, M., Oktober 2004. "Penerapan Konsep Disain Kapasitas pada Perencanaan Struktur Tahan Gempa". **Jurnal Ilmiah R & B**, Volume 4, Nomor 2.
- Imran, Yuliyardi, Suhelda, dan Kristianto. (2008). "Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang". **Seminar dan Pameran HAKI 2008** - Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur.
- Lin, T.Y., Burn, Ned H. 1982. **Design of Prestressed Concrete Structures**. John Wiley & Sons, Inc. Third Edition.
- Nawy, Edward G., 1996. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach**. Diterjemahkan oleh Bambang Suryoatmono. Ed 3. Jakarta : Erlangga, 2001.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan. 2012. **SNI 1726-2012: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Badan Standardisasi Nasional.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan. 2013. **SNI 2847-2013: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung**. Badan Standardisasi Nasional.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan. 2012. **SNI 1727- 2012 Beban Minimum untuk Perancangan Banugnan Gedung dan Struktur Lain**. Badan Standardisasi Nasional.

## BIODATA PENULIS

### Maryta Eka Prantica



Penulis lahir di Lamongan, Jawa Timur pada tanggal 29 November 1994, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Putra Harapan, SD Negeri Rumpuk, SMP Negeri 2 Mantup, SMA Negeri 1 Mantup Lamongan. Setelah lulus dari SMA, penulis melanjutkan pendidikan di ITS Surabaya Jurusan DIII Teknik Sipil

FTSP –ITS Program Studi Konstruksi Gedung angkatan 2012. Penulis melanjutkan pendidikan Sarjana Terapan di jurusan Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lanjut Jenjang Diploma IV dan terdaftar dengan NRP 3116 040 501.

Di Jurusan Departemen Teknik Infrastuktur Sipil Fakultas Vokasi-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana Terapan Teknik (S.Tr.T) dengan bidang Studi Struktur Gedung.

Contact Person:

Email : [ica.maryt@yahoo.co.id](mailto:ica.maryt@yahoo.co.id)