

50.715/H/13



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember



RSS  
690.8314

Her  
m-1  
2012

TUGAS AKHIR - PS 1380

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN  
PUNCAK PERMAI DENGAN MENGGUNAKAN BALOK  
BETON PRATEKAN PADA LANTAI 15 SEBAGAI RUANG  
PERTEMUAN**

REZA MURBY HERMAWAN  
NRP 3108 100 041

Dosen Pembimbing :  
ENDAH WAHYUNI, ST. MSc.PhD

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2012

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl Terima	28-11-2012
Terima Dari	H
No. Angkutan Fisik	



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

FINAL PROJECT - PS 1380

**MODIFICATION OF PUNCAK PERMAI APARTMENT  
USING PRESTRESSED BEAM ON 15th FLOOR FOR  
MEETING ROOM AREA**

REZA MURBY HERMAWAN  
NRP 3108 100 041

Lecture :  
ENDAH WAHYUNI, ST. MSc.PhD

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2012

# LEMBAR PENGESAHAN

## MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN PUNCAK PERMAI DENGAN MENGUNAKAN BALOK BETON PRATEKAN PADA LANTAI 15 SEBAGAI RUANG PERTEMUAN

### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada

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

Oleh :

**REZA MURBY HERMAWAN**

NRP. 3108 100 041

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

**ENDAH WAHYUNI, ST., MSc., PhD.**

NIP. 197002011995122001



SURABAYA, OKTOBER 2012

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN  
PUNCAK PERMAI DENGAN MENGGUNAKAN BALOK  
BETON PRATEKAN PADA LANTAI 15 SEBAGAI  
RUANG PERTEMUAN

Nama Mahasiswa : REZA MURBY HERMAWAN  
Nrp Mahasiswa : 3108100041  
Jurusan : TEKNIK SIPIL ITS  
Dosen Pembimbing : ENDAH WAHYUNI, ST. MSc.PhD

ABSTRAK

*Apartemen Puncak Permai merupakan apartemen yang terdiri dari 19 lantai dan terletak di kawasan Surabaya Barat, HR.muhammad yang berada pada zona gempa 3. Gedung ini menggunakan beton konvensional pada struktur balok dan kolomnya.*

*Pada Tugas Akhir ini akan dilakukan modifikasi dengan desain arsitektural yang istimewa untuk memaksimalkan fungsi ruang yaitu pada lantai 15 akan dibuat ruang pertemuan dan ruang seminar yang luas tanpa kolom. Dengan adanya tuntutan konstruksi tersebut muncullah teknologi beton pratekan yang dianggap lebih baik daripada aplikasi beton konvensional, dengan perbandingan yang lebih hemat bahan dasar serta murah namun kualitas tetap terjaga guna faktor keamanan. Dalam perancangan strukturnya*



*digunakan sistem struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) sesuai dengan peraturan SNI 03 -2847 – 2002. Sebagai solusi dari adanya ruangan yang luas tanpa kolom, maka digunakan struktur balok pratekan dengan sistem postension.*

*Tulisan ini akan membahas secara lengkap perancangan struktur gedung Apartemen Puncak Permai Tower C mulai dari elemen struktur sekunder maupun struktur utama sehingga akan dihasilkan perancangan yang berisi gambar dan spesifikasi struktur gedung tersebut sesuai dengan persyaratan yang telah disyaratkan oleh SNI 03 -2847 – 2002..*

*Kata kunci: SRPMM, Balok pratekan,*

MODIFICATION OF PUNCAK PERMAI APARTMENT  
USING PRESTRESSED BEAM ON 15th FLOOR FOR  
MEETING ROOM AREA

Name of student : REZA MURBY HERMAWAN  
Nrp : 3108100041  
Departement : TEKNIK SIPIL ITS  
Supervisor : ENDAH WAHYUNI, ST. MSc.PhD

ABSTRACT

*Puncak Permai Apartment that consist of 19 floors and located in the region Pakuwon, west surabaya, Surabaya and it is located in the Earthquake Zone 3.*

*In this final project, modifications will be made with a special architectural design to maximize the space function that is on the rooftop floor to be meeting area that will be made without the column, while the other floors are used as a family room. Structure used in the design structure system Intermediate Moment Resisting Frame (SRPMM) in accordance with the regulations SNI 03 -2847 - 2002. As a solution of the large room without columns, it is using prestressed beam structure with a postension system..*

*This paper will discuss the complete design of the structure of the Puncak Permai Apartement ranging from*

*primary and secondary structural elements that will be generated containing the design drawings and specifications of the building structure in accordance with the conditions required by SNI 03 -2847 - 2002. In addition, this final project also contains about the method of execution in the field*

**Keywords:** *SRPMM, Prestressed beams*

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucap segala puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan hidayah yang telah dilimpahkan kepada saya sebagai penulis dalam rangka menyelesaikan penyusunan Proyek Akhir ini.

Proyek Akhir ini merupakan salah satu syarat bagi saya dalam menempuh jenjang Pendidikan Sarjana S1 Teknik Sipil-ITS Surabaya.

Tersusunnya Proyek Akhir ini tidak terlepas dari bantuan yang diberikan oleh berbagai pihak. Untuk itu kami mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa atas limpahan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga saya dapat menyelesaikan proyek akhir ini.
2. Kedua orang tua saya, yang telah membantu baik secara moral maupun materi.
3. Bpk Budi Siswanto, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP-ITS
4. Ibu Endah Wahyuni selaku dosen pembimbing
5. Ibu Hera Widyastuti, selaku dosen wali.
6. Sahabat Dashyat Diggy Afrizal, Meiliano, Putu Aditya, Prayogi
7. Semua teman-teman seperjuangan atas segala bantuannya baik secara langsung maupun tidak langsung.
8. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan proyek akhir ini dan tidak mungkin saya sebut satu persatu.

Saya menyadari bahwa dalam penyusunan Proyek Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan.

Akhirnya saya berharap Proyek Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi semua pihak yang membaca.

Surabaya, Oktober 2012

Penyusun



## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	
<b>ABSTRAK</b> .....	i
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	v
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vi
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xiv
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xviii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1 LATAR BELAKANG .....	1
1.2 PERUMUSAN MASALAH .....	3
1.3 TUJUAN.....	4
1.4 BATASAN MASALAH.....	5
1.5 MANFAAT.....	5
<b>BAB II TINJAUAN MASALAH</b> .....	7
2.1 UMUM .....	7
2.2 PERATURAN PERANCANGAN.....	7
2.3 PEMBEBANAN .....	8
2.4 SISTEM STRUKTUR GEDUNG.....	9
2.4.1 Struktur Gedung .....	9
2.4.2 Sistem Struktur.....	10

2.5 PERANCANGAN STRUKTUR .....	11
2.5.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah .....	11
2.5.2 Beton Prategang .....	14
2.5.2.1 Jenis Beton Prategang .....	15
2.5.2.2 Prinsip dasar Beton Prategang .....	16
2.5.2.3 Tegangan Ijin pada Beton dan Baja .....	18
2.5.2.4 Tahapan-tahapan Pembebanan .....	20
2.5.2.5 Gaya Prategang .....	20
2.5.2.6 Kehilangan Prategang .....	21
2.5.2.7 Momen Retak .....	29
2.5.2.8 Kontrol Lendutan .....	30
2.5.2.9 Kontrol Momen Batas .....	32
2.5.2.10 Kuat geser Beton Prategang .....	32
2.5.2.11 Blok Angkur Ujung .....	34
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>35</b>
3.1 UMUM .....	35
3.2 ALUR PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG .....	38
3.3 ALUR PERANCANGAN BALOK PRATEKAN .....	46
<b>BAB IV PERANCANGAN AWAL .....</b>	<b>49</b>
4.1 UMUM .....	49
4.2 DATA PERANCANGAN .....	49
4.3 PERANCANGAN DIMENSI BALOK .....	49
4.3.1 Perancangan Dimensi Balok Induk .....	49

4.3.2 Perancangan Dimensi Balok Induk Pratekan .....	52
4.3.3 Perancangan Dimensi Balok Anak .....	53
4.4 PERANCANGAN DIMENSI PELAT .....	54
4.4.1 Peraturan Perancangan Pelat .....	54
4.4.2 Data Perancangan Pelat Lantai .....	56
4.4.3 Perancangan Pelat Atap .....	69
4.5 PERANCANGAN DIMENSI KOLOM.....	69
<b>BAB V STRUKTUR SEKUNDER.....</b>	<b>75</b>
5.1 UMUM .....	75
5.2 PERANCANGAN PELAT.....	75
5.2.1 Data Perancangan .....	75
5.2.2 Pembebanan Pelat .....	76
5.2.3 Penulangan Pelat Atap.....	78
5.2.4 Penulangan Pelat Lantai .....	89
5.2.5 Kontrol Retak.....	101
5.3 PERENCANAAN TANGGA.....	103
5.3.1 Dasar Pemodelan Struktur .....	103
5.3.2 Data Perancangan .....	103
5.3.3 Pembebanan Tangga.....	106
5.3.4 Analisa Struktur Tangga .....	107
5.3.5 Penulangan Pelat Tangga.....	112
5.3.6 Penulangan Pelat Bordes .....	115

5.3.7 Perancangan Balok Bordes .....	118
5.4 PERENCANAAN BALOK LIFT .....	124
5.4.1 Data dan Perancangan .....	124
5.4.2 Pembebanan .....	125
5.4.3 Pemodelan Struktur .....	127
5.4.4 Penulangan Balok Lift .....	127
<b>BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA .....</b>	<b>135</b>
6.1 UMUM .....	135
6.2 PEMODELAN STRUKTUR .....	135
6.3 TAHAPAN ANALISIS .....	135
6.3.1 Gempa Rencana .....	135
6.3.2 Kategori Resiko Bangunan .....	135
6.3.3 Faktor Keutamaan .....	136
6.4 PERHITUNGAN ANALISA GEMPA .....	136
6.4.1 Analisa Kelas Situs .....	136
6.4.2 Kombinasi Beban Berfaktor .....	136
6.4.3 Perhitungan Berat Efektif .....	137
6.4.4 Percepatan Respon Spectrum .....	143
6.4.5 Periode Alami Fundamental .....	145
6.4.6 Periode Hasil Analisa Struktur .....	147
6.4.7 Kategori Desain Gempa .....	148
6.4.8 Faktor Sistem Penahan Seismik .....	148
6.4.9 Fleksibilitas Diafragma .....	149

6.4.10 Faktor Redundansi.....	149
6.4.11 Gaya Geser Dasar Seismik.....	149
6.4.12 Kontrol Drift.....	152
6.4.13 Kontrol Partisipasi massa.....	153
<b>BAB VII STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG .....</b>	<b>155</b>
7.1 UMUM.....	155
7.2 DATA DAN PERANCANGAN.....	155
7.3 PEMBEBANAN .....	156
7.3.1 Beban Mati .....	156
7.3.2 Beban Hidup.....	157
7.3.3 Kombinasi Pembebanan.....	158
7.4 PERANCANGAN BALOK ANAK .....	158
7.4.1 Balok anak Pada Komponen Struktur Gedung....	158
7.5 PERANCANGAN BALOK INDUK .....	163
7.5.1 Penulangan Lentur Balok Induk Eksterior.....	163
7.5.2 Penulangan Geser Balok Induk Eksterior .....	180
7.5.3 Penulangan Torsi.....	185
7.5.4 Kontrol dan Panjang Penyaluran Eksterior .....	186
7.5.5 Penulangan lentur Balok Induk Interior.....	190
7.5.6. Penulangan Geser Balok Induk Interior.....	205
7.5.7 Kontrol dan Panjang Penyaluran .....	
7.6 KOLOM .....	214
7.6.1 Data dan Perancangan.....	214

7.6.2 Kolom Bawah.....	215
7.6.3 Kolom Atas .....	221
7.6.4 Perancangan HBK .....	226
<b>BAB VIII STRUKTUR UTAMA PRATEGANG.....</b>	<b>227</b>
8.1 PERANCANGAN BALOK PRATEKAN .....	227
8.1.1 Data Perancangan .....	227
8.1.2 Tegangan ijin .....	227
8.1.3 Dimensi Penampang .....	228
8.1.4 Gaya Pratekan .....	230
8.1.5 Daerah Limit Kabel .....	232
8.1.6 Penentuan Jumlah Strands .....	237
8.1.7 Kehilangan Pratekan.....	239
8.1.8 Kontrol lendutan.....	257
8.1.9 Kontrol Momen Retak .....	262
8.1.10 Penulangan Lunak Tambahan .....	263
8.1.11 Kontrol Momen Nominal .....	267
8.2 PENULANGAN GESER.....	273
8.3 ANGKUR UJUNG.....	283
<b>BAB IX PERENCANAAN PONDASI .....</b>	<b>285</b>
9.1 UMUM.....	285
9.2 DATA TANAH .....	285
9.3 ANALISA DAYA DUKUNG TIANG PANCANG.....	286
9.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang.....	286

9.3.2 Metoda Perhitungan.....	286
9.4 PERANCANGAN PONDASI TIANG PANCANG.....	287
9.4.1 Perencanaan Pondasi Kolom.....	288
9.5 PERENCANAAN BALOK SLOOF.....	303
<b>BAB X PENUTUP .....</b>	<b>309</b>
11.1 RINGKASAN HASIL PERANCANGAN .....	309
11.2 SARAN.....	310
<b>DAFTAR PUSTAKA.....</b>	<b>311</b>
<b>LAMPIRAN.....</b>	<b>312</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 prinsip dasar beton prategang .....	15
Gambar 2.2 Pembebanan Balok Akibat Beban dan Gaya Prategang.....	16
Gambar 3.1 Flowchart perancangan struktur gedung .....	36
Gambar 3.2 Flowchart perancangan balok pratekan .....	37
Gambar 4.1 Denah Pelat Lantai .....	57
Gambar 4.2 Balok Induk Tengah.....	60
Gambar 4.3 Balok Induk Tengah.....	61
Gambar 4.4 Balok Induk Tepi .....	62
Gambar 4.5 Balok Induk Tepi .....	63
Gambar 4.6 Balok Penumpu Tengah .....	64
Gambar 4.7 Balok Penumpu Tengah .....	65
Gambar 4.8 Balok Penumpu Tepi .....	66
Gambar 4.9 Balok Penumpu Tepi .....	67
Gambar 4.10 Kolom yang menerima beban.....	71
Gambar 5.1 Penulangan Pelat Atap .....	80

Gambar 5.2 Penulangan Pelat Lantai.....	86
Gambar 5.5 Perancangan Tangga.....	103
Gambar 5.6 Potongan Rencana Tangga Lantai 1-15.....	104
Gambar 5.7 Pemodelan Tangga Lantai 1-15.....	108
Gambar 5.8 Bidang N Tangga.....	109
Gambar 5.9 Bidang D Tangga.....	110
Gambar 5.10 Bidang M Tangga.....	111
Gambar 5.11 Pemodelan Balok Balok Bordes.....	120
Gambar 6.1 Wilayah Gempa Ss.....	143
Gambar 6.2 Wilayah Gempa S1.....	144
Gambar 7.1 Distribusi Beban Pelat.....	157
Gambar 7.2 Permodelan Denah Analisa Gedung.....	164
Gambar 7.3 Penampang Balok Induk Tumpuan Eksterior.....	171
Gambar 7.4 Penampang Balok Pada Daerah Lapangan.....	176
Gambar 7.5 Penulangan Balok Pada Daerah Lapangan.....	178
Gambar 7.6 Gaya Lintang Rencana SRPMM.....	180
Gambar 7.7 Pemodelan Analisa Gedung.....	190
Gambar 7.8 Penampang Balok Induk Tumpuan Interior.....	197

Gambar 7.9 Penampang Balok Pada Daerah Lapangan.....	202
Gambar 7.10 Penulangan Balok Pada Daerah Lapangan.....	204
Gambar 7.11 Gaya Lintang Rencana SRPMM .....	205
Gambar 7.12 Potongan Kolom Yang Ditinjau .....	214
Gambar 7.13 Denah Kolom Yang Ditinjau.....	214
Gambar 7.14 Diagram Interaksi Kolom bawah.....	216
Gambar 7.15 Diagram Interaksi Kolom bawah.....	217
Gambar 7.16 Diagram Interaksi Kolom atas.....	222
Gambar 7.17 Diagram Interaksi Kolom atas.....	223
Gambar 8.1 Penampang Balok Pratekan.....	229
Gambar 8.2 Daerah Limit Kabel.....	234
Gambar 8.3 Hasil Analisa SAP akibat kekakuan kolom .....	246
Gambar 8.4 Penampang Balok Prategang .....	250
Gambar 8.5 Penampang Tumpuan Balok Prategang .....	268
Gambar 8.6 Penampang Lapangan Balok Prategang.....	271
Gambar 9.1 Denah Rencana Pondasi.....	287
Gambar 9.2 Diagram Gaya lateral Pondasi .....	290
Gambar 9.3 Pengaturan Jarak Tiang pancang pondasi .....	292
Gambar 9.4 Pembebanan Poer Kolom.....	295

Gambar 9.5	Penampang kritis poer kolom .....	300
Gambar 9.6	Penampang kritis tiang pancang pondasi .....	302
Gambar 9.7	Sloof yang ditinjau.....	304
Gambar 9.8	Diagram interaksi Balok sloof.....	305

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Tabel Koefisien Susut Post Tension .....	28
Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk dengan Tumpuan Sederhana ...	53
Tabel 4.2 Dimensi Balok Induk Pratekan .....	54
Tabel 4.3 Dimensi Balok anak dengan Tumpuan sederhana .....	55
Tabel 4.4 Nilai $L_y$ dan $L_x$ Pelat Lantai Dasar 14 .....	50
Tabel 4.5 Tabel Nilai $L_y$ dan $L_x$ Pelat Lantai 15 .....	61
Tabel 4.6 Perbandingan Inertia Balok-Pelat .....	70
Tabel 4.7 Hasil Perancangan Tebal Pelat .....	70
Tabel 4.8 Beban Mati yang Diterima .....	73
Tabel 4.9 Beban Hidup yang Diterima .....	74
Tabel 5.1 Beban mati pelat atap .....	78
Tabel 5.2 Beban mati pelat lantai .....	79
Tabel 5.3 Hasil perancangan penulangan pelat .....	103
Tabel 5.4 Penulangan pelat tangga .....	117
Tabel 5.5 Penulangan pelat bordes .....	120
Tabel 5.6 Hasil Gaya Dalam Analisa Struktur .....	129
Tabel 6.1 Beban Mati Lantai Dasar .....	140
Tabel 6.2 Beban Mati Lantai 2-7.....	141
Tabel 6.3 Beban Mati Lantai 8-14.....	142
Tabel 6.4 Beban Mati Lantai 15.....	143
Tabel 6.5 Beban Vertikal yang Bekerja di masing - masing tingkat .....	144

Tabel 6.6 Koefisien Situs $F_a$ .....	146
Tabel 6.7 Koefisien Situs $F_v$ .....	147
Tabel 6.8 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung .....	148
Tabel 6.9 Kategori disain gempa pada periode pendek .....	150
Tabel 6.10 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya seismik .....	150
Tabel 6.11 Akibat Gempa $E_x$ .....	155
Tabel 6.12 Akibat Gempa $E_y$ .....	156
Tabel 6.13 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi .....	157
Tabel 7.1 Hasil perancangan balok anak .....	166
Tabel 7.2 Hasil analisa momen balok induk eksterior .....	168
Tabel 7.3 Rekap penulangan lentur balok eksterior .....	183
Tabel 7.4 Gaya torsi balok induk .....	189
Tabel 7.5 Hasil analisa momen balok induk interior as .....	195
Tabel 7.6 Rekap penulangan lentur balok interior .....	209
Tabel 7.7 Gaya Kolom Bawah .....	220
Tabel 7.8 Gaya Kolom Atas .....	226
Tabel 9.1 Hasil SPT untuk Pondasi Kolom.....	295



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Akhir-akhir ini perkembangan teknologi beton sangat maju. Hal itu dibuktikan dengan adanya gedung-gedung bertingkat yang pembangunannya menggunakan teknologi beton mutu tinggi. Biasanya gedung-gedung bertingkat tersebut membutuhkan bentang-bentang yang panjang untuk memaksimalkan tata guna ruang. Oleh karena itu, dibutuhkan cara desain gedung dengan bentang panjang yang efektif dan efisien.

Untuk itu dalam tugas akhir ini, penulis menggunakan desain gedung yang dimodifikasi dengan balok panjang. Gedung yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah Gedung apartemen Puncak Permai tower C di Surabaya Barat, jalan Darmo Permai 3, yang mana dalam pembangunannya menggunakan konstruksi beton bertulang dengan jumlah 19 lantai dan terletak pada zone gempa 3. Untuk memaksimalkan fungsi ruang pada gedung tersebut, maka dirancang modifikasi pada gedung apartemen Puncak Permai tersebut dengan memberi suatu ruangan yang luas tanpa kolom pada lantai 15 dimanfaatkan sebagai ruang pertemuan dan seminar. Sehingga, dibutuhkan ruangan yang luas dengan konstruksi tanpa kolom ditengahnya dan struktur balok yang dapat menjangkau bentang panjang

namun memiliki dimensi yang relatif kecil. Alternatif yang menjadi pilihan adalah menggunakan balok pratekan, karena dapat menahan lendutan yang besar dengan dimensi yang minimal.

Beton pratekan merupakan kombinasi ideal dari 2 bahan berkekuatan tinggi. Terdapat perbedaan utama antara beton prategang dan beton bertulang. Pada beton bertulang kombinasi antara beton dan baja dilakukan dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai dengan keinginannya, sedangkan pada beton pratekan, kombinasi antara beton dan baja dilakukan secara aktif, yaitu dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menyebabkan beton mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Beton adalah bahan yang getas apabila terkena tarikan, dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi (Lin dan Burns, 2000)

Beton pratekan merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan dua jenis bahan mutu tinggi yaitu beton dan baja. Selain mempunyai kekuatan yang tinggi, dari segi artistik struktur beton pratekan juga mempunyai struktur yang ramping, sehingga menghasilkan lebih banyak ruang bebas di mana dibutuhkan.

Komponen struktur pratekan mempunyai tinggi antara 65 sampai 80 persen dari tinggi komponen struktur beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur pratekan membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35 persen banyaknya tulangan (Nawy, 2001).

Dari uraian di atas, dapat diketahui kelebihan – kelebihan dari beton pratekan bila dibandingkan dengan beton bertulang. Dengan mempertimbangkan kelebihan – kelebihan tersebut, maka diharapkan penggunaan struktur beton pratekan dalam menyelesaikan permasalahan modifikasi ini dapat menjadi efektif dan efisien.

Tujuan akhir dari tugas akhir ini adalah menghasilkan perancangan struktur gedung untuk modifikasi dengan menggunakan balok pratekan pada gedung Apartemen Puncak Permai Tower C agar memenuhi segala persyaratan keamanan, sehingga modifikasi dapat dilaksanakan dengan tepat.

## **1.2 Perumusan Masalah**

Permasalahan yang ditinjau dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana menentukan permodelan dan asumsi pembebanan berdasarkan peraturan yang ada
2. Bagaimana menganalisa dan memeperhitungkan beban gempa

3. Bagaimana melakukan perhitungan struktur sekunder meliputi plat, tangga, lift dan balok
4. Bagaimana melakukan perhitungan struktur utama, meliputi balok pratekan, balok induk, dan kolom
5. Bagaimana menganalisa struktur bangunan yang telah dimofikasi tersebut dengan program bantu SAP 2000
6. Bagaimana hasil akhir dari perancangan modifikasi bangunan tersebut melalui gambar, dengan program bantu AutoCAD

### 1.3 Tujuan

Tujuan dari penyusunan tugas akhir ini secara umum adalah untuk mengaplikasikan disiplin ilmu yang didapat sebelumnya, yaitu Struktur Beton Pratekan, dalam perhitungan yang sebenarnya. Selain itu, tujuan secara umum juga agar dapat merancang struktur gedung keseluruhan secara rasional dengan memenuhi persyaratan keamanan struktur yang ada.

Tujuan secara rinci dari pembahasan tugas akhir ini yaitu:

1. Dapat menentukan permodelan dan asumsi pembebanan berdasarkan peraturan yang ada
2. Dapat menganalisa dan memeperhitungkan beban gempa dinamik
3. Dapat melakukan perhitungan struktur sekunder meliputi plat, tangga, lift dan balok
4. Dapat melakukan perhitungan struktur utama, meliputi balok pratekan, balok induk, dan kolom

5. Dapat menganalisa struktur bangunan yang telah dimofikasi tersebut dengan program bantu SAP 2000
6. Memperoleh hasil akhir dari perancangan modifikasi bangunan tersebut melalui gambar, dengan program bantu AutoCAD

#### **1.4 Batasan Masalah**

Agar pembahasan tidak melebar, maka dalam tugas akhir ini penulis membatasi permasalahan

- i. Proyek yang digunakan adalah gedung apartemen Puncak Permai Tower C berjumlah 19 lantai
- ii. Konstruksi balok pratekan yang digunakan adalah konstruksi balok pracetak dengan tumpuan konsol pendek.
- iii. Perancangan ini tidak meninjau aspek manajemen konstruksi dan analisa biaya dalam penyelesaian pekerjaan proyek.
- iv. Perancangan ini tidak meninjau atap yang menggunakan struktur baja

#### **1.5 Manfaat**

Adapun manfaat yang diperoleh dari pengerjaan tugas akhir ini adalah :

1. Memahami aplikasi penggunaan beton pratekan pada pembangunan gedung bertingkat.
2. Memahami korelasi antara pelaksanaan di lapangan dengan perhitungan yang dilakukan.

3. Dapat merencanakan gedung dengan menggunakan sistem balok pratekan.
4. Dapat digunakan sebagai acuan untuk perhitungan desain beton pratekan kedepannya.



## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 UMUM

Perancangan tugas akhir ini memodifikasi Gedung Apartemen Puncak Permai tower C dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dengan letak bangunan berada pada zona gempa 3 yaitu di Surabaya. Selain itu, pada lantai 15 digunakan perancangan dengan balok pratekan mengingat fungsinya sebagai ruang luas tanpa kolom dapat. Pada bab ini akan dibahas mengenai acuan yang akan digunakan pada proses perancangan dan perhitungan modifikasi gedung tersebut

#### 2.2 PERATURAN PERANCANGAN

Desain ini dilakukan sesuai dengan peraturan perancangan antara lain:

1. SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2002 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. Pedoman Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1987.
4. RSNi 03-1727-2002 mengenai Pedoman Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung

### 2.3 PEMBEBANAN

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut:

#### 1. Beban Mati

Beban mati berasal dari berat sendiri struktur, dinding, tegel, berat finishing arsitektur, dan berat *ducting*. (PPIUG 1987)

#### 2. Beban Hidup

Menurut RSNI 03-1727-2002 beban hidup untuk rumah sakit digunakan sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$  dan  $100 \text{ kg/m}^2$  untuk beban pekerja (Atap).

#### 3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 03-1726-2002, dimana terbagi menurut wilayah gempa rendah (WG 1-2), wilayah gempa sedang (WG 3-4), wilayah gempa tinggi (WG 5-6).

Beban beban tersebut dibebankan kepada komponen struktur dengan menggunakan kombinasi berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal sehingga struktur dan komponennya dapat memenuhi syarat keamanan dan kelayakan. Macam kombinasinya antara lain :

- $U = 1.4 D$
- $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(A \text{ atau } R)$
- $U = 1.2D + 1L \pm 1E$
- $U = 0.9D \pm 1.0E$

Dimana:

A : Beban Atap

R : Beban Hujan

U : Beban Ultimate

D : Beban Mati

L : Beban Hidup

E : Beban Gempa

W : Beban Angin

## **2.4 SISTEM STRUKTUR GEDUNG**

### **2.4.1 Struktur Gedung**

Pembagian keteraturan gedung diatur dalam SNI 03-1726-2002. Adapun penggolongannya adalah sebagai berikut:

- **Struktur Gedung Beraturan**

Struktur gedung beraturan harus memenuhi ketentuan SNI 03-1726-2002 Pasal 4.2.1. Pengaruh gempa rencana struktur gedung ini dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen. Sehingga dapat menggunakan analisa statik ekuivalen.

- **Struktur Gedung Tidak Beraturan**

Struktur gedung tidak beraturan adalah struktur gedung yang tidak memenuhi syarat konfigurasi struktur gedung beraturan (atau tidak sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 4.2.1). Pengaruh gempa struktur ini harus diatur dengan

menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga menggunakan analisa respons dinamik.

Perancangan gedung dalam tugas akhir ini adalah merupakan struktur gedung beraturan (memiliki tinggi gedung lebih dari 40 m) namun beban gempa tetap dihitung dengan analisis respon dinamik untuk mendapatkan hasil yang lebih mendekati kondisi sebenarnya. Analisis repon dinamik ada 2 metode yaitu analisis ragam spectrum respons dan analisis respon dinamik riwayat gempa

#### **2.4.2 Sistem Struktur**

Sistem struktur yang digunakan pada perancangan gedung merupakan hal yang perlu diperhatikan. Faktor daya tahan terhadap gempa mengharuskan suatu bangunan gedung memiliki sistem struktur yang sesuai berdasar SNI-03-1726-2002. Pembagian sistem struktur menurut wilayah gempanya dibagi sebagai berikut (Purwono, 2003) :

1. Wilayah gempa 1 dan 2 (Resiko Gempa Rendah) Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Wilayah gempa 3 dan 4 (Resiko Gempa Menengah) Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Wilayah Gempa 5 dan 6 (Resiko Gempa Tinggi) Desain menggunakan Sitem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

Gedung Apartemen Puncak Permai yang hendak direncanakan terletak pada zona gempa 3, pada SNI 03-2847-2002 zona gempa 3 dapat dikategorikan menjadi SRPMM dengan pendetailan sesuai pasal 23.10 sehingga pada perencanaan desain digunakan sistem struktur berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

## 2.5 PERANCANGAN STRUKTUR

Perancangan struktur yang digunakan merupakan konsep desain yang hendak digunakan pada perhitungan perencanaan gedung.

### 2.5.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) digunakan pada bangunan beton bertulang pada wilayah gempa menengah (WG 2, 3, 4). SRPM pada wilayah dengan resiko gempa menengah memiliki syarat-syarat detailing sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Pasal 3 s/d 20 dengan syarat khusus pendetailan pasal 23.10.

Pasal 3 s/d 20 SNI 03-2847-2002 merupakan persyaratan umum desain konstruksi beton bertulang, persyaratan umum tersebut dipandang cukup memberikan daktilitas untuk intensitas gempa rendah. Sedangkan untuk komponen SRPMM yang disyaratkan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 sebagai berikut:

1. Gaya aksial tekan berfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $\frac{A_g \times f_c}{10}$  (SNI 03-2847-2002 Ps.

23.10 (2)

2. Kuat geser rencana balok, kolom, dan konstruksi pelat dua arah yang memikul beban gempa tidak boleh kurang dari:
  - Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor (*SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.3 (1)*).
  - Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa  $E$ , dimana nilai  $E$  diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahap gempa *SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.3 (2)*.
3. Kuat momen positif di muka kolom  $\geq 1/3$  kuat momen negatif di muka kolom. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang tidak boleh kurang dari  $1/5$  kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut (*SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.4 (1)*).
4. Pada kedua ujung komponen struktur lentur harus dipasang sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur (*SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.4 (2)*).
5. Dengan spasi maksimum sengkang kurang dari:
  - $\frac{d}{4}$
  - Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil.

- 24 kali diameter sengkang.
  - 300 mm (*SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.4 (2)*).
6. Tulangan minimum harus sedikitnya:
- Jumlah tulangan tarik ( $A_s$ ) tidak boleh kurang dari
- $$\frac{b_w \times d}{4f_y} \times \sqrt{f_c} \text{ dan } \frac{1.4b_w \times d}{f_y} \dots\dots\dots(2.1)$$
- (*SNI 03-2847-2002 Ps. 12.5*)
- Ratio tulangan  $\rho$  tidak boleh melebihi
- $$\rho_{\max} < 0.75 \rho \text{ (*SNI 03-2847-2002 Ps 12.3.3*)}$$
7. Untuk struktur kolom disyaratkan menurut *SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.5(1)*, spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang  $l_o$  dari muka hubungan balok – kolom adalah  $s_o$ , tidak boleh melebihi:
- 8 kali diameter tulangan *longitudinal* terkecil
  - 24 kali diameter sengkang ikat
  - Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur
  - 300 mm
8. Panjang  $l_o$  harus lebih besar dari:
- Seperenam tinggi bersih kolom
  - Dimensi terbesar penampang kolom
  - 500 mm (*SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.5(1)*).

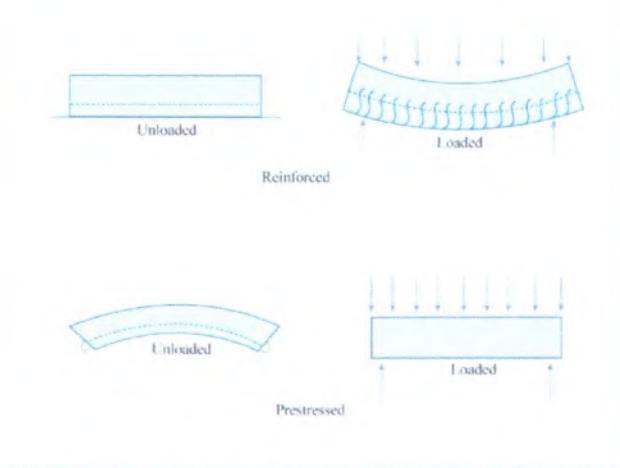
9. Senggang ikat pertama dipasang  $0,50s_o$  dari muka hubungan balok – kolom (SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.5(2)).
10. Tulangan hubungan balok – kolom disediakan tulangan lateral dengan luas:

$$A_v = \frac{75\sqrt{f'_c}}{1200} \frac{b_w s}{f_y} < \left(\frac{1}{3}\right) \left(\frac{b_w s}{f_y}\right) \dots\dots\dots(2.2)$$

11. Spasi senggang ikat kurang dari  $2 s_o$  (SNI 03-2847-2002 Ps. 23.10.5(4)).

### 2.5.2 Beton Prategang

Beton pratekan merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif sehingga dapat dilihat perbedaan prinsip dasar antara beton konvensional dengan beton pratekan (lihat gambar 2.1) . Beton pratekan merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi. (Lin dan Burns, 1996).



Gambar 2.1 prinsip dasar beton prategang

### 2.5.2.1 Jenis Beton Prategang

Beton pratekan pada dasarnya dibagi menjadi dua menurut jenis pemberian gaya prategang (Nawy, 2001) yaitu:

1. Beton Prategang metode Pratarik (*pretension*)

Beton pratekan metode pratarik adalah beton prategang yang dihasilkan dengan memberi tegangan awal pada tendon baja sebelum proses pengecoran beton.

2. Beton Prategang metode Pasca Tarik (*postension*)

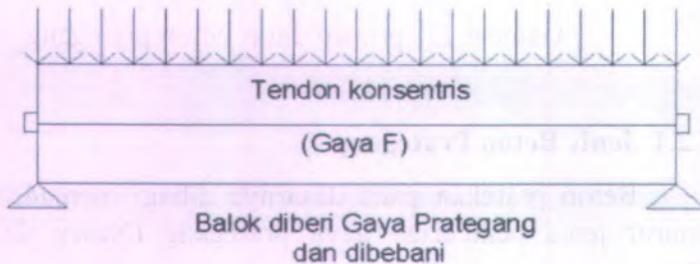
Merupakan beton pratekan yang dihasilkan dengan memberi tegangan pada tendon baja setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya).



### 2.5.2.2 Prinsip Dasar Beton Prategang

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis.

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang getas dapat memikul tegangan tarik. Sehingga, lahirlah konsep 'tidak ada tegangan tarik' pada beton.



Gambar 2.2 Pembebanan Balok Akibat Beban dan Gaya Prategang

Pada bentuk yang sederhana balok persegi panjang (lihat Gambar 2.2) yang diberi gaya pratekan oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat dan dibebani oleh gaya eksternal. Gaya tarik pratekan  $F$  pada tendon akan menghasilkan gaya tekan  $F$  yang sama pada beton yang bekerja pada titik berat tendon. Maka:

$$f = \frac{F}{A} \quad (2.3)$$

Dimana:

$F$  : Gaya tarik pratekan dari tendon

$A$  : Luas penampang yang dikenai gaya prategang akibat tendon

Jika  $M$  adalah momen eksternal pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok, maka tegangan pada setiap titik sepanjang penampang akibat  $M$  adalah:

$$f = \frac{M \times y}{I} \quad (2.4)$$

Jika tendon ditempatkan secara eksentris terhadap titik berat penampang beton, maka

$$f = \frac{Fey}{I} \quad (2.5)$$

Dimana:

$I$  : Inertia penampang balok

$e$  : Eksentrisitas letak tendon terhadap garis netral penampang

$y$  : Garis netral penampang balok

Sehingga perumusannya menjadi

$$\frac{F}{A} \pm \frac{My}{I} \pm \frac{Fey}{I} \quad (2.6)$$

(Lin dan Burns, 1996)

2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian

kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal. (Lin dan Burns, 1996)

3. Sistem prategang untuk mencapai kesetimbangan beban  
 Konsep ini menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya - gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan desain beton prategang, pengaruh prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. (Lin dan Burns, 1996)

#### 2.5.2.3 Tegangan Ijin pada Beton dan Baja

1. Tegangan baja, tidak melampaui nilai - nilai berikut:
  - a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon yang bekerja pada kabel.  
 $0.8f_{pu}$  atau  $0.94f_{py}$  (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5.1)  
 Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau ankur
  - b. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai.  
 $0.82f_{py}$  tetapi tidak lebih besar dari  $0.74f_{pu}$   
 (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5.2)
  - c. Tendon pasca tarik pada daerah ankur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang.  
 $0.70f_{pu}$  (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5.3)

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

2. Tegangan ijin beton, tidak melampaui nilai - nilai berikut:
  - a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut.

$$\text{Tekan} = 0.6 f'_{ct} \text{ (SNI 03-2847-2002 Ps.20.4.1.(1))}$$

$$\text{Tarik} = 0.25 \sqrt{f'_{ct}} \text{ (SNI 03-2847-2002 Ps.20.4.1.(2))}$$

- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang

$$\text{Tekan} = 0.45 f'_c \text{ (SNI 03-2847-2002 Ps.20.4.2.(1))}$$

$$\text{Tarik} = 0.50 \sqrt{f'_c} \text{ (SNI 03-2847-2002 Ps.20.4.2.(3))}$$

#### 2.5.2.4 Tahapan-tahapan Pembebanan

Pada struktur beton prategang, terdapat tahapan - tahapan pembebanan di mana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan - tahapannya:

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal.

Tahap ini terdiri dari :

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

## 2. Tahap Akhir

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

### 2.5.2.5 Gaya Prategang

Gaya prategang dipengaruhi momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan berikut menjelaskan hubungan momen total dengan gaya prategang. (T.Y Lin, 1996)

$$F = \frac{M_T}{0.65h} \quad (2.7)$$

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

### 2.5.2.6 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:

#### - Kehilangan langsung

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

#### 1. Kehilangan akibat perpendekan elastis

2. Kehilangan akibat pengangkuran
  3. Kehilangan akibat gesekan (*Woble efek*)
- Kehilangan 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:

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

Berikut ini penjelasan dari masing - masing kehilangan prategang :

### **Kehilangan Prategang Langsung:**

#### **1. 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 kontruksi 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.

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

$$ES = K_s E_s \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad (2.8)$$

dengan nilai  $f_{cir}$  sebagai berikut

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A} + \frac{F_s e^2}{I} - \frac{M_G e}{I} \quad (2.9)$$

Dimana :

$f_{cir}$  : Tegangan beton pada garis berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton

$F_o$  : Gaya akibat tarikan tendon

$e$  : Eksentrisitas Tendon

$M_G$  : Momen akibat berat sendiri beton

$A$  : Luas penampang balok

$K_{es}$  : 1 untuk komponen struktur pratarik

$K_{es}$  : 0.5 untuk komponen struktur pasca - tarik bila kabel - kabel secara berturutan ditarik dengan gaya yang sama

$E_s$  : Modulus elastisitas tendon prategang

## 2. Kehilangan Akibat *Woble Efek*

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 :

$$F_{TB} = F_{oTB} \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))} \quad (2.10)$$

$$\Delta F = F_{oTB} - F_{TB} \quad (2.11)$$

$$\alpha = \frac{8f}{L} \quad (2.12)$$

Dimana:

$F_{TB}$  = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

$\Delta F$  = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi

$F_{oTB}$  = Gaya awal prategang ditengah bentang

- $\alpha$  = Sudut kelengkungan  
 $\mu$  = Koefisien friksi (gesekan)  
 $K$  = Koefisien *woble*  
 $L$  = Panjang bersih balok  
 $f$  = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs)

### 3. Kehilangan Akibat 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.

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

$$\Delta f_s = \frac{\Delta \alpha \cdot E_s}{L} \dots\dots\dots(2.13)$$

dimana :

$\Delta f_s$  = Kehilangan prategang pada baja

$\Delta \alpha$  = deformasi total pada angkur

$L$  = Panjang total kabel

## Kehilangan Prategang Tidak Langsung:

### 1. Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Baja

Besarnya gaya yang hilang bergantung pada lamanya waktu dan rasio antara prategang awal  $f_{pi}$  dan kuat leleh baja prategang  $f_{py}$ . Untuk menentukan besaran – besaran dari koefisien – koefisien yang dipakai maka harus diketahui dahulu nilai tegangan *ultimate* yang terpakai.

Dengan nilai  $f_{pu}$  dan  $f_{py}$ , dapat dihitung sebagai berikut,

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s}$$

Maka sesuai *Lin & Burns, 2000 Tabel 4.5 hal. 111*, maka digunakan tipe tendon Kawat relaksasi – rendah derajat 1720 MPa. Sehingga perhitungan besarnya gaya yang hilang akibat relaksasi baja adalah sebagai berikut,

$$RET_1 = [K_{re} - J(SH_1 + CR_1 + ES_1)C] \quad (2.14)$$

Dimana :

$f_{pu}$  = Tegangan *ultimate* yang terpakai

$RET_1$  = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja

$K_{re}$  = Koefisien relaksasi baja

$J$  = Koefisien relaksasi

$SH$  = Kehilangan pratekan akibat susut beton

$CR$  = Kehilangan pratekan akibat rangkai beton

$ES$  = Kehilangan pratekan akibat pendekan elastis

$C$  = Koefisien batang *stress relieved*

## 2. Kehilangan Prategang Akibat Rangkak

Merupakan deformasi lateral akibat tegangan longitudinal yang dapat menyebabkan hilangnya sebagian gaya prategang dengan adanya tegangan rangkak. Tegangan tersebut hanya terjadi akibat beban yang terus – menerus selama riwayat pembebanan elemen beton prategang. Sesuai *Lin & Burns, 2000 hal. 107* dan *Nawy, 2001 hal 82* perumusan rangkak adalah sebagai berikut,

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

dimana :  $K_{cr}$  = Untuk komponen struktur pascatarik adalah sebesar 1,6

$f_{cds}$  = Tegangan beton didaerah *cgs* akibat beban tetap *permanent (super imposed dead load)*, dinyatakan dengan  $M_G + \phi L$ , beban tetap *permanent* merupakan semua beban mati tambahan yang bekerja setelah pemberian gaya prategang

$f_{cir}$  = Tegangan beton didaerah *cgs* oleh  $F_o$  segera setelah transfer

## 3. Kehilangan Prategang Akibat Susut Beton

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. Besarnya nilai kehilangan akibat susut dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,0236 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (2.16)$$

dimana :  $K_{sh}$  = Untuk pasca-tarik, nilainya ditentukan oleh *Lin & Burns, 2000 Tabel 4-4 hal. 109*

$\frac{V}{S}$  =  $V$  adalah *ratio* volume dan  $S$  adalah luas permukaan

$RH$  = Kelembaban relatif udara sekitar

**Tabel 2.1 Tabel Koefisien Susut Post Tension**

$K_{sh}$	waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0.92	1

0.85	3
0.8	5
0.77	7
0.73	10
0.64	20
0.58	30
0.45	60

Jika perawatan dilakukan sesuai dengan SNI 03-2847-2002 yaitu selama 5 hari setelah pengecoran dan penarikan dilakukan setelah 7 hari dilakukan pengecoran maka nilai sesuai Tabel 2.1  $K_{SH}$  diambil dari akhir perawatan hingga penarikan yaitu dari hari ke 5 hingga ke 7 maka nilai  $K_{SH} = 0.8$

### 2.5.2.7 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 20.8.3 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  $0.7\sqrt{f_c}$  sehingga didapat  $\phi M_u \geq 1.2 M_{Cr}$  dengan nilai  $\phi = 0.85$

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

$$-f_r = \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{I} \times Y - \frac{M_{Cr} \times Y}{I} \dots\dots\dots(2.17)$$

$$M_{Cr} = \left( \frac{F_{eff}}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left( \frac{F_{eff} \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left( f_r \times \frac{I}{Y} \right) \dots\dots(2.18)$$

Dimana :

$F_{eff}$  = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

$I$  = Inertia balok

$e$  = Eksentrisitas dari cgc

$A$  = Luas penampang balok

$y$  = Garis netral balok

$f_r$  = Modulus keruntuhan =  $0.7\sqrt{f_c}$

### 2.5.2.8 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada balok prategang berbeda dengan balok bertulang biasa, karena lendutan yang terjadi selain akibat dari beban yang bekerja juga lendutan yang terjadi karena pengaruh penarikan gaya prategang yang dapat menyebabkan arah lendutan berlawanan dengan lendutan beban yang disebut dengan *cambre*. Lendutan tersebut dapat digunakan dengan lebih menguntungkan untuk menghasilkan lendutan keatas yang diinginkan dan menggeser lendutan akibat beban. Sebaliknya, lendutan ke

atas akibat gaya prategang tersebut juga akan menyebabkan kesulitan yang serius jika memberikan gaya penarikan yang terlalu berlebihan. Oleh karena itu, peramalan lendutan yang akan terjadi pada komponen struktur prategang harus dilakukan. 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.

$$\Delta_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (\uparrow) \dots\dots\dots(2.19)$$

dengan nilai P sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} \dots\dots\dots(2.20)$$

dimana :

$F_o$  = 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 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:

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (\downarrow) \dots \dots \dots (2.21)$$

Dimana :

$q_o$  = 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 (dalam mm<sup>4</sup>)

### 2.5.2.9 Kontrol Momen Batas

Kontrol momen batas dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang ataupun tidak. Selain itu juga bergantung kepada jenis penampang balok apakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini di atur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 20.7.

### 2.5.2.10 Kuat Geser Beton Prategang

Kuat beton dalam menahan tarik sangat jauh lebih kecil daripada kekuatannya terhadap tekan. Perilaku balok



prategang pada saat gagal karena geser sangat berbeda dengan perilaku lentur, yaitu balok tersebut gagal secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan sebelumnya yang memadai dan retak yang terjadi jauh lebih lebar daripada retak lentur (E.G. Nawy, 2001).

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 03-2847-2002 pasal 13.4.2

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

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \dots \dots \dots (2.22)$$

dimana:

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

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

$M_{max}$  : Momen terfaktor maksimum

$V_d$  : Gaya geser penampang akibat beban mati tidak terfaktor

$d$  : 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 ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0.3(f_{pc} + \sqrt{f_c}) \times bw \times d + V_p \dots\dots\dots(2.23)$$

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

#### 2.5.2.11 Blok Angkur Ujung

Pada balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2002 pasal 20.13.2.2

Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencah, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 20.13.1.2

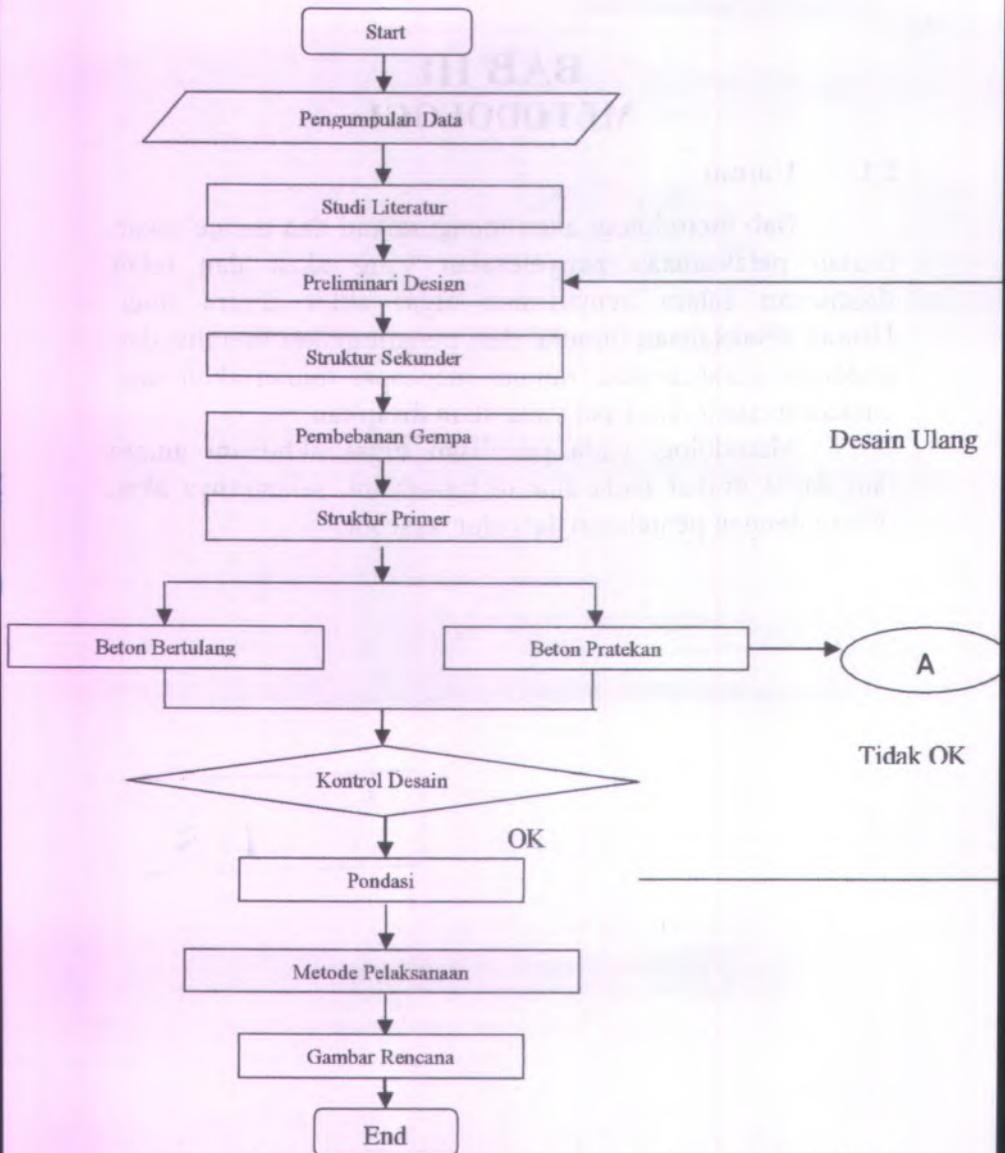
## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Umum

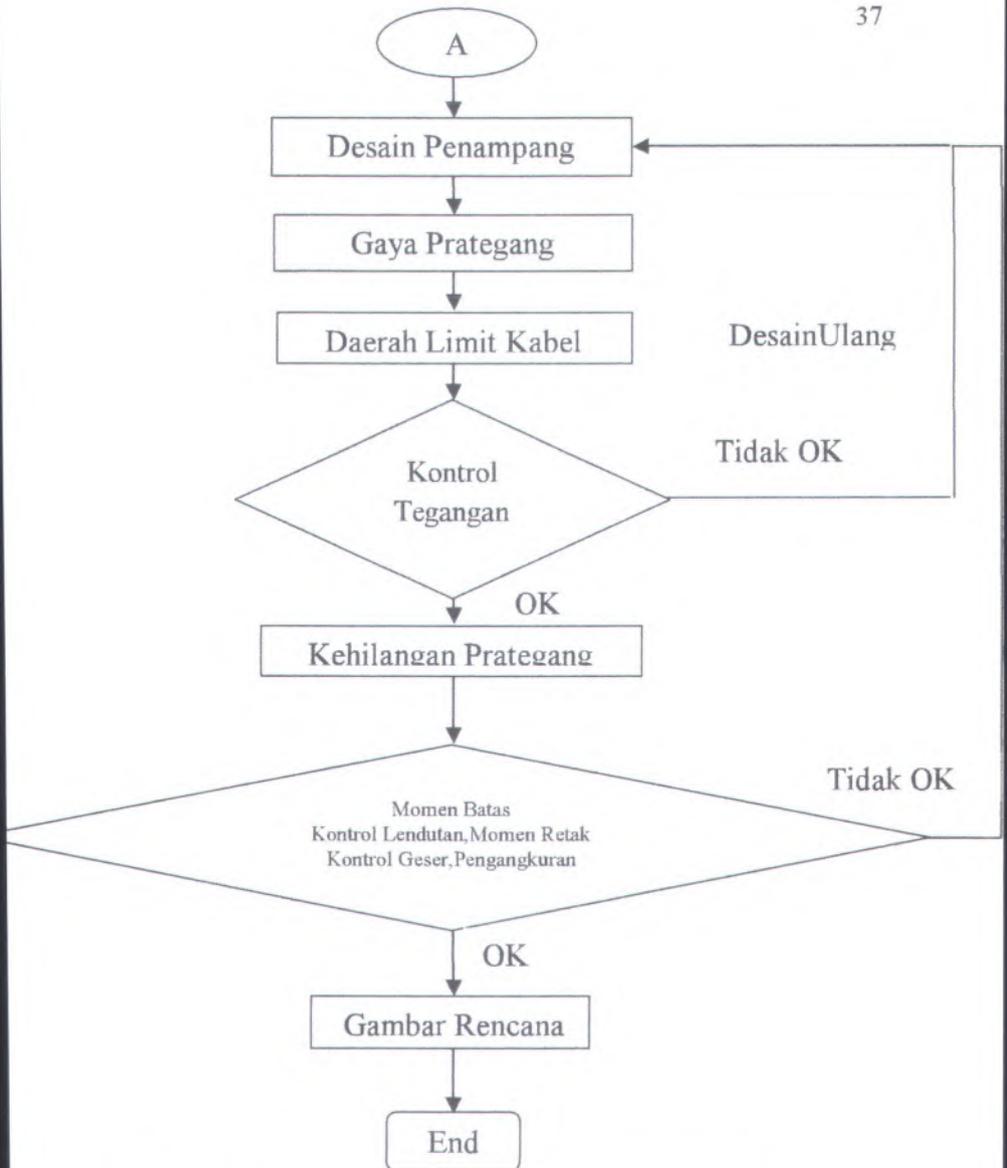
Bab metodologi akan menguraikan dan menjelaskan urutan pelaksanaan penyelesaian yang akan dan telah digunakan dalam penyusunan tugas akhir secara rinci. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan literatur dan pedoman perancangan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur dan hasil yang akan disajikan.

Metodologi pada penulisan tugas akhir ini antara lain dapat dilihat pada alur di bawah ini, selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari alur tersebut.





**Gambar 3.1** *Flowchart* metodologi perancangan struktur gedung



**Gambar 3.2** *Flowchart* metodologi perancangan balok pratekan

### 3.2 Alur Perancangan Struktur Gedung

Langkah-langkah yang dilakukan dalam perancangan gedung adalah sebagai berikut :

#### 1. Pengumpulan Data

Data bangunan sebelum dimodifikasi :

- a. Nama Gedung : Gedung Puncak Permai
- b. Fungsi : Apartemen
- c. Jumlah Lantai : 19 lantai
- d. Struktur utama : struktur beton bertulang
- e. Tinggi perlantai : 3,5m pada lantai dasar  
2,9m *typical* pada lantai  
2-19

Data bangunan setelah dimodifikasi :

- a. Nama Gedung : Gedung Puncak Permai
- b. Fungsi : Apartemen
- c. Jumlah Lantai : 15 lantai
- d. Struktur utama : struktur beton bertulang  
beberapa balok dimodifikasi  
Jadi beton pratekan
- e. Tinggi perlantai : 3.5m pada lantai dasar  
2.9m pada lantai 2-14  
4m pada lantai 15

#### 2. Studi Literatur

Melakukan studi referensi berupa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan struktur beton pratekan dan struktur gedung secara umum, antara lain

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.
- b. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (*SNI-03- 2847-2002*).
- c. Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (*SNI-03-1726-2002*).
- d. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y. Lin, 2000).
- e. Beton Prategang edisi ketiga (Nawy, 2001).
- f. Perancangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (Rachmat Purwono, 2003).

### 3. Preliminary Desain

Pada tahap ini dilakukan hal-hal berikut :

- a. Memperkirakan dimensi awal dari elemen struktur, yang meliputi :
  - (i) Balok induk beton bertulang
  - (ii) Balok induk beton pratekan
  - (iii) Balok anak
  - (iv) Kolom
  - (v) Perencanaan ketebalan pelat
- b. Penentuan mutu bahan yang digunakan dalam perancangan.
- c. Pembebanan  
Penentuan dan penggunaan beban menurut peraturan pembebanan (PPIUG 1987), yaitu :
  - i. Beban mati
  - ii. Beban hidup

iii. Beban gempa

untuk beban gempa menurut *SNI-03 -1726-2002*, dimana disesuaikan wilayah gempa rendah (WG 2). Kombinasi pembebanan yang digunakan sesuai peraturan *SNI 03-1726-2002*.

#### 4. Perhitungan Struktur Sekunder

Melakukan perhitungan struktur sekunder dengan menggunakan peraturan perancangan struktur beton untuk bangunan. Struktur sekunder terdiri dari :

1. Perancangan pelat lantai
2. Perancangan tangga
3. Perancangan lift

#### 5. Pembebanan Gempa

Perancangan beban gempa dilakukan untuk memperoleh gaya gempa yang bekerja pada sistem struktur berdasarkan peraturan yang berlaku yakni sesuai *SNI 03-1726-2002*. Pada tugas akhir ini, bangunannya berada di wilayah zona gempa 2.

#### 6. Perhitungan Struktur Primer

Melakukan perhitungan struktur primer dengan menggunakan peraturan perancangan struktur beton untuk bangunan. Struktur primer terdiri dari :

1. Pembebanan pada portal
2. Analisa struktur utama dengan *SAP 2000 v.14.1*

3. Perancangan balok anak
4. Perancangan balok induk
5. Perancangan balok pratekan
6. Perancangan kolom
7. Perancangan hubungan balok kolom
8. Perancangan konsol pendek
9. Perancangan pondasi

## 7. Kontrol Desain

Melakukan analisa struktur bangunan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Dilakukan pengambilan kesimpulan, apakah desain telah sesuai dengan syarat - syarat perancangan dan peraturan angka keamanan, serta efisiensi. Bila telah memenuhi, maka dapat diteruskan ke tahap penggambaran. Bila tidak memenuhi harus dilakukan desain ulang

## 8. Perencanaan Pondasi

### Perencanaan pondasi tiang

Data perhitungan ini menggunakan data SPT yang diambil dari lapangan Harga "N" (jumlah pukulan) yang didapat dibawah muka air tanah harus dikoreksi harga N koreksi (N') dapat dilihat pada bab Lampiran

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode "LUCIANO DECOURT"

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_p$  = resistance ultimate didasar pondasi

$Q_s$  = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

$N_p$  = harga rata-rata SPT disekitar 4B atau hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi, dengan

$B$  = diameter tiang

$K$  = koefisien karakteristik tanah

12 t/m<sup>2</sup> = 117,7 kPa (untuk lempung)

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa (untuk lanau berlempung)

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa (untuk lanau berpasir)

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa ( untuk pasir)

$A_p$  = luas penampang dasar

$q_p$  = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1)A_s$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral (t/m<sup>2</sup>)

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan

$$3 < N < 50$$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

$$Q_u = Q_L/SF = Q_L/3$$

Dimana :

$Q_u$  = daya dukung ultimate (daya dukung ijin)

$Q_L$  = daya dukung tanah maximum

SF = 3 (faktor keamanan)

### **Perencanaan Poer**

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil, sesuai SNI 03-2847-2002 Ps.13.12.2.1.a- Ps.13.12.2.1.

Kontrol Geser Ponds Pada Poer dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.12 ditentukan

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c}\right) \times b_o \times d > V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$\beta_c$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

$b_o$  = perimeter penampang kritis

$V_u < \phi V_c$  → tidak perlu tulangan geser

$V_u > \phi V_c$  → perlu tulangan geser

- Persyaratan dimensi kolom  
(SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 25.3.1.(3))

- Perhitungan Penulangan lentur kolom

Kontrol kelangsingan kolom

(SNI-03-2847-2002 psl.12.11.6)

(SNI-03-2847-2002 psl.12.11.6)

- ( untuk rangka portal tak bergoyang )  
(SNI-03-2847-2002 psl.12.12.2)
- ( untuk rangka portal bergoyang )  
(SNI-03-2847-2002 psl.12.13.2)

Perhitungan penulangan lentur

- Tentukan harga  $\beta$

- Hitung nilai  $M_{ox}$  dan  $M_{oy}$   

$$\frac{P_u}{A_g} \quad \text{dan} \quad \frac{\phi M_{ox}}{A_g \cdot h}$$
- Hitung :  $A_g$  dan  $A_g \cdot h$
- Cari  $\rho_{perlu}$  dengan diagram interaksi
- $A_s = \rho_{perlu} \cdot b \cdot H$

Cek kemampuan kolom



- Hitung  $M_{ox}$  dan  $M_{oy}$  baru
- Cari  $\beta$  dengan tabel hubungan interaksi lentur biaksial

$$\left[ \left( \frac{M_{ny}}{M_{oy}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \right)^\alpha \leq 1 \right]$$

- $M_{pasang} > M_{beban}$

Perhitungan Penulangan geser kolom

- Gaya lintang rencana rangka ruang untuk SRPMM (SNI-03-2847-2002 psl.23.10.2)
- Gaya geser yang disumbangkan beton akibat gaya tekan aksial (SNI-03-2847-2002 psl.13.3.1.2)
- Kontrol kekuatan geser (SNI-03-2847-2002 psl.13.5.6.2)

## 9. Metode Pelaksanaan

Suatu metode yang dipakai untuk mengaplikasikan suatu perencanaan yang sesuai hasil perhitungan agar

dapat diterapkan dilapangan dengan mudah dan sesuai dengan kondisi dilapangan.

## 10. Gambar Kerja

Gambar kerja adalah gambar yang akan dilaksanakan dilapangan yang merupakan *representative* dari hasil analisa dan perhitungan.

### 3.3 Alur Perancangan Balok Pratekan

Langkah-langkah dalam perancangan balok pratekan adalah sebagai berikut :

#### 1. Desain Penampang

Menentukan profil penampang balok pratekan yang akan kita gunakan seefektif mungkin tapi tetap mampu menahan beban yang diberikan.

#### 2. Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang, dimana momen total sangat mempengaruhi. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang. Dirancang sesuai pemilihan penampang.

#### 3. Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel merupakan daerah batasan untuk meletakkan tendon prategang. Dimana, daerah limit kabel dipengaruhi oleh kern penampang balok pratekan tersebut.

#### 4. Kontrol Tegangan

Melakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap-tahap yang kritis dalam perancangan, yaitu pada saat *jacking* dan tahap *service*

(T.Y. Lin, 2000). Kontrol dilakukan untuk mengetahui apakah dimensi balok mampu menerima tegangan yang diberikan dan tegangan yang diterima telah sesuai dengan perancangan pemberian tegangan.

#### 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 kehilangan akibat :

- a. Perpendekan elastis beton
- b. Gesekan dan *wobble effect*
- c. Slip gesekan pada angker
- d. Rangkak
- e. Susut
- f. Relaksasi baja

#### 6. Momen Batas

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

#### 7. Kontrol Lendutan

Memperhitungkan lendutan-lendutan yang terjadi sehingga tidak melampaui batasan yang telah ditentukan. Lendutan dihitung menurut model pembebanan, dimana beban sendiri dan beban eksternal mempengaruhi.

#### 8. Kontrol Retak

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

#### **9. Kontrol Geser**

Perancangan tulangan geser diperhitungkan menurut standar perancangan *SNI 03-2847-2002*. Perhitungan geser dilakukan agar balok memiliki kemampuan menahan gaya geser yang diterima.

#### **10. Pengangkuran**

Perancangan sistem pasca-tarik berpengaruh pada kekuatan blok beton yang berada diujung. Hal ini disebabkan adanya gaya tekan yang besar pada daerah pengangkuran. Maka diperlukan perhitungan untuk kemampuan beton serta penulangan yang diperlukan.

#### **11. Gambar Kerja**

Membuat gambar teknik yang *representative* dari hasil analisa dan perhitungan.

## BAB IV PERANCANGAN AWAL

### 4.1 UMUM

Sebelum dilakukan perancangan secara menyeluruh terhadap komponen – komponen struktur gedung, maka harus dilakukan perancangan awal terlebih dahulu. Hasil dari perancangan awal ini nantinya akan dikontrol baik terhadap *serviceability* maupun kemampuan *ultimate*-nya.

### 4.2 DATA PERANCANGAN

Berikut ini adalah data – data perancangan yang akan digunakan dalam penulisan Tugas Akhir ini, yaitu :

Tipe bangunan	: Apartemen (15 lantai)
Letak bangunan	: jauh dari pantai
Zone gempa	: Zone 3
Lebar bangunan	: 13,25 m
Panjang bangunan	: 43,2 m
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	: 400 Mpa

### 4.3 PERANCANGAN DIMENSI BALOK

#### 4.3.1 Perancangan Dimensi Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dengan kedua ujung terdukung / tertumpu sederhana, maka dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002 Ps. 11.5.2 Tabel 8, di mana bila

persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L \quad (4.1)$$

Untuk  $f_y$  selain 400 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y / 700)$ . SNI 03-2847-2002 dilengkapi dengan penjelasan Tabel 8

$$1,5 \leq \frac{h}{b} \leq 2 \quad (4.2)$$

1. Balok induk dengan  $L = 490 \text{ cm}$

Untuk balok induk tipe ini memiliki tinggi minimum sebagai berikut

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{1}{16} \times 490 = 30,625 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

Sedangkan lebar balok adalah

$$\frac{50}{1,5} \leq b \leq \frac{50}{2}$$

$$33,33 \leq b \leq 25$$

$$b = 30$$

Sehingga, untuk balok induk dengan  $L = 490 \text{ cm}$  digunakan dimensi  $30/50 \text{ cm}^2$ .

2. Balok induk dengan  $L = 345 \text{ cm}$

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{1}{16} \times 345 = 21,5625 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{50}{1,5} \leq b \leq \frac{50}{2}$$

$$33,33 \leq b \leq 25$$

$$b = 30$$

Sehingga, untuk balok induk dengan  $L = 345$  cm digunakan dimensi  $30/50$  cm<sup>2</sup>.

3. Balok induk dengan  $L = 500$ cm

$$h_{min} = \frac{1}{16} L = \frac{1}{16} \times 500 = 31,25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{50}{1,5} \leq b \leq \frac{50}{2}$$

$$33,33 \leq b \leq 25$$

$$b = 30$$

Sehingga, untuk balok induk dengan  $L = 500$  cm digunakan dimensi  $30/50$  cm<sup>2</sup>.

Sehingga dimensi balok induk dapat dilihat dalam tabel 4.1

Tabel 4.1 Dimensi Balok induk

No	Panjang (cm)	h <sub>min</sub> (cm)	h (cm)	b <sub>min</sub> (cm)	b <sub>max</sub> (cm)	b (cm)	DIMENSI	TYPE
1	500	31,25	50	25	33,33	30	30/50	BI 1
2	490	30,625	50	25	33,33	30	30/50	BI 2
3	345	21,5625	50	25	33,33	30	30/50	BI 3

### 4.3.2 Perancangan Dimensi Balok Induk Pratekan

Penentuan tinggi balok pratekan minimum ( $h_{min}$ ) dengan kedua ujung tertumpu sederhana, maka dihitung berdasarkan *SNI 03-2847-2002 Ps. 11.5.2.2 Tabel 8*

$$h_{min} = \frac{1}{27} L \quad (4.3)$$

Balok induk pratekan dengan  $L = 1325$  cm

Untuk balok induk tipe ini memiliki tinggi minimum sebagai berikut

$$h_{min} = \frac{1}{27} L = \frac{1}{27} \times 1325 = 49,07 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

Sedangkan lebar balok

$$\frac{80}{1,5} \leq b \leq \frac{80}{2}$$

$$53,33 \leq b \leq 40$$

$$b = 50$$

Sehingga, untuk balok induk pratekan dengan  $L = 1325$  cm digunakan dimensi  $50/80$  cm<sup>2</sup> dan dapat dilihat pada tabel 4.2

Tabel 4.2 Dimensi Balok induk pratekan

No	PANJANG (cm)	$h_{min}$ (cm)	$h$ (cm)	$b_{min}$ (cm)	$b_{max}$ (cm)	$b$ (cm)	DIMENSI	TYPE
1	1325	49,07	80	40	53,33	50	50/80	BP 1

### 4.3.3 Perancangan Dimensi Balok Anak

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dengan kedua ujung menerus, maka dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002 Ps. 11.5.2 Tabel 8, di mana bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

$$h_{min} = \frac{1}{21} L \quad (4.4)$$

Untuk  $f_y$  selain 400 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y / 700)$ .

1. Balok anak dengan  $L = 490$  cm

Untuk balok induk tipe ini memiliki tinggi minimum sebagai berikut

$$h_{min} = \frac{1}{21} L = \frac{1}{21} \times 490 = 23,33 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Memiliki lebar balok sebagai berikut

$$\frac{40}{1,5} \leq b \leq \frac{40}{2}$$

$$26,67 \leq b \leq 20$$

$$b = 25$$

Sehingga, untuk balok anak dengan  $L = 490$  cm digunakan dimensi  $25/40$  cm<sup>2</sup> dan dapat dilihat pada tabel 4.3 berikut

Tabel 4.3 Dimensi Balok anak

No	PANJANG (cm)	h <sub>min</sub> (cm)	h (cm)	b <sub>min</sub> (cm)	b <sub>max</sub> (cm)	b (cm)	DIMENSI	TYPE
1	490	23,33	40	20	26,67	25	25/40	BA1

#### 4.4 PERANCANGAN DIMENSI PELAT

##### 4.4.1 Peraturan Perancangan Pelat

Perancangan ini menggunakan pelat cor ditempat yang dalam perhitungan dibagi menjadi dua macam yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

##### 1. Pelat Dua Arah

Perhitungan dimensi pelat dua arah berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3 dengan ketentuan tebal sebagai berikut

- a. Untuk  $\alpha_m \leq 0.2$  menggunakan pasal 11.5.3.2
- b. Untuk  $0.2 \leq \alpha_m \leq 2$  ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h_1 = \frac{L_y \times [0.8 + \frac{f_y}{1500}]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]} \quad (4.5)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

c. Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h_2 = \frac{L_y \times [0.8 + \frac{f_y}{1500}]}{36 + 9\beta} \quad (4.6)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Dimana :

$L_y$  = Panjang bentang bersih

$f_y$  = Tegangan leleh baja

$\beta$  = Ratio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah terpendek dari pelat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata rata untuk semua balok pada sekeliling panel pelat

Harga  $\beta$  diperoleh dari  $\beta = \frac{L_y}{L_x}$

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

$E_{balok} = E_{pelat}$

Perumusan nilai I balok dan pelat diperlukan nilai lebar flens pada balok baik untuk balok tengah dan tepi.

Balok Tengah (Balok T)

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 10.10.2 nilai lebar efektif balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok

dan lebar efektif dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

#### Balok Tepi (Balok L)

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 10.10.3 nilai lebar efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari :

- Seperduabelas dari bentang balok
- Enam kali tebal pelat
- Setengah jarak bentang bersih antara balok-balok yang bersebelahan

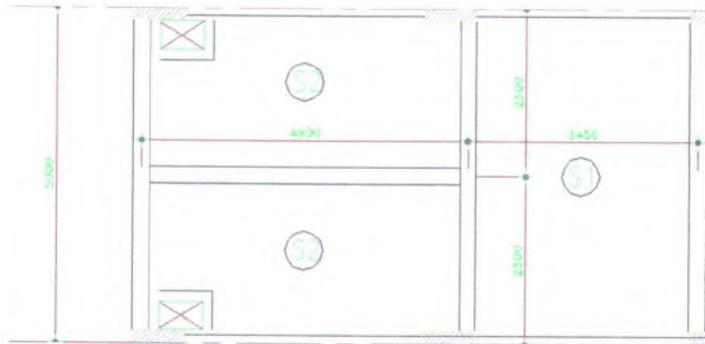
#### 2. Pelat Satu Arah

Perhitungan pelat satu arah sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.2.

#### 4.4.2 Data Perancangan Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 4 tipe pelat dengan spesifikasi sebagai berikut

- Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Rencana tebal pelat : 12 cm



Gambar 4.1 Denah pelat lantai

Dari Gambar 4.1 dapat dilihat denah pelat pada gedung yang akan direncanakan. Pelat pada gedung ini ada 3 tipe pelat yaitu pelat dengan ukuran ( $L_x \times L_y$ )  $345 \times 500$  cm dan  $490 \times 250$  dan  $500 \times 490$  cm. Walaupun terdapat beberapa tipe pelat, pelat direncanakan tipikal dan dengan ketebalan yang sama untuk menghemat biaya dan memudahkan pelaksanaan. Ketebalan direncanakan berdasarkan luasan terbesar pelat, akan tetapi terdapat perbedaan pada lantai tipikal dasar hingga 14 dengan lantai 15 yang dimana sebagian strukturnya menggunakan balok beton pratekan.

#### Lantai Dasar - 14

1. Pelat tipe  $345 \times 500$  maka nilai  $L_x$  dan  $L_y$  yaitu :

$$L_x = 345 - \left( \frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 315$$

$$L_y = 500 - \left( \frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 470$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{470}{315} = 1,492 < 2 \dots \dots \dots \text{pelat 2 arah}$$

2. Pelat tipe 250 x 490 maka nilai  $L_x$  dan  $L_y$  yaitu :

$$L_x = 250 - \left( \frac{30}{2} + \frac{25}{2} \right) = 222,5$$

$$L_y = 490 - \left( \frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 460$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{460}{222,5} = 2,067 > 2 \dots \dots \dots \text{pelat satu arah}$$

Lantai 15

1. Pelat tipe 345x500 maka nilai  $L_x$  dan  $L_y$  yaitu :

$$L_x = 345 - \left( \frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 315$$

$$L_y = 500 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 450$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{450}{315} = 1,428 < 2 \dots \dots \dots \text{pelat 2 arah}$$

2. Pelat tipe 500 x 490 maka nilai  $L_x$  dan  $L_y$  yaitu :

$$L_x = 500 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 450$$

$$L_y = 490 - \left( \frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 460$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{460}{450} = 1,02 < 2 \dots \dots \dots \text{pelat 2 arah}$$

Dengan menggunakan cara perhitungan di atas nilai  $L_y$  dan  $L_x$  untuk semua tipe pelat dapat dilihat pada Tabel 4.4 dan 4.5 berikut

*Tabel 4.4 nilai  $L_y$  dan  $L_x$  pelat lantai dasar - 14*

Tipe pelat cm	$L_x$ cm	$L_y$ cm
345 x 500	315	470
250x490	222,5	460

*Tabel 4.5 Tabel nilai  $L_y$  dan  $L_x$  pelat lantai 15*

Tipe pelat cm	$L_x$ cm	$L_y$ cm
345 x 500	315	450
500x490	450	460

#### **4.4.2.1 Perhitungan Lebar Efektif Pelat**

Perhitungan lebar efektif pelat dibagi menjadi dua yaitu lebar efektif untuk balok induk tengah dan balok induk tepi. Pelat yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah pelat ukuran 345 x 500. Pada Balok Induk Tengah untuk menghitung lebar efektif terbagi atas 2 tipe yaitu balok induk tengah untuk lantai dasar-14 dan balok induk tengah pada lantai 15

##### **1. Balok induk tengah**

- *Balok Induk Tengah untuk lantai dasar - 14*

Potongan penampang balok induk tengah yang digunakan sebagai acuan perancangan dapat dilihat pada Gambar 4.2. Balok induk tengah dengan dimensi 30/50 dengan tebal pelat 12 cm ( $h_f$ ) memiliki sebuah nilai  $b_e$  dimana nilai  $b_e$  (lebar efektif balok) dapat dicari dengan cara sebagai berikut :



Gambar 4.2 Balok induk tengah

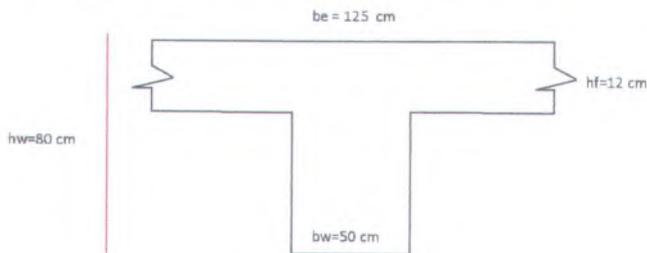
- $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w$   
 lebar efektif sayap  $\leq 8h_f = 8 \times 12 = 96$   
 $b_e \leq (2 \times 96) + 30 = 222 \text{ cm}$
- $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w$   
 lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{2} L_x = \frac{1}{2} 315 = 157,5 \text{ cm}$   
 $b_e \leq (2 \times 157,5) + 30 = 345 \text{ cm}$
- $b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 500 \text{ cm}$   
 $b_e \leq 125 \text{ cm}$

Dari ketiga syarat dan perhitungan tersebut diambil nilai terkecil sehingga didapatkan nilai  $b_e = 125 \text{ cm}$  untuk balok induk tengah 30/50 dengan ukuran pelat 345 x 500.

- *Balok induk tengah untuk Lantai 15*

Potongan penampang balok induk tengah yang digunakan sebagai acuan perancangan dapat dilihat pada Gambar 4.3. Balok induk tengah pratekan dengan dimensi 50/80 dengan tebal pelat

12 cm ( $h_f$ ) memiliki sebuah nilai  $b_e$  dimana nilai  $b_e$  (lebar efektif balok) dapat dicari dengan cara sebagai berikut :



Gambar 4.3 Balok induk tengah

- $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w$   
lebar efektif sayap  $\leq 8h_f = 8 \times 12 = 96$   
 $b_e \leq (2 \times 96) + 50 = 242 \text{ cm}$
- $b_e \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + b_w$   
lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{2} L_x = \frac{1}{2} 315 = 157,5 \text{ cm}$   
 $b_e \leq (2 \times 157,5) + 50 = 365 \text{ cm}$
- $b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 500 \text{ cm}$   
 $b_e \leq 125 \text{ cm}$

Dari ketiga syarat dan perhitungan tersebut diambil nilai terkecil sehingga didapatkan nilai  $b_e = 125 \text{ cm}$  untuk balok induk tengah pratekan 50/80 dengan ukuran pelat 345 x 500.

## 2. Balok Induk Tepi

Potongan penampang balok induk tepi dengan ukuran pelat sama (345 x 500) dengan (250 x 490) dan ukuran balok sama 30/50 memiliki lebar efektif yang sama dengan semua lantai

Perhitungan lebar efektif untuk balok tepi dengan ukuran pelat (345 x 500) dan ukuran balok 30/50 adalah:

- $b_e \leq (\text{lebar efektif sayap}) + b_w$

$$\text{lebar efektif sayap} < \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 500 = 41,67$$

$$b_e \leq 41,67 + 30 = 71,67 \text{ cm}$$

- $b_e \leq (\text{lebar efektif sayap}) + b_w$

$$\text{lebar efektif sayap} \leq 6 h_f = 6 \times 12 = 72$$

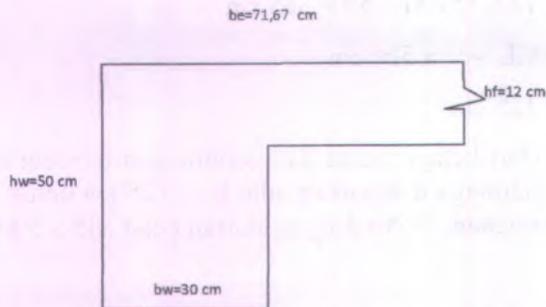
$$b_e \leq 72 + 30 = 102 \text{ cm}$$

- $b_e \leq (\text{lebar efektif sayap}) + b_w$

$$\text{lebar efektif sayap} \leq \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} \times 500 = 250$$

$$b_e \leq 250 + 30 = 280 \text{ cm}$$

Dari ketiga syarat perhitungan tersebut diambil nilai terkecil sehingga didapatkan nilai  $b_e = 71,67 \text{ cm}$  untuk balok induk tepi 30/50 dengan ukuran pelat 345x500 cm.



Gambar 4.4 Balok induk tepi

Perhitungan lebar efektif untuk balok tepi dengan ukuran pelat (250 x 490) dan ukuran balok 30/50 adalah:

- $b_e \leq (\text{lebar efektif sayap}) + b_w$

$$\text{lebar efektif sayap} < \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 490 = 40,83$$

$$b_e \leq 40,83 + 30 = 70,83 \text{ cm}$$

- $b_e \leq (\text{lebar efektif sayap}) + b_w$

$$\text{lebar efektif sayap} \leq 6 h_f = 6 \times 12 = 72$$

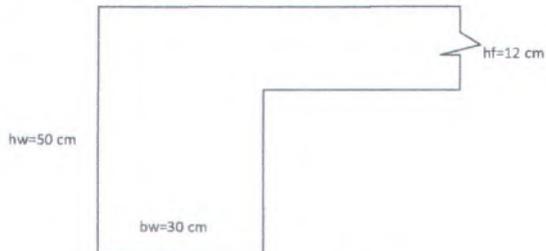
$$b_e \leq 72 + 30 = 102 \text{ cm}$$

- $b_e \leq (\text{lebar efektif sayap}) + b_w$

$$\text{lebar efektif sayap} \leq \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} \times 490 = 245$$

$$b_e \leq 245 + 30 = 275 \text{ cm}$$

Dari ketiga syarat perhitungan tersebut diambil nilai terkecil sehingga didapatkan nilai  $b_e = 70,83 \text{ cm}$  untuk balok induk tepi 30/50 dengan ukur  $\overset{b_e=70,83 \text{ cm}}{\text{---}} \times 490 \text{ cm}$ .



Gambar 4.5 Balok induk tepi

#### 4.4.2.2 Perhitungan Inertia Balok Penumpu Pelat

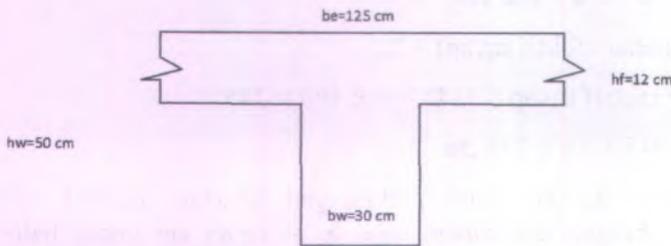
Inertia balok dihitung berdasarkan letak balok. Perhitungan yang disertakan sebagai contoh adalah pelat berukuran  $345 \times 500$  dengan balok 30/50 dan 50/80 (balok beton pratekan) pada balok penumpu tengah dan 30/50 pada balok penumpu tepi



### 1. Balok induk tengah

- Balok penumpu tengah untuk lantai dasar - 14

Dengan dimensi yang telah direncanakan sebelumnya, potongan balok penumpu tengah berdimensi 30/50 pada Gambar 4.6 seolah olah dibagi menjadi 2 luasan yang berbeda untuk memudahkan perhitungan, yaitu luasan I dan II. Sehingga nilai inersia didapat



Gambar 4.6 Balok penumpu tengah

$$I = \sum \left( \frac{1}{12} b_e \times h_f^3 + A y^2 \right) \quad (4.11)$$

dimana nilai A dapat diperoleh  $A = A_I + A_{II}$

$$A = (125 \times 12) + (30 \times 38) = 2640 \text{ cm}^2$$

dengan  $y$  sebagai garis netral potongan balok yang dihitung dari serat atas, diperoleh nilai  $y$  sebagai berikut

$$y = \frac{(125 \times 12 \times 6) + (30 \times 38 \times 31)}{2640} = 16,795 \text{ cm dari atas}$$

sehingga besar inerti balok adalah

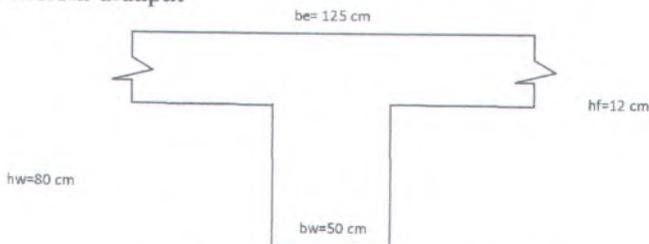
$$I = \left( \frac{1}{12} \times 125 \times 12^3 + (125 \times 12 \times 10,795^2) \right) + \left( \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 + (30 \times 38 \times 14,205^2) \right)$$

$$I = 192798,0375 + 367211,5085$$

$$I = 560009,546 \text{ cm}^4$$

- *Balok penumpu tengah untuk lantai 15*

Dengan dimensi yang telah direncanakan sebelumnya, potongan balok penumpu tengah pratekan berdimensi 50/80 pada Gambar 4.7 seolah olah dibagi menjadi 2 luasan yang berbeda untuk memudahkan perhitungan, yaitu luasan I dan II. Sehingga nilai inersia didapat



Gambar 4.7 *Balok penumpu tengah*

$$I = \sum \left( \frac{1}{12} b_e \times h_f^3 + A y^2 \right) \quad (4.11)$$

dimana nilai A dapat diperoleh  $A = A_I + A_{II}$

$$A = (125 \times 12) + (50 \times 68) = 4900 \text{ cm}^2$$

dengan y sebagai garis netral potongan balok yang dihitung dari serat atas, diperoleh nilai y sebagai berikut

$$y = \frac{(125 \times 12 \times 6) + (50 \times 68 \times 46)}{4900} = 33,755 \text{ cm dari atas}$$

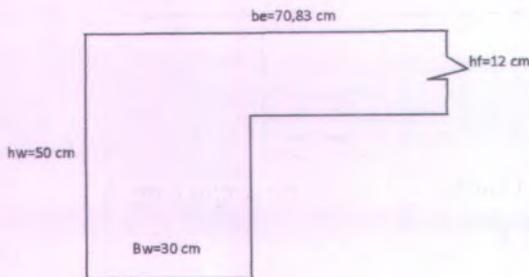
sehingga besar inersia balok adalah

$$I = \left( \frac{1}{12} \times 125 \times 12^3 + (125 \times 12 \times 27,755^2) \right) + \left( \frac{1}{12} \times 50 \times 68^3 + (50 \times 68 \times 12,245^2) \right)$$

$$I = 1173510 + 1819929,5$$

$$I = 2993439,5 \text{ cm}^4$$

## 2. Balok Penumpu Tepi



Gambar 4.8 Balok penumpu tepi

Seperti halnya balok penumpu tengah, balok penumpu tepi pada gambar dibagi seolah olah menjadi dua luasan untuk mempermudah perhitungan inerti balok. Balok penumpu tepi yang diambil sebagai contoh perhitungan adalah balok 30/50 dengan luasan pelat  $250 \times 490$ . Nilai inerti dapat diperoleh dengan Pers. 4.11

dimana nilai A dapat diperoleh  $A = A_I + A_{II}$

$$A = (70,83 \times 12) + (30 \times 38) = 1989,96 \text{ cm}^2$$

dengan  $y$  sebagai garis netral potongan balok yang dihitung dari serat atas, diperoleh nilai  $y$  sebagai berikut

$$y = \frac{(70,83 \times 12 \times 6) + (30 \times 38 \times 31)}{1989,96} = 20,322 \text{ cm dari atas}$$

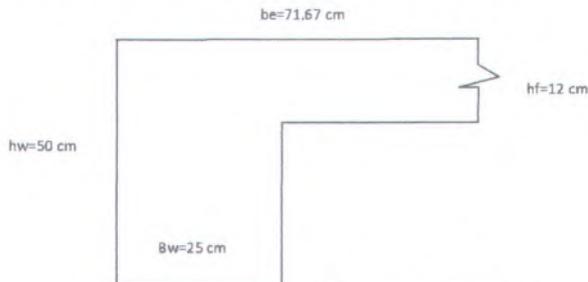
sehingga besar inerti balok adalah

$$I = \left( \frac{1}{12} \times 70,83 \times 12^3 + (70,83 \times 12 \times 14,322^2) \right) + \left( \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 + (30 \times 38 \times 10,678^2) \right)$$

$$I = 184543,05 + 267162,44$$

$$I = 451705,5 \text{ cm}^4$$

Hasil dari inerti balok kemudian dibandingkan dengan inerti pelat untuk mendapatkan nilai  $\alpha_m$  yang mana nilai  $\alpha_m$  menentukan rumus yang digunakan untuk menghitung tebal pelat. Dengan lebar pelat adalah 720 cm dan tebal 12 cm didapat hasil perbandingan  $I_{\text{balok}}$  dan  $I_{\text{pelat}}$  dalam Tabel 4.2 berikut.



Gambar 4.9 Balok penumpu tepi

Seperti halnya balok penumpu tengah, balok penumpu tepi pada gambar dibagi seolah olah menjadi dua luasan untuk

mempermudah perhitungan inertia balok. Balok penumpu tepi yang diambil sebagai contoh perhitungan adalah balok 30/50 dengan luasan pelat  $345 \times 500$ . Nilai inertia dapat diperoleh dengan Pers. 4.11

dimana nilai A dapat diperoleh  $A = A_I + A_{II}$

$$A = (71,67 \times 12) + (30 \times 38) = 2000,04 \text{ cm}^2$$

dengan y sebagai garis netral potongan balok yang dihitung dari serat atas, diperoleh nilai y sebagai berikut

$$y = \frac{(71,67 \times 12 \times 6) + (30 \times 38 \times 31)}{2000,04} = 20,25 \text{ cm dari atas}$$

sehingga besar inertia balok adalah

$$I = \left( \frac{1}{12} \times 71,67 \times 12^3 + (71,67 \times 12 \times 14,25^2) \right) + \left( \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 + (30 \times 38 \times 10,75^2) \right)$$

$$I = 184962,3525 + 268921,25$$

$$I = 453883,6025 \text{ cm}^4$$

Sehingga hasil perhitungan inertia pada balok penumpu tengah dan balok penumpu tepi dapat dilihat pada tabel 4.6

Tabel 4.6 Perbandingan inertia balok-pelat

	Jenis Balok	Luas Pelat	Letak	I balok $\text{cm}^4$	I pelat $\text{cm}^4$	$\alpha_m$
Lantai Dasar-14	30/50	345 x 500	Tengah	560009,546	72000	7,778
	30/50	345 x 500	Tepi	453883,602	72000	6,304
	30/50	250 x 490	Tepi	451705,5	70560	6,402

Lantai 15	50/80	345 x 500	Tengah	2993439,5	72000	41,5755
	30/50	345 x 500	Tengah	560009,546	72000	7,778
	30/50	345 x 500	Tepi	453883,602	72000	6,304
	30/50	250 x 490	Tepi	451705,5	70560	6,402

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 bila didapat nilai  $\alpha_m \geq 2$  diambil ketebalan pelat dengan rumus sesuai Pers. 4.8 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Jadi didapatkan hasil perancangan tebal pelat seperti Tabel 4.7

*Tabel 4.7 Hasil perancangan tebal pelat*

	Type Pelat	Ly	Lx	$\beta$	Fy	Tebal
Lantai	345 x 500	470	315	1,492	400	12
Dasar - 14	250 x 490	460	222,5	2,067	400	12
Lantai 15	345 x 500	450	315	1,428	400	12
	500 x 490	460	450	1,022	400	12

sehingga perancangan tebal pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.....(OK)

#### 4.4.3 Perancangan Pelat Atap

Pelat atap direncanakan menyerupai ukuran pelat lantai dengan ukuran tipikal sebesar  $3,45 \times 5$  meter dan  $2,5 \times 4,9$  meter. Pelat atap direncanakan dengan tebal yang sama dengan tebal pelat lantai yaitu 12 cm

#### 4.5 PERANCANGAN DIMENSI KOLOM

Pada Tugas Akhir ini, perhitungan dimensi kolom dilakukan dengan memilih kolom yang akan menerima beban terbesar, yaitu kolom dengan area pelat yang paling besar.



Perancangan dimensi kolom akan direncanakan 1 jenis dimensi kolom saja, yaitu kolom lantai 1 – 15. Sedangkan item – item beban sesuai *PPIUG Tabel 2.1* yang akan diterima oleh kolom adalah sebagai berikut :

a. Beban mati (beban gravitasi)

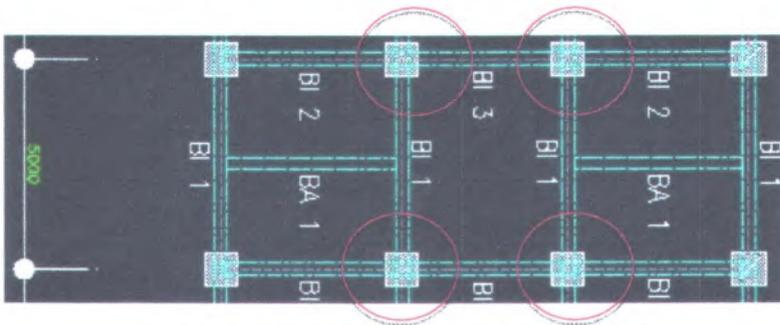
- Berat jenis beton bertulang	:	2400	Kg/m <sup>3</sup>
- Tegel/cm	:	24	Kg/m <sup>2</sup>
- Dinding ½ bata	:	250	Kg/m <sup>2</sup>
- Plafond	:	11	Kg/m <sup>2</sup>
- Penggantungan	:	7	Kg/m <sup>2</sup>
- <i>Plumbing</i>	:	10	Kg/m <sup>2</sup>
- Pipa + <i>ducting</i>	:	20	Kg/m <sup>2</sup>
- Aspal/cm	:	14	Kg/m <sup>2</sup>

b. Beban hidup

- Lantai perkantoran	:	250	Kg/m <sup>2</sup>
- Lantai atap	:	100	Kg/m <sup>2</sup>

Perhitungan dimensi kolom adalah sebagai berikut,

1. Dikarenakan bentuk gedung tipikal dari lantai 1 – 15 sehingga area beban yang diterima oleh kolom adalah sama, sehingga dalam perhitungan Tugas Akhir ini saya menggunakan kolom yang berada ditengah gedung dan menahan balok induk 30/50 serta balok anak 25/40



Gambar 4.10 Kolom yang menerima Beban

a) Beban mati

Dalam perhitungan preliminary design kolom harus memperhitungkan beban mati yang akan di terima oleh kolom pada daerah kritis yaitu pada bagian tengah bangunan, sehingga detail pembebanan mati yang diterima oleh kolom dapat dilihat pada tabel 4.8 berikut

Tabel 4.8 Beban Mati yang diterima

Nama Material	Luasan dan berat satuan	Berat total
Pelat	$(1,725 \times 2,5) \times 0,12 \times 2400 \times 15$	18630 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 0,12 \times 2400 \times 15$	26460 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 0,12 \times 2400 \times 15$	18630 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 0,12 \times 2400 \times 15$	26460 kg
Penggantung	$(1,725 \times 2,5) \times 7 \times 15$	452,8125 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 7 \times 15$	643,125 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 7 \times 15$	452,8125 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 7 \times 15$	643,125 kg
Plafond	$(1,725 \times 2,5) \times 11 \times 15$	711,5625 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 11 \times 15$	1010,625 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 11 \times 15$	711,5625 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 11 \times 15$	1010,625 kg
Balok Induk	$(0,3 \times 0,5) \times 1,725 \times 2400 \times 14$	8694 kg
	$(0,3 \times 0,5) \times 2,5 \times 2400 \times 14$	12600 kg
	$(0,3 \times 0,5) \times 2,5 \times 2400 \times 14$	12600 kg

	$(0,3 \times 0,5) \times 2,45 \times 2400 \times 14$	12348 kg
Balok Induk Pratekan	$(0,5 \times 0,8) \times 1,725 \times 2400 \times 1$	1656 kg
	$(0,5 \times 0,8) \times 2,5 \times 2400 \times 1$	2400 kg
	$(0,5 \times 0,8) \times 2,5 \times 2400 \times 1$	2400 kg
	$(0,5 \times 0,8) \times 2,45 \times 2400 \times 1$	2352 kg
Balok Anak	$(0,25 \times 0,4) \times 4,9 \times 2400 \times 15$	17640 kg
	$(0,25 \times 0,4) \times 4,9 \times 2400 \times 15$	17640 kg
Tegel 2 cm	$(1,725 \times 2,5) \times 2 \times 24 \times 15$	3105 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 2 \times 24 \times 15$	4410 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 2 \times 24 \times 15$	3105 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 2 \times 24 \times 15$	4410 kg
Spesi 3 cm	$(1,725 \times 2,5) \times 3 \times 21 \times 15$	4075,3125 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 3 \times 21 \times 15$	5788,125 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 3 \times 21 \times 15$	4075,3125 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 3 \times 21 \times 15$	5788,125 kg
Plumbing	$(1,725 \times 2,5) \times 10 \times 15$	646,875 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 10 \times 15$	918,75 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 10 \times 15$	646,875 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 10 \times 15$	918,75 kg
Pipa Dan Ducting	$(1,725 \times 2,5) \times 20 \times 15$	1293,75 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 20 \times 15$	1837,5 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 20 \times 15$	1293,75 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 20 \times 15$	1837,5 kg
	<b>BERAT MATI TOTAL</b>	<b>230296,875 kg</b>

## b) Beban hidup

Tabel 4.9 Beban Hidup yang diterima

Lantai	$(1,725 \times 2,5) \times 250 \times 15$	16171,875 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 250 \times 15$	22968,75 kg
	$(1,725 \times 2,5) \times 250 \times 15$	16171,875 kg
	$(2,45 \times 2,5) \times 250 \times 15$	22968,75 kg
	<b>BERAT HIDUP TOTAL</b>	<b>78281,25 kg</b>

Sehingga setelah dikalikan dengan faktor reduksi, maka total beban hidup ( $L_L$ ) menjadi,

$$L_L = 0,3 \times 78281,25 = 23484,384 \text{ Kg}$$

Sehingga berat total adalah,

$$\begin{aligned} W &= 1,2 D_L + 1,6 L_L + \text{berat lantai di atasnya} \\ &= (1,2 \times 230296,875) + (1,6 \times 23484,384) = \\ &313931,2644 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dengan  $f'_c$  beton yang digunakan dalam perancangan ini adalah 30 MPa = 300 kg/cm<sup>2</sup> akan digunakan dimensi awal kolom sebagai berikut,

$$\text{Rencana : } A = \frac{W}{\phi \times f'_c} = \frac{313931,2644}{0,35 \times 300} = 2989,821566 \text{ cm}^2$$

Dimensi awal :  $A = b \times h$ , karena  $b = h$  maka,

$$b^2 = 2989,821566 \text{ cm}^2$$

$$b = 54,68 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Jadi, untuk lantai 1 – 7 digunakan kolom dengan dimensi 80/80 cm<sup>2</sup> dan pada lantai 8 – 15 digunakan kolom dengan dimensi 70/70 cm<sup>2</sup>

## BAB V STRUKTUR SEKUNDER

### 5.1 UMUM

Struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu struktur utama dan struktur sekunder. Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai, tangga dan balok lift. Bab ini akan membahas perancangan struktur sekunder sedangkan perhitungan struktur utama akan dibahas pada bab selanjutnya.

### 5.2 PERANCANGAN PELAT

Pada tugas akhir ini, pelat lantainya memiliki 3 tipe ukuran pelat dengan tipe pelat yang berbeda yaitu pelat satu arah (250 x 490), pelat dua arah (345 x 500) dan (490 x 500). Seperti yang telah dijelaskan pada bab preliminary, masing masing tipe pelat direncanakan dengan ketebalan yang sama yaitu 12 cm.

#### 5.2.1 Data Perancangan

Data perancangan mutu bahan dan dimensi sesuai dengan preliminary diambil sebagai berikut:

- Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Tebal Pelat Atap : 12 cm
- Tebal Pelat Lantai : 12 cm
- Tebal Decking : 20 mm



- Diameter Rencana : 8 mm

### 5.2.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap tidak sama dengan beban yang bekerja pada pelat lantai oleh karena itu perhitungan pembebanan dan perhitungan kebutuhan tulangnya dibedakan.

#### 1. Pelat Atap

- Beban Mati

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ). Pembebanan yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Beban mati pelat atap

Berat Pelat	$0,12 \times 2.400 \text{ Kg/m}^3$	288 $\text{kg/m}^2$
Penggantung	7 $\text{Kg/m}^2$	7 $\text{kg/m}^2$
Plafond	11 $\text{Kg/m}^2$	11 $\text{kg/m}^2$
Spesi (2cm)	$2 \times 21 \text{Kg/m}^2$	42 $\text{kg/m}^2$
Aspal (1cm)	14 $\text{Kg/m}^2$	14 $\text{kg/m}^2$
Plumbing	10 $\text{Kg/m}^2$	10 $\text{kg/m}^2$
Pipa&ducting	15 $\text{Kg/m}^2$	15 $\text{kg/m}^2$
Berat Mati Total ( $q_D$ )		387 $\text{kg/m}^2$

- Beban Hidup

Beban hidup pada pelat atap ( $q_L$ ) digunakan sebesar 100  $\text{kg/m}^2$

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\ &= 1.2 \times 387 + 1.6 \times 100 \\ &= 624.4 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

## 2. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ). Pembebanan yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut

Tabel 5.2 Beban mati pelat lantai

Berat Pelat	$0,12 \times 2.400 \text{ Kg/m}^3$	288 $\text{kg/m}^2$
Penggantung	$7 \text{ Kg/m}^2$	7 $\text{kg/m}^2$
Plafond	$11 \text{ Kg/m}^2$	11 $\text{kg/m}^2$
Spesi (2cm)	$2 \times 21 \text{ Kg/m}^2$	42 $\text{kg/m}^2$
Tegel (2cm)	$2 \times 24 \text{ Kg/m}^2$	48 $\text{kg/m}^2$
Plumbing	$10 \text{ Kg/m}^2$	10 $\text{kg/m}^2$
Pipa&ducting	$15 \text{ Kg/m}^2$	15 $\text{kg/m}^2$
	Berat Total	421 $\text{kg/m}^2$

- Beban Hidup

Beban hidup pada pelat lantai ( $q_L$ ) digunakan beban hidup untuk rumah sakit yaitu sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\
 &= (1.2 \times 421) + (1.6 \times 250) \\
 &= 905.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

### 5.2.3 Penulangan Pelat Atap

#### Penulangan pelat atap 345 cm x 500 cm

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar momen yang terjadi pada pelat baik pada daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan dihitung berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 dimana nilai momen yang terjadi bergantung mutu bahan dan panjang  $L_x$  dan  $L_y$  pelat rencana.

#### 5.2.3.1. Momen Pada Pelat Atap

Sebelum menghitung momen pada pelat atap dilakukan perhitungan parameter parameter sebagai berikut :

- $q_u = 624.4 \text{ kg/m}^2$
- Ukuran pelat  $3,45 \times 5$  meter dengan nilai  $L_x$  dan  $L_y$  sesuai Tabel 4.4 yaitu  $L_x = 315 \text{ cm}$  dan  $L_y = 470 \text{ cm}$
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- $\rho_{\min}$  untuk pelat = 0.0018

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0325
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0325 = 0.024\end{aligned}$$

Perhitungan momen berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 perancangannya perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis dan menerus yang memerlukan sebuah nilai koefisien tertentu sesuai nilai  $\beta$  dimana nilai  $\beta$  didapat sebagai berikut :

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{470}{315} = 1,492 < 2 \rightarrow (\text{pelat dua arah})$$

Dengan nilai  $\beta = 1,492$  dapat diinterpolasi pada Tabel 13.3.2 didapat

$X=56$  dan  $Y=37$ , sehingga didapat nilai momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{lx} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{ly} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

Dimana :

$M_{lx}$  : Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  : Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  : Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  : Momen tumpuan arah y

$q$  : Beban ultimate pelat atap

$L_x$  : Bentang bersih terpendek pelat

X : Didapat dari interpolasi Tabel 13.3.2 PBI = 56

Y : Didapat dari Tabel 13.3.2 PBI = 37

$$\begin{aligned} M_{lx} &= -0.001 \times q \times L_x \times X \\ &= -0.001 \times 624.4 \times 3,15^2 \times 56 = -346,95 \text{ kgm} = -3469,50 \text{ Nm} \end{aligned}$$

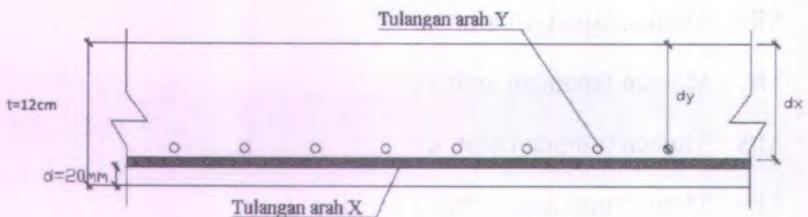
$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0.001 \times q \times L_x \times X \\ &= 0.001 \times 624.4 \times 3,15^2 \times 56 = 346,95 \text{ kgm} = 3469,50 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= -0.001 \times q \times L_x \times Y \\ &= -0.001 \times 624.4 \times 4,7^2 \times 37 = -510,34 \text{ kgm} = -5103,40 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0.001 \times q \times L_x \times Y \\ &= 0.001 \times 624.4 \times 4,7^2 \times 37 = 510,34 \text{ kgm} = 5103,40 \text{ Nm} \end{aligned}$$

### 5.2.3.2. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat

Nilai momen tersebut digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan pada tiap arah x dan y baik pada area tumpuan maupun area lapangan.



Gambar 5.1 Penulangan pelat atap

Sebelum menginjak perhitungan penulangan tebal manfaat arah x dan y harus dihitung terlebih dahulu. Dapat dilihat pada Gambar 5.1, tinggi manfaat didapat dari tebal pelat total dikurangi tebal decking ditambah tebal setengah diameter tulangan rencana untuk arah x dan y. Sehingga dapat diperoleh hasil sebagai berikut.

$$d_x = t - d - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 8\right) = 96 \text{ mm}$$

$$d_y = t - d - \phi - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - 8 - \left(\frac{1}{2} \times 8\right) = 88 \text{ mm}$$

### 1. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah X

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$Mu = 3469,50 \text{ Nm} = 3469500 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{3469500}{0.8 \times 1000 \times 96^2} = 0,47 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,47}{400}} \right) \\ &= 0.001186 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka pakai  $\rho_{\text{min}} = 0.0018$

Sehingga didapatkan :

$$As_{\text{perlu}} = \rho_{\text{min}} \times b \times d$$

$$= 0.0018 \times 1000 \times 96$$

$$= 172,8 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tul}}} = \frac{1000}{172,8} = 290,75 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm

$$\text{Sehingga } As_{\text{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0.25\pi \times 8^2 = 200,96 > 172,8 \text{ mm}^2$$

## 2. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah Y maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$Mu = 5103,40 \text{ Nm} = 5103400 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{5103400}{0.8 \times 1000 \times 88^2} = 0,824 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,824}{400}} \right) \\ &= 0.002095 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , maka pakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0.002095$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\
 &= 0.002095 \times 1000 \times 88 \\
 &= 184,36 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{184,36}{50.24}} = 272,51 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0.25\pi \times 8^2 = 200,96 > 184,36 \text{ mm}^2$$

Penulangan susut pelat digunakan tulangan minimum

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0.0018 \times 1000 \times 88 \\
 &= 158.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{158,40}{50.24}} = 317,17 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm dengan

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0.25\pi \times 8^2 = 200,96$$

$$A_{s_{pakai}} = 200,96 > 158.40 \text{ mm}^2.$$

### Penulangan pelat atap 500 cm x 490 cm

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar momen yang terjadi pada pelat baik pada daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan dihitung berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 dimana nilai momen yang terjadi bergantung mutu bahan dan panjang  $L_x$  dan  $L_y$  pelat rencana.

#### 5.2.3.1. Momen Pada Pelat Atap

Sebelum menghitung momen pada pelat atap dilakukan perhitungan parameter parameter sebagai berikut :

- $q_u = 624.4 \text{ kg/m}^2$
- Ukuran pelat  $5 \times 4,9$  meter dengan nilai  $L_x$  dan  $L_y$  sesuai Tabel 4.4 yaitu  $L_x = 450 \text{ cm}$  dan  $L_y = 460 \text{ cm}$
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- $\rho_{\min}$  untuk pelat = 0.0018

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0325 = 0.024 \end{aligned}$$

Perhitungan momen berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 perancangannya perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan

jepit elastis dan menerus yang memerlukan sebuah nilai koefisien tertentu sesuai nilai  $\beta$  dimana nilai  $\beta$  didapat sebagai berikut :

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{460}{450} = 1,02 < 2 \rightarrow \text{(pelat dua arah)}$$

Dengan nilai  $\beta = 2,067 = 2,1$  dapat diinterpolasi pada Tabel 13.3.2 didapat

$X=36$  dan  $Y= 36$ , sehingga didapat nilai momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{lx} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{ly} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

Dimana :

$M_{lx}$  : Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  : Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  : Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  : Momen tumpuan arah y

$q$  : Beban ultimate pelat atap

$L_x$  : Bentang bersih terpendek pelat

$X$  : Didapat dari interpolasi Tabel 13.3.2 PBI = 36

$Y$  : Didapat dari Tabel 13.3.2 PBI = 36



$$M_{lx} = -0.001 \times q \times L_x \times X$$

$$= -0.001 \times 624.4 \times 4,5^2 \times 36 = -455,2 \text{ kgm} = -4552 \text{ Nm}$$

$$M_{lx} = 0.001 \times q \times L_x \times X$$

$$= 0.001 \times 624.4 \times 2,225^2 \times 36 = 455,2 \text{ kgm} = 4552 \text{ Nm}$$

$$M_{ly} = -0.001 \times q \times L_x \times Y$$

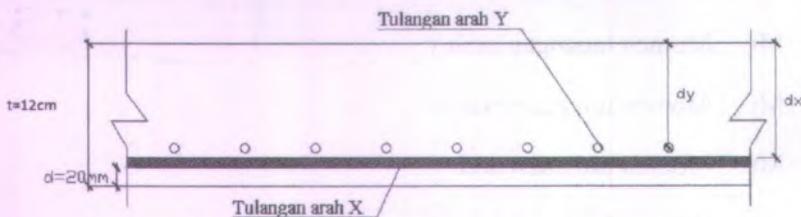
$$= -0.001 \times 624.4 \times 4,6^2 \times 36 = -475,65 \text{ kgm} = -4756,5 \text{ Nm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q \times L_x \times Y$$

$$= 0.001 \times 624.4 \times 4,6^2 \times 36 = 475,65 \text{ kgm} = 4756,5 \text{ Nm}$$

### 5.2.3.2. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat

Nilai momen tersebut digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan pada tiap arah x dan y baik pada area tumpuan maupun area lapangan.



Gambar 5.2 Penulangan pelat lantai

Sebelum menginjak perhitungan penulangan tebal manfaat arah x dan y harus dihitung terlebih dahulu. Dapat dilihat pada Gambar 5.2, tinggi manfaat didapat dari tebal pelat total dikurangi tebal decking ditambah tebal setengah diameter tulangan rencana untuk arah x dan y. Sehingga dapat diperoleh hasil sebagai berikut.

$$d_x = t - d - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - \left( \frac{1}{2} \times 8 \right) = 96 \text{ mm}$$

$$d_y = t - d - \phi - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - 8 - \left( \frac{1}{2} \times 8 \right) = 88 \text{ mm}$$

### 1. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah X

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$M_u = 4552 \text{ Nm} = 4552000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{4552000}{0.8 \times 1000 \times 96^2} = 0.617 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.617}{400}} \right) \\ &= 0.00156 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ maka pakai } \rho_{\text{min}} = 0.0018$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 96 \\ &= 172.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak } \frac{1000}{\frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{172,8}{50,24}} = 290,75 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan  $\emptyset$  8-250 mm

$$\text{Sehingga } As_{\text{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 8^2 = 200,96 > 172,8 \text{ mm}^2$$

## 2. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$Mu = 4756,5 \text{ Nm} = 4756500 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{4756500}{0,8 \times 1000 \times 88^2} = 0,767 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,767}{400}} \right) \\ &= 0,00194 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , maka pakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00194$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00194 \times 1000 \times 88 \\ &= 170,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{170,72}{50,24}} = 294,3 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 8^2 = 200,96 > 170,72 \text{ mm}^2$$

Penulangan susut pelat digunakan tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 88 \\ &= 158,40 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{170,72}{50,24}} = 294,3 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm dengan

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 8^2 = 200,96$$

$$A_{s_{pakai}} = 200,96 > 158,4 \text{ mm}^2.$$

#### 5.2.4 Penulangan Pelat Lantai

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar momen yang terjadi pada pelat baik pada daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan dihitung berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 dimana nilai momen yang terjadi bergantung mutu bahan dan panjang  $L_x$  dan  $L_y$  pelat rencana.

### 5.2.4.1. Momen Pada Pelat Lantai

#### Pelat Lantai 345 x 500

Sebelum menghitung momen pada pelat lantai dilakukan perhitungan parameter parameter sebagai berikut :

- $qu = 905.2 \text{ kg/m}^2$
- Ukuran pelat  $3,45 \times 5$  meter dengan nilai  $L_x$  dan  $L_y$  sesuai Tabel 4.4 yaitu  $L_x = 315 \text{ cm}$  dan  $L_y = 470 \text{ cm}$
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- $\rho_{\min}$  untuk pelat = 0.0018

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0325 = 0.024 \end{aligned}$$

Perhitungan momen berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 perancangannya perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis dan menerus yang memerlukan sebuah nilai koefisien tertentu sesuai nilai  $\beta$  dimana nilai  $\beta$  didapat sebagai berikut :

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{470}{315} = 1,492 < 2 \rightarrow (\text{pelat dua arah})$$

Dengan nilai  $\beta = 1,492$  dapat diinterpolasi pada Tabel 13.3.2 didapat

$X=56$  dan  $Y=37$ , sehingga didapat nilai momen sebagai berikut :

$$M_{tx} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{bx} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{ty} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

$$M_{by} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

Dimana :

$M_{lx}$  : Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  : Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  : Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  : Momen tumpuan arah y

$q$  : Beban ultimate pelat lantai

$L_x$  : Bentang bersih terpendek pelat

$X$  : Didapat dari interpolasi Tabel 13.3.2 PBI = 56

$Y$  : Didapat dari Tabel 13.3.2 PBI = 37



$$M_{tx} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= -0.001 \times 905.2 \times 3,15^2 \times 56 = -502,99 \text{ kgm} = -5029,90 \text{ Nm}$$

$$M_{bx} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 905.2 \times 3,15^2 \times 56 = 502,99 \text{ kgm} = 5029,90 \text{ Nm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

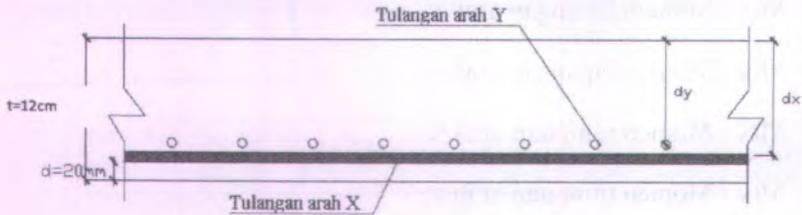
$$= -0.001 \times 905.2 \times 4,7^2 \times 37 = -739,85 \text{ kgm} = -7398,50 \text{ Nm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

$$= 0.001 \times 905.2 \times 4,7^2 \times 37 = 739,85 \text{ kgm} = 7398,50 \text{ Nm}$$

#### 5.2.4.2. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat

Nilai momen tersebut digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan pada tiap arah x dan y baik pada area tumpuan maupun area lapangan.



Gambar 5.3 Penulangan pelat lantai

Sebelum menginjak perhitungan penulangan tebal manfaat arah x dan y harus dihitung terlebih dahulu. Dapat dilihat pada Gambar 5.2, tinggi manfaat didapat dari tebal pelat total dikurangi tebal decking ditambah tebal setengah diameter tulangan rencana untuk arah dan y. Sehingga dapat diperoleh hasil sebagai berikut.

$$d_x = t - d - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - \left( \frac{1}{2} \times 8 \right) = 96 \text{ mm}$$

$$d_y = t - d - \phi - \frac{1}{2} \phi = 120 - 20 - 8 - \left( \frac{1}{2} \times 8 \right) = 88 \text{ mm}$$

#### 1. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah X

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$M_u = 5029,90 \text{ Nm} = 5029900 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{5029900}{0.8 \times 1000 \times 96^2} = 0,682 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,682}{400}} \right) \\ &= 0.00173 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 96 \\ &= 172,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{172,8}{50.24}} = 290,74 \text{ mm}$$

Dikarenakan  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$  Jadi dipasang tulangan susut  $\emptyset$  8-250 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{250} \times 0.25\pi \times 8^2 = 200,96 > 172,8 \text{ mm}^2.$$

## 2. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$Mu = 7398,50 \text{ Nm} = 7398500 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{7398500}{0.8 \times 1000 \times 88^2} = 1,2 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1,2}{400}} \right)$$

$$= 0.0031 > \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.0031 \times 1000 \times 88 \\ &= 272,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{272,8}{50.24}} = 184,17 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan lentur  $\emptyset$  8-150 mm

$$\text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{150} \times 0.25\pi \times 8^2 = 334,93 \text{ mm}^2 > 272,8 \text{ mm}^2$$

Penulangan susut pelat digunakan tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 88 \\ &= 158.40 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{158,40}{50,24}} = 317,17 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm dengan

$$\text{Sehingga } A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 8^2 = 200,96 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 200,96 > 158,40 \text{ mm}^2.$$

### Pelat Lantai 250 x 490

Sebelum menghitung momen pada pelat lantai dilakukan perhitungan parameter parameter sebagai berikut :

- $qu = 905,2 \text{ kg/m}^2$
- Ukuran pelat 2,5 × 4,9 meter dengan nilai  $L_x$  dan  $L_y$  sesuai Tabel 4.4 yaitu  $L_x = 222,5 \text{ cm}$  dan  $L_y = 460 \text{ cm}$
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- $\rho_{\text{min}}$  untuk pelat = 0.0018

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,0325 = 0,024 \end{aligned}$$

Perhitungan momen berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.2 perancangannya perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis dan menerus yang memerlukan sebuah nilai koefisien tertentu sesuai nilai  $\beta$  dimana nilai  $\beta$  didapat sebagai berikut :

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{460}{222,5} = 2,067 < 2 \rightarrow \text{(pelat satu arah)}$$

Dengan nilai  $\beta = 1,492$  dapat diinterpolasi pada Tabel 13.3.2 didapat

$X=62$  dan  $Y=34$ , sehingga didapat nilai momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{lx} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$M_{ly} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times Y$$

Dimana :

$M_{lx}$  : Momen lapangan arah x

$M_{ly}$  : Momen lapangan arah y

$M_{tx}$  : Momen tumpuan arah x

$M_{ty}$  : Momen tumpuan arah y

$q$  : Beban ultimate pelat lantai

$L_x$  : Bentang bersih terpendek pelat

$X$  : Didapat dari interpolasi Tabel 13.3.2 PBI = 62

$Y$  : Didapat dari Tabel 13.3.2 PBI = 34



$$M_{px} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= -0.001 \times 905.2 \times 2,225^2 \times 62 = -277,84 \text{ kgm} = -2778,40 \text{ Nm}$$

$$M_{ix} = 0.001 \times q \times L_x \times X$$

$$= 0.001 \times 905.2 \times 2,225^2 \times 62 = 277,84 \text{ kgm} = 2778,40 \text{ Nm}$$

$$M_{py} = -0.001 \times q \times L_y^2 \times Y$$

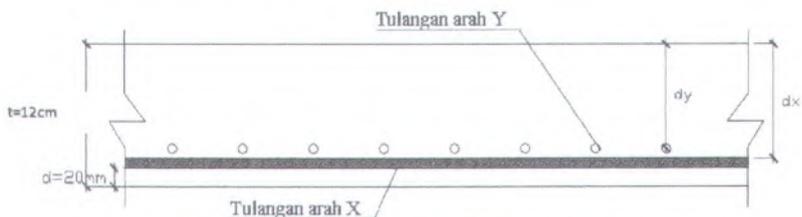
$$= -0.001 \times 905.2 \times 4,6^2 \times 34 = -651,24 \text{ kgm} = -6512,40 \text{ Nm}$$

$$M_{iy} = 0.001 \times q \times L_y \times Y$$

$$= 0.001 \times 905.2 \times 4,6^2 \times 34 = 651,24 \text{ kgm} = 6512,40 \text{ Nm}$$

#### 5.2.4.2. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat

Nilai momen tersebut digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan pada tiap arah x dan y baik pada area tumpuan maupun area lapangan.



Gambar 5.4 Penulangan pelat lantai

Sebelum menginjak perhitungan penulangan tebal manfaat arah x dan y harus dihitung terlebih dahulu. Dapat dilihat pada Gambar 5.2, tinggi manfaat didapat dari tebal pelat total dikurangi tebal decking ditambah tebal setengah diameter tulangan rencana untuk arah dan y. Sehingga dapat diperoleh hasil sebagai berikut.

$$d_x = t - d - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 8\right) = 96 \text{ mm}$$

$$d_y = t - d - \phi - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - 8 - \left(\frac{1}{2} \times 8\right) = 88 \text{ mm}$$

### 1. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah X

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$M_u = 2778,40 \text{ Nm} = 2778400 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{2778400}{0.8 \times 1000 \times 96^2} = 0,377 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,377}{400}} \right)$$

$$= 0.00095 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}})$$

Sehingga didapatkan :

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

$$= 0.0018 \times 1000 \times 96$$

$$= 172,8 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{172,8}{50,24}} = 290,74 \text{ mm}$$

Dikarenakan  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$  Jadi dipasang tulangan  $\emptyset$  8-250 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 8^2 = 200,96 > 172,8 \text{ mm}^2.$$

## 2. Momen Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Dengan mengambil momen yang telah dihitung sebelumnya untuk tumpuan arah X maka kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan adalah sebagai berikut:

$$Mu = 6512,40 \quad Nm = 6512400 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{6512400}{0,8 \times 1000 \times 88^2} = 1,051 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,051}{400}} \right) \\ &= 0,002684 > \rho_{min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{perlu}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,002684 \times 1000 \times 88 \\ &= 236,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{236,20}{50,24}} = 212,70 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-150 mm

$$\text{Schingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{150} \times 0,25\pi \times 8^2 = 334,93 \text{ mm}^2 > 236,20 \text{ mm}^2$$

Penulangan susut pelat digunakan tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 88 \\ &= 158,40 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{158,40}{50,24}} = 317,17 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan Ø 8-250 mm dengan

$$\text{Schingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 8^2 = 200,96 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{pakai}} = 200,96 > 158,40 \text{ mm}^2$$

Hasil perancangan penulangan pelat dengan ukuran 3,45 m x 5 m dan pelat ukuran 2,5 m x 4,9 m dapat dilihat pada Tabel 5.3, sebagai berikut

Tabel 5.3 Hasil perancangan penulangan pelat

Ukuran Pelat	Pelat Atap		Pelat Lantai	
		345 x 500	500 x 490	345 x 500
Mtx	Φ8-250	Φ8-250	Φ8-250	Φ8-250
Mty	Φ8-250	Φ8-250	Φ8-250	Φ8-250

### 5.2.5 Kontrol Retak

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh SNI 03-2847-2002 Ps. 12.6.4 berikut :

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (5.1)$$

Tidak boleh lebih besar dari 30 MN/m untuk penampang dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengarui cuaca luar.

Dimana :

$f_s$  = Tegangan pada tulangan akibat beban kerja (MPa).

Diambil 60%  $f_y$

$d_c$  = Tebal selimut beton diukur dari serat titik terluar ke pusat batang tulangan

$A$  = Luas efektif beton tarik disekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan

Sehingga perhitungan kontrol retak yang terjadi adalah sebagai berikut :

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

$$d_c = 20 + \frac{1}{2}(8) = 24 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \left( 20 + \frac{1}{2}(8) \right) \times 1000}{5} = 9600 \text{ mm}^2 = 0.0096 \text{ m}^2$$

Retak yang terjadi adalah,

$$\begin{aligned} z &= f_s \sqrt[3]{d_c A} = 240 \times \sqrt[3]{24 \times 9600} \\ &= 14713,14 \text{ N/mm} = 14,71 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$  dapat dilakukan perhitungan lebar retak sesuai SNI 03-2847-2002 ps 12.6(4)25 yang diberikan sebagai berikut :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times z \quad (5.2)$$

Dimana :

$Z$  = Nilai retak yang terjadi

$\beta = 0.85$  untuk beton dengan  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0.4 mm untuk penampang dalam ruangan dan 0.3 mm untuk penampang yang dipengaruhi oleh cuaca luar. Sehingga

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 0.85 \times 14713,14$$

$$= 0.137 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

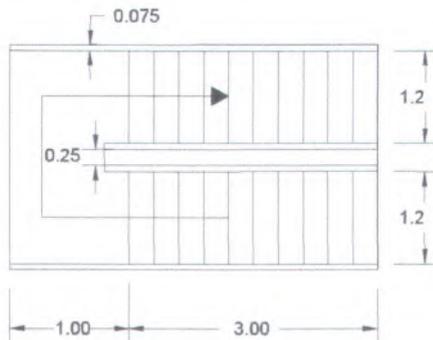
### 5.3 PERANCANGAN TANGGA

#### 5.3.1 Dasar Permodelan Struktur

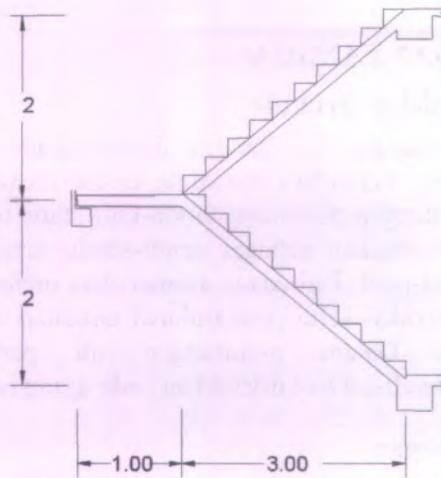
Pada perancangan ini, tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya-gaya dalamnya dengan perancangan struktur statis tertentu. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol, ataupun jepit-jepit. Perbedaan asumsi akan menentukan cara penulangan konstruksi serta pengaruhnya terhadap struktur secara keseluruhan. Dalam perhitungan ini perletakan diasumsikan sebagai sendi-rol (rol diletakkan pada ujung bordes).

#### 5.3.2 Data Perancangan

Pada Tugas Akhir ini, struktur tangga dari lantai dasar sampai lantai 15 diasumsikan tipikal, karena tinggi tiap lantainya sama. Sehingga dilakukan perhitungan sekali desain.



Gambar 5.5 Perancangan tangga



Gambar 5.6 Potongan rencana tangga lantai 1-15

Detail data perancangan dapat dirinci sebagai berikut:

- Tinggi antar lantai : 400 cm
- Panjang horizontal tangga : 400 cm
- Lebar tangga : 120 cm
- Panjang tangga : 250 cm
- Panjang bordes : 150 cm
- Tanjakan (t) : 17 cm
- Injakan (i) : 26 cm
- Tebal pelat tangga : 23 cm
- Tebal pelat bordes : 14 cm



- Jumlah tanjakan ( $n_t$ ) :  $\frac{400}{17} = 23,52 = 24$  buah
- Jumlah injakan ( $n_i$ ) :  $24 - 1 = 23$  buah
- Jumlah tanjakan ke bordes :  $12$  buah

Kelebihan tinggi tanjakan :  $(24 \times 17) - 400 = -8$  cm

Ditambahkan pada tinggi tanjakan anak tangga dasar dan anak tangga setelah bordes @ 4 cm.

- Kemiringan tangga :  $\text{Arc tg } \alpha = \frac{200}{300} = 0,6777$   
 $\alpha = 33,69^\circ - 34^\circ$
- Cek syarat :
  1.  $60 \leq (2t + i) \leq 60 \rightarrow 2t + i = (2 \times 17) + 26 = 60 \dots \text{OK!}$
  2.  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \Rightarrow \alpha = 30,11^\circ \dots \text{OK!}$
- Tebal pelat rata - rata anak tangga :  $\frac{i}{2} \times \sin \alpha = \frac{26}{2} \times \sin 34^\circ = 7,27$  cm
- Tebal pelat efektif :  $14 + 7,27 = 21,27 \approx 22$  cm

Pada perancangan tangga, dirancang menggunakan tulangan dan selimut beton untuk masing – masing pelat tangga dan pelat bordes sebagai berikut :

1. Pelat tangga dengan tebal pelat 230 mm, digunakan tulangan  $\emptyset 12$  dan selimut beton 40 mm.
2. Pelat bordes dengan tebal pelat 140 mm, digunakan tulangan  $\emptyset 12$  dan selimut beton 40 mm.



### 5.3.3 Pembebanan Tangga

Pembebanan pada tangga dilakukan dengan menghitung asumsi beban beban yang bekerja pada konstruksi tangga yang hendak direncanakan. Pembebanan pada tangga dibagi menjadi pembebanan pelat tangga dan pelat bordes.

#### 1. Pembebanan Pelat Tangga

Pembebanan pada tangga dilakukan dengan menghitung asumsi beban beban yang bekerja pada konstruksi tangga yang hendak direncanakan. Pembebanan pada tangga dibagi menjadi pembebanan pelat tangga dan pelat bordes.

$$\text{Berat sendiri pelat} : \frac{(0,22 \times 2400)}{\cos 34^\circ} = 636,9 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Tegel } t = 2 \text{ cm} : 2 \times 24 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Spesi } t = 3 \text{ cm} : 3 \times 21 = 63 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Pegangan} : = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$D_L = 797,9 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup apartemen} \quad L_L = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Kombinasi pembebanan setelah komposit yang digunakan seperti pada Rumus 2 pada Tinjauan Pustaka yaitu sebagai berikut,

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D_L + 1,6 L_L \\ &= (1,2 \times 797,9) + (1,6 \times 250) \\ &= 1357,48 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk per - 1 meter tangga} &= q_2 = 1357,48 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 1357,48 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

## 2. Pembebanan Pelat Bordes

$$\text{Berat sendiri pelat} \quad : \quad 0,14 \times 2400 = 336 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Tegel } t = 2 \text{ cm} \quad : \quad 2 \times 24 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Spesi } t = 3 \text{ cm} \quad : \quad 3 \times 21 = 63 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Pegangan} \quad : \quad = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$D_L = 497 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup perkantoran} \quad L_L = 250 \text{ Kg/m}^2$$

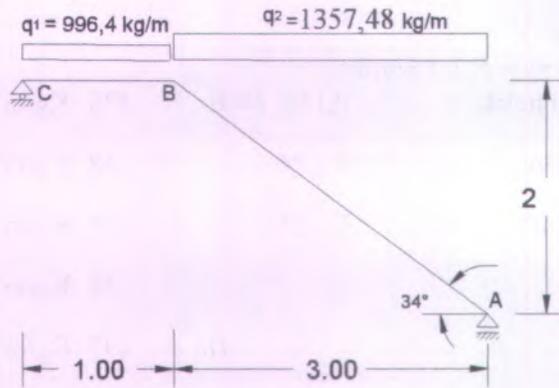
Kombinasi pembebanan setelah komposit yang digunakan seperti pada *Rumus 2 pada Tinjauan Pustaka* yaitu sebagai berikut,

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D_L + 1,6 L_L \\ &= (1,2 \times 497) + (1,6 \times 250) \\ &= 996,4 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk per - 1 meter tangga} = q_2 &= 996,4 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 996,4 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

### 5.3.4 Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tertentu dengan menggunakan perletakan sendi - rol, dimana permodelan struktur tangga untuk lantai dasar adalah sebagai berikut,



Gambar 5.7 Pemodelan tangga lantai dasar sampai lantai 15

a. Perhitungan gaya – gaya dalam tangga

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_C (4) - q_1 (L_{BC}) (\frac{1}{2}L_{BC} + L_{AB}) - q_2 (L_{AB}) (\frac{1}{2}L_{AB}) = 0$$

$$R_C = \frac{(996,4 \times 1,0 \times 3,5) + (1357,48 \times 3 \times 1,5)}{4} = 2399,015 \text{Kg}$$

- $\Sigma M_C = 0$

$$R_A (4) - q_2 (L_{AB}) (\frac{1}{2}L_{AB} + L_{BC}) - q_1 (L_{BC}) (\frac{1}{2}L_{BC}) = 0$$

$$R_A = \frac{(1357,48 \times 3 \times 2,5) + (996,4 \times 1 \times 0,5)}{4} = 2669,825 \text{Kg}$$

b. Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$R_A + R_C - (q_1) (L_{BC}) - (q_2) (L_{AB}) = 0$$

$$2669,825 + 2399,015 - (996,4 \times 1) - (1357,48 \times 3) = 0$$

$$5068,84 - 5068,4 = 0 \dots \dots \dots \text{OK!}$$

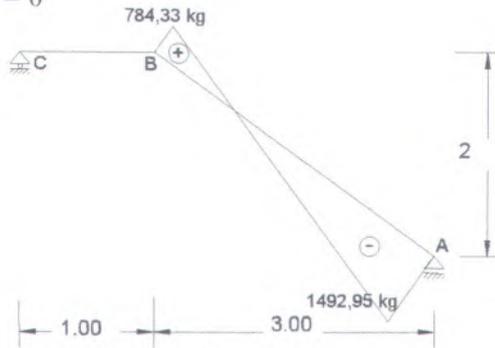
c. Gaya – gaya dalam

- Bidang N

$$\begin{aligned} N_A &= -R_A \sin \alpha + H_A \cos \alpha \\ &= -(2669,825 \times \sin 34^\circ) + 0 \\ &= -1492,95 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_B &= (-R_A + (q_2 \times L_{AB})) \sin \alpha \\ &= (-2669,825 + (1357,48 \times 3)) \times \sin 34^\circ \\ &= 784,33 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$N_C = 0$$



Gambar 5.8 Bidang N tangga

- Bidang D

$$\begin{aligned} D_A &= R_A \cos \alpha - H_A \sin \alpha \\ &= (2669,825 \times \cos 34^\circ) + 0 \\ &= 2213,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{B\text{kanan}} &= (R_A - (q_2 \times L_{AB})) \cos \alpha \\ &= (2669,825 - (1357,48 \times 3)) \times \cos 34^\circ \end{aligned}$$

$$= -1162,82 \text{ kg}$$

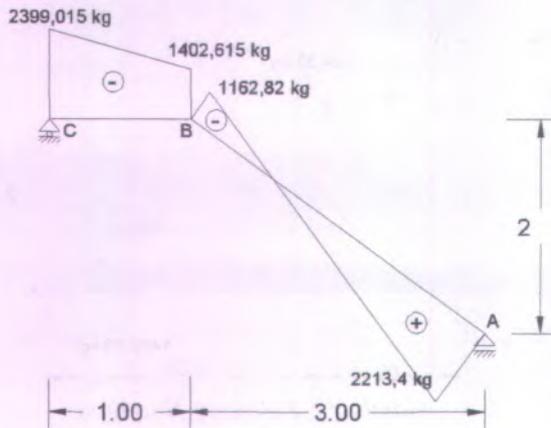
$$D_{\text{Bkiri}} = -R_C + (q_1 \times L_{CB})$$

$$= -2399,015 + (996,4 \times 1)$$

$$= -1402,615 \text{ kg}$$

$$D_C = -R_C$$

$$= -2399,015 \text{ kg}$$



Gambar 5.9 Bidang D tangga

- Bidang M

$$M_A = 0$$

$$M_{\text{max}} \text{ ketika } D_x = 0$$

$$R_A - q_2 X_1 = 0$$

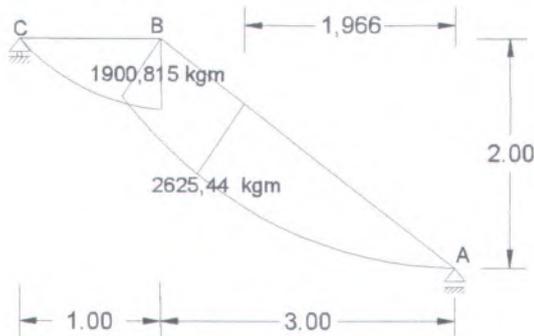
$$X_1 = \frac{2669,825}{1357,48} = 1,966 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (R_A X_1) - \left(\frac{1}{2} q_2 X_1^2\right) \\ &= (2669,825 \times 1,966) - \left(\frac{1}{2} \times 1357,48 \times 1,966^2\right) \\ &= 2625,44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Bkanan}} &= (R_A L_{AB}) - \left(\frac{1}{2} q_2 L_{AB}^2\right) \\ &= (2669,825 \times 3) - \left(\frac{1}{2} \times 1357,48 \times 3^2\right) \\ &= 1900,815 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Bkiri}} &= (R_C L_{BC}) - \left(\frac{1}{2} q_1 L_{BC}^2\right) \\ &= (2399,015 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \times 996,4 \times 1^2\right) \\ &= 1900,815 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_C = 0$$



Gambar 5.10 Bidang M tangga

### 5.3.5 Penulangan Pelat Tangga

Pada perhitungan penulangan untuk pelat tangga digunakan penulangan secara tipikal dengan mengambil gaya gaya yang terbesar yang terjadi antara tangga lantai 1 dan tangga lantai dasar. Sebelum menghitung tulanga lentur hendaknya lebih dahulu ditentukan batasan nilai  $\rho$  (rho) yang akan digunakan dengan data data perancangan yang ada.

Direncanakan :

- Tebal pelat tangga 230 mm
- Direncanakan tulangan D12 dengan tebal selimut beton 40 mm
- Panjang (b) = 1000 mm (per 1 m)
- $f'_c = 30$  MPa
- $f_y = 400$  MPa

$$d_{\text{tangga}} = 230 - 40 - \frac{1}{2}(12) = 184 \text{ mm}$$

Gaya dalam yang digunakan untuk perancangan tulangan diambil dari gaya dalam terbesar pada perhitungan sebelumnya sehingga dipilih gaya gaya dalam sebagai berikut :

$$\text{Momen Max} = 2625,44 \text{ kgm}$$

$$N_u = 1492,95 \text{ kg}$$

$$V_U = 2213,4 \text{ kg}$$

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0325$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0325 = 0,0244\end{aligned}$$

### 5.3.5.1. Penulangan Lentur Pelat Tangga

Penulangan lentur pelat tangga dapat dihitung sebagai berikut:

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{2625,44 \times 9,81 \times 1000}{0,8} \\ &= 32194458 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{32194458}{1000 \times 184^2} = 0,951 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,951}{400}} \right) \\ &= 0,002423 > \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})\end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.002423 \times 1000 \times 184 \\ &= 445,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$



Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{445,9}{113,04}} = 253,5 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D12-200 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{200} \times 0,25\pi \times 12^2 = 565,2 \text{ mm}^2.$$

Penulangan susut tangga digunakan tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 184 \\ &= 331,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{331,20}{113,04}} = 341,3 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D12-330 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{330} \times 0,25\pi \times 12^2 = 342,55 \text{ mm}^2$$

### 5.3.5.2. Penulangan Geser Tangga

Setelah menghitung kebutuhan tulangan lentur untuk komponen tangga akan dilakukan cek terhadap kebutuhan tulangan geser tangga. Pada pengecekan kebutuhan tulangan geser didasarkan pada kemampuan struktur dalam memikul beban geser dan lentur.

Diambil untuk perancangan beban geser  $V_U = 2213,4$  kg = 22134 N. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5(5.1) bila pada komponen struktur lentur bekerja gaya geser terfaktor  $V_u$

kurang dari setengah  $\phi V_C$  maka tidak diperlukan tulangan geser. Nilai  $\phi V_C$  dapat dicari sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi V_C &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 184 = 125976 N\end{aligned}$$

Syarat :

$$V_U < 0.5 \times \phi V_C$$

$$22134 < 62988 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

Sehingga tidak perlu dipasang tulangan geser.

Hasil dari perhitungan pelat tangga dapat dilihat pada Tabel 5.4

*Tabel 5.4 Penulangan pelat tangga*

Pelat Tangga (23 mm)

Jenis Tulangan	$A_s$ perlu	$A_s$ pakai	Dipasang
Tulangan Lentur	445,9 mm <sup>2</sup>	565,2 mm <sup>2</sup>	D 12 - 200
Tulangan Susut	331,20 mm <sup>2</sup>	342,55 mm <sup>2</sup>	D 12 - 330
Tulangan Geser	-	-	-

### 5.3.6 Penulangan Pelat Bordes

Perhitungan penulangan pelat bordes dilakukan dengan langkah-langkah yang sama dengan penulangan pelat tangga.

Direncanakan :

- Tebal pelat bordes 140 mm

- Direncanakan tulangan D12 dengan tebal selimut beton 40 mm
- Panjang (b) = 1000 mm (per 1 m)
- $f'_c = 30$  MPa
- $f_y = 400$  MPa

$$d_{\text{tangga}} = 140 - 40 - \frac{1}{2}(12) = 94 \text{ mm}$$

Gaya dalam yang digunakan untuk perancangan tulangan diambil dari gaya dalam terbesar antara pelat bordes tangga lantai 1 dan lantai dasar pada perhitungan sebelumnya sehingga dipilih gaya gaya dalam sebagai berikut :

$$\text{Momen Max} = 2625,44 \text{ kgm}$$

$$V_U = 2213,4 \text{ kg}$$

### 5.3.6.1. Penulangan Lentur Pelat Bordes

Dengan nilai rho yang sama dengan penulangan pelat tangga didapatkan nilai penulangan lentur bordes sebagai berikut:

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{2625,44 \times 9.81 \times 1000}{0.8} \\ &= 32194458 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{32194458}{1000 \times 94^2} = 3,6435 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 3,6435}{400}} \right)$$

$$= 0,00988 > \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,00988 \times 1000 \times 94 \\ &= 928,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{928,13}{113,04}} = 121,8 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D12-100 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{100} \times 0,25\pi \times 12^2 = 1130,4 \sim 1131 \text{ mm}^2.$$

Penulangan susut pelat bordes digunakan tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 94 \\ &= 169,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{169,2}{113,04}} = 668 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D12-500 mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{500} \times 0,25\pi \times 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2$$

### 5.3.6.2. Penulangan Geser Bordes

Penulangan geser pada pelat bordes juga menggunakan perhitungan dan syarat yang sama dengan perhitungan pelat tangga dimana nilai  $V_U = 2213,4 \text{ kg} = 22134 \text{ N}$  dengan nilai  $\phi V_C$  sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi V_C &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 94 = 64357,4 \text{ N}\end{aligned}$$

Syarat :

$$V_U < 0.5 \times \phi V_C$$

$$22134 < 32178,7 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

Sehingga tidak perlu dipasang tulangan geser.

Hasil dari perhitungan pelat bordes dapat dilihat pada Tabel 5.5

*Tabel 5.5 Penulangan pelat bordes*

Pelat Bordes (140 mm)

Jenis Tulangan	$A_s$ perlu	$A_s$ pakai	Dipasang
Tulangan Lentur	928,13 mm <sup>2</sup>	1131 mm <sup>2</sup>	D 12 - 100
Tulangan Susut	169,2 mm <sup>2</sup>	226 mm <sup>2</sup>	D 12 - 500
Tulangan Geser	-	-	-

### 5.3.7 Perancangan Balok Bordes

Pemilihan perancangan tangga sangat bergantung pada asumsi permodelan struktur yang digunakan pada saat

perhitungan dan pelaksanaan yang dilakukan di lapangan. Apabila tangga direncanakan dengan tumpuan perletakan sederhana sendi rol maka diperlukan adanya balok bordes pada dinding guna memikul tumpuan pelat tangga dan bordes. Namun bila tangga direncanakan tanpa balok bordes maka perletakan yang diasumsikan biasanya berupa jepi-jepit dengan jepit pada ujung ujung pelat tangga, tangga ini biasa disebut sebagai tangga melayang.

Balok bordes sendiri dapat diasumsikan sebagai jepit-jepit maupun sendi-sendi yang mana pemilihan asumsi perletakan tersebut akan mempengaruhi perilaku kolom disekitar bordes.

Dimensi tinggi balok bordes umumnya direncanakan sebesar  $\frac{1}{10}$  hingga  $\frac{1}{16}$  panjang balok bordes, dimana balok bordes direncanakan sepanjang 2,95 meter. Sedangkan lebar balok direncanakan sebesar  $\frac{2}{3}$  hingga  $\frac{1}{2}$  tinggi balok rencana. Sehingga didapatkan dimensi balok bordes sebagai berikut :

Diambil nilai  $\frac{1}{16} \times L$  untuk tinggi balok dan  $\frac{2}{3} \times h$  untuk lebar balok. Sehingga didapat nilai perancangan balok bordes sebagai berikut :

$$h = \frac{1}{16} \times 295 = 18,4375 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 20 = 13,3 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

### 5.3.7.1. Pembebanan Balok Bordes

Pembebanan balok bordes terdiri dari komponen komponen yang berada di atas pelat bordes ditambah berat tinggi setengah dinding yang berada di atas balok bordes, selain itu ditambahkan pula nilai reaksi perletakan akibat beban tangga yang bekerja terhadap pelat tangga dan pelat bordes pada hitungan sebelumnya.

Adapun nilai pembebanan pada dibedakan menjadi 2 yaitu balok bordes lantai 1 dan balok bordes lantai dasar. Untuk balok bordes lantai 1 adalah sebagai berikut

- **Beban Mati**

- Berat Sendiri balok :  $0,15 \times 0,295 \times 2400 = 106,2 \text{ kg/m}$
- Berat Dinding :  $250 \times 2 \text{ m} = 500 \text{ kg/m}$
- Tegel 2 cm :  $2 \times 24 \times 1 \text{ m} = 48 \text{ kg/m}$
- Spesi 3 cm :  $3 \times 21 \times 1 \text{ m} = 63 \text{ kg/m}+$
- Berat mati total ( $q_d$ ) =  $717,2 \text{ kg/m}$

- **Beban Hidup**

- Beban hidup :  $250 \times 1 \text{ m} = 250 \text{ kg/m}$

- **Beban Reaksi Peletakan**

Reaksi perletakan diasumsi sebagai beban merata, karena ada dua perletakan pada kanan kiri balok bordes maka nilai beban akibat reaksi perletakan adalah sebagai berikut :

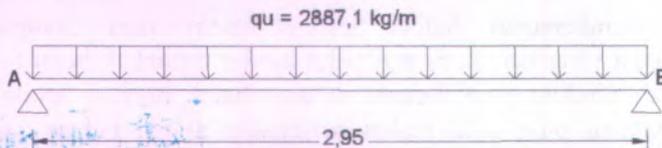
- $R_C = (2399,015 \text{ kg} \times 2) : 2,95 = 1626,45 \text{ kg/m}$

- **Beban Berfaktor :**

$$= 1,2 q_d + 1,6 q_l + R_C = 1,2 (717,2) + 1,6(250) + 1626,45$$

$$= 2887,1 \text{ kg/m}$$

Beban tersebut dimasukkan dalam analisa etabs dengan permodelan balok sederhana dua di atas tumpuan sendi seperti gambar 5.11 :



Gambar 5.11 Permodelan balok bordes

dan diperoleh reaksi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 - \text{Momen}_{\max} &: \frac{1}{8} \times q l^2 \\
 &\quad \frac{1}{8} \times 2887,1 \times 2,95^2 \\
 &\quad 3140,62 \text{ kg m} = 31406200 \text{ N mm} \\
 - \text{Geser}_{\max} &: \frac{q l}{2} = \frac{2887,1 \times 2,95}{2} = 4258,4725 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### 5.3.7.2. Penulangan Lentur Balok Bordes

Setelah perhitungan beban dan didapat nilai momen dan geser maksimum, maka dilakukan perhitungan penulangan pelat. Apabila balok bordes direncanakan dengan mutu beton dan baja tulangan yang sama dengan pelat bordes maka batasan nilai  $\rho_{\min}$  dan  $\rho_{\max}$  sama dengan nilai yang didapat pada proses perhitungan pada pelat bordes yaitu  $\rho_{\min} = 0,0035$  dan  $\rho_{\max} = 0,024$

Direncanakan tulangan diameter 16 dengan jarak selimut beton 40 mm didapat nilai  $d = 300 - 40 - 10 - 8 = 242 \text{ mm}$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{31406200}{0,8 \times 200 \times 242^2} = 3,351 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 3,351}{400}} \right)
 \end{aligned}$$



$$= 0,009 > \rho_{min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{perlu})$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,009 \times 200 \times 242 \\ &= 435,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{435,6}{113,04}} = 259,5 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan 4-D12-250mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{250} \times 0,25\pi \times 12^2 = 452,16 \sim 455 \text{ mm}^2$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum dengan  $\rho_{min}$  sehingga dipasang tulangan:

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 200 \times 242 \\ &= 169,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{169,4}{113,04}} = 667,3 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan 2-D12-500mm

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{500} \times 0,25\pi \times 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2$$

### 5.3.7.3. Penulangan Geser Balok Bordes

Kebutuhan tulangan geser terlebih dahulu harus di cek sebelum menghitung desain tulangan. Nilai  $V_U$  diambil yang terbesar antara balok bordes lantai dasar dan lantai 1 yaitu  $V_U = 4258,4725 \text{ kg} = 42584,725 \text{ N}$  dengan nilai  $\phi V_C$  sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi V_C &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 200 \times 242 = 33137,21 \text{ N}\end{aligned}$$

Syarat :

$$V_U < 0,5 \times \phi V_C$$

$$42584,725 > 16568,6 \dots \dots \dots (\text{not OK})$$

Perlu dipasang tulangan geser dan dilakukan cek pemasangan tulangan geser minimum

Syarat pemasangan tulangan geser minimum:

$$V_u < \phi V_{ci} \rightarrow 22134 < 0,75 \times 44182,95$$

$$42584,725 \text{ N} > 33137,21 \text{ N} \dots \dots \dots \text{NOT OK}$$

Diperlukan pemasangan tulangan geser dengan nilai minimal sebesar

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{42584,725}{0,75} - 44182,95 = 125967 \text{ dicoba pasang}$$

tulangan

$$\phi 8-120 \text{ mm } (A_v = 50,24 \text{ mm}^2).$$

Dengan s adalah spasi antar tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{50.24 \times 400 \times 242}{120} = 4052693 \text{ KN}$$

Cek syarat kuat geser

$$\phi V_c < V_u < \phi V_s + \phi V_c$$

$$33137.21 < 42584,725 < 0.75 (40526.93 + 44182.95)$$

$$33137.21 < 42584,725 < 63532.41 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga sengkang  $\phi 8 - 120 \text{ mm}$  dapat digunakan

## 5.4 PERANCANGAN BALOK LIFT

### 5.4.1 Data dan Perancangan

Perancangan balok lift meliputi balok-balok yang berada disekililing ruang lift maupun mesin lift yaitu balok penumpu depan dan balok pemisah sangkar. Lift yang digunakan pada perancangan pada tugas akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh Hyundai dengan data – data sebagai berikut:

- Tipe Lift : Lift Apartemen
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 11 orang = 750 kg
- Kecepatan : 90 m/menit
- Lebar Pintu : 800 mm
- Dimensi Sangkar
  - Outside :  $1460 \times 1505 \text{ mm}^2$
  - Inside :  $1400 \times 1350 \text{ mm}^2$
- Beban Reaksi Ruang Mesin
  - $R_1 = 4550 \text{ kg}$

$$- R_2 = 2800 \text{ kg}$$

Perancangan dimensi balok lift :

1. Balok penumpu depan :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 480 = 30 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok penumpu depan 35/50 cm

2. Balok penumpu belakang :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 480 = 30 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok belakang 35/50 cm

#### 5.4.2 Pembebanan

Pembebanan yang terjadi pada balok lift akan digunakan untuk melakukan analisa struktur guna mendapatkan gaya gaya yang terjadi pada komponen balok lift yang hendak direncanakan. Asumsi beban yang dihitung berupa beban mati merata, beban mati terpusat dan beban hidup. Beban mati merata didapatkan dari berat sendiri balok penumpu, balok pemisah sangkar, balok induk dan pelat lantai sekeliling ruang lift. Sedangkan berat mati terpusat diakibatkan oleh reaksi akibat ruang mesin yang membebani balok penumpu depan ( $R_2$ ) dan balok penumpu belakang ( $R_1$ ).

Beban merata yang terjadi pada balok dimodelkan sebagai beban trapesium dan beban segitiga guna mendapatkan momen yang lebih aktual pada balok lift. Berikut penjelasan perhitungan pembebanan balok lift.

## 2. Beban Mati Merata

- Beban sendiri balok penumpu depan lift  
 $0,35 \times 0,5 \times 2400 = 420 \text{ kg/m}$
- Beban sendiri balok induk  
 $0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$
- Beban pelat depan lift
  - Pelat  $0,12 \text{ m} \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
  - Plafond  $= 11 \text{ kg/m}^2$
  - Penggantung  $= 7 \text{ kg/m}^2$
  - Spesi :  $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$
  - Tegel  $2 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 48 \text{ kg/m}^2$
  - Ducting Plumbing  $= 25 \text{ kg/m}^2$
  - $= 421 \text{ kg/m}^2$

## 2. Beban Hidup Merata

Beban hidup merata yang bekerja adalah sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai rumah sakit beban hidup pelat diambil sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$

## 3. Beban Mati Terpusat

Pada pasal 4.7 *Impact Load* RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejutan dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan yang tertera pada daftar pustaka 4-1 dan 4-2, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

Pada Tabel. 4.2 Faktor Elemen Beban hidup (KLL)

$$PU_2 = R_2 \cdot KLL = 2800 \times 2 = 5600 \text{ kg}$$

$$PU_1 = R_1 \cdot KLL = 4550 \times 2 = 9100 \text{ kg}$$

#### 5.4.3 Permodelan Struktur

Dari analisa pembebanan dengan memakai *SAP 2000 V14.1*. Maka, diperoleh gaya geser dan momen seperti dalam Tabel 5.6.

*Tabel 5.6 Hasil gaya dalam analisa struktur*

Jenis Balok	Momen ditumpuan	Momen dilapangan	Geser
Balok penumpu depan	-25075,76 Nm	44114,84 Nm	53615,57 N
Balok penumpu belakang	-71702,43 Nm	97135,37 Nm	81763,34 N

Nilai momen dan geser pada Tabel 5.6 akan digunakan sebagai acuan dalam mendesain tulangan balok lift yang hendak direncana.

#### 5.4.4 Penulangan Balok Lift

Desain penulangan balok lift yang direncanakan terdiri dari balok penumpu depan, balok penumpu belakang dan balok pemisah sangkar. Tulangan yang didisain berupa tulangan lentur dan tulangan geser dengan acuan desain sebesar gaya yang tertera pada Tabel 5.6. Sebelum menghitung kebutuhan penulang balok lift perlu diketahui terlebih dahulu nilai dari  $\beta_1$ ,  $\rho_{balance}$ ,  $\rho_{min}$  dan  $\rho$ . Nilai – nilai tersebut dapat diperoleh dengan rumus sesuai *SNI 03-2847-2002 Ps. 10.4.3*, yaitu sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0325\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0325 = 0.024\end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 ps 12.5.1 nilai  $\rho_{\text{min}}$  tidak boleh kurang dari  $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$  dan tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1.4}{f_y}$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0.0034$$

sehingga diambil nilai  $\rho_{\text{min}} = 0.0035$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

#### 5.4.4.1. Penulangan Balok Penumpu Depan

Direncanakan dimensi balok penumpu depan sebesar 35/50 cm dengan data data balok penumpu depan adalah sebagai berikut :

- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tulangan = Ø 19 mm
- Diameter Sengkang = Ø 10 mm
- Tebal decking = 40 mm



Dari data diatas didapatkan nilai  $d = 500 - 40 - 10 - (19/2) = 440,5 \text{ mm}$

### 1. Penulangan Daerah Tumpuan

Momen yang terjadi dari analisa *SAP 2000 V14.1* :

Momen Tumpuan :  $25,0758 \text{ KNm} = 25075800 \text{ Nmm}$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{25075800}{0.8 \times 350 \times 440,5^2} = 0,4615 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,4615}{400}} \right) \\ &= 0.00116 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 350 \times 440,5 \\ &= 539,6125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

Tulangan pasang **4D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

### 2. Penulangan Daerah Lapangan

Momen yang terjadi dari analisa *SAP 2000 V14.1* :

Momen Lapangan :  $44,15 \text{ KNm} = 44150000 \text{ Nmm}$



$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{44150000}{0.8 \times 350 \times 440,5^2} = 0,8 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,8}{400}} \right) \\ &= 0.00203 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 350 \times 440,5 \\ &= 539,6125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

Tulangan pasang **4D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

### 3. Penulangan Geser

Kebutuhan tulangan geser terlebih dahulu harus di cek sebelum menghitung desain tulangan dengan nilai  $\phi V_c$  sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 350 \times 440,5 = 105915,85 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat :

$$V_U < \phi V_c$$

$$53615,57 < 105915,85 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

Karena,  $V_u < \phi V_c$  maka tidak memerlukan tulangan geser

#### 5.4.4.1. Penulangan Balok Penumpu Belakang

Direncanakan dimensi balok penumpu belakang sebesar 35/50 cm dengan data data balok penumpu belakang adalah sebagai berikut :

- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tulangan = Ø 19 mm
- Diameter Sengkang = Ø 10 mm
- Tebal decking = 40 mm

Dari data diatas didapatkan nilai  $d = 500 - 40 - 10 - (19/2) = 440,5 \text{ mm}$

#### 1. Penulangan Daerah Tumpuan

Momen yang terjadi dari analisa SAP 2000 V14.1 :

Momen Tumpuan : 71702,43 Nm = 71702430 Nmm

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{71702430}{0.8 \times 350 \times 440,5^2} = 1,31 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1,31}{400}} \right)$$

$$= 0.00336 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}})$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 350 \times 440,5 \\ &= 539,6125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan pasang **4D19** ( $A_{s\text{pakai}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

## 2. Penulangan Daerah Lapangan

Momen yang terjadi dari analisa *SAP 2000 V14.1* :

Momen Lapangan :  $97135,37 \text{ Nm} = 97135370 \text{ Nmm}$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{97135370}{0.8 \times 350 \times 440,5^2} = 1,775 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1,775}{400}} \right) \\ &= 0.0046 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0046 \times 350 \times 440,5 \\ &= 709,205 \end{aligned}$$

Tulangan pasang **4D19** ( $A_{s\text{pakai}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

### 3. Penulangan Geser

Kebutuhan tulangan geser terlebih dahulu harus di cek sebelum menghitung desain tulangan dengan nilai  $\phi V_c$  sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 350 \times 442 = 105915,85 N\end{aligned}$$

Syarat :

$$V_u < \phi V_c$$

$$81763,34 < 105915,85 N \dots\dots\dots (OK)$$

Karena,  $V_u < \phi V_c$  maka tidak diperlukan tulangan geser

## PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA

### 6.1 Umum

Dalam merencanakan suatu gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun terhadap beban gempa, hal ini dimaksudkan agar apabila gedung tersebut terkena beban gempa yang sesungguhnya akan sudah terantisipasi. Pembebanan searah gravitasi mengacu pada ketentuan *RSNI-1727-2010* sedangkan untuk beban gempa rencana yang digunakan mengacu pada peraturan *SNI 03-1726-2010* yang di dalamnya sudah terdapat ketentuan-ketentuan dan syarat-syarat dalam perhitungan beban gempa rencana.

### 6.2 Permodelan Struktur

Dalam melakukan analisa beban gempa diperlukan adanya suatu permodelan struktur terhadap gedung yang akan direncanakan. Gedung dimodelkan sebagai bangunan simetris tipikal setinggi 15 tingkat dengan sehingga tinggi total gedung adalah 45,2 m.

### 6.3 Tahapan Analisis

#### 6.3.1 Gempa Rencana

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

#### 6.3.2 Kategori Resiko Bangunan (KRB)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung harus sesuai dengan *SNI 03-1726-2010* tabel 4.1-1. Pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut tabel 4.1-2 *SNI 03-1726-2010*.

Pada perencanaan ini gedung difungsikan sebagai gedung apartemen yang dikondisikan mampu dalam menahan gempa sedang, sehingga untuk perencanaan ini gedung tersebut masuk kedalam kategori resiko bangunan II.

### 6.3.3 Faktor Keutamaan

Untuk kategori resiko II didapatkan Faktor Keutamaan I menurut Tabel 4.1-2SNI 03-1726-2010 yaitu 1

## 6.4 Perhitungan analisa gempa

### 6.4.1 Analisa Kelas Situs

Tiap situs yang ditetapkan harus sesuai dengan SNI 03-1726-2010 tabel 5.3-1. Berdasarkan data tanah yang terlampir menunjukkan bahwa tanah tersebut diklasifikasikan ke dalam kelas situs SD (Tanah sedang) dengan nilai konus yang berkisar dari 15-50 pada kedalaman 10 m dari permukaan tanah.

### 6.4.2 Kombinasi Beban Berfaktor

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. D
2. D + L
3. D + (Lr atau R)
4. D + 0,75L + 0,75(Lr atau R)
5. D + (0,6W atau 0,7E)
6. D + 0,75(0,6W atau 0,7E) + 0,75L + 0,75(Lr atau R)
7. 0,6D + 0,6W
8. 0,6D + 0,7E

*Pengecualian:* Faktor beban untuk  $L$  pada kombinasi 3, 4, dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada  $500 \text{ kg/m}^2$ .

### 6.4.3 Perhitungan Berat Efektif

#### 6.4.3.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan gedung yang digunakan sebagai berikut:

Mutu beton ( $f'c$ )	:30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	:400MPa
Tinggi tipikal lantai 1-10	:3,5m pada lantai dasar : 2,9 m pada lantai 2-14 : 4 m pada lantai 15
Dimensi kolom	:80x80cm lantai dasar-7 : 70x70 cm lantai 8-15
Dimensi induk	: 30/50 cm
Kelas situs tanah	: SD(tanah sedang)
Kategori Resiko	:II
faktor keutamaan	:1.0

#### 6.4.3.2 Perhitungan Berat Struktur

Sebelum melakukan analisa terhadap beban gempa diperlukan data berat total keseluruhan bangunan ( $W_t$ ) sebagai berikut :

**Lantai Dasar**

Berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1

**Beban Mati :****Tabel 6.1 Beban Mati lantai dasar**

LANTAI DASAR							
KOLOM	=	0.8 x	0.8 x	3.5 x	2400 x	40 =	215040
BALOK INDUK	=	0.3 x	0.5 x	4.2 x	2400 x	31 =	46872
	=	0.3 x	0.5 x	2.4 x	2400 x	4 =	3456
	=	0.3 x	0.5 x	3.7 x	2400 x	20 =	26640
	=	0.3 x	0.5 x	2.65 x	2400 x	10 =	9540
BALOK LIFT	=	0.35 x	0.5 x	4.2 x	2400 x	2 =	3528
BALOK ANAK	=	0.25 x	0.4 x	4.6 x	2400 x	15 =	16560
PELAT	=	3.45 x	5 x	0.12 x	2400 x	8 =	39744
	=	3.45 x	3.2 x	0.12 x	2400 x	1 =	3179.52
	=	4.9 x	2.5 x	0.12 x	2400 x	30 =	105840
	=	4.9 x	3.2 x	0.12 x	2400 x	2 =	9031.68
DINDING 1/2 BATA	=	0.15 x	3 x	4.2 x	250 x	31 =	14647.5
	=	0.15 x	3 x	2.4 x	250 x	4 =	1080
	=	0.15 x	3 x	3.7 x	250 x	20 =	8325
	=	0.15 x	3 x	2.65 x	250 x	2 =	596.25
PELAT TANGGA	=	0.23 x	1.2 x	6.1 x	2400 x	1 =	4040.64
PELAT BORDES	=	0.14 x	1.5 x	2.65 x	2400 x	1 =	1335.6
BALOK BORDES	=	0.2 x	0.3 x	2.65 x	2400 x	1 =	381.6
PENGGANTUNG	=	43.2 x	13.25 x	1 x	7 x	1 =	4006.8
PLUMBING	=	43.2 x	13.25 x	1 x	10 x	1 =	5724
DUCTING	=	43.2 x	13.25 x	1 x	20 x	1 =	11448
PLAFON	=	43.2 x	13.25 x	1 x	11 x	1 =	6296.4
ME	=	43.2 x	13.25 x	1 x	8 x	1 =	4579.2
SPASI	=	43.2 x	13.25 x	1 x	21 x	1 =	12020.4
TEGEL (KERAMIK)	=	43.2 x	13.25 x	1 x	24 x	1 =	13737.6
PARTISI	=	43.2 x	13.25 x	1 x	100 x	1 =	57240
						<b>TOTAL</b>	<b>624890.19</b>

## Tingkat 2 – 7

Berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1

**Beban Mati :**

Tabel 6.2 Beban Mati Lanati 2-7

LANTAI 2 - 7							
KOLOM	=	0.8	0.8	2.9	2400	40	= 178176
BALOK INDUK	=	0.3	0.5	4.2	2400	31	= 46872
	=	0.3	0.5	2.4	2400	4	= 3456
	=	0.3	0.5	3.7	2400	20	= 26640
	=	0.3	0.5	2.65	2400	10	= 9540
BALOK LIFT	=	0.35	0.5	4.2	2400	2	= 3528
BALOK ANAK	=	0.25	0.4	4.6	2400	15	= 16560
PELAT	=	3.45	5	0.12	2400	8	= 39744
	=	3.45	3.2	0.12	2400	1	= 3179.52
	=	4.9	2.5	0.12	2400	30	= 105840
	=	4.9	3.2	0.12	2400	2	= 9031.68
DINDING 1/2 BATA	=	0.15	2.4	4.2	250	31	= 11718
	=	0.15	2.4	2.4	250	4	= 864
	=	0.15	2.4	3.7	250	20	= 6660
	=	0.15	2.4	2.65	250	2	= 477
PELAT TANGGA	=	0.23	1.2	6.1	2400	1	= 4040.64
PELAT BORDES	=	0.14	1.5	2.65	2400	1	= 1335.6
BALOK BORDES	=	0.2	0.3	2.65	2400	1	= 381.6
PENGGANTUNG	=	43.2	13.25	1	7	1	= 4006.8
PLUMBING	=	43.2	13.25	1	10	1	= 5724
DUCTING	=	43.2	13.25	1	20	1	= 11448
PLAFON	=	43.2	13.25	1	11	1	= 6296.4
ME	=	43.2	13.25	1	8	1	= 4579.2
SPASI	=	43.2	13.25	1	21	1	= 12020.4
TEGEL (KERAMIK)	=	43.2	13.25	1	24	1	= 13737.6
PARTISI	=	43.2	13.25	1	100	1	= 57240
						<b>TOTAL</b>	<b>583096.44</b>

## Tingkat 8 - 14

Berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1

Beban Mati :

Tabel 6.3 Beban Mati Lanati 8-14

LANTAI 8 - 14							
KOLOM	=	0.7	0.7	2.9	2400	40	= 136416
BALOK INDUK	=	0.3	0.5	4.2	2400	31	= 46872
	=	0.3	0.5	2.4	2400	4	= 3456
	=	0.3	0.5	3.7	2400	20	= 26640
	=	0.3	0.5	2.65	2400	10	= 9540
BALOK LIFT	=	0.35	0.5	4.2	2400	2	= 3528
BALOK ANAK	=	0.25	0.4	4.6	2400	15	= 16560
PELAT	=	3.45	5	0.12	2400	8	= 39744
	=	3.45	3.2	0.12	2400	1	= 3179.52
	=	4.9	2.5	0.12	2400	30	= 105840
	=	4.9	3.2	0.12	2400	2	= 9031.68
DINDING 1/2 BATA	=	0.15	2.4	4.2	250	31	= 11718
	=	0.15	2.4	2.4	250	4	= 864
	=	0.15	2.4	3.7	250	20	= 6660
	=	0.15	2.4	2.65	250	2	= 477
PELAT TANGGA	=	0.23	1.2	6.1	2400	1	= 4040.64
PELAT BORDES	=	0.14	1.5	2.65	2400	1	= 1335.6
BALOK BORDES	=	0.2	0.3	2.65	2400	1	= 381.6
PENGGANTUNG	=	43.2	13.25	1	7	1	= 4006.8
PLUMBING	=	43.2	13.25	1	10	1	= 5724
DUCTING	=	43.2	13.25	1	20	1	= 11448
PLAFON	=	43.2	13.25	1	11	1	= 6296.4
ME	=	43.2	13.25	1	8	1	= 4579.2
SPASI	=	43.2	13.25	1	21	1	= 12020.4
TEGEL (KERAMIK)	=	43.2	13.25	1	24	1	= 13737.6
PARTISI	=	43.2	13.25	1	100	1	= 57240
						<b>TOTAL</b>	<b>541336.44</b>

**Tingkat 15**

Berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1

**Beban Mati :****Tabel 6.4 Beban Mati Lanati 15**

<b>LANTAI 15</b>						
KOLOM	=	0.7	0.7	4	2400	40 = 188160
BALOK PRATEKAN	=	0.5	0.8	12.45	2400	5 = 59760
BALOK INDUK	=	0.3	0.5	4.2	2400	31 = 46872
	=	0.3	0.5	2.4	2400	4 = 3456
	=	0.3	0.5	3.7	2400	20 = 26640
	=	0.3	0.5	2.65	2400	10 = 9540
BALOK LIFT	=	0.35	0.5	4.2	2400	2 = 3528
BALOK ANAK	=	0.25	0.4	4.6	2400	15 = 16560
PELAT	=	3.45	5	0.12	2400	8 = 39744
	=	3.45	3.2	0.12	2400	1 = 3179.52
	=	4.9	2.5	0.12	2400	30 = 105840
	=	4.9	3.2	0.12	2400	2 = 9031.68
DINDING 1/2 BATA	=	0.15	3.5	4.2	250	19 = 10473.75
	=	0.15	3.5	2.4	250	4 = 1260
	=	0.15	3.5	3.7	250	10 = 4856.25
	=	0.15	3.5	2.65	250	2 = 695.625
PELAT TANGGA	=	0.23	1.2	6.1	2400	1 = 4040.64
PELAT BORDES	=	0.14	1.5	2.65	2400	1 = 1335.6
BALOK BORDES	=	0.2	0.3	2.65	2400	1 = 381.6
PENGGANTUNG	=	43.2	13.25	1	7	1 = 4006.8
PLUMBING	=	43.2	13.25	1	10	1 = 5724
DUCTING	=	43.2	13.25	1	20	1 = 11448
PLAFON	=	43.2	13.25	1	11	1 = 6296.4
ME	=	43.2	13.25	1	8	1 = 4579.2
SPASI	=	43.2	13.25	1	21	1 = 12020.4
TEGEL (KERAMIK)	=	43.2	13.25	1	24	1 = 13737.6
PARTISI	=	43.2	13.25	1	100	1 = 57240
<b>TOTAL</b>						<b>650407.065</b>

Koefisien reduksi beban hidup pada apartemen untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih terhadap peninjauan gempa (RSNI 03-1727-1989 pasal 4.8.2) = 20%.

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup pada lantai} \\ = 0,8 \times 250 \times 43,2 \times 13,25 = 114.480 \text{kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup pada atap} \\ = 0,8 \times 100 \times 43,2 \times 13,25 = 45.792 \text{kg} \end{aligned}$$

Perhitungan berat bangunan di atas hanya dihitung berdasarkan salah satu bangunan saja. Karena bangunan A dan bangunan B tipikal, maka besarnya beban vertikal yang bekerja di masing-masing tingkat dapat dilihat pada tabel 6.1.

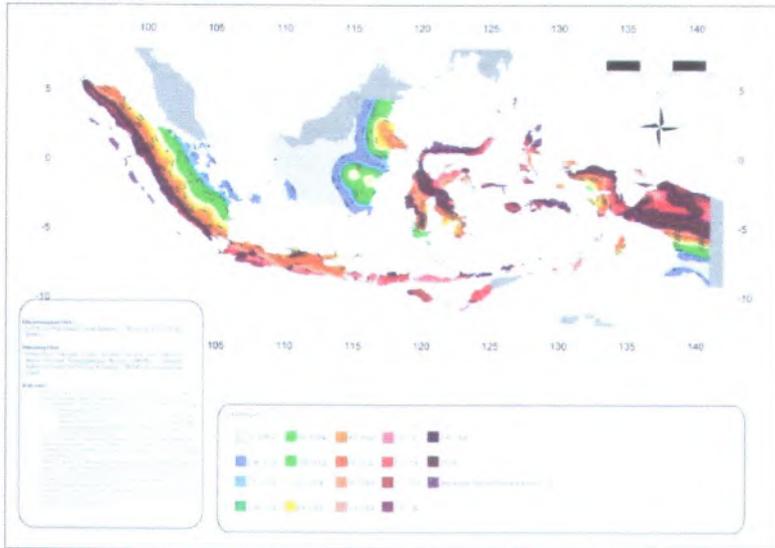
**Tabel 6.5** Beban vertikal yang bekerja di masing-masing tingkat

LANTAI	BEBAN MATI	BEBAN HIDUP	TOTAL
15	650,407.07	45,792.00	696,199.07
14	583,096.44	114,480.00	697,576.44
13	583,096.44	114,480.00	697,576.44
12	583,096.44	114,480.00	697,576.44
11	583,096.44	114,480.00	697,576.44
10	583,096.44	114,480.00	697,576.44
9	583,096.44	114,480.00	697,576.44
8	583,096.44	114,480.00	697,576.44
7	583,096.44	114,480.00	697,576.44
6	583,096.44	114,480.00	697,576.44
5	583,096.44	114,480.00	697,576.44
4	583,096.44	114,480.00	697,576.44
3	583,096.44	114,480.00	697,576.44
2	583,096.44	114,480.00	697,576.44
1	624,890.19	114,480.00	739,370.19
Σ			10,504,062.98

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 03-1726-2010. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa statis, dimana letak bangunan terletak di wilayah gempa surabaya dengan gempa sedang, tinggi bangunan adalah 45,2 m. Proses perhitungannya dengan bantuan program SAP 2000, yang perlu dimasukan adalah grafik respon spektrum dari zone yang ada.

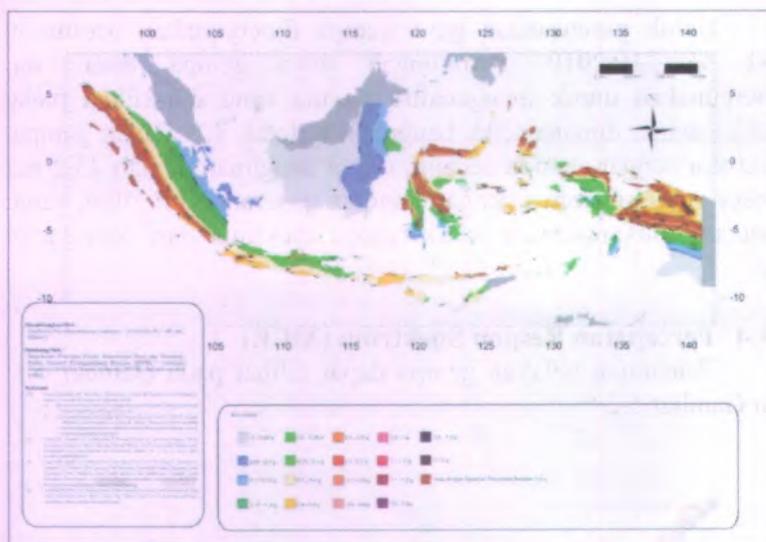
#### 6.4.4 Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 6.1 dan Gambar 6.2 :



Gambar 6.1 Wilayah gempa Ss

Gempa Maksimum yang di pertimbangkan resiko tersesuaikan ( $MCE_R$ ). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs D. Dari gambar 6.1 untuk daerah Surabaya didapatkan nilai  $S_s = 0,60-0,7 g$ .



Gambar 6.2 Wilayah gempa  $S_1$

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan ( $MCE_R$ ) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam  $g$  (5% redaman kritis), kelas situs D. Dari gambar 6.2 untuk wilayah Surabaya  $S_1 = 0,2 - 0,25 g$ . Untuk nilai  $F_a$  (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan  $F_v$  (koefisien situs untuk periode 1 detik) yang didapat dari Tabel 6.6 dan Tabel 6.7.

Tabel 6.6 Koefisien situs  $F_a$

KelasSitus	Parameter ResponsSpektralPercepatanGempa $MCE_R$ TerpetakanPadaPeriodePendek, $T=0,2$ detik, $S_g$				
	$S_g \leq 0,25$	$S_g = 0,5$	$S_g = 0,75$	$S_g = 1$	$S_g \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

Tabel 6.7 Koefisien situs Fv

KelasSitus	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa $MCE_R$ Terpetakan				
	Pada Periode 1 detik. $S_j$				
	$S_j \leq 0,1$	$S_j = 0,2$	$S_j = 0,3$	$S_j = 0,4$	$S_j \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	$SS^b$				

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut :

$$S_s = 0,6 - 0,7g$$

$$S_1 = 0,2 - 0,25g$$

$$F_a = 1,4 + \left( \frac{1,2 - 1,4}{0,75 - 0,5} (0,6 - 0,5) \right) = 1,32$$

$$F_v = 2$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\text{SNI 03-1726-2010 Pers. 6.2-1})$$

$$= 1,32 \times 0,60 = 0,792$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 03-1726-2010 Pers. 6.2-2})$$

$$= 2 \times 0,2 = 0,4$$

#### • Parameter Percepatan Respons Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,792 = 0,528$$

(SNI 03-1726-2010 Pers. 6.2-3)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,4 = 0,267$$

(SNI 03-1726-2010 Pers. 6.2-4)

#### 6.4.5 Periode Alami Fundamental

Periode struktur fundamental,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode

fundamental,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ ) dari Tabel 6.8 dikali perioda fundamental pendekatan,  $T_a$ .

$$T < C_u \times T_a \quad (\text{SNI 03-1726-2010 Pers. 7.8-2})$$

**Tabel 6.8** Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (RSNI 03-1726-2010 tabel 7.8-1)

Parameter Percepatan Respons Spektral Disain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental,  $T$ , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai dengan RSNI 03-1726-2010 pasal 7.8.2.1.

#### 6.4.5.1 Perioda Fundamental Pendekatan

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik, ditentukan oleh persamaan berikut

$$T_a = C_t \times H^n \quad \text{RSNI 03-1726-2010 pasal 7.8.2.1.}$$

Tipe struktur	C <sub>t</sub>	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilindungi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0.0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0.0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488 <sup>a</sup>	0,75

Gambar 6.3 Nilai Ct dan X

Nilai Ct didapat = 0,0466

Dan nilai x diapat 0,9

Maka diapat Ta dengan persamaan berikut

$$T_a = C_t \times H n^x$$

$$T_a = 0,0466 \times 45,2^{0,9}$$

$$T_a = 1,439$$

Sehingga T yang nantinya didapat dari analisa komputer harus kurang dari Cu x T<sub>a</sub>

$$T < 1,4 \times 1,439 = 2,0146 \text{ detik}$$

#### 6.4.6 Perioda Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program SAP 2000 v 14.0.0 dengan menggunakan spectrum respon gempa IBC 2006 yang typical dengan spectrum respon SNI-1726-2010.

Dari hasil analisa struktur diperoleh periode alami fundamental gempa tertinggi sebesar T= 1,423 detik. Periode tidak boleh melebihi Cu x T<sub>a</sub> ,serta data simpangan tiap lantai yang tercantum pada Tabel 6.12.

$$\begin{aligned} T &= 1,423 \text{ detik} < C_u \times T_a = 1,4 \times 1,439 \text{ detik} \\ &= 1,92 \text{ detik} \text{ ..ok} \end{aligned}$$

Maka dipakai T= 1,423 detik

### 6.4.7 Kategori Desain Gempa

Apabila  $S_I$  lebih kecil dari 0,75, kategori disain seismik diijinkan untuk ditentukan (sesuai Tabel 6.5-1 SNI 03-1726-2010)

**Tabel 6.9** Kategori disain gempa berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek (SNI 03-1726-2010 tabel 6.5-1)

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

Sehingga dari tabel 6.9 diperoleh kategori desain seismik tipe D.

### 6.4.8 Faktor Sistem Penahan Seismik

Sistem penahan-gaya seismik yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 6.10

**Tabel 6.10** Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya seismik (SNI 03-1726-2010 tabel 7.2-1)

SISTEM RANGKA	$R$	$\Omega_0^g$	$C_d$	Kategori disain				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
1. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI

Keterangan: TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diiijinkan

Harga tabelfaktor kuat-lebih( $\Omega_0$ ), diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan *diafragma fleksibel*, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistim kolom kantilever.

Dari tabel didapat data perencanaan untuk Disain Seismik E sebagai berikut :

# Koefisien modifikasi respon  $R = 5$

# Faktor kuat-lebih  $\Omega_0 = 3$

# Pembesaran defleksi  $C_d = 4,5$

#### 6.4.9 Fleksibilitas Diafragma

Analisis struktur harus memperhitungkan kekakuan relative diafragma dan elemen vertical system penahan gaya seismik. Diafragma pelat beton dikatakan kaku apabila memenuhi persamaan *SNI 03-1726-2010 Pasal 7.3.1.2* dengan persamaan:

$$S/De \leq 3$$

dimana :  $S$  = lebar keseluruhan gedung

$De$  = panjang keseluruhan gedung

dan jika struktur tidak memiliki ketidakberaturan horizontal.

$$S = 13,25\text{m} ; De = 43,2\text{ m}$$

$13,25\text{m}/43,2\text{m} = 0,307 > 3$ ,maka struktur pelat beton sebagai diafragma adalah fleksible.

#### 6.4.10 Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F,  $\rho$  harus sama dengan 1,3 sesuai *SNI 03-1726-2010 Pasal 7.3.4.2*

#### 6.4.11 Gaya Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:



$$V = C_s \cdot W \text{ (SNI 03-1726-2010 Persamaan 7.8-1)}$$

di mana:

$C_s$  = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2010 Pasal 7.8.1.1

$W$  = berat seismik efektif menurut SNI 03-1726-2010 Pasal 7.7.2.

#### 6.4.11.1 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ (SNI 03-1726-2010 Persamaan 7.8-1.1)}$$

di mana:

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek seperti ditentukan dari SNI 03-1726-2010 Pasal 6.9.4

$R$  = faktor modifikasi respons dalam SNI 03-1726-2010 Tabel 7.2-1

$I_e$  = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2010 Pasal 4.1.2

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ (SNI 03-1726-2010 Persamaan 7.8-1.1)}$$

$C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \text{ (SNI 03-1726-2010 Persamaan 7.8-4)}$$

di mana  $I$  dan  $R$  sebagaimana didefinisikan dalam SNI 03-1726-2010 Pasal 7.8.1.1

Dari perhitungan di atas sudah didapat data perencanaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= 0,528 \\
 S_{D1} &= 0,267 \\
 I &= 1 \\
 R &= 5 \\
 T_a &= 1,439 \text{ detik} \\
 S_1 &= 0,2 \\
 W &= 10.504.062,98 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Perhitungan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,528}{\left(\frac{5}{1}\right)} = 0,1056$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T_a \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,528}{1,439 \left(\frac{5}{1}\right)} = 0,0734$$

$C_s$  harus tidak kurang dari :

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

$$C_s = 0,044 \times 0,528 \times 1 = \mathbf{0,0232} \geq 0,01 \text{ ..OK}$$

didapat :

$$C_{s \text{ pakai}} = 0,0734$$

Sehingga dapat dipakai untuk perhitungan :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,0734 \times 10.504.062,98 \text{ Kg} = 770998.2227 \text{ Kg}$$

$$0,85 \cdot V = 0,85 \times 770998.2227 \text{ Kg} = 655348.4893 \text{ Kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 03-1726-2010 Pasal 7.9.4.1).

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan

prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (*SNI 03-1726-2010 Pasal 7.9.4.1*).

#### 6.4.12 kontrol drift (simpangan antar lantai)

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

Nilai dari kinerja batas layan  $\Delta_s$  ini diperoleh dari output SAP 2000 v14 yang selanjutnya akan dijabarkan pada Tabel 6.11 dan Tabel 6.12.

drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta_s &= 0,010h_{sx} \\ &= 0,010 \times 4000 = 40 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 6.11 Akibat Gempa Ex

Lantai	hi (m)	$\Delta_s$ (mm)	Drift $\Delta_s$ antar lantai (mm)	Syarat drift $\Delta_s$ (mm)	Keterangan
15	45,2	5,589	0,9045	40	Ok
14	41,2	4,6845	-1,0395	40	Ok
13	38,3	5,724	-1,0935	40	Ok
12	35,4	6,8175	-1,044	40	Ok
11	32,5	7,8615	-0,9585	40	Ok
10	29,6	8,82	-0,918	40	Ok
9	26,7	9,738	-0,909	40	Ok
8	23,8	10,647	-0,405	40	Ok
7	20,9	11,052	-0,5985	40	Ok
6	18	11,6505	-0,5085	40	Ok
5	15,1	12,159	-0,216	40	Ok
4	12,2	12,375	0,4095	40	Ok
3	9,3	11,9655	1,647	40	Ok
2	6,4	10,3185	3,933	40	Ok
1	3,5	6,3855	6,3855	40	Ok

Tabel 6.12 Akibat Gempa Ey

Lantai	hi (m)	$\Delta s$ (mm)	Drift $\Delta s$ antar lantai (mm)	Syarat drift $\Delta s$ (mm)	Keterangan
15	45,2	1,6965	0,2745	40	Ok
14	41,2	1,422	-0,324	40	Ok
13	38,3	1,746	-0,3285	40	Ok
12	35,4	2,0745	-0,3195	40	Ok
11	32,5	2,394	-0,297	40	Ok
10	29,6	2,691	-0,2745	40	Ok
9	26,7	2,9655	-0,2835	40	Ok
8	23,8	3,249	-0,117	40	Ok
7	20,9	3,366	-0,189	40	Ok
6	18	3,555	-0,1485	40	Ok
5	15,1	3,7035	-0,0675	40	Ok
4	12,2	3,771	0,126	40	Ok
3	9,3	3,65	0,4995	40	Ok
2	6,4	3,1455	1,2015	40	Ok
1	3,5	1,944	1,944	40	Ok

#### 6.4.13 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 03-1726-2002Ps. 7.2.1 jumlah ragam vibrasi (jumlah *mode shape*) yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

Tabel 6.13 Partisipasi massa ragam terkombinasi

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX		SumUY		
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless		Unitless		
MODAL	Mode	76	0.052187	6.837E-08	1.049E-07	0.0002133	0.986	72.949	0.987	72.103231	
MODAL	Mode	77	0.052135	1.621E-08	0.000000843	0.000006301	0.986	73.935	0.987	73.090231	
MODAL	Mode	78	0.052118	2.324E-12	4.836E-08	0.000002736	0.986	74.921	0.987	74.077231	
MODAL	Mode	79	0.052053	1.28E-11	7.032E-09	0.000003898	0.986	75.907	0.987	75.064231	
MODAL	Mode	80	0.051966	9.187E-07	2.827E-08	3.758E-08	0.986	76.893	0.987	76.051231	
MODAL	Mode	81	0.051922	8.573E-08	1.642E-07	0.00007917	0.986	77.879	0.987	77.038231	
MODAL	Mode	82	0.051868	3.505E-07	0.000002136	0.000008698	0.986	78.865	0.987	78.025231	
MODAL	Mode	83	0.051837	1.867E-07	1.281E-09	0.00001333	0.986	79.851	0.987	79.012231	
MODAL	Mode	84	0.051825	2.192E-08	9.241E-08	0.00001371	0.986	80.837	0.987	79.999231	
MODAL	Mode	85	0.051792	2.975E-09	0.000001004	0.00001142	0.986	81.823	0.987	80.986231	
MODAL	Mode	86	0.05175	1.432E-07	2.512E-07	1.022E-07	0.986	82.809	0.987	81.973231	
MODAL	Mode	87	0.051707	1.908E-09	1.76E-09	0.000005031	0.986	83.795	0.987	82.960231	
MODAL	Mode	88	0.05164	8.815E-08	6.879E-10	0.0001447	0.986	84.781	0.987	83.947231	
MODAL	Mode	89	0.051573	1.766E-12	1.614E-10	0.000001277	0.986	85.767	0.987	84.934231	
MODAL	Mode	90	0.051548	1.786E-07	1.891E-08	0.00004581	0.986	86.753	0.987	85.921231	
MODAL	Mode	91	0.051534	1.501E-07	3.126E-09	0.00001835	0.986	87.739	0.987	86.908231	
MODAL	Mode	92	0.05148	1.706E-07	5.072E-07	0.000004687	0.986	88.725	0.987	87.895231	
MODAL	Mode	93	0.051468	1.032E-07	7.097E-07	0.000003939	0.986	89.711	0.987	88.882231	
MODAL	Mode	94	0.051425	6.433E-09	5.357E-09	0.000003378	0.986	90.697	0.987	89.869231	
MODAL	Mode	95	0.051401	9.114E-07	6.436E-07	0.00000782	0.986	91.683	0.987	90.856231	
MODAL	Mode	96	0.051398	2.327E-10	7.806E-08	4.329E-09	0.986	92.669	0.987	91.843231	
MODAL	Mode	97	0.051382	2.694E-07	6.235E-07	0.000001359	0.986	93.655	0.987	92.830231	
MODAL	Mode	98	0.051351	1.109E-07	6.827E-08	3.324E-07	0.986	94.641	0.987	93.817231	

Dari Tabel 6.13 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total mencapai 90,856 % untuk arah X dan 90,856 % untuk arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 03-1726-2002Ps. 7.2.1 dapat dipenuhi.



## BAB VII STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG

### 7.1 UMUM

Struktur utama merupakan bagian dari gedung yang menahan beban secara keseluruhan baik pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa gaya gempa yang terjadi pada gedung yang direncanakan. Komponen struktur utama yang direncana berupa struktur balok dan kolom dalam hal ini termasuk balok induk, balok anak dan balok pratekan.

Permodelan struktur gedung mengacu pada SNI 03-1726-2010 dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah pada zona gempa sedang. Sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang membebankan beban akibat gravitasi maupun akibat beban gempa kepada komponen rangka struktur berupa balok dan kolom, pendetailan struktur mengikuti aturan SNI 03-2847-2002.

### 7.2 DATA DAN PERANCANGAN

Data dan perancangan untuk gedung yang telah didapat pada preliminary desain untuk analisa struktur utama adalah sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Jumlah Lantai : 15 Lantai
- Tinggi Tiap Lantai : 3,5 Meter pada lantai dasar  
: 2,9 Meter pada lantai 2-14  
: 4 Meter pada lantai 15

- Tinggi Bangunan : 45,2 Meter
- Dimensi Kolom : 80×80 cm dari lantai dasar – lantai 7  
: 70×70 cm dari lantai 8 – lantai 15
- Dimensi Balok
  - Balok Anak : 25×40 cm
  - Balok Induk : 30×50 cm
  - Balok Pratekan : 50×80 cm
  - Balok Lift : 35×50 cm
- Wilayah Gempa : Zona 3 (Gempa Sedang)
- Jenis Tanah : Tanah Sedang

### 7.3 PEMBEBANAN

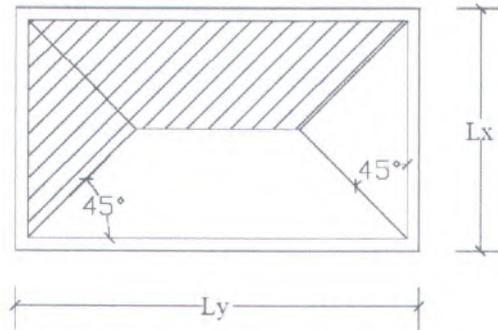
Beban yang bekerja pada komponen struktur berupa beban gravitasi yang terdiri dari beban mati dan beban gempa. Pada subbab ini akan dibahas mengenai gravitasi yang terdistribusi dari pelat maupun akibat beban langsung pada balok sedangkan pembebanan gempa telah dibahas pada bab sebelumnya.

Beban gravitasi adalah beban yang bekerja searah dengan gravitasi bumi. Beban gravitasi yang diterima oleh komponen struktur utama berupa beban mati merata, beban mati terpusat dan beban hidup merata.

#### 7.3.1 Beban Mati

Beban Mati terdiri dari beban mati merata dan terpusat. Beban mati merata merupakan berat sendiri balok ditambah berat dinding yang berada di atas balok dikali dengan tinggi lantai. Selain itu terdapat berat mati dari pelat berupa berat sendiri pelat dan berat komponen yang berada di atasnya berupa berat plafond

penggantung dan plumbing. Beban mati merata pada pelat diteruskan pada balok dengan cara didistribusikan sebagai beban trapesium dan segitiga yang kemudian dibebankan di atas balok.



**Gambar 7.1 Distribusi beban pelat**

Distribusi beban pelat untuk balok arah  $L_x$  adalah berupa beban segitiga sedangkan untuk pelat arah  $L_y$  adalah beban ekuivalen trapesium. Besarnya beban ekuivalen trapesium adalah sebesar beban merata pelat ( $\text{kg/m}^2$ ) dikalikan dengan tinggi trapesium pada Gambar 7.1 yaitu sebesar  $0.5 \times L_x$  demikian halnya dengan besarnya beban ekuivalen segitiga yang diterima oleh balok arah  $L_x$ . Beban merata pelat didapatkan dari hasil perhitungan pelat.

Beban trapesium dan segitiga ini digunakan sebagai beban pada analisa struktur utama sebagai beban pada balok ditambah dengan berat dinding yang berada di atas balok sebagai beban merata. Analisa dilakukan dengan menggunakan bantuan *SAP 2000 v14.1*

### 7.3.2 Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada pada komponen struktur utama berupa distribusi dari beban hidup terbagi rata pada pelat. Beban hidup yang bekerja pada lantai 1 hingga 15 sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$  untuk gedung yang berfungsi sebagai apartemen sedangkan

untuk atap beban hidup yang bekerja sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$ . Sama halnya dengan beban mati terbagi rata yang didapat dari distribusi pelat, beban hidup ini juga dihitung sebagai beban trapesium dan beban segitiga dari hasil distribusi beban pelat.

### 7.3.3 Kombinasi Pembebanan

Beban gravitasi yang bekerja seperti uraian di atas dikombinasikan dengan beban gempa yang telah dihitung pada bab sebelumnya dengan kombinasi pembebanan sesuai SNI 03-2847-2002 sebagai berikut:

- $U = 1.4D$
- $U = 1.2D + 1.6L$
- $U = 1.2D + 1L \pm 1E$
- $U = 0.9D \pm 1E$

Dimana:

$U$  = Beban Kombinasi yang digunakan

$D$  = Beban mati yang bekerja pada komponen struktur

$L$  = Beban hidup yang bekerja pada komponen struktur

$E$  = Beban gempa yang bekerja pada arah X maupun Y

## 7.4 PERANCANGAN BALOK ANAK

Balok anak dalam tugas akhir ini ada 1 macam yaitu balok anak yang menumpu pada balok induk. Berhubung kedua balok anak tersebut mempunyai dimensi yang sama dan panjang sama, maka dalam tugas akhir ini dilakukan sekali desain balok anak.

### 7.4.1 Balok Anak Pada Komponen Struktur Gedung

Balok anak pada komponen non prategang terletak pada sekitar balok anak yang berfungsi menyampaikan beban dari pelat

lantai ke balok induk. Balok anak ini direncanakan tidak memikul beban gempa yang terjadi pada struktur utama (hanya memikul beban gravitasi saja) sehingga pada permodelannya direncanakan sebagai sendi-sendi. Permodelan balok anak dapat digambarkan sebagai balok pada permodelan analisa gedung dengan melakukan release momen pada ujung-ujung perletakan agar tidak terjadi momen pada daerah tumpuannya sehingga secara otomatis balok anak tidak memikul beban gempa.

#### 7.4.1.1 Penulangan Lentur

Karena dimodelkan sebagai perletakan sendi-sendi dan karena berupa balok tunggal (tidak menerus), besarnya momen maksimum untuk perancangan penulangan lentur balok anak didapat dari momen lapangan balok. Besarnya momen yang terjadi pada daerah lapangan didapat dengan bantuan analisa *SAP 2000 v14.1* didapatkan nilai  $M_u = 2010,14 \text{ kgm} = 20101400 \text{ Nmm}$  dan nilai  $V_u = 1719,75 \text{ kg} = 17197,5 \text{ N}$

Dengan data perancangan sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Dimensi Balok : 25×40 cm
- Diameter Rencana : 19 mm
- Diameter sengkang : 10 mm
- $d = 400 - 40 - 10 - 9.5 = 340.5 \text{ mm}$

setelah menetapkan data dan perancangan yang hendak digunakan dilakukan perhitungan untuk menetapkan nilai  $\beta_1$ ,  $\rho_{\text{balance}}$ ,  $\rho_{\text{max}}$  dan  $\rho_{\text{min}}$  sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0325$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0325 = 0.024 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 ps 12.5.1 nilai  $\rho_{\min}$  tidak boleh kurang dari  $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$  dan tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1.4}{f_y}$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0.0034$$

sehingga diambil nilai  $\rho_{\min} = 0.0035$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

sehingga didapatkan nilai ratio tulangan perlu adalah sebagai berikut

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{20101400}{0.8 \times 250 \times 340.5^2} = 0.866 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.866}{400}} \right)$$

$$= 0.0022 < \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\min})$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 250 \times 340.5 \\
 &= 297,375 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pasang **3-D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 850,155 \text{ mm}^2$ )

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum dengan ratio tulangan minimum sebesar

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 300 \times 340.5 \\
 &= 357.525 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga dipasang tulangan **2-D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 566,77 \text{ mm}^2$ )

#### 7.4.1.2 Penulangan Geser

Kebutuhan tulangan geser harus terlebih dahulu di cek sebelum menghitung desain tulangan. Nilai  $V_U$  diambil yang terbesar antara balok anak depan tangga atau samping tangga didapatkan  $V_u = -1719,75 \text{ kg} = 17197,5 \text{ N}$ . Pengecekan kebutuhan tulangan geser dilakukan dengan cara membandingkan kuat geser yang terjadi dengan  $\frac{1}{2}$  nilai  $\phi V_c$  dimana nilai  $\phi V_c$  adalah nilai kuat geser yang disumbangkan oleh beton untuk menahan gaya geser yang terjadi. Nilai  $\phi V_c$  didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\
 &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 250 \times 340.5 = 58281,1\text{N}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$V_u < 0.5 \times \phi V_c$$

$$17197,5 < 29140,55 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Karena,  $V_u < \phi V_c$  maka sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1 tidak diperlukan tulangan geser karena kuat geser beton cukup dalam menahan gaya geser.

Syarat batas spasi menurut SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.4.1:

$$s < d/2$$

$$s < \frac{340.5}{2} = 170.5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Dipasang tulangan geser  $\phi 12 - 125$  mm pada daerah lapangan. Maka penulangan balok anak dapat dilihat pada tabel 7.1 berikut

	Penulangan Balok Anak
Dimensi	25/40 cm
Tulangan Atas	<b>3-D19</b>
Tulangan Bawah	<b>2-D19</b>
Tulangan Geser	$\phi 12 - 125$

**Tabel 7.1 Hasil perancangan balok anak**



## 7.5 PERANCANGAN BALOK INDUK

Balok induk merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan penghuninya. Komponen balok induk sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup secara langsung maupun dari komponen struktur sekunder lainnya, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi. Momen akibat gaya gempa yang bekerja terjadinya secara berbalik arah untuk tiap arah  $x$  maupun arah  $y$  sehingga pada daerah tumpuan selain terdapat momen negatif (akibat gaya gravitasi) terdapat pula momen positif (akibat beban gempa) dengan jumlah yang relatif besar dibandingkan pada daerah lapangan, sehingga perlu dipasangkan detail tulangan lentur yang memadai baik untuk daerah tumpuan maupun lapangan.

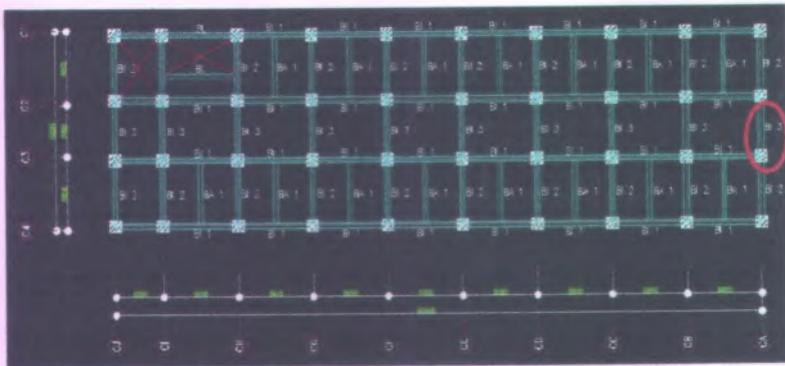
### 7.5.1 Penulangan Lentur Balok Induk Eksterior

Balok induk didesain dengan ukuran yang tipikal yaitu  $30 \times 50$  cm pada bentang 500 cm dan 345 cm. Pada balok induk eksterior diambil balok yang memiliki nilai momen yang relatif lebih besar dari balok balok eksterior yang lain. Dari hasil analisa *SAP 2000 v14.1* didapat nilai momen dan geser yang relatif lebih besar terbesar untuk balok eksterior memanjang (arah  $x$ ) pada bentang as (CA  $-(c2-c3)$ ) pada lantai 4.

Pada Gambar 7.2 dapat dilihat pada permodelan analisa gedung, balok (CA  $-(c2-c3)$ ) terletak pada tepi luar sehingga termasuk balok induk eksterior dimana balok ini memiliki momen negatif dan positif terbesar dibanding balok balok eksterior lain.

Adapun hasil nilai momen tiap-tiap kombinasi pembebanan untuk balok (CA  $-(c2-c3)$ ) dapat dilihat pada Tabel 7.2





**Gambar 7.2** Permodelan denah analisa gedung

**Tabel 7.2** Hasil analisa momen balok induk eksterior  
(CA -(c2-c3)) lantai 4

KOMBINASI	MOMEN (Kgm)		
	1,4D	Tumpuan	positif
		negatif	1066,84
Lapangan			560,72
1,2D + 1,6L	Tumpuan	positif	0
		negatif	1372,5
	Lapangan		752,43
1,2D + 1L + EX + EY	Tumpuan	positif	19466,3
		negatif	21801,3
	Lapangan		761,55
0,9D + EX + EY	Tumpuan	positif	19930,3
		negatif	21286,2
	Lapangan		471,51
ENVELOPE COMB	Tumpuan	positif	19930,3
		negatif	21801,3
	Lapangan		761,55
	geser		13807,4

Momen positif pada tumpuan diambil dari kombinasi beban Envelope pada frame 417 as (CA -(c2-c3)), sedangkan untuk momen negatif terbesar diambil dari kombinasi pembeban Envelope pada frame 417. Hasil momen tersebut dijadikan acuan untuk mendesain perancangan tulangan lentur balok induk ekterior.

#### 7.5.1.1 Data dan Perancangan

Dari Tabel 7.2 didapat momen negatif terbesar adalah sebagai berikut:

Tumpuan:

- Tumpuan : -21801,3 kgm = -218013000 Nmm  
19930,3 kgm = 199303000 Nmm
- Lapangan : 761,55 kgm = 7615500 Nmm

Dari hasil analisa diatas diambil data perancangan sebagai berikut :

- Mutu Beton : 30 MPa
- Mutu Baja : 400 MPa
- Dimensi Balok : 30/50 cm
- Tebal Decking : 40 mm
- Diameter Tul Lentur : D19 mm
- Diameter Sengkang :  $\phi$ 12 mm

Nilai tinggi efektif balok (jarak dari serat tekan terluar ke titik berat longitudinal) sebesar :

$$d' = 40 + 12 + (\frac{1}{2} \times 19) = 61,5 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 12 - (\frac{1}{2} \times 19) = 438,5 \text{ mm}$$

### 7.5.1.2 Analisa Penulangan Lentur Balok Induk Eksterior

Setelah menetapkan data dan perancangan yang hendak digunakan dilakukan perhitungan untuk menetapkan nilai  $\beta_1$ ,  $\rho_{balance}$ ,  $\rho_{max}$  dan  $\rho_{min}$  sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0.75 \times \rho_{balance} \\ &= 0.75 \times 0,0325 = 0,024 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 ps 12.5.1 nilai  $\rho_{min}$  tidak boleh kurang dari  $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$  dan tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1,4}{f_y}$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

sehingga diambil nilai  $\rho_{min} = 0.0035$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,69$$

### 7.5.1.3 Penulangan Lentur Tumpuan Akibat Gempa Kanan

Momen tumpuan akibat gempa kanan diambil nilai negatif terbesar antara tumpuan 0.3 meter dan tumpuan 3,15 meter

**Mu negatif : -218013000 Nmm**

$$Mn_{\text{perlu}} = \frac{-218013000}{0.8} = -272516250 \text{ Nmm}$$

Diasumsikan menggunakan tulangan tarik saja :

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{272516250}{300 \times 438,5^2} = 4,725 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,725}{400}} \right) \\ &= 0.013174 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}} \dots\dots\dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})$$

Sehingga didapat nilai  $As_1$  adalah

$$\begin{aligned} As_1 &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.013174 \times 300 \times 438.5 \\ &= 1733,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai 7D19 ( $As_{\text{pakai}} = 1983,7 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$Mn_1 = As \times f_y \times \left( d - \frac{As \times f_y}{2 \times 0.85 \times f'_c \times bw} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1983,7 \times 400 \times \left( 438,5 - \frac{1983,7 \times 400}{2 \times 0,85 \times 30 \times 300} \right) \\
 &= 306789966,2 \text{ Nmm} > 218013000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena  $M_{n1} > M_n$  Perlu, diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa kiri dengan tulangan tarik saja sehingga desain tulangan tekan menggunakan desain tulangan minimum

Menurut SNI 2847 ps 23.10.4(1) bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 1/3 \times A_s = 1/3 \times 1983,7$$

$$A_s' = 661,233 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai 4D19 (} A_{s_{\text{pakai}}} = 1133,54 \text{ mm}^2 \text{)}$$

#### 7.5.1.4 Penulangan Lentur Tumpuan Akibat Gempa Kiri

Momen tumpuan akibat gempa kiri diambil nilai positif terbesar antara tumpuan 0,3 meter dan tumpuan 3,15 meter

**Mu positif : 199303000 Nmm**

Diasumsikan menggunakan tulangan tarik saja :

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{199303000}{0,8 \times 300 \times 438,5^2} = 4,3188 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,3188}{400}} \right) \\
 &= 0,0119
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \dots\dots(\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})$$

Sehingga didapat nilai  $A_{s1}$  adalah

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.0119 \times 300 \times 438.5 \\ &= 1566,727 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai **6D19** ( $A_{s\text{pakai}} = 1700,31 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_s \times f_y \times \left( d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f'_c \times b w} \right) \\ &= 1700,31 \times 400 \times \left( 438,5 - \frac{1700,31 \times 400}{2 \times 0.85 \times 30 \times 300} \right) \\ &= 268001128,6 \text{ Nmm} > 199303000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena  $M_{n1} > M_n$  Perlu, diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa kiri dengan tulangan tarik saja sehingga desain tulangan tekan menggunakan desain tulangan minimum

Menurut SNI 2847 ps 23.10.4(1) bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 1/3 \times A_s = 1/3 \times 1566,727$$

$$A_s' = 522,24 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai } \mathbf{3D19} \text{ (} A_{s\text{pakai}} = 850,155 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Dari hasil analisa perancangan tulangan lentur untuk tumpuan akibat gempa kanan dan kiri didapatkan hasil sebagai berikut :

Akibat gempa kekiriTulangan atas : **7D19** ( $A_{S_{pakai}} = 1983,7 \text{ mm}^2$ )Tulangan bawah : **4D19** ( $A_{S_{pakai}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )Akibat gempa kekananTulangan atas : **6D19** ( $A_{S_{pakai}} = 1700,31 \text{ mm}^2$ )Tulangan bawah : **3D19** ( $A_{S_{pakai}} = 850,155 \text{ mm}^2$ )

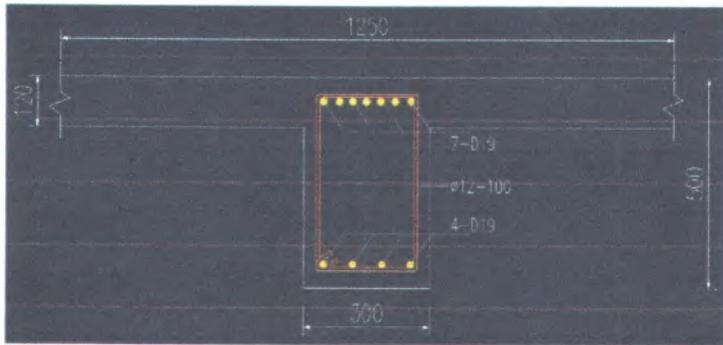
Jadi tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari kedua arah pembebanan gempa, yaitu

Tulangan Atas : **7D19** ( $A_{S_{pakai}} = 1983,7 \text{ mm}^2$ )Tulangan Bawah : **4D19** ( $A_{S_{pakai}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

Syarat jumlah penulangan sesuai SNI 03-2847-2002 ps 23.10 jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{3}$  tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan. Dari jumlah yang terpasang di atas dapat dilihat bahwa persyaratan syarat ps 23.10 SNI 03-2847-2002 memenuhi syarat.

#### 7.5.1.5 Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang

Cek momen nominal tulangan terpasang dilakukan baik terhadap momen negatif maupun momen positif pada tumpuan. Cek ini dilakukan untuk mengetahui momen nominal yang dihasilkan oleh tulangan tersebut apakah mampu menahan momen yang terjadi pada balok. Jumlah tulangan terpasang pada tumpuan balok induk ekterior dapat dilihat pada Gambar 7.3. Pada serat bawah terpasang tulangan 4D19 dan pada serat atas terpasang tulangan 7D19.



**Gambar 7.3 Penampang Balok Induk Tumpuan Eksterior**

Dari Gambar 7.3 dapat dilihat nilai  $d'$  (jarat serat terluar bawah ke titik berat tulangan) = 6.15 cm dengan nilai  $d = h - d' = 438,5$  mm. Diperlukan nilai nilai sebagai berikut untuk melakukan cek momen nominal tulangan.

### Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang Akibat Momen Negatif

Mencari nilai  $f'_s$  tulangan terpasang :

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (7.2)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \quad (7.3)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s \quad (7.4)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0.85 \times f'_c \times b_w} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0.85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0.85 \times f'_c \times b \times w}$$

$$a = \frac{1983,7 \times 400 - 1133,54 \times \left( \frac{\frac{a}{0.85} - 61.5}{\frac{a}{0.85}} \times 0.003 \right) \times 2.10^5}{0.85 \times 30 \times 300}$$

$$a = 75,983 \text{ mm}$$

Masukkan nilai  $a$  awal:

$$x = \frac{75,983}{0.85} = 89,4$$

$$\varepsilon'_s = \frac{89,4 - 61.5}{89,4} \times 0.003 = 9,3624 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 2 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_s$  )

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 9,3624 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^5 = 187,25 \text{ MPa}$$

Mencari nilai  $a$  sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{(1983,7 \times 400) - (1133,54 \times 187,25)}{0,85 \times 30 \times 300} = 75,977$$

Sehingga didapat nilai

$$\begin{aligned} Mn &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_s \times f'_s \times (d - d')) \\ &= (1983,7 \times 400 - 1133,54 \times 187,25) \times \left( 438,5 - \frac{75,977}{2} \right) + (1133,54 \times 187,25 \times (438,5 - 61)) \\ &= 312807423 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\rightarrow 0,8 \times 312807423 \text{ Nmm} \geq 218013000 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow 250245938,4 \text{ Nmm} > 218013000 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang Akibat Momen Positif

Mencari nilai  $f'_s$  tulangan terpasang :

$$c = \frac{a}{\beta_1} \tag{7.2}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \tag{7.3}$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s \tag{7.4}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b \times w} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b \times w}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b \times w}$$

$$a = \frac{1983,7 \times 400 - 1133,54 \times \left( \frac{\frac{a}{0,85} - 61,5}{\frac{a}{0,85}} \times 0,003 \right) \times 2,10^5}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$a = 75,983 \text{ mm}$$

Masukkan nilai  $a$  awal:

$$x = \frac{75,983}{0,85} = 89,4$$

$$\varepsilon'_s = \frac{89,4 - 61,5}{89,4} \times 0,003 = 9,3624 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 2 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_s$  )

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 9,3624 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^5 = 187,25 \text{ MPa}$$

Mencari nilai  $a$  sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{(1983,7 \times 400) - (1133,54 \times 187,25)}{0,85 \times 30 \times 300} = 75,977$$

Sehingga didapat nilai

$$\begin{aligned} Mn &= (A_s \times f_y - A_s' \times f_s') \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' \times f_s' \times (d - d')) \\ &= (1983,7 \times 400 - (1133,54 \times 187,25)) \times \left( 438,5 - \frac{75,977}{2} \right) + (1133,54 \times 187,25 \times (438,5 - 61)) \\ &= 312807423 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\rightarrow 0,8 \times 312807423 \text{ Nmm} \geq 199303000 \text{ Nmm}$$

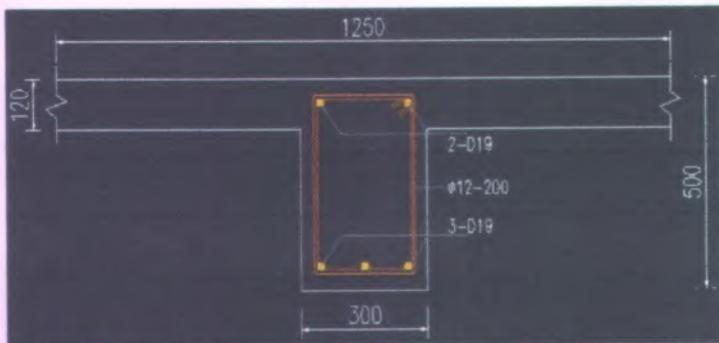
$$\rightarrow 250245938,4 \text{ Nmm} > 199303000 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### 7.5.1.6 Penulangan Lentur Lapangan

Penulangan lentur pada daerah lapangan didasarkan pada besarnya momen yang terjadi pada daerah lapangan. Dari Tabel 7.2 didapat besarnya momen lapangan adalah 761,55 kgm = 7615500 Nmm

$$Mn_{\text{perlu}} = \frac{7615500}{0,8} = 9519375 \text{ Nmm}$$

Sebelum melakukan analisa desain perancangan untuk tulangan daerah lapangan perlu diadakan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan ilustrasi sebagai berikut



**Gambar 7.4** Penampang balok pada daerah lapangan

Pada Gambar 7.4 dapat dilihat balok memiliki lebar efektif sebesar 125 cm didapat dari analisa preliminary pada bab 4 dengan tinggi pelat sebesar 12 cm dan tinggi total balok sebesar 60 cm. Terjadi kesetimbangan gaya sebesar C dan T yang saling berlawanan dan terdapat *block stress* sebesar  $a$  sehingga pengecekan balok T dapat dilakukan sebagai berikut

$$C = T \quad (7.8)$$

Dimana :

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_e \times a \quad (7.9)$$

$$T = A_s \times f_y \quad (7.10)$$

Kontrol nilai  $M_n$  untuk mengecek balok T daerah lapangan adalah :

$$M_n = 0.85 \times f'_c \times b_e \times a \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$9519375 = 0.85 \times 30 \times 1250 \times a \times \left( 438.5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$9519375 = 31875 a \left( 438.5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^2 - 877 a + 590.15 = 0$$



$$a = 0,67 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

karena  $a < h_f$  maka dalam menganalisa perancangan balok, balok termasuk balok persegi.

Pada tumpuan gaya yang terjadi berupa momen positif saja sehingga perhitungannya hanya menggunakan perancangan tulangan tarik saja dengan ratio tulangan sebesar

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{9519375}{300 \times 438,5^2} = 0,165 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,165}{400}} \right) \\ &= 0,0004 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}})$$

Sehingga didapat nilai  $A_s$  adalah

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 300 \times 438,5 \\ &= 460,425 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

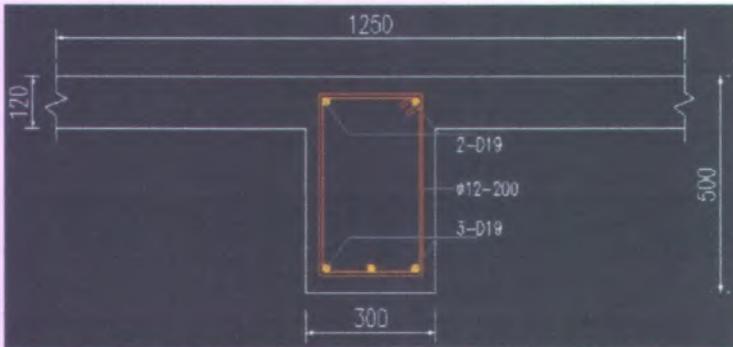
Dipasang tulangan **3D19** ( $A_{s_{\text{perlu}}} = 850,155 \text{ mm}^2$ )

Karena pemasangan tulangan tarik dipasang minimum maka tulangan tekan juga dipasang sebanyak tulangan tarik yaitu **2D19** ( $A_{s_{\text{perlu}}} = 566,77 \text{ mm}^2$ ).



### 7.5.1.7 Cek Nominal Tulangan Lapangan Terpasang

Momen nominal yang disumbangkan beton bertulang sebesar  $M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$  dengan nilai  $a$  didapat sebagai berikut



Gambar 7.5 Penulangan balok pada daerah lapangan

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times bw}$$

$$= \frac{850,155 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 44,45 \text{ mm sehingga didapat}$$

$$M_n = 850,155 \times 400 \times \left(438,5 - \frac{44,45}{2}\right)$$

$$= 141559309 > M_u$$

$$= 141559309 > 9519375 \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

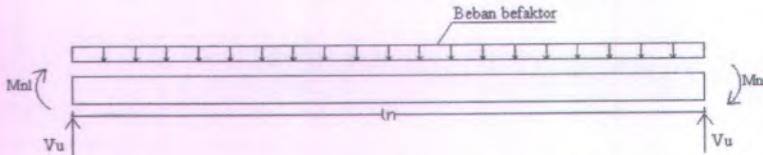
**Tabel 7.3 Rekap penulangan lentur balok ekterior (CA –(c2-c3)) pada lantai 4**

	Tumpuan	Lapangan
<b>Mu</b>	218013000 Nmm	7615500 Nmm
Tulangan Atas	<b>7D19</b>	<b>2D19</b>
As pakai	1983,7 mm <sup>2</sup>	566,77 mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah	<b>4D19</b>	<b>3D19</b>
As Pakai	1133,54 mm <sup>2</sup>	850,155 mm <sup>2</sup>
<b>Mn</b>	312807423 Nmm	141559309 Nmm

### 7.5.2 Penulangan Geser Balok Induk Eksterior

Perancangan tulangan geser balok induk pada sistem rangka pemikul momen menengah didasarkan pada Pasal 23.10.3 SNI 03-2847-2002 dimana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perancangan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan-persyaratan sesuai SNI 03-2847-2002 ps 23.10.3 sebagai berikut:

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



**Gambar 7.6 Gaya lintang rencana SRPMM**

Dengan permodelan seperti Gambar 7.5 didapatkan nilai  $V_u$  untuk gaya geser rencana sebesar

$$v_u = \frac{Mn_l + Mn_r}{l_n} + \frac{Wu \times l_n}{2} \quad (7.11)$$

Dimana nilai  $Mn$  didapat dari nilai momen nominal tulangan terpasang untuk tumpuan kanan dan kiri dibagi bentang bersih balok dan  $Wu \times l_n$  adalah besarnya gaya geser akibat beban kombinasi 1.4D dengan load terbesar sepanjang bentang balok.

- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perancangan tahap gempa

Dari syarat di atas dapat dilihat bahwa besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada muka kolom) ditambah dengan gaya

geser akibat beban gravitasi berfaktor dibandingkan dengan besarnya gaya geser yang didapat dari analisa struktur dengan nilai kombinasi untuk beban gempa dikalikan nilai faktor = 2.

Sehingga nilai  $V_u$  didapat sebagai berikut:

$$M_{nl} = 268 \text{ KNm}$$

$M_{nr} = 185,4 \text{ KNm}$  (dari analisa cek momen nominal tulangan terpasang dengan asumsi tumpuan kanan dan kiri memiliki tulangan terpasang yang sama)

$W_u \times l_n = 13,5 \times 3,45 = 46,575 \text{ KNm}$  (didapat dari hasil analisa *SAP2000 v14.1*)

$$v_u = \frac{268 + 185,4}{3,45} + \frac{21,735}{2} = 154,7 \text{ KN (menentukan)}$$

$V_u$  hasil analisa struktur dengan bantuan *SAP2000 v14.1* dengan beban kombinasi 1.2D+1L+2E didapat sebesar 138 KN

### 7.5.2.1 Pemasangan Senggang Daerah Sendi Plastis

Pemasangan tulangan geser untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah memperhitungkan juga kuat geser yang disumbangkan oleh beton sebesar :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 300 \times 438.5 = 90066,13 \text{ N} = 90 \text{ KN} \end{aligned}$$

Sisa besarnya gaya geser rencana yang lain dipikul oleh kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Besarnya gaya geser rencana yang dipikul oleh tulangan geser adalah sebesar:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{154,7}{0,75} - 90 = 116,267 \text{ KN}$$

Direncanakan tulangan geser  $2\phi 12$  mm ( $A_v = 226.08 \text{ mm}^2$ )  
didapatkan jarak antar sengkang

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438.5}{116267} = 341 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.10.4 tidak boleh lebih dari :

1.  $\frac{d}{4} = \frac{438,5}{4} = 109,625 \text{ mm}$
2. Delapan kali diameter terkecil tulangan memanjang:  
 $8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
3. 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup:  
 $24 \times 12 = 288 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari syarat – syarat tersebut diatas, maka didapat besar jarak antar sengkang  $s < 109,625$ , maka dipasang  $s = 100$  mm sehingga didapatkan nilai kuat geser

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438.5}{100} = 396544,32 > 116267 \text{ N...OK}$$

$$\phi V_s = 0.75 \times 396544,32 = 297408,24 \text{ N}$$

Syarat:

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$

$$90066,13 + 297408,24 > 154700$$

$$387474,37 > 154700 \text{ .....(OK)}$$

Sengkang yang dipasang  $2\phi 12$  mm sejarak 100 mm dengan ketentuan bab syarat sebagai berikut sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 23.10.4.2 berikut:

- $s$  max sepanjang sendi plastis di ujung Balok  $2h = 2 \times 500 = 1000$  mm
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar dari syarat pasal 13.5.6 SNI 03-2847-2002:

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 300 \times 438.5 \times \sqrt{30} = 480352,69 \text{ N}$$

$$V_s = 396544,32 \text{ N} < V_s \text{ max} = 480352,69 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

Maka sengkang  $2\phi 12 - 100$  dapat digunakan

Maka tulangan geser  $12 - 100$  mm dapat dipasang

#### 7.5.2.2 Pemasangan Sengkang Luar Daerah Sendi Plastis

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1000 mm ujung balok dimana gaya geser rencana yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dikali dengan nilai faktor 2 dengan tetap memperhitungkan kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_{e1000 \text{ mm}} = 121,365 \text{ KN}$$

$$\phi V_C = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 300 \times 438.5 = 90066,13 \text{ N} = 90 \text{ KN}$$

Sisa besarnya gaya geser rencana yang lain dipikul oleh kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Besarnya

gaya geser rencana yang dipikul oleh tulangan geser adalah sebesar:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{121,365}{0,75} - 90 = 71,82kN$$

Direncanakan tulangan geser  $2\phi 12$  mm ( $A_v = 226.08$  mm<sup>2</sup>)  
didapatkan jarak antar sengkang

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438,5}{71820} = 552,15mm$$

atau sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.4 mengenai batas spasi tulangan geser minimum

$$S = \frac{d}{2} = \frac{438,5}{2} = 219,25 \text{ m diambil } 200 \text{ mm}$$

sehingga didapatkan nilai kuat geser

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438,5}{200} = 198272,16 > 71820 \text{ N..OK}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 198272,16 = 148704,12 \text{ N}$$

Syarat:

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$

$$90066,13 + 148704,12 > 121365$$

$$238770,25 > 121365 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar dari syarat pasal 13.5.6 SNI 03-2847-2002:

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 300 \times 438,5 \times \sqrt{30} = 480352,69 \text{ N}$$

$$V_s = 198272,16 \text{ N} < V_s \text{ max} = 480352,69 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Maka sengkang  $2\phi 12 = 200$  dapat digunakan.



### 7.5.3 Penulangan Torsi

Perhitungan kebutuhan tulangan torsi dilakukan sesuai syarat pasal 13.6 SNI 03-2847-2002 apabila nilai puntir yang terjadi lebih kecil daripada  $T_u$  yang disyaratkan maka tidak memerlukan adanya tulangan torsi. didapatkan nilai torsi sebagai berikut :

**Tabel 7.4 Gaya torsi balok induk**

KOMBINASI	TORSI (Kgm)
1,4D	551,86
1,2D + 1,6L	909,67
1,2D + 1L + EX + EY	1610,41
0,9D + EX + EY	1219,25
ENVELOPE COMB	1610,41

Dari Tabel 7.4 diambil gaya torsi sebesar 1610,41 kgm = 16104100 Nmm, dengan cek syarat sesuai pasal 13.6 SNI 03-2847-2002 didapat perhitungan sebagai berikut :

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$16104100 < 0,75 \frac{\sqrt{30}}{3} \left( \frac{((300 \times 500) + 2(150 \times 1100))^2}{400 + 1500 + 2(450 + 550 + 150)} \right)$$

$$16104100 < 75116236,46$$

Sehingga tidak memerlukan tulangan torsi.



#### 7.5.4 Kontrol dan Panjang Penyaluran Balok Eksterior

Desain penampang dan tulangan terpsang pada balok perlu dilakukan kontrol serviceability yaitu kontrol lendutan dan kontrol retak.

##### 7.5.4.1 Kontrol Lendutan

Menurut SNI 03-2847-2002 tebal balok minimum harus didisain sesuai dengan Pasal 11.5.2.2 Tabel 8 untuk memenuhi syarat lendutan. Jika desain balok memenuhi persyaratan tebal minimum sesuai Tabel 8 maka kontrol lendutan tidak diperlukan.

Untuk balok eksterior (kedua ujung menerus) pada perhitungan di desain 30/50

$$h = \frac{l}{21} = \frac{345}{21} = 16,43 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

##### 7.5.4.2 Kontrol Retak

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh SNI 03-2847-2002 Ps. 12.6.4 sebagai berikut

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (7.13)$$

Tidak boleh lebih besar dari 30 MN/m untuk penampang dalam ruangan dan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengarui cuaca luar.

Dimana :

$f_s$  = Tegangan pada tulangan akibat beban kerja (MPa).

Diambil 60%  $f_y$

$d_c$  = Tebal selimut beton diukur dari serat titik terluar ke pusat batang tulangan

$A$  = Luas efektif beton tarik disekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan

Sehingga perhitungan kontrol retak yang terjadi adalah sebagai berikut :

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

$$d_c = 40 + 12 + (\frac{1}{2} \times 19) = 61.5 \text{ mm}$$

$$A = \frac{dc \times b}{n} = \frac{61.5 \times 300}{7} = 2635,7 \text{ mm}^2$$

Retak yang terjadi adalah,

$$\begin{aligned} z &= f_s \sqrt[3]{d_c A} = 240 \times \sqrt[3]{61.5 \times 2635,7} \\ &= 13085,84 \text{ N/mm} = 13,085 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$  dapat dilakukan perhitungan lebar retak sesuai SNI 03-2847-2002 ps 12.6(4)25 yang diberikan sebagai berikut :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times z \quad (7.14)$$

Dimana :

$Z$  = Nilai retak yang terjadi

$\beta = 0.85$  untuk beton dengan  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0.4 mm untuk penampang dalam ruangan dan 0.3 mm untuk penampang yang dipengaruhi oleh cuaca luar. Sehingga

$$\begin{aligned} \omega &= 11 \times 10^{-6} \times 0.85 \times 13085,84 \\ &= 0.122 < 0.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 7.5.4.3 Panjang Penyaluran

Gaya tarik dan tekan pada tulangan di setiap penampang komponen struktur beton bertulang harus disalurkan pada masing – masing sisi penampang tersebut melalui panjang pengangkutan. Panjang penyaluran terdiri dari panjang penyaluran lurus dan dengan kait. Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 14.2.2 Tabel 11 sebagai berikut:

#### 1. Panjang Penyaluran lurus tulangan tarik

Panjang penyaluran lurus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 14.2(2) yaitu;

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1,3$$

$$\beta = 1,0 \text{ untuk tulangan tanpa pelapis}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ untuk beton berat normal}$$

maka :

$$l_d = d_b \times \frac{12f_y \alpha \beta \lambda}{25\sqrt{f'_c}} = 19 \times \frac{12 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25\sqrt{30}} = 865,84 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm}$$

$$865,84 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Digunakan panjang penyaluran untuk tulangan tarik **1000 mm**

#### 1. Panjang Penyaluran Berkait

Tulangan yang berkaitan dengan kondisi tarik

Bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standard 90° sepanjang sebesar

$$12 d_b = 12 \times 19 = \mathbf{228 \text{ mm}}$$
 sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 9.1.2

#### 2. Tulangan momen positif

Sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 14.11, untuk menyediakan suatu pergeseran momen akibat perubahan pada pembebanan, penurunan pendukung, dan beban lateral maka tulangan momen positif pada balok harus diteruskan kedalam tumpuan sebesar,

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

3. Tulangan momen negatif

Sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 14.12, tulangan momen negatif pada suatu komponen struktur menerus harus diangkur di dalam atau sepanjang komponen struktur pendukung, dengan menggunakan panjang penanaman. Tulangan yang diperpanjang jumlah dan jarak penanamannya adalah sebagai berikut,

$$A_{\text{penanaman}} \geq \frac{1}{3} A_s = \frac{1}{3} \times 1983,7 = 661,233 \text{ mm}^2, \text{ sehingga jumlah}$$

penanaman tulangan adalah 7D19 dan diperpanjang sejauh nilai terbesar antara nilai - nilai berikut ini :

$$l_{dh} \geq 12 d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

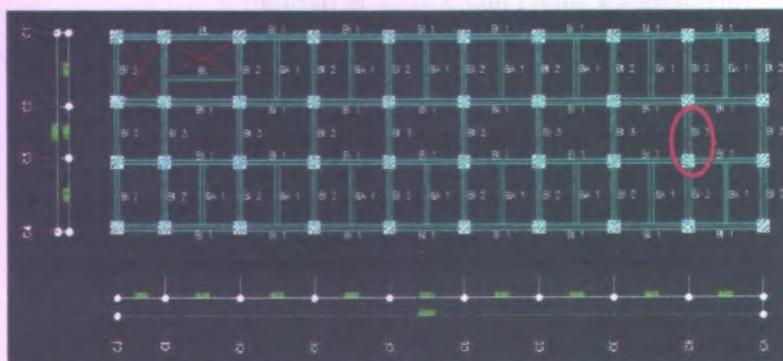
$$l_{dh} \geq \frac{l_n}{16} = \frac{3450}{16} = 215 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran yang digunakan adalah 228 mm.

### 7.5.5 Penulangan Lentur Balok Induk Interior

Perhitungan balok induk interior mengambil diambil balok as (CB -(c2-c3)) pada lantai 4 arah melintang dengan bentang 345 cm. Dapat dilihat pada Gambar 7.6 permodelan analisa gedung dan letak balok as (CB -(c2-c3)) pada lantai 4 terletak pada bagian dalam portal dan bagian dalam sisi gedung sehingga termasuk balok induk interior.

Adapun hasil nilai momen tiap tipe kombinasi pembebanan untuk balok as (CB -(c2-c3)) pada lantai 4 dapat dilihat pada Tabel 7.5



**Gambar 7.7** Permodelan analisa gedung as (CB -(c2-c3)) pada lantai 4

Tabel 7.5 Hasil analisa momen balok induk interior as (CB – (c2-c3)) pada lantai 4

KOMBINASI	MOMEN (Kgm)		
	1,4D	Tumpuan	positif
		negatif	1384,58
Lapangan			762,76
1,2D + 1,6L	Tumpuan	positif	0
		negatif	2063,93
	Lapangan		1197,65
1,2D + 1L + EX + EY	Tumpuan	positif	17763,5
		negatif	21204,2
	Lapangan		1112,5
0,9D + EX + EY	Tumpuan	positif	18589,7
		negatif	20359,2
	Lapangan		608,8
ENVELOPE COMB	Tumpuan	positif	18589,7
		negatif	21204,2
	Lapangan		1197,65
		geser	13892

Momen positif diambil pada tumpuan diambil sebesar 11529 kgm dari kombinasi beban envelope sedangkan untuk momen negatif tumpuan diambil sebesar -14144,06 kgm dari kombinasi pembeban envelope. Hasil momen tersebut dijadikan acuan untuk mendesain perancangan tulangan lentur balok induk interior.

#### 7.5.5.1 Data dan Perancangan

Dari Tabel 7.5 didapat momen negatif terbesar adalah sebagai berikut:

Tumpuan:

- Tumpuan : -21204,2 kgm = -212042000 Nmm  
              : 18589,7 kgm = 185897000 Nmm
- Lapangan : 1197,65 kgm = 11976500 Nmm

Dari hasil analisa diatas diambil data perancangan sebagai berikut :

- Mutu Beton : 30 MPa
- Mutu Baja : 400 MPa
- Dimensi Balok : 30/50 cm
- Tebal Decking : 40 mm
- Diameter Tul Lentur : D19 mm
- Diameter Sengkang :  $\phi$ 12 mm

Nilai tinggi efektif balok (jarak dari serat tekan terluar ke titik berat longitudinal) sebesar :

$$d' = 40 + 12 + (\frac{1}{2} \times 19) = 61,5 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 12 - (\frac{1}{2} \times 19) = 438,5 \text{ mm}$$

#### 7.5.5.2 Analisa Penulangan Lentur Balok Induk Interior

Setelah menetapkan data dan perancangan yang hendak digunakan dilakukan perhitungan untuk menetapkan nilai  $\beta_1$  ,  $\rho_{balance}$  ,  $\rho_{max}$  dan  $\rho_{min}$  sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c = 30 \text{ MPa (SNI 03-2847-2002 Ps. 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0325 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_{balance}$$



$$= 0.75 \times 0.0325 = 0.024$$

Menurut SNI 03-2847-2002 ps 12.5.1 nilai  $\rho_{\min}$  tidak boleh kurang dari  $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$  dan tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1.4}{f_y}$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0.0034$$

sehingga diambil nilai  $\rho_{\min} = 0.0035$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

### 7.5.5.3 Penulangan Lentur Tumpuan Akibat Gempa Kanan

Momen tumpuan akibat gempa kanan diambil nilai negatif terbesar antara tumpuan 0.3 meter dan tumpuan 3,15 meter

**Mu negatif : -212042000 Nmm**

$$Mn_{\text{perlu}} = \frac{-212042000}{0.8} = -265052500 \text{ Nmm}$$

Diasumsikan menggunakan tulangan tarik saja :

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{265052500}{300 \times 438,5^2} = 4,595 \text{ N/mm}$$

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



$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,595}{400}} \right)$$

$$= 0.012767$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$  .....(digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$ )

Sehingga didapat nilai  $A_{s1}$  adalah

$$A_{s1} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0.012767 \times 300 \times 438.5$$

$$= 1679,368 \text{ mm}^2$$

Dipakai 7D19 ( $A_{s\text{pakai}} = 1983,7 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$M_{n1} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f'_c \times b \times w} \right)$$

$$= 1983,7 \times 400 \times \left( 438.5 - \frac{1983,7 \times 400}{2 \times 0.85 \times 30 \times 300} \right)$$

$$= 306789966,2 \text{ Nmm} > 212042000 \text{ Nmm}$$

Karena  $M_{n1} > M_n$  Perlu, diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa kiri dengan tulangan tarik saja sehingga desain tulangan tekan menggunakan desain tulangan minimum

Menurut SNI 2847 ps 23.10.4(1) bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 1/3 \times A_s = 1/3 \times 1983,7$$

$$A_s' = 661,233 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai 4D19 (} A_{s\text{pakai}} = 1133,54 \text{ mm}^2 \text{)}$$

#### 7.5.1.4 Penulangan Lentur Tumpuan Akibat Gempa Kiri

Momen tumpuan akibat gempa kiri diambil nilai positif terbesar antara tumpuan 0.3 meter dan tumpuan 3,15 meter

**Mu positif : 185897000 Nmm**

Diasumsikan menggunakan tulangan tarik saja :

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{185897000}{0.8 \times 300 \times 438.5^2} = 4,0283 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 4,0283}{400}} \right) \\ &= 0.0111 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$  .....(digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$ )

Sehingga didapat nilai  $A_{s1}$  adalah

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.0111 \times 300 \times 438.5 \\ &= 1450,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai **6D19** ( $A_{s\text{pakai}} = 1700,31 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_s \times f_y \times \left( d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f'_c \times b \times w} \right) \\ &= 1700,31 \times 400 \times \left( 438.5 - \frac{1700,31 \times 400}{2 \times 0.85 \times 30 \times 300} \right) \end{aligned}$$

$$= 268001128,6 \text{ Nmm} > 185897000 \text{ Nmm}$$

Karena  $M_{n1} > M_n$  Perlu, diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa kiri dengan tulangan tarik saja sehingga desain tulangan tekan menggunakan desain tulangan minimum

Menurut SNI 2847 ps 23.10.4(1) bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 1/3 \times A_s = 1/3 \times 1566,727$$

$$A_s' = 522,24 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai } 3\text{D19} (A_{s_{\text{pakai}}} = 850,155 \text{ mm}^2)$$

Dari hasil analisa perancangan tulangan lentur untuk tumpuan akibat gempa kanan dan kiri didapatkan hasil sebagai berikut :

Akibat gempa kekiri

Tulangan atas : **7D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1983,7 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : **4D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

Akibat gempa kekanan

Tulangan atas : **6D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1700,31 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah : **3D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 850,155 \text{ mm}^2$ )

Jadi tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari kedua arah pembebanan gempa, yaitu

Tulangan Atas : **7D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1983,7 \text{ mm}^2$ )

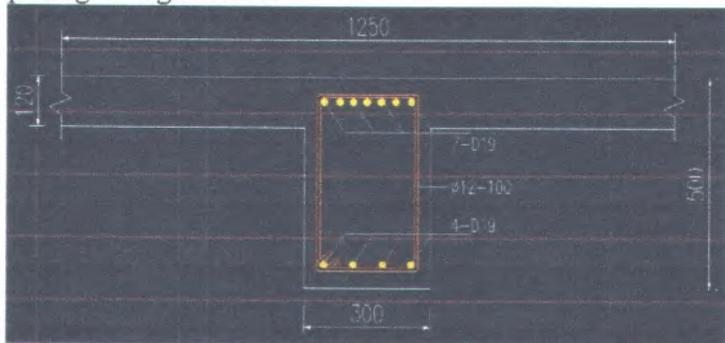
Tulangan Bawah : **4D19** ( $A_{s_{\text{pakai}}} = 1133,54 \text{ mm}^2$ )

Syarat jumlah penulangan sesuai SNI 03-2847-2002 ps 23.10 jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{3}$  tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan. Dari

jumlah yang terpasang di atas dapat dilihat bahwa persyaratan syarat ps 23.10 SNI 03-2847-2002 memenuhi syarat.

### 7.5.1.5 Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang

Cek momen nominal tulangan terpasang dilakukan baik terhadap momen negatif maupun momen positif pada tumpuan. Cek ini dilakukan untuk mengetahui momen nominal yang dihasilkan oleh tulangan tersebut apakah mampu menahan momen yang terjadi pada balok. Jumlah tulangan terpasang pada tumpuan balok induk ekterior dapat dilihat pada Gambar 7.3. Pada serat bawah terpasang tulangan 4D19 dan pada serat atas terpasang tulangan 7D19.



**Gambar 7.8 Penampang Balok Induk Tumpuan Eksterior**

Dari Gambar 7.3 dapat dilihat nilai  $d'$  (jarat serat terluar bawah ke titik berat tulangan) = 6,15 cm dengan nilai  $d = h - d' = 438,5$  mm. Diperlukan nilai nilai sebagai berikut untuk melakukan cek momen nominal tulangan.

#### Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang Akibat Momen Negatif

Mencari nilai  $f'_s$  tulangan terpasang :

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (7.2)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \quad (7.3)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s \quad (7.4)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0.85 \times f'_c \times b_w} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0.85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0.85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{1983,7 \times 400 - 1133,54 \times \left( \frac{\frac{a}{0.85} - 61.5}{\frac{a}{0.85}} \times 0.003 \right) \times 2.10^5}{0.85 \times 30 \times 300}$$

$$a = 75,983 \text{ mm}$$

Masukkan nilai  $a$  awal:

$$x = \frac{75,983}{0.85} = 89,4$$

$$\varepsilon'_s = \frac{89,4 - 61.5}{89,4} \times 0.003 = 9,3624 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 2 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_s$  )

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 9,3624 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^5 = 187,25 \text{ MPa}$$

Mencari nilai a sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{(1983,7 \times 400) - (1133,54 \times 187,25)}{0,85 \times 30 \times 300} = 75,977$$

Sehingga didapat nilai

$$Mn = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_s \times f'_s \times (d - d'))$$

$$= (1983,7 \times 400 - (1133,54 \times 187,25)) \times \left( 438,5 - \frac{75,977}{2} \right) + (1133,54 \times 187,25 \times (438,5 - 61))$$

$$= 312807423 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\rightarrow 0,8 \times 312807423 \text{ Nmm} \geq 212042000 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow 250245938,4 \text{ Nmm} > 212042000 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang Akibat Momen Positif

Mencari nilai  $f'_s$  tulangan terpasang :

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} \tag{7.2}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c \quad (7.3)$$

$$f'_s = \varepsilon'_c \times E_s \quad (7.4)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0.85 \times f'_c \times b_w} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0.85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s}{0.85 \times f'_c \times b_w}$$

$$a = \frac{1983,7 \times 400 - 1133,54 \times \left( \frac{\frac{a}{0.85} - 61.5}{\frac{a}{0.85}} \times 0.003 \right) \times 2.10^5}{0.85 \times 30 \times 300}$$

$$a = 75,983 \text{ mm}$$

Masukkan nilai  $a$  awal:

$$x = \frac{75,983}{0.85} = 89,4$$

$$\varepsilon'_s = \frac{89,4 - 61.5}{89,4} \times 0.003 = 9,3624 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 2 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_s$  )

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 9,3624 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^5 = 187,25 \text{ MPa}$$

Mencari nilai a sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= \frac{(1983,7 \times 400) - (1133,54 \times 187,25)}{0,85 \times 30 \times 300} = 75,977$$

Sehingga didapat nilai

$$\begin{aligned} Mn &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_s \times f'_s \times (d - d')) \\ &= (1983,7 \times 400 - (1133,54 \times 187,25)) \times \left( 438,5 - \frac{75,977}{2} \right) + (1133,54 \times 187,25 \times (438,5 - 61)) \\ &= 312807423 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\rightarrow 0,8 \times 312807423 \text{ Nmm} \geq 185897000 \text{ Nmm}$$

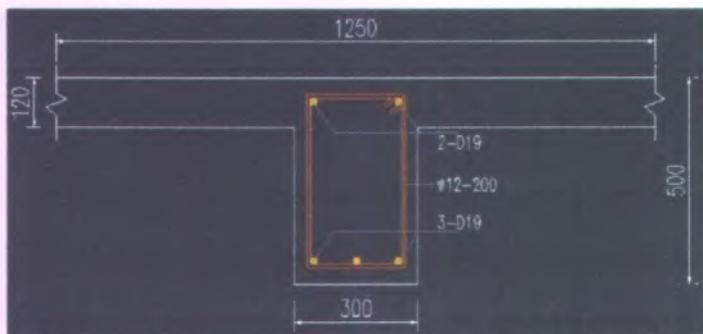
$$\rightarrow 250245938,4 \text{ Nmm} > 185897000 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

### 7.5.1.6 Penulangan Lentur Lapangan

Penulangan lentur pada daerah lapangan didasarkan pada besarnya momen yang terjadi pada daerah lapangan. Dari Tabel 7.2 didapat besarnya momen lapangan adalah 1197,65 kgm = 11976500 Nmm

$$Mn_{\text{perlu}} = \frac{11976500}{0,8} = 14970625 \text{ Nmm}$$

Sebelum melakukan analisa desain perancangan untuk tulangan daerah lapangan perlu diadakan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan ilustrasi sebagai berikut



**Gambar 7.9** Penampang balok pada daerah lapangan

Pada Gambar 7.4 dapat dilihat balok memiliki lebar efektif sebesar 125 cm didapat dari analisa preliminary pada bab 4 dengan tinggi pelat sebesar 12 cm dan tinggi total balok sebesar 60 cm. Terjadi kesetimbangan gaya sebesar C dan T yang saling berlawanan dan terdapat *block stress* sebesar  $a$  sehingga pengecekan balok T dapat dilakukan sebagai berikut

$$C = T \quad (7.8)$$

Dimana :

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_e \times a \quad (7.9)$$

$$T = A_s \times f_y \quad (7.10)$$

Kontrol nilai  $M_n$  untuk mengecek balok T daerah lapangan adalah :

$$M_n = 0.85 \times f'_c \times b_e \times a \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$14970625 = 0.85 \times 30 \times 1250 \times a \times \left( 438.5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$14970625 = 31875 a \left( 438.5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^2 - 877 a + 590,15 = 0$$

$$a = 0,67 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

karena  $a < h_f$  maka dalam menganalisa perancangan balok, balok termasuk balok persegi.

Pada tumpuan gaya yang terjadi berupa momen positif saja sehingga perhitungannya hanya menggunakan perancangan tulangan tarik saja dengan ratio tulangan sebesar

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{14970625}{300 \times 438.5^2} = 0,26 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0,26}{400}} \right) \\ &= 0.00065 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \dots\dots\dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}})$$

Sehingga didapat nilai  $A_s$  adalah

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 300 \times 438.5 \\ &= 460,425 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

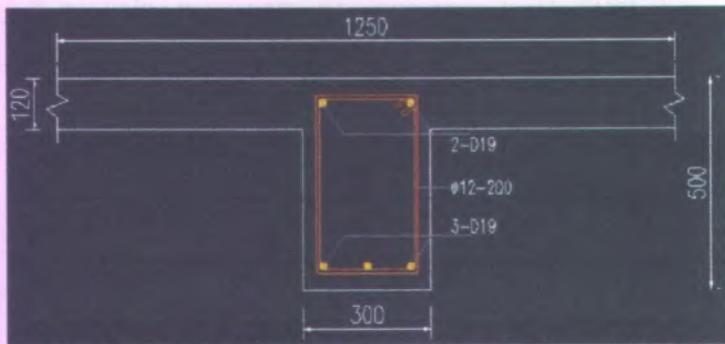
Dipasang tulangan **3D19** ( $A_{s_{\text{perlu}}} = 850,155 \text{ mm}^2$ )

Karena pemasangan tulangan tarik dipasang minimum maka tulangan tekan juga dipasang sebanyak tulangan tarik yaitu **2D19** ( $A_{s_{\text{perlu}}} = 566,77 \text{ mm}^2$ ).



### 7.5.1.7 Cek Nominal Tulangan Lapangan Terpasang

Momen nominal yang disumbangkan beton bertulang sebesar  $M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$  dengan nilai  $a$  didapat sebagai berikut



Gambar 7.10 Penulangan balok pada daerah lapangan

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times bw}$$

$$= \frac{850,155 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 44,45 \text{ mm sehingga didapat}$$

$$M_n = 850,155 \times 400 \times \left( 438,5 - \frac{44,45}{2} \right)$$

$$= 141559309 > M_u$$

$$= 141559309 > 11976500 \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

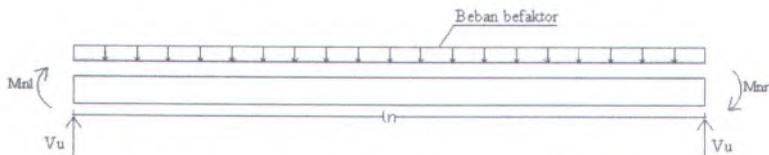
**Tabel 7.6 Rekap penulangan lentur balok ekterior (CA –(c2-c3)) pada lantai 4**

	Tumpuan	Lapangan
Mu	212042000 Nmm	11976500 Nmm
Tulangan Atas	<b>7D19</b>	<b>2D19</b>
As pakai	1983,7 mm <sup>2</sup>	566,77 mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah	<b>4D19</b>	<b>3D19</b>
As Pakai	1133,54 mm <sup>2</sup>	850,155 mm <sup>2</sup>
Mn	312807423 Nmm	141559309 Nmm

### 7.5.6 Penulangan Geser Balok Induk Interior

Perancangan tulangan geser balok induk pada sistem rangka pemikul momen menengah didasarkan pada pasal 23.10.3 SNI 03-2847-2002 dimana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perancangan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan-persyaratan sesuai SNI 03-2847-2002 ps 23.10.3 sebagai berikut:

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



**Gambar 7.11 Gaya lintang rencana SRPMM**

Dengan permodelan seperti Gambar 7.9 didapatkan nilai  $V_u$  untuk gaya geser rencana sebesar

$$v_u = \frac{Mn_l + Mn_r}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

dimana nilai  $M_n$  didapat dari nilai momen nominal tulangan terpasang untuk tumpuan kanan dan kiri dibagi bentang bersih balok dan  $W_u \times l_n$  adalah besarnya momen akibat beban kombinasi 1.2D + 1L sepanjang bentang balok.

- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perancangan tahap gempa

Dari syarat di atas dapat dilihat bahwa besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada muka kolom) ditambah dengan gaya geser akibat beban gravitasi berfaktor dibandingkan dengan besarnya gaya geser yang didapat dari analisa struktur dengan nilai kombinasi untuk beban gempa dikalikan nilai faktor = 2.

Sehingga nilai  $V_u$  didapat sebagai berikut:

$$M_{nl} = 180402811,7 \text{ Nmm} = 180,4 \text{ KNm}$$

$M_{nr} = 180,4 \text{ KNm}$  (dari analisa cek momen nominal tulangan terpasang dengan asumsi tumpuan kanan dan kiri memiliki tulangan terpasang yang sama)

$W_u \times l_n = 6,3 \times 3,45 = 21,735 \text{ KNm}$  (didapat dari hasil analisa *SAP2000 v14.1*)

$$v_u = \frac{180,4 + 180,4}{3,45} + \frac{21,735}{2} = 115,45 \text{ KN (menentukan)}$$

$V_u$  hasil analisa struktur dengan bantuan *SAP2000 v14.1* dengan beban kombinasi 1.2D+1L+2E didapat sebesar 97,162 KN.....(menentukan)

### 7.5.6.1 Pemasangan Sengkang Daerah Sendi Plastis

Pemasangan tulangan geser untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah memperhitungkan juga kuat geser yang disumbangkan oleh beton sebesar :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 300 \times 438.5 = 90066,13N = 90 \text{ KN}\end{aligned}$$

Sisa besarnya gaya geser rencana yang lain dipikul oleh kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Besarnya gaya geser rencana yang dipikul oleh tulangan geser adalah sebesar:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{115,45}{0.75} - 90 = 64 \text{ KN}$$

Direncanakan tulangan geser  $2\phi 12 \text{ mm}$  ( $A_v = 226.08 \text{ mm}^2$ ) didapatkan jarak antar sengkang

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438.5}{64000} = 619,6 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.10.4 tidak boleh lebih dari :

1.  $\frac{d}{4} = \frac{438,5}{4} = 109,625 \text{ mm}$
2. Delapan kali diameter terkecil tulangan memanjang:  
 $8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
3. 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup:  
 $24 \times 12 = 288 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari syarat – syarat tersebut diatas, maka didapat besar jarak antar sengkang  $s < 109,625$ , maka dipasang  $s = 100 \text{ mm}$

sehingga didapatkan nilai kuat geser

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438.5}{100} = 396544,32 > 64000 \text{ N...OK}$$

$$\phi V_s = 0.75 \times 396544,32 = 297408,24 \text{ N}$$

Syarat:

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$

$$90066,13 + 297408,24 > 115450$$

$$387474,37 > 115450 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sengkang yang dipasang 2 $\phi$ 12 mm sejarak 100 mm dengan ketentuan bab syarat sebagai berikut sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 23.10.4.2 berikut:

- s max sepanjang sendi plastis di ujung Balok  $2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar dari syarat pasal 13.5.6 SNI 03-2847-2002:

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 300 \times 438.5 \times \sqrt{30} = 480352,69 \text{ N}$$

$$V_s = 396544,32 \text{ N} < V_s \text{ max} = 480352,69 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Maka sengkang 2 $\phi$ 12 – 100 dapat digunakan

Maka tulangan geser 12 – 100 mm dapat dipasang

### 7.5.6.2 Pemasangan Sengkang Luar Daerah Sendi Plastis

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1000 mm ujung balok dimana gaya geser

rencana yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dikali dengan nilai faktor 2 dengan tetap memperhitungkan kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_{e1000\text{ mm}} = 76,5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 300 \times 438.5 = 90066,13 \text{ N} = 90 \text{ KN}\end{aligned}$$

Sisa besarnya gaya geser rencana yang lain dipikul oleh kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Besarnya gaya geser rencana yang dipikul oleh tulangan geser adalah sebesar:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{76,5}{0.75} - 90 = 12 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan geser  $2\phi 12 \text{ mm}$  ( $A_v = 226.08 \text{ mm}^2$ ) didapatkan jarak antar sengkang

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226.08 \times 300 \times 438.5}{12000} = 2478,4 \text{ mm}$$

atau sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.4 mengenai batas spasi tulangan geser minimum

$$S = \frac{d}{2} = \frac{438,5}{2} = 219,25 \text{ m diambil } 200 \text{ mm}$$

sehingga didapatkan nilai kuat geser:

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{226.08 \times 400 \times 438.5}{200} = 198272,16 > 12000 \text{ N..OK}$$

$$\phi V_s = 0.75 \times 198272,16 = 148704,12 \text{ N}$$

Syarat:

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$

$$90066,13 + 148704,12 > 76500$$

$$238770,25 > 76500 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar dari syarat pasal 13.5.6 SNI 03-2847-2002:

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 300 \times 438.5 \times \sqrt{30} = 480352,69 \text{ N}$$

$$V_s = 198272,16 \text{ N} < V_s \text{ max} = 480352,69 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Maka sengkang  $2\phi 12 - 200$  dapat digunakan.

Maka sengkang  $2\phi 12 - 250$  dapat digunakan.

### 7.5.7 Kontrol dan Panjang Penyaluran Balok Interior

Desain penampang dan tulangan terpsang pada balok perlu dilakukan kontrol serviceability yaitu kontrol lendutan dan kontrol retak.

#### 7.5.7.1 Kontrol Lendutan

Menurut SNI 03-2847-2002 tebal balok minimum harus didisain sesuai dengan pasal 11.5.2.2 Tabel 8 untuk memenuhi syarat lendutan. Jika desain balok memenuhi persyaratan tebal minimum sesuai Tabel 8 maka kontrol lendutan tidak diperlukan.

Untuk balok eksterior (kedua ujung menerus) pada perhitungan di desain 30/50

$$h = \frac{l}{21} = \frac{345}{21} = 16,43 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \dots\dots\text{OK}$$

#### 7.5.7.2 Kontrol Retak

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan

negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh SNI 03-2847-2002 Ps. 12.6.4 sebagai berikut

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (7.13)$$

Tidak boleh lebih besar dari 30 MN/m untuk penampang dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

Dimana :

$f_s$  = Tegangan pada tulangan akibat beban kerja (MPa).

Diambil 60%  $f_y$

$d_c$  = Tebal selimut beton diukur dari serat titik terluar ke pusat batang tulangan

$A$  = Luas efektif beton tarik disekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan

Sehingga perhitungan kontrol retak yang terjadi adalah sebagai berikut :

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

$$d_c = 40 + 12 + (\frac{1}{2} \times 19) = 61,5 \text{ mm}$$

$$A = \frac{dc \times b}{n} = \frac{61,5 \times 300}{4} = 4612,5 \text{ mm}^2$$



Retak yang terjadi adalah,

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} = 240 \times \sqrt[3]{61,5 \times 4612,5}$$

$$= 15769,4 \text{ N/mm} = 15,769 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \text{O K!}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$  dapat dilakukan perhitungan lebar retak sesuai SNI 03-2847-2002 ps 12.6(4)25 yang diberikan sebagai berikut :

$$w = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times z \quad (7.14)$$

Dimana :

Z = Nilai retak yang terjadi

$\beta = 0.85$  untuk beton dengan  $f'_c = 30$  MPa

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0.4 mm untuk penampang dalam ruangan dan 0.3 mm untuk penampang yang dipengaruhi oleh cuaca luar. Sehingga

$$\begin{aligned} w &= 11 \times 10^{-6} \times 0.85 \times 15769,4 \\ &= 0.148 < 0.4 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

### 7.5.7.3 Panjang Penyaluran

Gaya tarik dan tekan pada tulangan di setiap penampang komponen struktur beton bertulang harus disalurkan pada masing – masing sisi penampang tersebut melalui panjang pengangkutan. Panjang penyaluran terdiri dari panjang penyaluran lurus dan dengan kait. Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 14.2.2 Tabel 11 sebagai berikut:

#### 2. Panjang Penyaluran lurus tulangan tarik

Panjang penyaluran lurus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 14.2(2) yaitu;

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1,3$$

$$\beta = 1,0 \text{ untuk tulangan tanpa pelapis}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ untuk beton berat normal}$$

maka :

$$l_d = d_b \times \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} = 19 \times \frac{12 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \sqrt{30}} = 865,84 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm}$$

$$865,84 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Digunakan panjang penyaluran untuk tulangan tarik **1000 mm**

4. Panjang Penyaluran Berkait

Tulangan yang berkaitan dengan kondisi tarik

Bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standard  $90^\circ$  sepanjang sebesar

$$12 d_b = 12 \times 19 = \mathbf{228 \text{ mm}}$$
 sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 9.1.2

5. Tulangan momen positif

Sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 14.11, untuk menyediakan suatu pergeseran momen akibat perubahan pada pembebanan, penurunan pendukung, dan beban lateral maka tulangan momen positif pada balok harus diteruskan kedalam tumpuan sebesar,

$$l_{dh} \geq \mathbf{150 \text{ mm}}$$

6. Tulangan momen negatif

Sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 14.12, tulangan momen negatif pada suatu komponen struktur menerus harus diangkur di dalam atau sepanjang komponen struktur pendukung, dengan menggunakan panjang penanaman. Tulangan yang diperpanjang jumlah dan jarak penanamannya adalah sebagai berikut,

$$A_{\text{penanaman}} \geq \frac{1}{3} A_s = \frac{1}{3} \times 1133,54 = 377,85 \text{ mm}^2, \text{ sehingga jumlah}$$

penanaman tulangan adalah 4D19 dan diperpanjang sejauh nilai terbesar antara nilai - nilai berikut ini :

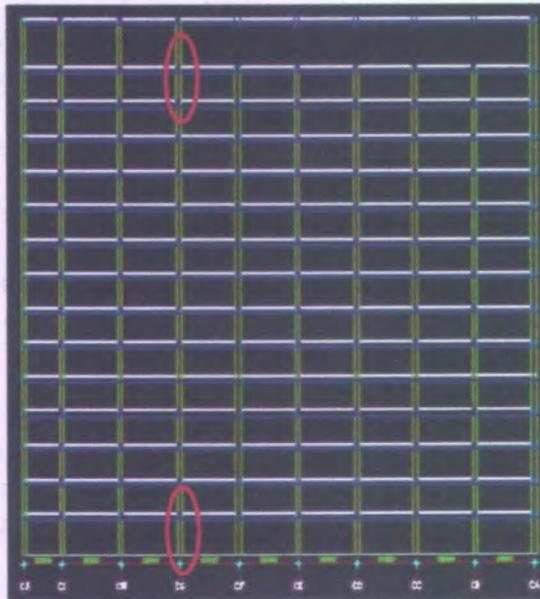
$$l_{dh} \geq 12 d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq \frac{l_n}{16} = \frac{3450}{16} = 215 \text{ mm}$$

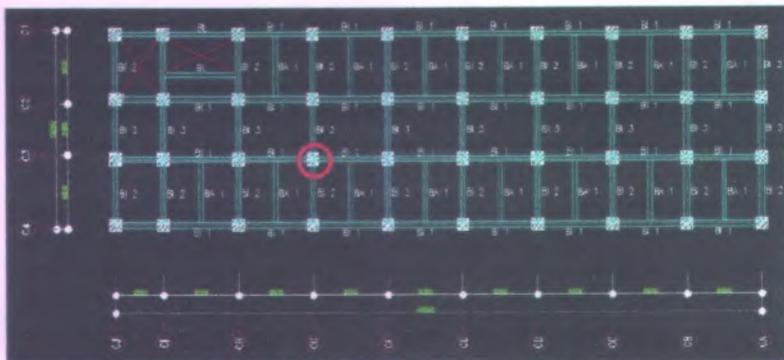
Panjang penyaluran yang digunakan adalah **228 mm**

## 7.6 KOLOM

### 7.6.1 Data dan Perancangan



Gambar 7.12 Potongan kolom yang ditinjau



Gambar 7.13 Denah kolom yang ditinjau

Perhitungan kolom mengambil kolom interior pada lantai 1 dan kolom interior yang memikul balok prategang. Data dan letak kolom yang hendak didisain dapat dilihat pada Gambar 7.12 dan 7.13. Data perancangan dimensi kolom dapat dilihat sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Dimensi kolom lantai 1 – 7 : 80/80 Cm
- Dimensi kolom lantai 8 – 15 : 70/70 Cm
- Tebal *decking* : 40 mm
- Diameter tulangan utama (D) : 25 mm
- Diameter sengkang ( $\emptyset$ ) : 12 mm

$$d = h - c_c - \phi - 0.5D$$

$$= 800 - 40 - 10 - 12.5 = 737,5 \text{ mm}^2$$

#### 7.6.2 Kolom Bawah

Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut

**Tabel 7.7 Gaya kolom bawah**

KOMBINASI	P (KN)	M2 (KNm)	M3 (KNm)
1,4D	2936,9	0,867	3,84
1,2D + 1,6L	3647,2	1,2	4,75
1,2D + 1L + EX + EY	3005,7	279,7	260,4
0,9D + EX + EY	2105,75	279,22	258,9
ENVELOPE COMB	3647,2	279,7	260,63

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.2 jika komponen struktur SRPMM memenuhi gaya aksial tekan terfaktor  $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$  maka harus memenuhi ketentuan pasal 23.10.4.

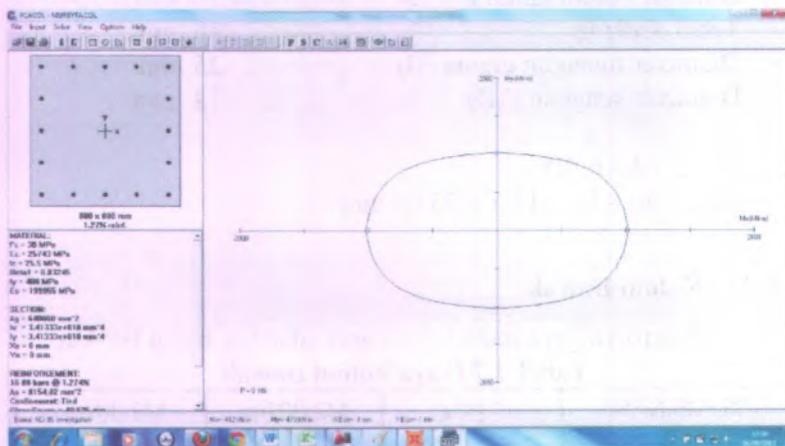
Dari hasil analisa dengan program bantu *SAP2000 v14.1* didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 3647,2 kN

$$3647,2 \text{ KN} \geq 800 \times 800 \times \frac{30}{10}$$

$$3647,2 \text{ KN} \geq 1920000 \text{ N} = 1920 \text{ kN} \dots\dots \text{Ok}$$

### 7.6.2.1. Penulangan Memanjang

Kolom dibawah Lantai 1 cukup diberi tulangan 1.27 % atau 16 D25. Prosentase kolom ini sesuai syarat SNI 03-2847-2002 Ps. 13.4.2.2 yaitu antara 1% - 6% telah terpenuhi



Gambar 7.14 Diagram interaksi kolom Bawah

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n \text{ max} = 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

$$\phi P_n \text{ max} = 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (640000 - 8154,82) + 400 \times 8154,82]$$

$$\phi P_n \text{ max} = 10074469,65 \text{ N} = 10074,48 \text{ kN} > 3647,2 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Jadi, tulangan memanjang 16 D25 bisa digunakan

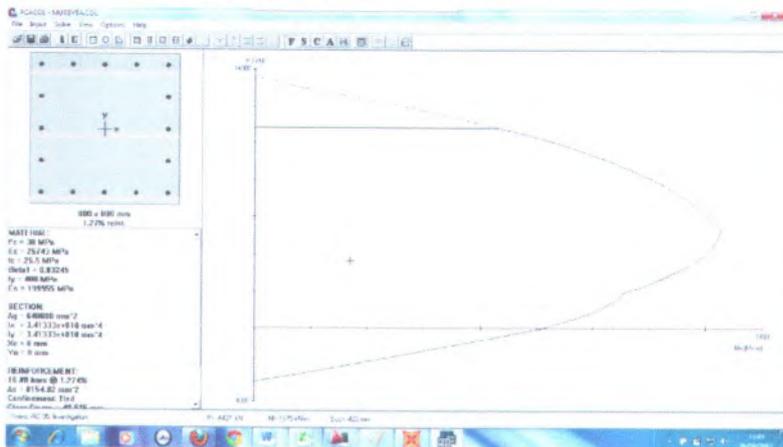
### 7.6.2.2. Persyaratan Terhadap Gaya Geser

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.3, Gaya geser rencana ( $V_e$ ) pada komponen struktur tidak boleh kurang dari:

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

$$V_e = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n}$$

Dari Gambar 7.13 didapatkan momen nominal kolom sebesar 1550 kNm,  $M_{nt} = M_{nb} = 1550$  kNm



Gambar 7.15 Diagram interaksi kolom bawah

$$V_e = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} = \frac{1550 + 1550}{3,5} = 885,72 \text{ kN}$$



- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban dengan pengaruh nilai E, dimana nilai E diambil sebesar dua kali dari nilai gempa rencana  $U = 1,2D + 1,0L + 2,0E$ . Besarnya gaya geser pada kombinasi ini diambil dengan bantuan *SAP2000 v14.1* didapat sebesar 420.415 kN

Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 885,72 kN

### 7.6.2.3. Pengekangan Kolom Pada Daerah Sendi Plastis

Panjang pengekangan kolom di sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.4.1,

$$\geq \frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times 3500 = 583,33 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

Digunakan sendi plastis sepanjang 600 mm.

Kekuatan geser yang disumbangkan beton untuk komponen kolom adalah

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left( 1 + \frac{3647,2 \times 10^3}{14 \times 800 \times 800} \right) \frac{\sqrt{30}}{6} \times 800 \times 737,5 = 757830,4 \text{ N} = 757,83 \text{ kN}$$

Syarat tidak diperlukan tulangan geser

$$V_u < 0,5 \times \phi V_{ci} \rightarrow 885,72 < 0,5 \times 0,75 \times 757,83$$

$$885,72 \text{ kN} > 284,2 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{NOT OK}$$

Syarat cek keperluan tulangan geser minimum

$$V_u < 0,5 \times \phi V_{ci} \rightarrow 885,72 < 0,75 \times 757,83$$

$$885,72 \text{ kN} > 568,3725 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{NOT OK}$$

Diperlukan pemasangan tulangan geser dengan nilai minimal sebesar

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{885,72}{0,75} - 757,83 = 383,13 \text{ dicoba pasang tulangan } 4\phi 10 - 150 \text{ mm } (A_v = 314 \text{ mm}^2)$$

Dengan  $s$  adalah spasi antar tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{314 \times 400 \times 737,5}{150} = 617,5 \text{ KN}$$

Cek syarat kuat geser

$$\phi V_c < V_u < \phi V_s + \phi V_c$$

$$568,4 < 885,72 < 0,75 (617,5 + 757,83)$$

$$568,4 < 885,72 < 1031,5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga sengkang  $4\phi 10 - 150$  mm dapat digunakan.

#### Kontrol Jarak Tulangan Transversal maximum Kolom

Spasi maksimum sengkang ikat pada rentan  $l_o$  adalah  $s_o$ . Spasi  $s_o$  berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.5.1, tidak lebih dari :

- $8 db = 8 (25) = 200$  mm... menentukan
- 24 diameter sengkang =  $24(10) = 240$  mm
- $\frac{1}{2} H$  kolom =  $\frac{1}{2} (800) = 400$
- 300 mm

Sehingga sengkang  $4\phi 10 - 150$  dapat digunakan.

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari  $0,5 s_o$  dari muka HBK =  $0,5 \times 150 = 75$  mm.

#### **7.6.2.4. Pengekangan di Luar Sendi Plastis**

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.5.4, spasi sengkang ikat diseluruh penampang kolom tidak boleh lebih dari :

$$2s_o = 2(150) = 300 \text{ mm}$$

Dicoba untuk daerah diluar sendi plastis dipasang  $4\phi 10 - 175$  maka

$$V_s = \frac{Av \times f_y \times d}{s} = \frac{314 \times 400 \times 737,5}{175} = 529,32 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_s + V_c) &= 0,75 \times (529,32 + 757,83) \\ &= 1031,5 \text{ kN} > 965,3625 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Sehingga sengkang  $4\phi 10 - 160$  dapat digunakan

Dengan Panjang Penyaluran

$$c = 40 + 10 + 25/2 = 62,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{62,5 + 0}{25} = 2,5 > 2,5 \text{ OK} \dots \dots (\text{SNI } 03-2847-2002$$

Ps.14.2.3)

$$\text{Diambil } \frac{c + K_{tr}}{d_b} = 2,5$$

$$\text{Jadi } \frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{30}} \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,5} = 26,29$$

$$l_d = 26,29 \times d_b = 26,29 \times 25 \text{ mm} = 657,27 \text{ mm}$$

Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B (SNI 03-2847-2002 Ps.14.15.1).

$$\text{Panjang lewatan} = 1,3 \times l_d$$

$$= 1,3 \times 657,27 \text{ mm} = 854,45 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm}$$

### 7.6.3 Kolom Atas

Besarnya gaya yang bekerja pada kolom tersebut adalah:

**Tabel 7.8 Gaya kolom atas**

KOMBINASI	P(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
1,4D	1504	2,7	6.1
1,2D+1,6L	1860,8	3	6,88
1,2D+1L+EX+EY	1721,6	93,65	99,2
0,9D+EX+EY	1042,3	93	96,81
ENVELOPE COMB	1860,8	93,65	99,2

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.5 komponen struktur kolom SRPMM harus memenuhi gaya aksial tekan terfaktor  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$ . Dari hasil analisa dengan program bantu *SAP2000 v14.1* didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 1860,8 kN

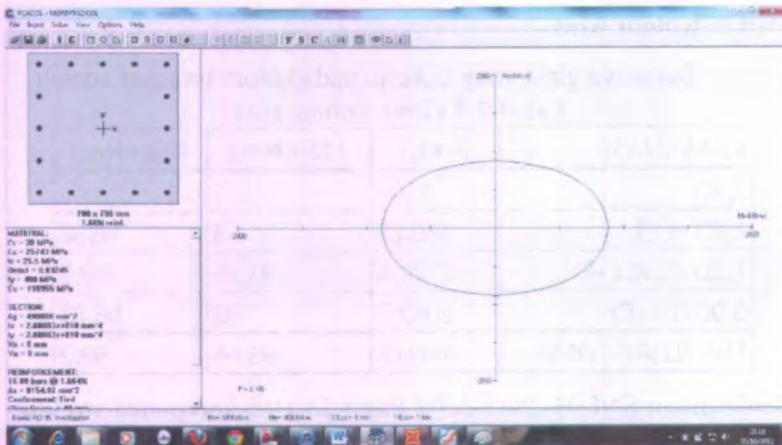
$$1860,8 \text{ Kn} \geq 700 \times 700 \times \frac{30}{10}$$

$$1860,8 \text{ Kn} \geq 1470000 \text{ N} = 1470 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak melebihi  $A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka tidak diperlukan detail pengekanan kolom, akan tetapi untuk tindak lebih lanjut detail pengekanan kolom harus sesuai dengan SNI 2847-03-2002 Pasal 23.10.5

#### 7.6.3.1. Penulangan Memanjang

Kolom dibawah Lantai 1 cukup diberi tulangan 1.66 % atau 16 D25. Prosentase kolom ini sesuai syarat *SNI 03-2847-2002 Ps. 13.4.2.2* yaitu antara 1% - 6% telah terpenuhi



Gambar 7.16 Diagram interaksi kolom atas

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n \max = 0,8 \times \phi \times \left[ 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right]$$

$$\phi P_n \max = 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 30 \times (490000 - 8154,82) + 400 \times 8154,82 \right]$$

$$\phi P_n \max = 8085469,65 \text{ N} = 8085,4 \text{ kN} > 1860,8 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Jadi, tulangan memanjang 16 D25 bisa digunakan

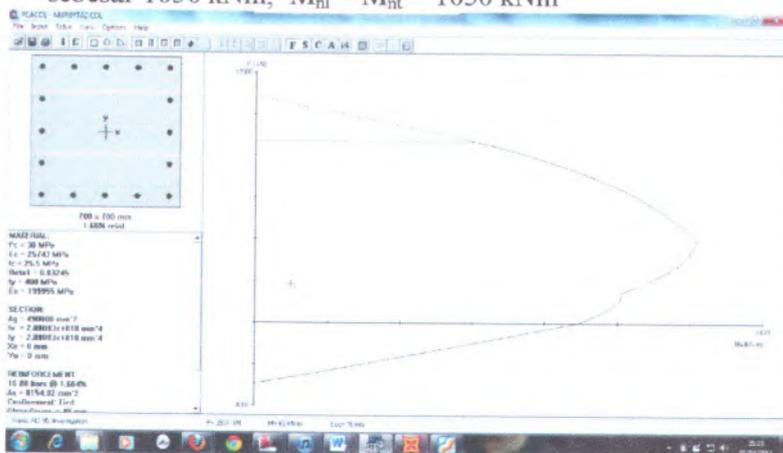
### 7.6.3.2. Persyaratan Terhadap Gaya Geser

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.3, Gaya geser rencana ( $V_e$ ) pada komponen struktur tidak boleh kurang dari:

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

$$V_e = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} \quad (7.29)$$

Dari Gambar 7.15 didapatkan momen nominal kolom sebesar 1050 kNm,  $M_{nl} = M_{nt} = 1050$  kNm



Gambar 7.17 Diagram interaksi kolom atas

$$V_a = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} = \frac{1050 + 1050}{4} = 525 \text{ kN}$$

- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban dengan pengaruh nilai E, dimana nilai E diambil sebesar dua kali dari nilai gempa rencana  $U = 1,2D + 1,0L + 2,0E$ . Besarnya gaya geser pada kombinasi ini diambil dengan bantuan *SAP2000 v14.1* didapat sebesar 61,4 kN

Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 525 kN

### 7.6.3.3. Pengekangan Kolom Pada Daerah Sendi Plastis

Panjang pengekangan kolom di sendi plastis berdasarkan SNI 03- 2847-2002 Pasal 23.10.5.1,

$$\geq \frac{1}{6} \times \ln = \frac{1}{6} \times 4000 = 666,67 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

Digunakan sendi plastis sepanjang 700 mm.

Kekuatan geser yang disumbangkan beton untuk komponen kolom adalah

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left( 1 + \frac{1860,8 \times 10^3}{14 \times 700 \times 700} \right) \frac{\sqrt{30}}{6} \times 700 \times 737,5 = 599103,22 \text{ N} = 599,1 \text{ kN}$$

Syarat tidak diperlukan tulangan geser

$$V_u < 0,5 \times \phi V_{ci} \rightarrow 525 < 0,5 \times 0,75 \times 599,1$$

$$525 \text{ kN} > 224,6625 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{NOT OK}$$

Syarat cek keperluan tulangan geser minimum

$$V_u < \phi V_{ci} \rightarrow 525 < 0,75 \times 599,1$$

$$525 \text{ kN} > 449,325 \dots \dots \dots \text{NOT OK}$$

Diperlukan pemasangan tulangan geser dengan nilai minimal sebesar

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{525}{0,75} - 599,1 = 1409 \text{ dicoba pasang tulangan } 4\phi 10-100 \text{ mm } (A_v = 314 \text{ mm}^2).$$

Dengan s adalah spasi antar tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{314 \times 400 \times 737,5}{100} = 9263 \text{ KN}$$

Cek syarat kuat geser

$$\phi V_c < V_u < \phi V_s + \phi V_c$$

$$449,325 < 525 < 0,75 (926,3 + 599,1)$$

$$449,325 < 525 < 1144,05 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga sengkang 4  $\phi$ 10 – 100 mm dapat digunakan.

Kontrol Jarak Tulangan Transversal maximum Kolom

Spasi maksimum sengkang ikat pada rentan  $l_0$  adalah  $s_o$ . Spasi  $s_o$  berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.5.1, tidak lebih dari :

- 8 db = 8 (25) = 200 mm = 200 mm..... ..menentukan
- 24 diameter sengkang = 24(10) = 240 mm
- $\frac{1}{2}$  H kolom =  $\frac{1}{2}$  (700) = 350 mm
- 300 mm

Sehingga sengkang 4 $\phi$ 10 – 100 dapat digunakan.

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 0.5  $s_o$  dari muka HBK = 0.5  $\times$  100 = 50 mm.

**7.6.3.4. Pengekangan di Luar Sendi Plastis**

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.5.4, spasi sengkang ikat diseluruh penampang kolom tidak boleh lebih dari :

$$2s_o = 2(100) = 200 \text{ mm}$$

Dicoba untuk daerah diluar sendi plastis dipasang 4 $\phi$ 10 – 160 maka

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{314 \times 400 \times 737,5}{150} = 617,533 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_s + V_c) &= 0.75 \times (617,533 + 599,1) \\ &= 1144,05 \text{ kN} > 912,3 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Sehingga sengkang 4 $\phi$ 10 – 150 dapat digunakan

#### 7.6.4 Perancangan HBK

Sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 20.10.5.3 bahwa tulangan hubungan balok – kolom untuk struktur SRPMM harus memenuhi persyaratan pada SNI 03-2847-2002 Ps. 13.11.2 dimana pada sambungan elemen portal ke kolom harus disediakan tulangan lateral dengan luas tidak kurang dari:

$$A_v = \frac{75\sqrt{f_c}}{1200} \times \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

dimana  $A_v$  tidak boleh kurang dari

$$A_{v_{\min}} = \frac{1}{3} \frac{b_w \times s}{f_y} = \frac{800 \times 100}{3 \times 400} = 66.67 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \frac{75\sqrt{30}}{1200} \times \frac{800 \times 100}{400} = 73.95 \text{ mm}^2$$

Maka cukup digunakan sengkang  $2\phi 10-100 \text{ mm}$  ( $A_v = 157 \text{ mm}^2$ ) untuk dipasang didalam HBK

## BAB VIII STRUKTUR UTAMA PRATEGANG

### 8.1 PERANCANGAN BALOK PRATEKAN

Perancangan balok pratekan meliputi penentuan besarnya gaya pratekan awal, daerah limit kabel, kontrol tegangan yang terjadi, perhitungan kehilangan gaya pratekan, perhitungan kekuatan batas beton pratekan serta gaya geser balok pratekan.

Pada Tugas Akhir ini balok pratekan dirancang dengan sistem pasca – tarik (*post – tensioning*) yaitu suatu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran di kedua ujung baloknya, dimana nantinya akan terdapat ankur mati dan ankur hidup.

#### 8.1.1 Data Perancangan

Data – data yang akan digunakan dalam merancang balok induk pratekan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut,

- Mutu beton ( $f_c$ ) : 50 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Dimensi balok induk pratekan : 50/80 cm
- $d'$  (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) : 75 mm

#### 8.1.2 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,

$$f_c' \text{ (curing 14 hari)} = 0,88 \times 50 = 44 \text{ MPa}$$

Tegangan ijin beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (saat *jacking*) sesuai *SNI 03-2847-2002 Ps. 20.4(1)*:

- Tegangan tekan :  $\sigma_{ci} = 0,60 f_{ci}$   
 $\sigma_{ci} = 0,60 \times 44 = 26,4 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{- Tegangan tarik} & : \sigma_{ti} = 0,25\sqrt{f'_c} \\ & \sigma_{ti} = 0,25\sqrt{44} = 1,658 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan ijin beton sesaat sesudah kehilangan prategang (saat beban bekerja) sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 20.4(2):

$$\begin{aligned} \text{- Tegangan tekan} & : \sigma_c = 0,45 f'_c \\ & \sigma_c = 0,45 \times 50 = 22,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Tegangan tarik} & : \sigma_t = \frac{1}{2}\sqrt{f'_c} \\ & \sigma_t = \frac{1}{2}\sqrt{50} = 3,54 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### 8.1.3 Dimensi Penampang

#### 1. Sebelum komposit

$$y_t = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 800 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$y_b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 800 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{balok} &= \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 800^3 \\ &= 2133333,3 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ &= 2133333,33 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_{balok}}{y_t} = \frac{2133333,3}{40} = 53333.33 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{balok}}{y_b} = \frac{2133333,3}{40} = 53333.33 \text{ cm}^3$$

$$A_{balok} = 500 \times 800 = 400000 \text{ mm}^2 = 4000 \text{ cm}^2$$

#### 2. Setelah komposit

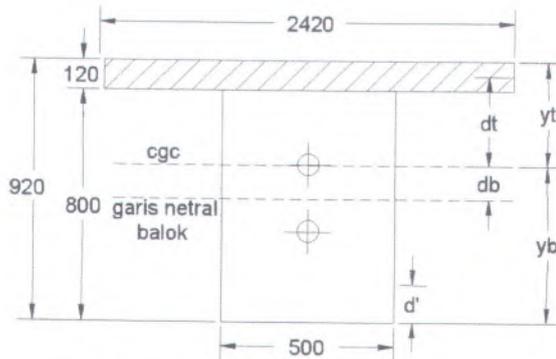
Lebar efektif diambil terkecil dari :

$$b_{e1} = \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \times 13250 = 3312,5 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 2(8t) = 500 + 2(8 \times 120) = 2420 \text{ mm}$$

$$b_{e3} = b_w + \frac{1}{2}(L_x) = 500 + \frac{1}{2}(13250) = 7125 \text{ mm}$$

Dipakai  $b_c = 2420 \text{ mm}$



**Gambar 8.1** Penampang balok pratekan

Sesuai *SNI 03-2847-2002 Ps. 10.5.1*, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_c \text{ pelat} = 4700\sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700\sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_c \text{ balok}}{E_c \text{ pelat}} = \frac{33234,02}{25742,96} = 1,29$$

$$b_c = \frac{2420}{1,29} = 1876 \text{ mm} = 187,6 \text{ cm}$$

Sehingga penampang balok komposit adalah,

$$A_{\text{pelat}} = 120 \times 1876 = 225120 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 500 \times 800 = 400000 \text{ mm}^2 +$$

$$A_{total} = 625120 \text{ mm}^2$$

Garis netral pada penampang komposit :

$$y_t = \frac{[(225120 \times 60) + (400000 \times (400 + 120))]}{625120} = 354,35 \text{ mm}$$

$$= 35,435 \text{ cm}$$

$$y_b = \frac{[(225120 \times (60 + 800)) + (400000 \times 400)]}{625120} = 565,65 \text{ mm}$$

$$= 56,565 \text{ cm}$$

$$d_t = 354,35 - \frac{120}{2} = 294,35 \text{ mm} = 29,435 \text{ cm}$$

$$d_b = 565,65 - \frac{800}{2} = 165,65 \text{ mm} = 16,565 \text{ cm}$$

$$I_{komposit} = I = \frac{1}{12}bh^3 + (A_{balok} \times d_p^2) + \frac{1}{12} \frac{b_e}{n} t^3 + A_{pelat} \times d_t^2$$

$$I = \frac{1}{12} 50 \times 80^3 + (4000 \times 15,565^2) + \frac{1}{12} \frac{187,6}{1} 12^3 + (2251,2 \times 29,435^2)$$

$$= 5079907,6 \text{ cm}^4$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{5079907,6}{35,435} = 143358,5 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{5079886}{56,565} = 89806,55 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{y_b} = \frac{89806,55}{56,565} = 14,37 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{A_{total}}{W_t} = \frac{625120}{143358,5} = 22,94 \text{ cm}$$

#### 8.1.4 Gaya Pratekan

Dilakukan perhitungan momen dengan perletakan sendi – rol dan beban mati gelagar serta beban hidup, seperti terurai dibawah ini,

- Gaya Pratekan akibat balok sendiri:

Pada saat gelagar belum diangkat keatas tumpuan konsol pendek, yang bekerja adalah beban berat sendiri gelagar tersebut. Untuk itu, dilakukan jacking pertama akibat beban balok sendiri dengan gaya sebagai berikut:

$$- \text{Beban sendiri} = 0.5\text{m} \times 0.8\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 960 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat balok sendiri} &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 960 \times 13.25^2 \\ &= 21067,5 \text{ kgm} \\ &= 210,675 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- q pengangkatan pada saat balok harus dikalikan dengan faktor kejut yaitu 1.2

$$q_{\text{angkat}} = 960 \text{ kg/m} \times 1.2 = 1152 \text{ kg/m}$$

Momen akibat beban sendiri pada waktu balok diangkat:

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1152 \times 13.25^2 = 25281 \text{ kgm} \\ &= 252,81 \text{ KNm} \end{aligned}$$

#### 8.1.4.1 Akibat Beban Mati dan Hidup Setelah Komposit

Sedangkan beban setelah komposit terdiri dari berat sendiri balok, berat sendiri pelat ditambah komponen komponen yang berada di atas pelat (pelat atap) karena letak balok prestress berada paling atas, selain itu terdapat pula beban akibat balok anak dan reaksi perletakan atap pada salah satu sisi balok prestress yang direncanakan. Beban hidup yang bekerja dihitung sebesar 240 kg/m pada tiap luasan pelat yang mampu menampung beban hidup yang terjadi. Sehingga didapat momen sebagai berikut

Dari analisa hasil SAP 2000 v14 dengan kombinasi pembebanan 1,2D+1L+EX+EY didapat momen pada balok

prestress dimana terdapat momen negatif pada ujung ujung tumpuan dan momen positif pada tengah bentang. Pada ujung tumpuan besarnya momen negatif yang terjadi adalah sebesar -50995,22 kgm dan -50866,83 kgm sedangkan pada momen lapangan ( $l=13,25m$ ) sebesar 39140 kgm.

### 8.1.5 Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang

Setelah didapat momen sebelum dan sesudah komposit momen tersebut digunakan untuk mendesai gaya prategang awal yang hendak direncanakan. Momen yang digunakan untuk mendesain gaya awal prategang yang terjadi diambil dari momen setelah komposit. Pemilihan momen setelah beban komposit bekerja dipilih momen tengah bentang, jika selisih momen pada tengah bentang dengan momen lapangan kurang lebih 10% maka pemilihan momen maksimum boleh menggunakan momen negatif pada tumpuan. Pada Gambar 8.16 dapat dilihat bahwa selisih momen tumpuan dan lapangan lebih dari 10% sehingga diambil nilai momen tengah bentang untuk batasan desain pendahuluan.

#### 8.1.5.1 Desain Pendahuluan

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burn subbab 6-1*). Momen yang digunakan dipilih momen lapangan dengan kombinasi beban envelope sehingga didapat besar momen untuk desain pendahuluan sebesar 39140 kgm

$$F = \frac{M_T}{0.65h} = \frac{39140}{0.65 \times 0.8} = 75269,23kg$$

Dicoba  $F = 220000$  kg

$F_i = 275000$  kg

### 8.1.5.2 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:

Berat sendiri Balok Pratekan :

$$q = A_{\text{total}} \times \gamma_{\text{beton}} = (0,5 \times 0,8) \times 2400 = 960 \text{ kg/m}$$

Momen akibat berat gelagar menjadi

$$M_G = \frac{1}{8} \times q l^2 = \frac{1}{8} \times 960 \times 13,25^2 = 21067,5 \text{ kgm}$$

Dari hasil analisa menggunakan SAP 2000 v14 didapatkan nilai momen sebagai berikut

Didapat nilai  $M_T = 50995,27 \text{ kgm}$

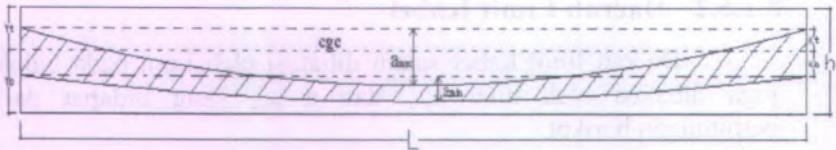
$$a_{\max} = \frac{M_T}{F} = \frac{39140}{220000} = 0,178 \text{ m} = 17,8 \text{ cm}$$

$$\text{Syarat } a_{\max} \leq (y_B + k_T - d') = 56,565 + 14,37 - 7,5 = 63,435 \text{ cm}$$

$$17,8 < 63,435 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$a_{\min} = \frac{M_G}{F_i} = \frac{21067,5}{275000} = 0,0767 \text{ m} = 7,67 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada Gambar 8.17 mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 8.2 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 7.5 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

$$a_{\max} - K_t < e \text{ lap} < K_b + a_{\min}$$

$$3,43 < e \text{ lap} < 30,61$$

Diambil  $e_o$  lapangan = 150 mm (terletak di bawah gcg)

$e_o$  tumpuan  $< K_T = 14.37$  cm sehingga diambil  $e_o$  tumpuan = 100 mm (atas gcg)

### 8.1.5.3 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

Sebelum pengecekan dilakukan, maka momen-momen yang terjadi pada setiap tahapan harus dihitung terlebih dahulu. Penghitungan momen-momen yang bekerja pada balok pratekan adalah sebagai berikut:

371

1. Momen Akibat Berat Sendiri Balok (sebelum beban hidup bekerja)

$$M_G = \frac{1}{8} \times ql^2 = \frac{1}{8} \times 960 \times 13,25^2 = 21067,5 \text{ kgm}$$

2. Momen Setelah Beban Hidup dan Mati Tambahan Bekerja.

Beban mati tambahan yang bekerja pada saat ini berupa berat sendiri pelat setelah di cor dan berat mati tambahan di atas pelat serta beban hidup yang bekerja. Momen setelah beban hidup dan mati bekerja didapat dari hasil SAP 2000 v14 seperti pada subbab 8.4.2.2 didapat momen  $M_T$  pada tumpuan adalah -50995,27 kgm dan -50866,83 kgm dan momen  $M_T$  lapangan = 39140 kgm.

Sehingga kontrol tegangan dapat dilakukan sebagai berikut:

1. Kontrol tegangan sesaat setelah peralihan (sebelum komposit)

Kontrol tegangan saat sebelum komposit sesaat setelah penyaluran gaya prategang bekerja beban hanya berupa berat sendiri berat sehingga momen yang digunakan berupa  $M_G$  dengan gambar momen sesuai dengan Gambar 8.16 sehingga tegangan yang dicek hanya tegangan yang terjadi pada daerah lapangan balok.

(i) Serat Atas (serat atas tertarik akibat F dan  $M_G$ )

$$\sigma_{ti} \leq + \frac{F_i}{A} - \frac{F_i \times e}{W_T} + \frac{M_G}{W_T}$$

$$\sigma_{ti} \leq \frac{275}{0,625120} - \frac{275 \times 0,15}{143358,5 \times 10^{-6}} + \frac{21,0675}{143358,5 \times 10^{-6}}$$

$$1,658 \text{ N/mm}^2 \leq 281,51 \text{ t/m}^2 = 2,81 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ok}$$

(ii) Serat Bawah (tertekan akibat F dan  $M_G$ )

$$\sigma_{ci} \geq + \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{W_B} - \frac{M_G}{W_B}$$



$$\sigma_{ci} \geq \frac{275}{0,625120} + \frac{275 \times 0,15}{89806,55 \times 10^{-6}} - \frac{21,0675}{89806,55 \times 10^{-6}}$$

$$26,4 \text{ MPa} \geq 664,65 \text{ t/m}^2 = 6,64 \text{ N/mm}^2 \text{ .....ok}$$

2. Kontrol tegangan saat beban tambahan bekerja (sesudah komposit)

Kontrol tegangan (sesudah komposit) setelah beban lain tambahan berupa berat mati pelat, balok anak, berat mati tambahan lainnya ditambah dengan beban hidup bekerja terjadi - 50995,22 kgm dan -50866,83 kgm sedangkan pada momen lapangan ( $l=13,25\text{m}$ ) sebesar 39140 kgm dengan eksentrisitas 100 mm pada tumpuan dan 150mm pada lapangan dan daerah lapangan dengan eksentrisitas 250 mm dari cgc.

a. Pada Daerah Lapangan

(i) Serat Atas (tertekan akibat F dan  $M_T$ )

$$\sigma_c \geq + \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{W_T} - \frac{M_T}{W_T}$$

$$\sigma_c \geq + \frac{220}{0,625120} + \frac{220 \times 0,15}{143358,5 \times 10^{-6}} - \frac{39,14}{143358,5 \times 10^{-6}}$$

$$22,5 \text{ MPa} \geq 295 \text{ t/m}^2 = 2,95 \text{ N/mm}^2 \text{ .....Ok}$$

(ii) Serat Bawah (tertekan akibat F dan  $M_T$ )

$$\sigma_t \leq + \frac{F_i}{A} - \frac{F_i}{W_B} + \frac{M_T}{W_B}$$

$$\sigma_t \leq + \frac{220}{0,625120} - \frac{220 \times 0,15}{89806,55 \times 10^{-6}} + \frac{39,14}{89806,55 \times 10^{-6}}$$

$$3,53 \text{ MPa} \leq 420,3 \text{ t/m}^2 = 4,2 \text{ N/mm}^2 \text{ .....ok}$$

### b. Pada Daerah Tumpuan

Kontrol tegangan pada daerah di tumpuan untuk batas tarik diperbolehkan melebihi tegangan ijin tarik yang terjadi pada daerah tumpuan karena pada daerah tumpuan akan diberikan tulangan lunak tarik dan tekan untuk menanggulangi kebutuhan tegangan tarik dan untuk memikul 25% beban gempa yang terjadi secara bolak balik.

Tegangan tarik untuk daerah tumpuan yang terjadi akibat beban setelah komposit adalah sebagai berikut:

#### (i) Serat Atas Tertarik

$$\sigma_t \leq + \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{W_T} - \frac{M_T}{W_T}$$

$$\sigma_t \leq + \frac{220}{0.625120} + \frac{220 \times 0.1}{143358,5 \times 10^{-6}} - \frac{50,99}{143358,5 \times 10^{-6}}$$

$$3,53 \text{ Mpa} \geq 149,72 \text{ t/m}^2 = 1,49 \text{ Mpa} \dots \text{not ok}$$

Sehingga pada daerah serat atas dibutuhkan tulangan tarik

#### (ii) Serat Bawah Tertekan

$$\sigma_c \geq + \frac{F_i}{A} - \frac{F_i \times e}{W_B} + \frac{M_T}{W_B}$$

$$\sigma_c \geq + \frac{220}{0.625120} - \frac{220 \times 0.1}{89806,55 \times 10^{-6}} + \frac{50,99}{89806,55 \times 10^{-6}}$$

$$22,5 \geq 674,74 \text{ t/m}^2 = 6,74 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Ok}$$

### 8.1.6 Penentuan Jumlah Strand

Dari gaya prategang yang telah ditentukan dengan tegangan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah

strand kabel dapat dilakukan. Adapun data data strand kabel diambil dari tabel vsl sebagai berikut:

- Menggunakan data dari tabel vsl strand properties to AS-1311 untuk post tensioning
- Termasuk jenis uncoated low relaxation strand
- Nominal diameter digunakan sebesar 12.7 mm dengan luas nominal area kawat  $100.1 \text{ mm}^2$
- Nominal massa 0.786 kg/mm dan minimal breaking load 184 KN

Penggunaan kabel strand untuk tendon prategang diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 20.5 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangkutan tendon diambil nilai terkecil antara  $0.94f_{py}$  atau  $0.80f_{pu}$  atau  $0.7f_{pu}$  dimana nilai  $f_{pu}$  dan  $f_{py}$  dapat dihitung sebagai berikut:

- $f_{pu}$  = minimum breaking load : luasan strand

minimum breaking load = 184 kN = 184000 N sehingga

$$f_{pu} = \frac{184000}{100.1} = 1838.162 \text{ Mpa}$$

- nilai  $f_{py}$  diambil  $0.9 f_{pu}$  untuk tendon low relaxation strand (Edward Nawy jilid 1)

$$f_{py} = 0.9 \times 1838.162 = 1654.346 \text{ Mpa}$$

Didapat tegangan ijin tendon:

(i).  $0.94f_{py} = 0.94 \times 1654.346 = 1555.085 \text{ Mpa}$  dan

(ii).  $0.80f_{pu} = 0.80 \times 1838.162 = 1470.53 \text{ Mpa}$

(iii).  $0.7f_{pu} = 0.7 \times 1838.162 = 1286.7134$

Diambil nilai terkecil yaitu  $1286.7134 \text{ Mpa} = f_{st}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dapat dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk

menghasilkan gaya prategang  $F = 275000 \text{ kg} = 2750000 \text{ N}$  yang diinginkan

$$A_{ps} = \frac{2750000}{1286.7134} = 2137.23 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{2137.23}{100.1} = 21.35 \text{ buah} \sim 22 \text{ buah dalam satu tendon}$$

Kontrol tegangan tendon terpasang

$$\frac{F_i}{A_{ps}} < 0.7 f_{PU} \rightarrow \frac{2750000}{22 \times 100.1} < 0.7 \times 1838.162$$

$$1248.75 < 1286.7134 \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 8.1.7 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 langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. 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)

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:

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

#### **8.1.7.1 Kehilangan Langsung**

Kehilangan prategang langsung seperti yang dijabarkan pada subbab sebelumnya yang terdiri dari perpendekan elastis, slip pengangkuran dan woble efek, akan dibahas lebih rinci pada subbab ini.

##### **1. 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. Sehingga kehilangan prategang akibat perpendekan elastis tidak perlu diperhitungkan

## 2. Kehilangan Akibat Woble Efek

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 :

$$F_{pF} = F_i \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))} \quad (8.32)$$

$$\Delta f_{pF} = F_i - F_{pF} \quad (8.33)$$

Dimana:

$F_{pF}$  = 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 balok

Nilai sudut kelengkungan didapat dengan rumus sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{8f}{L} \text{ dengan } f \text{ adalah panjang fokus tendon (dari cgs)}$$

$$\alpha = \frac{8 \times 250}{13250} = 0.151 \text{ rad}$$

Sedangkan nilai  $K$  dan  $\mu$  didapat dari Tabel 14 SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1 tentang friksi dan woble efek, 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  $F$  kehilangan akibat friksi adalah sebagai berikut:

$$F_{pF} = Fi \times e^{-((\mu \cdot \alpha) + (K \cdot L))}$$

$$F_{pF} = 2750000 \times e^{-((0.15 \cdot 0.151) + (0.0016 \cdot 13,25))} = 2632018,15 \text{ N}$$

$$\Delta f_{pF} = Fi - F_{pF}$$

$$\Delta f_{pF} = 2750000 - 2632018,15 = 1179819 \text{ N} = 117,99 \text{ KN}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat gesekan adalah sebesar 117,99 KN

### 3. Kehilangan Akibat 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.

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

$$F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps} \quad (8.34)$$

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x \quad (8.35)$$

Dimana:

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

$A_{ps}$  = Luas penampang tendon (dari subbab 7.6.3 didapat  $A_{ps}$   
=  $22 \times 100.1 = 2202.2 \text{ mm}^2$ )

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

$f_{st}$  = Besarnya tegangan ijin baja tendon minimum yang disyaratkan SNI 03-2002-2847

$\alpha$  = Sudut Kelengkungan

$\mu$  = Koefisien friksi (gesekan) = 0.15 rad

$K$  = Koefisien woble =  $0.0016/\text{m} = 0.0000016/\text{mm}$

$L$  = Panjang balok = 20000 mm

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

$$X = \sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{st} \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2} \quad (8.36)$$

Dimana :

$E_{ps}$  = 180000 hingga 205000 Mpa diambil 200000 Mpa

$g$  = diasumsikan  $0.08 \text{ cm} = 0.8 \text{ mm}$

Nilai tegangan ijin tendon diambil dari tabel VSL berdasarkan SNI 03-2002-2847 pasal 20.5 tegangan ijin baja tendon diambil nilai minimum dari syarat pasal 20.5.1 hingga 20.5.3 sebagai berikut:

$$(i) f_{ps} = 0.94f_{py}$$

$$(ii) f_{ps} = 0.80f_{pu}$$

$$(iii) f_{ps} = 0.70f_{pu}$$

Dengan nilai  $f_{pu}$  didapat dari gaya maksimum yang dapat dipikul oleh strand tendon dibagi luasan strand dan  $f_{py}$  sebesar  $0.85 f_{pu}$  untuk tendon stress relieved strand (Edward Nawy jilid 1)

$$f_{pu} = \frac{184000}{100.1} = 1838.162 \text{ Mpa}$$

$$f_{py} = 0.9 \times f_{pu} = 0.9 \times 1838.162 = 1654.346 \text{ Mpa}$$

Sehingga  $f_{st}$  dapat diambil nilai minimum dari nilai nilai berikut:

$$(i) f_{ps} = 0.94f_{py} = 0.94 \times 1654.346 = 1555.085 \text{ Mpa}$$

$$(ii) f_{ps} = 0.80f_{pu} = 0.80 \times 1838.162 = 1470.53 \text{ Mpa}$$

$$(iii) f_{ps} = 0.70f_{pu} = 0.70 \times 1838.162 = 1286.71 \text{ Mpa}$$

Dari ketiga nilai diatas diambil nilai minimum  $f_{st} = 1286.71$  Mpa

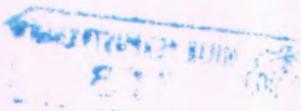
Didapat nilai X sebesar

$$X = \frac{200000 \times 0.8}{\sqrt{1286.71 \times \left( \frac{0.15 \times 0.151}{13250} + 0.0000016 \right)}} < \frac{13250}{2}$$

$$= 6131,4 \text{ mm} < 6625 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

$$f_{pd} = 2 \times 1286.71 \times \left( \frac{0.15 \times 0.151}{13250} + 0.0000016 \right) \times 6131,4$$

$$= 52,21 \text{ Mpa}$$



Jadi besarnya kehilangan prategang akibat slip angkur adalah sebesar :

$$F_{psA} = f_{ps} \times A_{ps} \quad (8.37)$$

$$\Delta f_{psA} = 52,21 \times 2202,2 = 114976,9 \text{ N} = 114.9769 \text{ KN}$$

#### 4. 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 pratekan karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

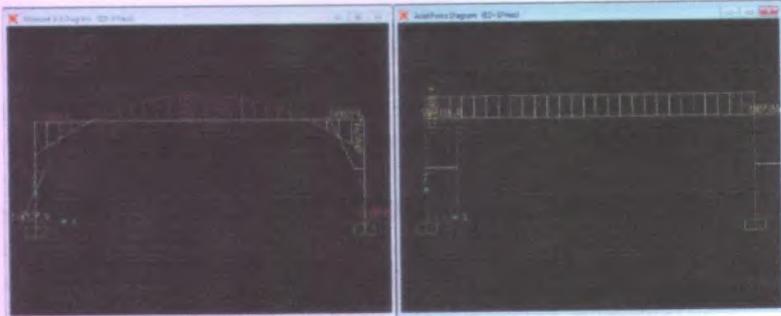
Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula 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.

Besarnya nilai kehilangan akibat kekangan kolom didapat dari bantuan analisa program bantu SAP 2000 v.10 dengan memodelkan portal sederhana dengan tendon seperti Gambar 8.20 dengan kekakuan balok dan kolom dalam menerima momen diasumsikan 0.7 dari kekakuan penuh. Beban yang bekerja berupa beban sendiri balok karena saat jacking beton diasumsikan sebagai bahan elastic yang belum menerima beban mati tambahan dan beban hidup. Kombinasi beban



yang digunakan adalah 1D+1Pres dimana pres adalah besarnya gaya jacking pada tendon sebesar 275000 kg

Besarnya gaya prategang yang hilang dapat dihitung dari gaya yang diberikan dikurangi dengan gaya aksial balok yang terjadi setelah melakukan run analisa program.



Gambar 8.3 Hasil Analisa SAP Akibat Kekangan Kolom

Dari Gambar 8.20 dapat dilihat gaya aksial yang terjadi setelah running program didapat sebesar 273080 kg sedangkan gaya prategang awal yang diberikan adalah sebesar 275000 kg sehingga dapat diketahui bahwa besarnya kehilangan gaya prategang akibat kekakuan kolom didapat sebesar

$$\Delta f_{pR} = 275000 - 273080 = 1920 \text{ kg} = 19200 \text{ N} = 19.2 \text{ KN}$$

Total kehilangan prategang akibat proses kehilangan langsung dapat dijumlahkan sebagai berikut:

$$\Delta F_H = F_{pF} + F_{pA} + F_{pR}$$

$$\Delta F_H = 117,99 \text{ KN} + 114,9769 \text{ KN} + 19,2 \text{ KN} = 252,167 \text{ KN}$$

Sisa gaya prategang setelah terjadi kehilangan langsung adalah”

$$F_i = F - \Delta F_H$$

$$= 2750 - 252,167 = 2497,833 \text{ KN}$$

### 8.1.7.2 Kehilangan Prategang Tidak Langsung

Kehilangan prategang tidak langsung yang dihitung pada subbab ini sama dengan subbab 8.3.3.2 dengan tahapan yang sama pula. Tahap pertama dihitung pada waktu sesaat setelah penyaluran gaya prategang yang mana pada perancangan ini pemberian gaya prategang dilakukan pada hari ke 7 setelah dilakukan proses curing (perawatan) selama 5 hari, tahap kedua dihitung pada waktu 60 hari pada saat beban mati tambahan dan beban hidup mulai bekerja, tahap terakhir dihitung saat akhir umur rencana gedung (dalam hal ini gedung direncanakan memiliki umur rencana 10 tahun)

### 8.1.7.3 Perhitungan Tahapan pada Kehilangan Prategang Tak Langsung

Perhitungan untuk kehilangan prategang secara tak langsung dibagi menjadi beberapa tahapan yaitu pada saat sesaat setelah gaya peralihan yaitu 168 jam awal, tahap I dihitung saat beban tambahan dan beban hidup bekerja yaitu pada 60 hari, tahap II dihitung saat gedung berumur 1 tahun dan tahap III saat akhir umur rencana. 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 yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$F_{ic} = 2497,833 \text{ KN} = 2497833 \text{ N}$$

$$A_{ps} = 22 \times 100.1 = 2202.2 \text{ mm}^2$$

$$f_{ci} = \frac{F_{ic}}{A_{ps}} = \frac{2497833}{2202.2} = 1134,24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{py} = 0.9 \times f_{pu} = 1654.346 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$  sebagai berikut

$$\frac{f_{ci}}{f_{py}} = \frac{1134,24}{1654.346} = 0.685 > 0.55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pRe} = f_{ci} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left( \frac{f_{ci}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (8.38)$$

Nilai  $t_1$  diasumsikan 1 jam dan  $t_2 = 24$  sehingga diperoleh nilai

$$\Delta f_{pRe} = 1134,24 \left( \frac{\log 168 - \log 1}{45} \right) (0.685 - 0.55) = 7,57 \text{ MPa}$$

$$F_{pRe} = \Delta f_{pRe} \times A_{ps} = 7,57 \times 2202.2 = 16675,3 \text{ N}$$

Sehingga gaya prategang yang tersisa sebesar

$$F_1 = F_{ic} - F_{pRe} = 2497833 - 16675,3 = 2481157,7 \text{ N}$$

## TAHAP II

Tahap dua terjadi dari rentang waktu sesaat setelah gaya penyaluran prategang diberikan hingga beban mati tambahan dan beban hidup bekerja (60 hari = 1440 jam)

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$F_{ic} = 2481157,7 \text{ N}$$

$$A_{ps} = 22 \times 100.1 = 2202.2 \text{ mm}^2$$

$$f_{ci} = \frac{F_{ic}}{A_{ps}} = \frac{2481157,7}{22022} = 112667 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{py} = 0.9 \times f_{pu} = 1654.346 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$  sebagai berikut

$$\frac{f_{ci}}{f_{py}} = \frac{112667}{1654346} = 0.681 > 0.55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pRe} = f_{ci} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left( \frac{f_{ci}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (8.39)$$

Nilai  $t_1$  diasumsikan 24 jam dan  $t_2 = 1440$  sehingga diperoleh nilai

$$\Delta f_{pRe} = 1126.67 \left( \frac{\log 1440 - \log 168}{45} \right) (0.681 - 0.55) = 3,06$$

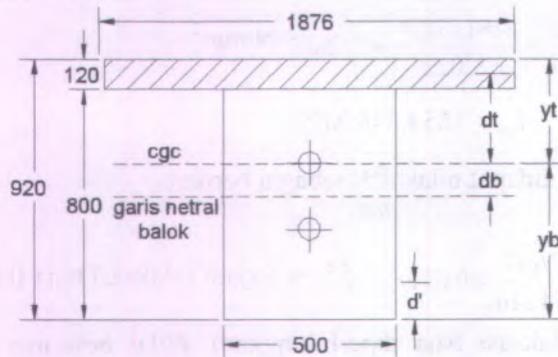
MPa

$$F_{pRe} = \Delta f_{pRe} \times A_{ps} = 3,06 \times 2202.2 = 6739,36 \text{ N}$$

- Akibat Susut

Kehilangan prategang akibat susut dipengaruhi oleh ratio penampang dan kelembaban udara. Jika kelembaban udara relatif rata rata diasumsikan sebesar  $RH = 78\%$  maka perbandingan ratio

penampang  $\frac{V}{S}$  adalah perbandingan antara luas dan keliling. Jika penampang balok prategang berupa balok seperti Gambar 8.21 maka



Gambar 8.4 Penampang Balok Prategang

Luas penampang (dengan nilai  $E_c$  yang sama) didapat dari nilai

$$A_{\text{total}} = A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} = 2251,2 \text{ cm}^2 + 4000 \text{ cm}^2 = 6251,2 \text{ cm}^2$$

Keliling penampang sebesar :

$$K_{\text{ell}} = (187,6 \times 2) + ((12+80) \times 2) = 559,2 \text{ cm}$$

$$\text{Maka nilai } \frac{V}{S} = \frac{6251,2}{559,2} = 11,179$$

$K_{\text{SH}}$  diambil dari Tabel 8.1 sebesar 0,77

Sehingga didapat nilai susut sebagai berikut :

$$\Delta f_{\text{pSH}} = 8,2 \times 10^{-6} K_{\text{SH}} E_s \left( 1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH)$$

$$= 8.2 \times 10^{-6} \times 0.77 \times 2 \times 10^5 (1 - (0.0236 \times 11.179)) \times (100 - 78)$$

$$= 20,45 \text{ MPa}$$

$$F_{pSH} = 20,45 \times 2202.2 = 45035 \text{ N}$$

- Akibat Rangkak

Akibat rangkak kehilangan dipengaruhi oleh tegangan berat sendiri dengan asumsi saat usia 60 hari beban mati tambahan belum bekerja segitu pula dengan beban hidup. Sehingga nilai  $f_{cds}$  adalah tegangan yang didapat dari momen akibat berat sendiri saja dan  $f_{cs}$  merupakan tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer. Besarnya nilai creep dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pCr} = n K_{re} (f_{cs} - f_{cds}) \quad (8.40)$$

Nilai  $K_{re}$  diambil 1.6 untuk post tension prestress. Nilai ratio modulus ( $n$ ) merupakan perbandingan nilai modulus elastisitas baja prategang dengan modulus elastisitas beton.

$$n = \frac{E_{PS}}{E_c} \text{ nilai } E_{ps} \text{ adalah modulus elastisitas baja prategang}$$

diasumsi sebesar  $2 \times 10^5$  dan  $E_c$  adalah modulus elastisitas beton prategang

sebesar  $4700 \times \sqrt{f_{ci}} = 4700 \times \sqrt{50} = 33234,018 \text{ MPa}$  sehingga nilai ratio modulus sebesar:

$$n = \frac{E_{PS}}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{33234018} = 6,018$$

Nilai  $f_{cs}$  merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri dengan sesaat setelah gaya jacking, diasumsikan besarnya gaya jacking yang terjadi sudah dikurangi oleh kehilangan prategang langsung dan relaksasi pada tahap pertama sehingga besarnya gaya prategang digunakan sebesar  $F_{ic} = 2481157,7 \text{ N}$ .  $f_{cs}$  didapat dengan perumusan sebagai berikut:

$$f_{cs} = -\frac{F_i}{A} - \frac{F_i \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e^2}{I} \quad (8.41)$$

Data data lainnya diambil sebagai berikut:

Luas Penampang (A) = 6251,2 cm<sup>2</sup>

Eksentrisitas tengah bentang dari cgc = 25 cm

I = 5079907,6 cm<sup>4</sup>

Momen berat sendiri

$$M_G = \frac{1}{8} \times (0,8 \times 0,5 \times 2400) \times 13,25^2 = 21,0675 \text{ tm}$$

Momen akibat berat mati tambahan ditambah beban hidup dimana beban hidup yang terjadi diambil antara 0.3 hingga 0.7 beban hidup yang terjadi. Dari hasil analisa ETABS 9.0.0 didapat  $M_{D_{tot}}$  adalah momen akibat berat sendiri, berat mati tambahan dan 0.7 beban hidup sebesar 51 tm

- Tegangan pada beton didaerah cgs segera setelah trasfer gaya prategang. Dalam hal ini berarti beton hanya menerima momen akibat berat sendiri tanpa adanya berat mati tambahan.

Serat bawah tertekan akibat F dan tertarik akibat  $M_G$

$$f_{cs} = -\frac{F_i}{A} - \frac{F_i \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$$

$$f_{cs} = -\frac{248,1157}{0.62512} - \frac{248,1157 \times 0.25^2}{5079907,6 \times 10^{-8}} + \frac{21,0675 \times 0.25}{5079907,6 \times 10^{-8}}$$

$$f_{cs} = -598,5 \text{ t/m}^2 = -5,985$$

- Akibat berat mati tambahan ( $f_{c_{ds}}$ ) adalah momen akibat beban mati tambahan dan beban hidup 70%

$$f_{c ds} = \frac{M_G \times e}{I}$$

$$f_{cs} = \frac{51 \times 0.25}{5079907,6 \times 10^{-8}}$$

$$f_{cs} = 251 \text{ t/m}^2 = 2,51 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ok}$$

sehingga didapat nilai rangkai sebagai berikut :

$$\Delta f_{pCr} = nK_{re}(f_{cs} - f_{c ds})$$

$$\Delta f_{pCr} = 6,018 \times 1,6 \times (5,985 - 2,51) = 33,46 \text{ MPa}$$

$$F_{pCR} = \Delta f_{pCr} \times A_{ps} = 33,46 \times 2202,2 = 73685,79 \text{ N}$$

Total kehilangan prategang pada tahap 2:

$$\Delta f_2 = 3,06 + 20,45 + 33,46 = 56,97 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_2 = 51,41 \times 2202,2 = 125459,334 \text{ N}$$

$$F_{i2} = 2481157,7 - 125459,334 = 2355698,366 \text{ N} = 2355,7 \text{ KN}$$

$$\% \text{ kehilangan} = 100\% - (2355698,366 / 2750000)\% = 14,338 \%$$

### TAHAP III

Tahap tiga terjadi dari rentang waktu 60 hari saat semua beban telah bekerja hingga akhir umur rencana (10 tahun = 3650 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:

$$F_{ic} = 2355698,366 \text{ N}$$

$$A_{ps} = 22 \times 100,1 = 2202,2 \text{ mm}^2$$

$$f_{ci} = \frac{F_{ic}}{A_{ps}} = \frac{2355698,366}{22022} = 1069,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{py} = 0,9 \times f_{pu} = 1654,346 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$  sebagai berikut

$$\frac{f_{ci}}{f_{py}} = \frac{1069,7}{1654,346} = 0,6466 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja}$$

(kehilangan akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pRe} = f_{ci} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left( \frac{f_{ci}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (8.42)$$

Nilai  $t_1$  diasumsikan 1440 jam dan  $t_2 = 87600$  sehingga diperoleh nilai

$$\Delta f_{pRe} = 1069,7 \left( \frac{\log 87600 - \log 1440}{45} \right) (0,6466 - 0,55) = 4,097 \text{ MPa}$$

$$F_{pRe} = \Delta f_{pRe} \times A_{ps} = 4,097 \times 2202,2 = 9022,4134 \text{ N}$$

Sehingga gaya prategang yang tersisa sebesar

$$F_i = F_{ic} - F_{pRe} = 2355698,366 - 9022,4134 = 2346675,95 \text{ N}$$

Total kehilangan prategang pada tahap 3:

$$\Delta f_3 = 4,097 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_3 = 4,097 \times 2202,2 = 9022,4134 \text{ N}$$

$$F_{ci3} = 2355698,366 - 9022,4134 = 2346675,95 \text{ N}$$

$$\% \text{ kehilangan} = 100\% - (2346675,95 / 2750000)\% = 14,66 \%$$

### 8.1.7.4 Kontrol Setelah Kehilangan

Setelah perhitungan kehilangan didapatkan nilai F efektif sesungguhnya yang bekerja pada balok. Nilai F efektif ini belum tentu sama dan tepat seperti perkiraan awal desain sehingga setelah didapat nilai F efektif hendaknya dilakukan pengecekan kontrol tegangan dan perubahan letak kern pada daerah limit kabelnya.

(i) Serat Atas (tertekan akibat F dan  $M_T$ )

$$\sigma_c \leq -\frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{W_T} - \frac{M_T}{W_T}$$

$$\sigma_c \leq -\frac{234,6}{0,62512} + \frac{234,6 \times 0,15}{143358,5 \times 10^{-6}} - \frac{39,14}{143358,5 \times 10^{-6}}$$

$$-22,5 \leq -402,84 \text{ t/m}^2 = 4.029 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\text{Ok}$$

(ii) Serat Bawah (tertarik akibat F dan  $M_T$ )

$$\sigma_t \geq -\frac{F_i}{A} - \frac{F_i}{W_B} + \frac{M_T}{W_B}$$

$$\sigma_t \geq -\frac{234,6}{0,62512} - \frac{234,6 \times 0,15}{89806,55 \times 10^{-6}} + \frac{39,14}{89806,55 \times 10^{-6}}$$

$$3,535 \geq -331,3 \text{ t/m}^2 = -3.31 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\text{ok}$$

Tegangan tarik untuk daerah tumpuan setelah kehilangan:

(i) Serat Atas Tertarik

$$\sigma_t \geq -\frac{F_i}{A} - \frac{F_i \times e}{W_T} + \frac{M_T}{W_T}$$

$$\sigma_t \geq -\frac{234,6}{0,62512} - \frac{234,6 \times 0,1}{143358,5 \times 10^{-6}} + \frac{50,99}{143358,5 \times 10^{-6}}$$

$$3,535 \geq -183,25 \text{ t/m}^2 = -183,25 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

(ii) Serat Bawah Tertekan

$$\sigma_c \leq -\frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{W_T} - \frac{M_T}{W_T}$$

$$\sigma_c \leq -\frac{234,6}{0,62512} + \frac{234,6 \times 0,1}{89806,55 \times 10^{-6}} - \frac{50,99}{89806,55 \times 10^{-6}}$$

$$-22,5 \leq -681,83 \text{ t/m}^2 = -6,82 \text{ N/mm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Perubahan daerah limit kabel dan nilai kern akan terjadi pada penampang balok akibat perbedaan nilai F efektif yang terjadi setelah kehilangan aktual dengan nilai F efektif pada asumsi desain pendahuluan. Perubahan ini harus ditinjau kembali agar didapatkan nilai yang lebih aktual guna dijadikan acuan dalam pemasangan tendon dan tulangan lunak.

- Kontrol nilai  $a_{\max}$  dan  $a_{\min}$  dan eksentrisitas

Kontrol nilai  $a_{\max}$  dan  $a_{\min}$  dilakukan guna mengetahui apakah posisi tendon tetap berada pada daerah limit kabel memenuhi syarat syarat yang ada dengan adanya perubahan nilai F efektif.

$$a_{\max} = \frac{M_T}{F} = \frac{39140}{234667,595} = 0,167 \text{ m} = 16,7 \text{ cm}$$

$$\text{Syarat } a_{\max} \leq (y_B + k_T - d') = 56,565 + 14,37 - 7,5 = 63,435 \text{ cm}$$

$$16,7 < 63,435 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

$$a_{\min} = \frac{M_G}{F_i} = \frac{21067,5}{275000} = 0,0766 \text{ m} = 7,67 \text{ cm}$$

### 8.1.8 Kontrol Lendutan

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

#### 8.1.8.1 Lendutan Ijin

Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat Tabel 9 SNI-03-2847-2002 pasal 11.5 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar:

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{13250}{480} = 27,6mm$$

#### 8.1.8.2 Lendutan Awal Saat Transfer

Pada saat awal trasnfer gaya prategang nilai lendutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon ( $F_o$ )

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

$$\Delta_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (8.43)$$

dengan nilai P sebesar

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

$$P_o = \frac{8 \times 2750000 \times 250}{13250^2} = 31,32 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{31,32 \times 13250^4}{27805 \times 5079907,6 \times 10^4} = 8,9 \text{ mm } (\uparrow)$$

- **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:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

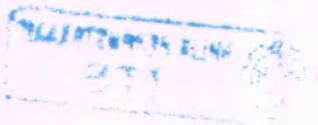
$$\Delta l_{me} = \frac{2750000 \times 100 \times 13250^2}{8 \times 27805 \times 5079907,6 \times 10^4} = 4,27 \text{ mm } (\downarrow)$$

- **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:

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I} \text{ dengan nilai P sebesar}$$

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{21,0675 \times 13250^4}{27805 \times 5079907,6 \times 10^4} = 5,986 \text{ mm } (\downarrow)$$



Total lendutan pada saat awal transfer gaya prategang sebesar (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\begin{aligned}\Delta l_A &= \Delta l_{pO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me} \\ &= -8,9 + 4,27 + 5,986 = +1,356 \text{ mm } (\downarrow)\end{aligned}$$

Lendutan arah ke bawah terjadi sebesar 1,356mm

### 8.1.8.3 Lendutan Saat Beban Bekerja Saat F Efektif

Saat beban bekerja sepenuhnya bekerja gaya prategang yang terjadi berupa gaya prategang efektif setelah terjadi berbagai tahap dan macam kehilangan. Nilai F efektif setelah kehilangan actual adalah sebesar 2346675,95N Lendutan yang terjadi antara lain:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon ( $F_{\text{efektif}}$ )

$$p_O = \frac{8 \times 2346675,95 \times 250}{13250^2} = 26,733 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{pO} = \frac{5}{384} \times \frac{26,733 \times 13250^4}{27805 \times 5079907,6 \times 10^4} = 7,6 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas

$$\Delta l_{me} = \frac{2346675,95 \times 100 \times 13250^2}{8 \times 27805 \times 5079907,6 \times 10^4} = 3,646 \text{ mm } (\downarrow)$$

- Lendutan Akibat Beban Beban yang Bekerja

Beban yang telah sepenuhnya bekerja berupa berat sendiri balok, beban mati tambahan dan beban hidup.



Besarnya lendutan akibat beban yang telah bekerja seluruhnya dapat dihitung dengan menggunakan program bantu ETABS 9.0.0. Lendutan yang didapat sebesar : 10.785 mm (↓)

Sehingga 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:

$$\begin{aligned}\Delta l_A &= \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me} \\ &= -7,6 + 4,646 + 10,785 = 7,971 \text{ mm (↓)} < \text{Lendutan ijin} \\ &= 7,971 \text{ mm} < 27,6 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

### 8.1.9 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 20.8.3 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 sebesar  $0.7\sqrt{f_c}$  sehingga didapat  $\phi M_u \geq 1.2 M_{Cr}$  dengan nilai  $\phi = 0.85$

Perhitungan momen retak dan momen batas akan dibahas menjadi dua yaitu untuk tumpuan dan lapangan karena kebutuhan tulangan lunak pada daerah tumpuan lebih dibutuhkan mengingat kontrol tegangan tarik pada daerah tumpuan tidak memenuhi syarat. Selain itu pada tumpuan serat yang menerima tarik akibat beban bekerja adalah serat atas sedangkan pada lapangan tegangan tarik terjadi pada serat bawah

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori

elastic 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 yang sering kali 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

$$-f_r = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{I} \times Y_B - \frac{M_{Cr} \times Y_B}{I} \quad (8.44)$$

$$M_{Cr} = \left( \frac{F_i}{A} \times \frac{I}{Y_B} \right) + \left( \frac{F_i \times e \times Y_B}{I} \times \frac{I}{Y_B} \right) + \left( f_r \times \frac{I}{Y_B} \right) \quad (8.45)$$

$$M_{Cr} = (F_i \times K_T) + (F_i \times e) + (f_r \times W_B) \quad (8.46)$$

Dimana :

$F_i$  = Gaya prategang efektif = 2346675,95 N

$K_T$  = Kern atas = 14.37 cm = 143,7 mm

$e$  = Eksentrisitas dari cgc = 150 mm

$f_r$  = Modulus keruntuhan =  $0.7\sqrt{f_c} = 0.7\sqrt{50} = 4.95$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{5079886}{56,565} = 89806,55 \text{ cm}^3$$

Sehingga didapat nilai  $M_{Cr}$  untuk daerah lapangan adalah

$$\begin{aligned} M_{Cr} &= (2346675,95 \times (143,7 + 150)) + (4.95 \times 89806,55) \\ &= 689663268,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$1.2 M_{Cr} = 1.2 \times 689663268,9 = 827595922,7 \text{ Nmm}$$

- Untuk serat bawah mengalami tarik (pada daerah lapangan) maka

$$-f_r = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{I} \times Y_A - \frac{M_{Cr} \times Y_A}{I} \quad (8.47)$$

$$M_{Cr} = \left( \frac{F_i}{A} \times \frac{I}{Y_A} \right) + \left( \frac{F_i \times e \times Y_A}{I} \times \frac{I}{Y_A} \right) + \left( f_r \times \frac{I}{Y_A} \right) \quad (8.48)$$

$$M_{Cr} = (F_i \times K_B) + (F_i \times e) + (f_r \times W_T) \quad (8.49)$$

Dimana :

$F_i$  = Gaya prategang efektif = 2346675,95 N

$K_B$  = Kern bawah = 22,94 cm = 229,4 mm

$e$  = Eksentrisitas dari cgc = 100 mm

$f_r$  = Modulus keruntuhan =  $0.7\sqrt{f_c} = 0.7\sqrt{50} = 4.95$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{5079907,6}{35,435} = 143358,5 \text{ cm}^3$$

Sehingga didapat nilai  $M_{Cr}$  untuk daerah lapangan adalah

$$\begin{aligned} M_{Cr} &= (2346675,95 \times (229,4 + 100)) + (4.95 \times 143358,5) \\ &= 773704682,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$1.2 M_{Cr} = 1.2 \times 773704682,5 = 928445619 \text{ Nmm}$$

### 8.1.10 Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan tarik tambahan pada balok prategang terdiri dari tulangan lunak yang memikul 100% beban gempa arah Y dan arah X ditambah dengan penulangan lunak yang dipasang untuk menanggulangi terjadinya tegangan tarik yang berlebihan pada daerah tumpuan. Tulangan tarik yang digunakan untuk

menanggulangi tegangan tarik berlebih pada serat atas tumpuan hanya dipasang hingga 0.25 panjang efektif bentang mengingat pada jarak tersebut momen negatif pada tumpuan mendekati nol. Sedangkan penulangan lunak untuk melawan beban gempa dipasang sepanjang bentang karena pada daerah lapangan masih terjadi beban gempa yang tidak boleh diabaikan.

#### 8.1.10.1 Penulangan Akibat Beban Gempa

Balok prestress menurut TY lin and burns boleh menerima beban gempa namun beban tersebut 100% diterima oleh tendon baik untuk gempa yang menghasilkan momen positif maupun momen negatif namun

#### 8.1.10.2 Data dan Perancangan

Momen positif akibat gempa = 39393 kgm

Momen negatif akibat gempa = -55078 kgm

Dengan data perancangan sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f_c'$ ) : 50 MPa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Dimensi Balok : 50×80 cm
- Diameter Rencana : 25 mm
- Diameter sengkang : 12 mm
- $d = 800 - 40 - 12 - 12.5 = 735.5$  mm

setelah menetapkan data dan perancangan yang hendak digunakan dilakukan perhitungan untuk menetapkan nilai  $\beta_1$ ,  $\rho_{balance}$ ,  $\rho_{max}$  dan  $\rho_{min}$  sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0.85 - 8\left(\frac{f_c' - 30}{1000}\right)$$

$$= 0.85 - 8\left(\frac{50 - 30}{1000}\right) = 0.834$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.834 \times 50}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.0531\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.0531 = 0.039\end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 ps 12.5.1 nilai  $\rho_{\text{min}}$  tidak boleh kurang dari  $\frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y}$  dan tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1.4}{f_y}$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{50}}{4 \times 400} = 0.00442$$

sehingga diambil nilai  $\rho_{\text{min}} = 0.00442$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 50} = 9.41$$

### 8.1.10.3 Perhitungan Penulangan Lentur Akibat Gempa

Karena besarnya momen negatif dan momen positif yang terjadi memiliki nilai yang sama maka jumlah tulangan yang digunakan adalah sama sehingga perhitungannya dapat didasarkan pada satu analisa saja (terhadap momen negative atau momen positif saja)

Diasumsikan menggunakan tulangan tarik saja :

$$R_n = \frac{Mn}{\phi \times b \times d^2} = \frac{550780000}{0.8 \times 500 \times 735.5^2} = 2,545 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9,41} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 2,545}{400}} \right) \\ &= 0.006565 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$ .....(digunakan  $\rho_{\text{min}}$ )

Akan tetapi dikarenakan menurut Tylin dan Burn beban yang diterima oleh balok prategang adalah 100% diterima tendon prategang, maka tulangan lunak menggunakan luas tulangan minimum.

Sehingga didapat nilai  $A_{s1}$  adalah

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.00442 \times 500 \times 735.5 \\ &= 1625,455 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang **4D25** ( $A_{s\text{pakai}} = 1962,5 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_s \times f_y \times \left( d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f_c' \times bw} \right) \\ &= 1962,5 \times 400 \times \left( 735.5 - \frac{1962,5 \times 400}{2 \times 0.85 \times 50 \times 500} \right) \\ &= 562868088 \text{ Nmm} > 550780000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Karena  $M_{n1} > M_n$  Perlu, diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa kiri dengan tulangan tarik saja sehingga desain tulangan tekan menggunakan desain tulangan minimum

Didapat tulangan tarik total :

$$A_s = A_{s1}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.00442 \times 500 \times 735.5 \\ &= 1625,455 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang **4D25** ( $A_{s_{pakai}} = 1962,5 \text{ mm}^2$ ) pada serat atas dan serat bawah untuk melawan beban gempa yang terjadi

#### 8.1.10.4 Penulangan Lentur Tarik

Besarnya penulangan tarik dalam SNI dikontrol pada saat melakukan kontrol momen nominal penampang balok prategang. Pada perancangan kali ini penulangan lentur diambil menggunakan  $\rho_{\min}$  hingga seperempat bentang balok dihitung dari tumpuan.

Sehingga didapat nilai  $A_s$  adalah

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.00442 \times 500 \times 735.5 \\ &= 1625,455 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang **4D25** ( $A_{s_{pakai}} = 1962,5 \text{ mm}^2$ )

Sehingga pada serat atas daerah tumpuan dipasang 4D25 dan 4D25 untuk serat bawah tumpuan. Pada daerah lapangan serat atas dan serat bawah dipasang masing masing 4D25

### 8.1.11 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 03-2847-2002 pasal 20.7.4

Data perhitungan momen nominal:

$$F_u = \text{Minimum breaking load} = 184 \text{ KN} = 184000 \text{ N}$$

$$A_{\text{strand}} = 100.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{ps}} = 22 \times 100.1 = 2202.2 \text{ mm}^2$$

$$f_{\text{pu}} = \frac{F_{\text{ic}}}{A_{\text{ps}}} = \frac{184000}{100.1} = 1838162 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{py}} = 0.9 \times f_{\text{pu}} = 0.9 \times 1838.162 = 1654.35 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{\text{py}}}{f_u}$  sebagai berikut

$$\frac{f_{\text{py}}}{f_u} = \frac{1654.346}{1838162} = 0.9 \text{ karena } \frac{f_{\text{py}}}{f_u} \text{ bernilai } \leq 0.9 \text{ maka diambil } \gamma_p =$$

$$0.28 \text{ dan } \beta_1 = 0.81$$

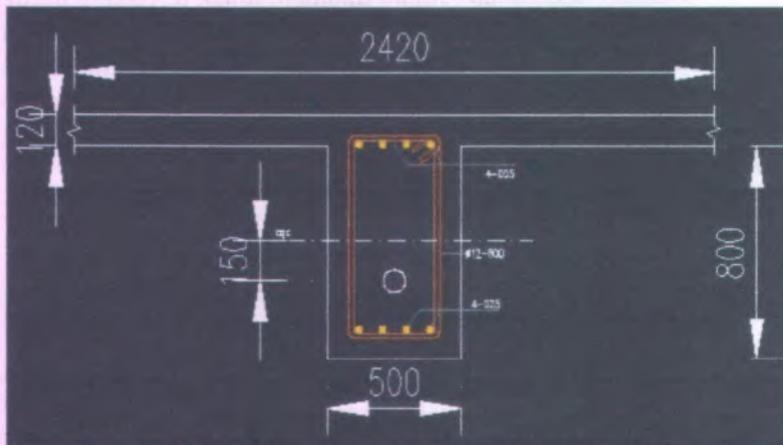
$$d = 800 - 40 - 12 - 12.5 = 735.5 \text{ mm}$$



#### 8.1.11.1 Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dapat dilihat pada Gambar 8.23 dimana tendon berada di daerah batas kern atas (daerah arsiran) dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari cgc (garis putus putus). Pada serat atas dipasang 8D25 ( $A_s = 3925 \text{ mm}^2$ ) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik.

Sedangkan pada serat bawah dipasang tulangan lunak 4D25 ( $A_s' = 1962,5 \text{ mm}^2$ ).



Gambar 8.5 Penampang Tumpuan Balok Prategang

$$d_p = e_T + Y_B \\ = 100 + 565,65 = 665,65 \text{ mm}$$

$$\rho_{PS} = \frac{A_{PS}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{PS} = \frac{A_{PS}}{b \times d_p} = \frac{22022}{500 \times 665,65} = 0,006616$$

- Syarat I

$$\text{Selimut Beton} \leq 0,15 \times d_p \text{ (SNI 03-2847-2002 20.7.2(a))}$$

$$40 \leq (0,15 \times 665,65) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 99,8475 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

- Syarat II

$$X_o = \rho_p \frac{f_U}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') > 0.17 \quad (8.50)$$

SNI 03-2847-2002 pasal 20.7.2 (109)

Dimana  $\rho_p$  adalah ratio tulangan prategang terpasang.

Nilai  $\omega'$  adalah nilai  $\frac{\rho' \times f_y}{f_c}$  dengan  $\rho'$  adalah ratio tulangan tarik, sedangkan nilai  $\omega$  adalah  $\frac{\rho \times f_y}{f_c}$  dengan nilai  $\rho$  adalah ratio tulangan tekan terpasang. Sehingga didapat nilai  $\omega$  dan  $\omega'$  sebagai berikut:

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c} = \frac{0.00442 \times 400}{50} = 0.03536$$

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{(0.00442 + 0.00442) \times 400}{50} = 0.07072$$

$$X_o = \rho_p \frac{f_U}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0.006616 \times \frac{1838162}{50} + \left( \frac{735.5}{665.65} \right) \times (0.07072 - 0.03536)$$

$$= 0.2823 > 0.17 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Sehingga didapat

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} X_o \right)$$

$$= 1838.162 \times \left( 1 - \frac{0.28}{0.81} \times 0.2823 \right) = 1658.785 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_c \times b \times e} = \frac{22022 \times 1658785}{0.85 \times 50 \times 1876}$$

$$= 45,81 \text{ mm}$$

Pada tumpuan balok dianggap sebagai balok persegi karena daerah yang mengalami tarik adalah bagian bawah serat. Sehingga didapat nilai momen nominal adalah (SNI 03-2847-2002 ps 20.7.4):

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (8.51)$$

Dimana:

$A_{ps}$  : Luas strand tendon

$f_{ps}$  : Tegangan pada tendon prategang saat penampang mencapai kuat nominalnya

$d_p$  : Jarak serat tekan terluar hingga titik berat tulangan prategang

$d$  : Jarak serat tekan terluar hingga titik berat tulangan tarik non prategang

$A_s$  : Luas tulangan tarik non prategang

$f_y$  : Kuat leleh tulangan longitudinal

$$M_n = 22022 \times 1658785 \times \left( 665,65 - \frac{45,81}{2} \right) + 3925 \times 400 \left( 735,5 - \frac{45,81}{2} \right)$$

$$= 3466706419 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0.8 \times M_n > M_u \quad (8.52)$$

Dimana nilai  $M_u$  adalah momen ultimate saat beban ultimate bekerja. Nilai momen ultimate didapat dari analisa SAP v14 2000 sebesar -500092822 Nmm dari kombinasi envelope

$$\phi M_n = 0.8 \times 3466706419 = 2773365135 \text{ Nmm} > 500092822$$

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan serviceability.

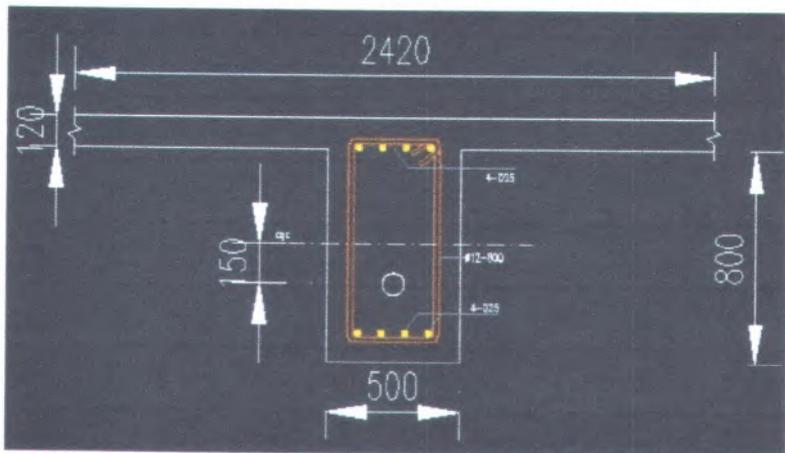
$$\phi M_n \geq 1.2 M_{Cr}$$

$$2773365135 \geq 1.2 \times 773704682,5 = 928445619 \dots\dots\dots \text{ok}$$

### 8.1.11.2 Daerah Lapangan

Penampang pada daerah tumpuan dapat dilihat pada Gambar 8.24 dimana tendon berada di daerah limit kabel (daerah arsiran) dengan eksentrisitas sebesar 15 cm dari cg.

Direncanakan tulangan terpasang 4D25 ( $A_s = 1962,5 \text{ mm}^2$ )



Gambar 8.6 Penampang Lapangan Balok Prategang

$$d_p = e_{lap} + y_T$$

$$= 150 + 354,35 = 504,35 \text{ mm}$$

$$\rho_{PS} = \frac{A_{PS}}{b \times d_p} = \frac{22022}{500 \times 504,35} = 0.00873$$

- Syarat I

Selimit Beton  $\leq 0.15 \times d_{ps}$  (SNI 03-2847-2002 20.7.2(a))

$$40 \leq (0.15 \times 504,35) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 75,6525 \text{ mm} \dots\dots\text{Ok}$$

- Syarat II

$X_o > 0.17$  SNI 03-2847-2002 pasal 20.7.2 (a)

$$X_o = \rho \frac{f_U}{f_c} + \frac{d}{d'} (\omega - \omega') \quad (8.53)$$

dimana  $\rho$  adalah ratio tulangan terpasang. Dengan jumlah tulangan tarik sama dengan tulangan tekan maka nilai  $\omega = \omega'$  nilai  $\omega$  didapat sebagai berikut:

$$X_o = \rho_{PS} \frac{f_{PU}}{f_c} = 0.00873 \times \frac{1838,162}{50} = 0.321 \geq 0.17 \dots\dots\text{OK}$$

Sehingga didapat

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} X_o \right) \\ &= 1838,162 \times \left( 1 - \frac{0.28}{0.81} \times 0.321 \right) = 1634,19 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_c \times b_e} = \frac{22022 \times 1634,19}{0.85 \times 50 \times 1876}$$

$$= 45,1375 \text{ mm} < 150 \text{ mm} \rightarrow \text{balok T palsu}$$

Karena tebal daerah tekan lebih kecil daripada sayap penampang pelat maka analisa momen nominal penampang menggunakan analisa balok persegi sesuai dengan SNI 03-2847-2002 ps 20.7.4 dengan serat mengalami gaya tekan

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 22022 \times 1634,19 \left( 504,35 - \frac{45,1375}{2} \right) + 19625 \times 400 \left( 735,5 - \frac{45,1375}{2} \right)$$

$$= 2293491762 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times M_n > M_u$$

Dimana nilai  $M_u$  adalah momen ultimate saat beban ultimate bekerja. Nilai momen ultimate didapat dari analisa ETABS 9.0.0 sebesar 1192330450 Nmm dari kombinasi 1.2D+1.6L

$\phi M_n = 0,8 \times 2293491762 = 1834793410 \text{ Nmm} > 383840581$   
Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan serviceability.

$$\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$$

$$1834793410 \geq 1,2 \times 773704682,5 = 928445619 \dots\dots ok$$

## 8.2 Penulangan Geser

Kuat beton dalam menahan tarik sangat jauh lebih kecil dari pada kekuatannya terhadap tekan. Perilaku balok prategang pada saat gagal karena geser sangat berbeda dengan perilaku lentur, yaitu balok tersebut gagal secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan sebelumnya yang memadai dan retak yang terjadi jauh lebih lebar daripada retak lentur (E.G. Nawy, 2001).

Penulangan geser pada balok prestress 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 diatur dalam SNI 03-2847-2002 ps 13.4.2.1 dan 13.4.2.2 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 13.5.4.



Jika gaya geser yang terjadi melebihi kapasitas kekuatan penampang beton untuk menahan gaya geser maka dibutuhkan penulangan geser sesuai pasal 13.5.6 jika tidak maka hanya perlu dipasang tulangan geser praktis (minimum)

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 03-2847-2002 pasal 13.4.2

### 8.2.1.1 Data dan Perancangan

Data - data yang diperlukan untuk merencanakan tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$V_{ud} : 156371,75 \text{ N}$$

$$V_{ui} : 230600,67 \text{ N}$$

$$M_d \text{ tumpuan} : 322087949 \text{ Nmm}$$

$$M_d \text{ lapangan} : 259893299 \text{ Nmm}$$

$$M_{max} \text{ tumpuan} : 50995,27 \text{ kgm} = 509952700 \text{ Nmm}$$

$$M_{max} \text{ lapangan} : 39140,85 \text{ kgm} = 391408500 \text{ Nmm}$$

Dimana:

$V_d$  = Gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

$V_i$  = Gaya geser akibat beban hidup, beban mati tambahan dan berat sendiri yang mengasilkan momen maksimum

$M_d$  = Momen akibat berat sendiri balok sebelum komposit didapat dari subbab 8.4.1.3

$M_{max}$  = Momen akibat beban hidup dan beban mati total

### 8.2.1.2 Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

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

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \quad (8.54)$$

Dimana:

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

$d$  : 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 ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0.3(f_{pc} + \sqrt{f_c'}) \times b_w \times d + V_p \quad (8.55)$$

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

### 8.2.1.3 Kuat Geser Daerah Tumpuan

$$x = \text{diambil } 0.5 \times b_{kolom} = 0.5 \times 70 = 35 \text{ cm} = 350 \text{ mm}$$

$$y_x = \frac{4 \times f \times 400 \times (L - x)}{L^2} = \frac{4 \times 250 \times 400 \times (13250 - 350)}{13250^2} = 29,39 \text{ mm}$$

$$P' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 2346675,95 \times 250}{13250^2} = 26,73 \text{ N/m}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times P' = 6625 \times 26,73 = 17708625 \text{ N}$$

$$V_{ug} = V_d + V_{ui} = 156371,75 + 230600,67 = 386972,42 \text{ N}$$

- Kuat Geser Badan ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0.3(f_{pc} + \sqrt{f_c}) \times b_w \times d + V_p \quad (8.56)$$

Dimana:

$$f_c' = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{2346675,95}{800 \times 500} = 5.86 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 800 - 64.5 = 735.5 \text{ cm}$$

$$V_p' = \frac{0.5L - x}{0.5L} V_p = \frac{(0.5 \times 1325) - 35}{0.5 \times 1325} \times 177086,25 = 167730,75 \text{ kg}$$

Sehingga didapat nilai  $V_{cw}$  sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0.3(5.86 + \sqrt{50}) \times 500 \times 735.5 + 177086,25 \\ &= 1603706,3 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat Geser Lentur ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ul} \times M_{cr}}{M_{max}} \quad (8.57)$$

Dimana:

$$V_d = \frac{0.5L - x}{0.5L} V_d' = \frac{(0.5 \times 1325) - 35}{0.5 \times 1325} \times 156371,75 = 148110,6 \text{ kg}$$

$$V_{ui} = \frac{0.5L - x}{0.5L} V_{ui}' = \frac{(0.5 \times 1325) - 35}{0.5 \times 1325} \times 230600,67 = 218418 \text{ kg}$$

$$M_{cr} = \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \quad (8.58)$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{Ac} + \frac{F_{eff} \times e_t}{Wb}$$

$$f_{pe} = \frac{2346675,95}{6251,2} + \frac{2346675,95 \times 1,00}{89806,55} = 4,015 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_{dx}}{Wb} = \frac{438352,47}{89806,55} = 0,49 \text{ MPa}$$

Nilai  $M_x$  adalah nilai momen pada daerah  $x$  yang ditinjau, dengan  $e_x$  adalah eksentrisitas pas titik berat baja sejajar  $x$  didapat dari  $cgc$

$$M_{cr} = \left( \frac{5079907,6 \times 10^4}{354,35} \right) \left( \frac{\sqrt{50}}{2} + 4,015 - 0,49 \right)$$

$$= 1012187381 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{50}}{20} \times 500 \times 735,5 + 148110,6 + \frac{218418 \times 1012187381}{509952700}$$

$$= 711660,1523 \text{ N}$$

Nilai  $V_{ci}$  tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{\sqrt{f_c}}{7} \times bw \times d$  SNI 03-2847-2002 pasal 13.4.2.1, sehingga

$$711660,1523 \geq \frac{\sqrt{50}}{7} \times 500 \times 735,5$$

$$711660,1523 \geq 371483,6 \text{ N} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sesuai dengan Sni 03-2847-2002 pasal 13.4.2 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dengan  $V_{cw}$ . Karena nilai  $V_{cw} > V_{ci}$  maka diambil nilai  $V_{ci}$

sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

- Perancangan tulangan geser

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan, maka data sebagai berikut

- Mutu Baja  $F_y$  : 400mpa
- Tulangan geser : 12mm
- $d'$  : 75mm

$$d = 800 - 75 - 12/2 = 719 \text{ mm}$$

$$V_{ug} = V_{ud} + V_{ul} = 156371,75 + 230600,67 = 386972,42 \text{ N}$$

$$V_u = V_{ug} - V_{p'} = 386972,42 + 177086,25 = 564058,67 \text{ N}$$

Besar gaya eksternal ultimate didaerah tumpuan sebagai berikut :

$$V_{ux} = \frac{0,5L - x}{0,5L} \times V_u$$

$$V_{ux} = \frac{(0,5 \times 13250) - 35}{(0,5 \times 13250)} \times 564058,67 = 561078,74 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 711660,1523$$

$$\phi V_{ci} = 0,75 \times 711660,1523 = 533745,1142 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{564058,67}{0,75} - 711660,1523 = 40418,1 \text{ kg}$$

Dipasang tulangan  $2\phi 12$  ( $A_v = 226.195 \text{ mm}^2$ ) didapat jarak sengkang maksimum dengan persamaan

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226195 \times 400 \times 735.5}{404181} = 164645$$

→ digunakan  $s = 400 \text{ mm}$

Sehingga pemasangan tulangan geser sebanyak  $2\phi 12$  ( $A_v = 226.195 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak  $400 \text{ mm}$  pada daerah tumpuan dapat digunakan.

#### 8.2.1.4 Kuat Geser Lapangan

Diperhitungkan pada muka kolom di luas daerah sendi plastis dengan jarak sebesar :

$$x = 2 \times 800 = 1600 \text{ mm}$$

- Kuat Geser Badan ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0.3(f_{pc} + \sqrt{f_c}) \times b_w \times d + V_p \quad (8.59)$$

$$P^* = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 2346675,95 \times 250}{13250^2} = 26,73 \text{ N/m}$$

$$V_p^* = \frac{L}{2} \times P^* = 6625 \times 26,73 = 17708625 \text{ N}$$

$$V_{ug} = V_{ud} + V_{ul} = 156371,75 + 230600,67 = 386972,42 \text{ N}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{234667595}{800 \times 500} = 5.86 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 800 - 64.5 = 735.5 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{(0,5 \times 13250) - 35}{(0,5 \times 13250)} \times 177086,25 = 176150,7 \text{ N}$$

Sehingga didapat nilai  $V_{cw}$  sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0,3(5,86 + \sqrt{50}) \times 500 \times 735,5 + 176150,7 \\ &= 1602770,756 \text{ N} \end{aligned}$$

• Kuat Geser Lentur ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ul} \times M_{cr}}{M_{max}} \quad (8.60)$$

Dimana:

$$V_d = \frac{0,5L - xt}{0,5L} V_d' = \frac{(0,5 \times 1325) - 160}{0,5 \times 1325} \times 156371,75 = 118606,5 \text{ kg}$$

$$V_{ui} = \frac{0,5L - xt}{0,5L} V_{ui}' = \frac{(0,5 \times 1325) - 160}{0,5 \times 1325} \times 230600,67 = 174908,43 \text{ kg}$$

$$M_{cr} = \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \quad (8.61)$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{Ac} + \frac{F_{eff} \times e}{Wb}$$

$$f_{pe} = \frac{2346675,95}{6251,2} + \frac{2346675,95 \times 1,50}{89806,55} = 4,146 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_{dx}}{Wb} = \frac{438352,47}{89806,55} = 0,49 \text{ MPa}$$

Nilai  $M_x$  adalah nilai momen pada daerah  $x$  yang ditinjau, dengan  $e_x$  adalah eksentrisitas pas titik berat baja sejarak  $x$  didapat dari  $c_{gc}$

$$M_{cr} = \left( \frac{5079907,6 \times 10^4}{354,35} \right) \left( \frac{\sqrt{50}}{2} + 4,146 - 0,49 \right)$$

$$= 1030967341 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{50}}{20} \times 500 \times 735,5 + 118606,5 + \frac{174908,43 \times 1030967341}{391408500}$$

$$= 709333,38 \text{ N}$$

Nilai  $V_{ci}$  tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{\sqrt{f_c}}{7} \times b_w \times d$  SNI 03-2847-2002 pasal 13.4.2.1, sehingga

$$709333,38 \geq \frac{\sqrt{50}}{7} \times 500 \times 735,5$$

$$709333,38 \text{ N} \geq 371483,6 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Sesuai dengan Sni 03-2847-2002 pasal 13.4.2 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dengan  $V_{cw}$ . Karena nilai  $V_{cw} < V_{ci}$  maka diambil nilai  $V_{cw}$  sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

- Perancangan tulangan geser

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan, maka data sebagai berikut

- Mutu Baja  $F_y$  : 400mpa
- Tulangan geser : 12mm
- $d'$  : 75mm

$$d = 800 - 75 - 12/2 = 719 \text{ mm}$$

$$V_{ug} = V_{ud} + V_{ul} = 156371,75 + 230600,67 = 386972,42 \text{ N}$$

$$V_u = V_{ug} - V_p' = 386972,42 + 177086,25 = 564058,67 \text{ N}$$

Besar gaya eksternal ultimate didaerah tumpuan sebagai berikut :

$$V_{UX} = \frac{0,5L - x}{0,5L} \times V_u$$

$$V_{UX} = \frac{(0,5 \times 13250) - 35}{(0,5 \times 13250)} \times 564058,67 = 561078,74 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 709333,38$$

$$\phi V_{ci} = 0,75 \times 709333,38 = 532000 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{564058,67}{0,75} - 709333,38 = 42744,85 \text{ kg}$$

Dipasang tulangan  $2\phi 12$  ( $A_v = 226.195 \text{ mm}^2$ ) didapat jarak sengkang maksimum dengan persamaan

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226195 \times 400 \times 735,5}{4274485} = 15568$$

syarat jarak tulangan minimum tidak boleh lebih besar dari  $0.75h$  atau  $600 \text{ mm}$ .

$$0.75 h = 0.75 \times 800 = 600 \text{ maka}$$

→ digunakan  $s = 600 \text{ mm}$

Sehingga pemasangan tulangan geser sebanyak  $2\phi 12$  ( $A_v = 226.195 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak  $600 \text{ mm}$  pada daerah lapangan dapat digunakan

### 8.3 Angkur Ujung

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai *volume* beton dimana gay prategang yang terpusat pada angkur menyebar kearah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekanng diseluruh zona angkur harus sedemikian hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode Metode perhitungan perancangan daerah pengankuran global menurut *SNI 03-2847-2002 Ps. 20.13.3.2* mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1.2

$$F_o = 275000 \text{ kg}$$

$$P_u = 1.2 F_o = 1.2 \times 275000 = 330000 \text{ kg}$$

$$T_{PENCAR} = 0.25 \Sigma P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right) \quad (8.62)$$

$$d_{PENCAR} = 0.5(h - 2e) \quad (8.62)$$

Dimana :

$\Sigma P_u$  = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tingi penampang pada arah yang ditinjau

Didapat nilai

a = 290 mm (angkur dengan strand 5-22, VSL table AS1311)

$e = 100 \text{ mm}$  (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 800 \text{ mm}$

sehingga didapat nilai  $T_{\text{pencar}}$  sebagai berikut:

$$T_{\text{PENCAR}} = 0.25 \times 3300000 \times \left(1 - \frac{290}{800}\right) = 5259375 \text{ N}$$

$$d_{\text{PENCAR}} = 0.5(h - 2e) = 0.5(800 - 2 \times 100) = 300 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{PENCAR}}}{f_y} = \frac{5259375}{400} = 131485 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $2\Phi 12$  ( $A_v = 226.195 \text{ mm}^2$ ) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak

$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{131485}{226.195} = 5,813 \approx 6 \text{ buah}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah

$$s = \frac{d_{\text{PENCAR}}}{n} = \frac{300}{6} = 50 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang  $2\Phi 12$  dengan  $s = 50 \text{ mm}$



## BAB IX

### PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

#### 9.1 Umum

Pondasi merupakan elemen struktur yang meneruskan reaksi terpusat dari kolom dan atau dinding geser ataupun beban-beban lateral dari dinding penahan tanah, ke tanah tanpa terjadinya penurunan tak sama (*differential settlement*) pada sistem strukturnya, juga tanpa terjadinya keruntuhan pada tanah.

Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang stabil, aman, ekonomis dan efisien.

#### 9.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi. Data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah Padang dan sekitarnya. Adapun data tanah yang didapat meliputi data penyelidikan tanah hasil sondir & boring yang dilakukan pada 3 titik pengujian dapat dilihat pada lampiran.

### 9.3 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang

#### 9.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :  $Q_u = Q_p + Q_s$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

#### 9.3.2 Metode Perhitungan

Data perhitungan ini menggunakan data SPT yang diambil dari lapangan. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode "Luciano Decourt" dengan rumus :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_p$  = resistance ultimate didasar pondasi

$Q_s$  = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

$N_p$  = harga rata-rata SPT disekitar 4B atau hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi, dengan

B = diameter tiang

K = koefisien karakteristik tanah

12 t/m<sup>2</sup> = 117,7 kPa (untuk lempung)

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa (untuk lanau berlempung)

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa (untuk lanau berpasir)

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa ( untuk pasir)

$A_p$  = luas penampang dasar

$q_p$  = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/5 + 1)A_s$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral (t/m<sup>2</sup>)

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan  $3 < N < 50$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

$$Q_u = Q_L/SF = Q_L/3$$

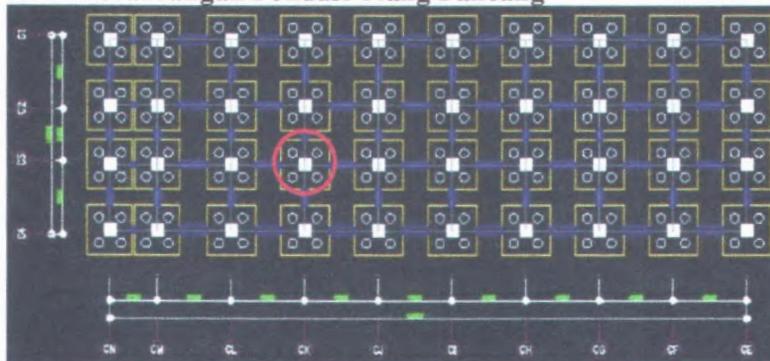
Dimana :

$Q_u$  = daya dukung ultimate (daya dukung ijin)

$Q_L$  = daya dukung tanah maximum

SF = 3 (faktor keamanan)

#### 9.4 Perancangan Pondasi Tiang Pancang



Gambar 9.1 Denah rencana pondasi

#### 9.4.1 Perencanaan Pondasi Kolom As CG-C3

Untuk perancangan pondasi kolom diambil gaya-gaya dalam paling maksimum pada kolom lantai 1. Sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan tipikal.

Dari analisa struktur *SAP 2000 v14.1* kombinasi 1D + 1L pada kaki kolom dengan kombinasi envelope didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$P_n : 371902,76 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 34577,46 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 28973,9 \text{ kgm}$$

$$H_x : 7950,76 \text{ kg}$$

$$H_y : 11077,27 \text{ kg}$$

Direncanakan menggunakan tiang pancang :

$$\text{Diameter tiang pancang } (D) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang tiang pancang} = 12 \text{ m}$$



## Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Tabel 9.1 Hasil analisa data N-SPT untuk pondasi kolom

Depth (m)	Ap (m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	N	Np	Ns	K	Qp (ton)	Qs (ton)	Qi (ton)	Q ijin (ton)	Waktu titanj
0	0,283	0,000	0	7,000	3	25	49,480	0,000	49,480	16,493	30,88
1	0,283	1,885	5,5	8,000	5,5	25	56,549	5,341	61,889	20,630	24,68
2	0,283	3,770	11	8,667	8,25	25	61,261	14,137	75,398	25,133	20,26
3	0,283	5,655	11,5	9,143	9,333333	25	64,627	23,248	87,875	29,292	17,39
4	0,283	7,540	12	10,929	10	20	61,800	32,673	94,472	31,491	16,17
5	0,283	9,425	12	12,000	10,4	20	67,858	42,097	109,956	36,652	13,89
6	0,283	11,310	12	13,500	10,666667	20	76,341	51,522	127,863	42,621	11,95
7	0,283	13,195	12,5	16,143	10,92857	20	91,286	61,261	152,547	50,849	10,01
8	0,283	15,080	13	21,714	11,1875	20	122,791	71,314	194,106	64,702	7,87
9	0,283	16,965	21,5	30,286	12,333333	20	171,262	86,708	257,970	85,990	5,92
10	0,283	18,850	30	38,500	14,1	20	217,712	107,442	325,155	108,385	4,70
11	0,283	20,735	51	46,286	17,45455	20	261,740	141,372	403,111	134,370	3,79
12	0,283	22,619	72	50,500	22	35	499,749	188,496	688,244	229,415	2,22
13	0,283	24,504	69,5	50,000	25,654	35	494,801	234,049	728,849	242,950	2,10
14	0,283	26,389	67	48,429	28,607	35	479,250	278,031	757,281	252,427	2,02
15	0,283	28,274	42,5	44,000	29,533	35	435,425	306,619	742,044	247,348	2,06
16	0,283	30,159	18	36,500	28,813	35	361,205	319,814	681,019	227,006	2,24
17	0,283	32,044	19	29,286	28,235	35	289,812	333,637	623,449	207,816	2,45
18	0,283	33,929	20	22,500	27,778	35	222,660	348,088	570,749	190,250	2,68
19	0,283	35,814	19,5	19,286	27,342	35	190,852	362,226	553,077	184,359	2,76
20	0,283	37,699	19	19,429	26,925	35	192,265	376,049	568,314	189,438	2,69
21	0,283	39,584	19,5	19,286	26,571	35	190,852	390,186	581,038	193,679	2,63
22	0,283	41,469	20	19,071	26,273	35	188,731	404,637	593,368	197,789	2,57
23	0,283	43,354	19	19,000	25,957	35	188,024	418,460	606,484	202,161	2,52
24	0,283	45,239	18	19,143	25,625	35	189,438	431,655	621,093	207,031	2,46
25	0,283	47,124	18,5	19,357	25,340	35	191,559	445,164	636,722	212,241	2,40
26	0,283	49,009	19	19,714	25,096	35	195,093	458,987	654,080	218,027	2,34
27	0,283	50,894	20	20,429	24,907	35	202,161	473,438	675,600	225,200	2,26
28	0,283	52,779	21	20,833	24,768	35	206,167	488,518	694,685	231,562	2,20
29	0,283	54,664	22,5	21,300	24,690	35	210,785	504,540	715,325	238,442	2,14
30	0,283	56,549	24	21,875	24,667	35	216,475	521,504	737,980	245,993	2,07

Berdasarkan tabel hasil N-SPT :

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 80 cm pada kedalaman 12 m (tanah sedang) adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 229,415 \text{ ton (menentukan)}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

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

$$P_{\text{tiang wika}} = 252,70 \text{ ton (Class-A1, produksi PT.WIKA)}$$

$$P_{ijin} = 252,70 \text{ ton}$$

### Daya Dukung Tiang Kelompok

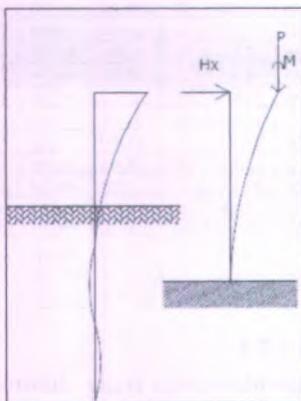
Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam menahan beban reaksi kolom dapat dihitung dengan pendekatan jumlah tiang perlu adalah beban aksial ultimate dasar kolom (Hasil dari analisa struktur dengan program bantu *SAP 2000 v14.1*) dibagi dengan daya dukung ijin satu tiang.

Jumlah tiang yang minimum yang diperlukan

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}} = \frac{371,91}{229,415} = 1,62 \approx 4 \text{ tiang}$$

Dengan adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan 4 tiang pancang dengan susunan 2 x 2

### Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



**Gambar 9.2** Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah

terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$$L_e = \text{panjang penjepitan} \\ = 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Dipakai } L_e = 1,8 \text{ m}$$

$$M_y = L_e \times H_y \\ = 1,8 \times 11077,27 \text{ kg} \\ = 19939,1 \text{ kgm} \\ = 19,94 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{19,94}{4} = 4,985 \text{ tm}$$

$M_y < M_{\text{bending crack}}$  (dari Spesifikasi WIKA BETON)

$$4,985 \text{ tm} < 29 \text{ tm} \dots\dots \text{ok}$$

$$M_x = L_e \times H_x \\ = 1,8 \times 7950,76 \text{ kg} \\ = 14311,368 \text{ kgm} \\ = 14,32 \text{ tm}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{14,32}{4} = 3,58 \text{ tm}$$

$M_x < M_{\text{bending crack}}$  (dari Spesifikasi WIKA BETON)

$$3,58 \text{ tm} < 29 \text{ tm} \dots\dots \text{ok}$$

**Perhitungan jarak antar tiang pancang :**

$2,5 D \leq S \leq 3 D$  dimana:  $S$  = jarak antar tiang pancang

$2,5 \cdot 60 \leq S \leq 3 \cdot 60$   $S_1$  = jarak tiang pancang ke tepi

$$150 \leq S \leq 180$$

Dipakai  $S_x = 150 \text{ cm}$  &  $S_y = 150 \text{ cm}$

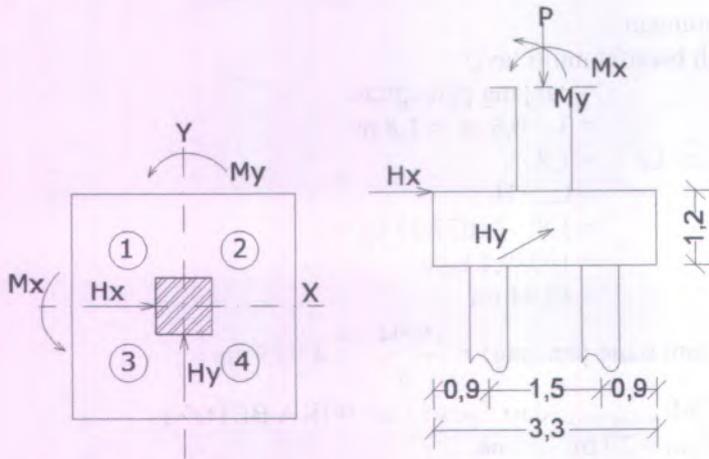
**Perhitungan jarak tiang pancang ke tepi poer :**

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1,5.60 \leq S_1 \leq 2.60$$

$$90 \leq S_1 \leq 120$$

Dipakai  $S_1 = 90 \text{ cm}$



**Gambar 9.3** Pengaturan jarak tiang pancang pondasi kolom

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi ( $\eta$ ).

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \text{arc tg} \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group = 2

$n$  = jumlah kolom tiang pancang dalam group = 2

**Perhitungan :**

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arctg} \left( \frac{600}{1500} \right) \left( \frac{((2-1) \times 2) + ((2-1) \times 2)}{90 \times 2 \times 2} \right) \right\} = 0,758$$

• Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin\ grup} &= \eta \times P_{ijin\ tiang} \times n \\ &= 0,758 \times 229415 \text{ kg} \times 4 \\ &= 695586,3 \text{ kg} \\ &= 695,586 \text{ ton} > P_u = 371,902 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

$x_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$$\sum x_i^2 = 4 \cdot (0,75)^2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 4 \cdot (0,75)^2 = 2,25 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 34577,46 + (11077,27 \times 1,2) \\ &= 47870,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 28973,9 + (7950,76 \times 1,2) \\ &= 38514,8 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$a. \text{ Reaksi kolom} = 371902,76 \text{ kg}$$

$$b. \text{ Berat poer} = 3,3 \times 3,3 \times 1,2 \times 2400 = 31363,2 \text{ kg} +$$

$$\text{Berat total } (\Sigma V) = 403265,96 \text{ kg}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_1 = \frac{403265,96}{4} + \frac{47870,2 \times 0,75}{2,25} - \frac{38514,8 \times 0,75}{2,25} = 103934,96 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{403265,96}{4} - \frac{47870,2 \times 0,75}{2,25} - \frac{38514,8 \times 0,75}{2,25} = 72021,5 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{403265,96}{4} + \frac{47870,2 \times 0,75}{2,25} + \frac{38514,8 \times 0,75}{2,25} = 129611,5 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{403265,96}{4} + \frac{47870,2 \times 0,75}{2,25} + \frac{38514,8 \times 0,75}{2,25} = 129611,5 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimal yang diterima 1 tiang adalah 139118,47 Kg

$$P_{maks} = 129611,5 \text{ kg} < P_{ijin} = 229415 \times 0,89 \\ = 204179,35 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{ok}$$

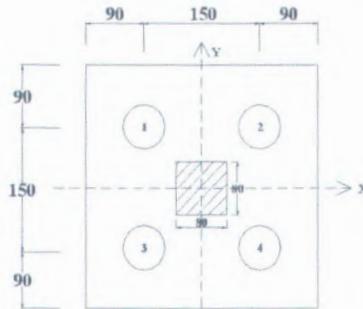
#### 9.4.1.1 Perencanaan Poer Kolom

Pada penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer ( B x L ) = 3300 x 3300 mm
- Tebal poer ( t ) = 1200 mm
- Diameter tulangan utama = D 25 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm

- Tinggi efektif balok poer  
 Arah x ( $d_x$ ) =  $1200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 1147,5 \text{ mm}$   
 Arah y ( $d_y$ ) =  $1200 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 1122,5 \text{ mm}$



Gambar 9.4 Pembebanan poer kolom

#### Penulangan Lentur Arah X

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah :

$$\begin{aligned} q_u &= \text{Berat poer} = 3,3 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 9504 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= P_1 + P_3 \\ &= 103934,96 \text{ kg} + 129611,5 \text{ kg} \\ &= 233546,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada poer adalah :

$$\begin{aligned} M_u &= M_p - M_q \\ &= (P \times \text{jarak tiang ke as kolom}) - (\frac{1}{2} q \times l^2) \end{aligned}$$

$$= (233546,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m}) - (0,5 \times 9504 \text{ kg} \times 1,65 \text{ m})$$

$$= 167319,1 \text{ Kg m}$$

$$= 1673191000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1673191000}{0,8} = 2091487500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2091487500}{1650 \times 1147,5^2} = 0,97$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

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

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,97}{400}} \right) = 0,0025$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 1}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,03825$$

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

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03825 = 0,029$$

$\rho_{\min}$ ,  $\rho_{\text{perlu}}$ , dan  $\rho_{\max}$  harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad & \rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \\ & 0,0035 < 0,0024 < 0,024 \dots \text{ menggunakan } \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1650 \times 1150,5 \\ &= 6644,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan perlu} &= \frac{b}{\frac{A_s \text{ perlu}}{\text{luasan 1 tulangan}}} \\ &= \frac{1650}{\frac{6644,2}{490,625}} \\ &= 121,84 \text{ mm} \end{aligned}$$



*Tulangan Pasang D25-125 mm*

### Penulangan Lentur Arah Y

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah :

$$\begin{aligned} q_u &= \text{Berat poer} = 3,3 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 9504 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= P_3 + P_4 \\ &= 129611,5 \text{ kg} + 129611,5 \text{ kg} \\ &= 259223 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada poer adalah :

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_p - M_q \\
 &= (P \times \text{jarak tiang ke as kolom}) - (\frac{1}{2}q \times l^2) \\
 &= (259223 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m}) - (0,5 \times 2160 \text{ kg} \times 1,65 \text{ m}) \\
 &= 186576,45 \text{ Kg m} \\
 &= 1865764500 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1865764500}{0,8} = 2332205625 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2332205625}{1650 \times 1122,5^2} = 1,122$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,122}{400}} \right) = 0,00289
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 1}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,03825
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,03825 = 0,029\end{aligned}$$

$\rho_{\min}$ ,  $\rho_{\text{perlu}}$ , dan  $\rho_{\max}$  harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\blacksquare \quad &\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \\ &0,0035 < 0,0024 < 0,024 \dots \text{ menggunakan } \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1650 \times 1122,5 \\ &= 6482,4375 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan perlu} &= \frac{b}{\frac{As \text{ perlu}}{\text{luas 1 tulangan}}} \\ &= \frac{1650}{\frac{6482,4375}{490,625}} \\ &= 124,88 \text{ mm}\end{aligned}$$

*Tulangan Pasang D25-125 mm*

#### 9.4.1.2 Kontrol Geser Pons Kolom

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

$$\bullet V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots \dots \dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

Ps.13.12.2.1.a

$$\bullet V_c = \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

Ps.13.12.2.1.b

$$\bullet V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

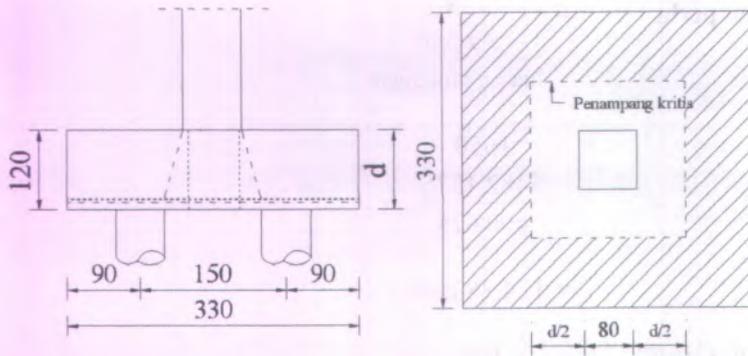
Ps.13.12.2.c

Dengan :

Dimensi poer : 3,30 x 3,30 x 1,20 m<sup>3</sup>

Selimut beton : 40 mm

Ø tul utama : D25

Tinggi efektif :  $d = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1147,5 \text{ mm}$ 

Ga

## mbar 9.5 Penampang kritis poer kolom

dimana :

 $\beta_c =$  rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{800}{800} = 1,00$$

 $b_o =$  keliling dari penampang kritis pada poer

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

$$= 2 \times (800 + 1147,5) + 2 \times (800 + 1147,5) = 7790 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 40$ , untuk kolom interior

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{30} \times 7790 \times 1147,5}{6} = 24.480.528,17 \text{ N}$$

$$V_c = \left(\frac{40 \times 1147,5}{7790} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \times 7790 \times 1147,5}{6}$$

$$= 64.401.492,17 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 7790 \times 1147,5 = 16.320.352,12 \text{ N (menentukan)}$$

Diambil yang terkecil  $V_c = 16.320.352,12 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 16.320.352,12 \text{ N} = 12.240.264,1 \text{ N}$$

$$= 1224,02 \text{ ton} > P_{u \text{ kolom}} = 371,902 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

#### 9.4.1.3 Kontrol Geser Ponds Tiang Pancang Tepi

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

$$\bullet V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

*Ps.13.12.2.1.a*

$$\bullet V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

*Ps.13.12.2.1.b*

$$\bullet V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

*Ps.13.12.2.c*

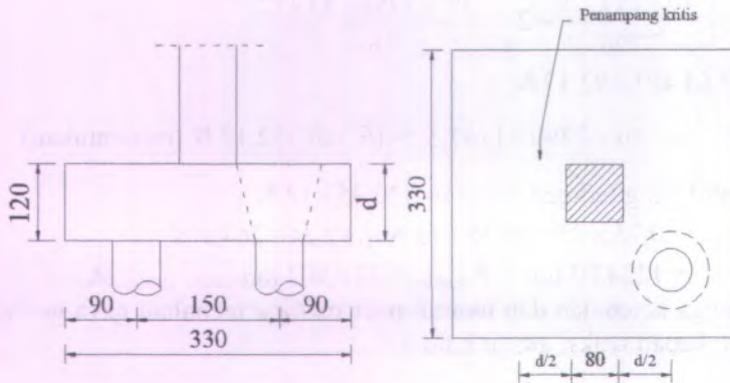
Dengan :

Dimensi poer : 3,30 x 3,30 x 1,20 m<sup>3</sup>

Selimut beton : 40 mm

Ø tul utama : D25

Tinggi efektif :  $d = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1147,5 \text{ mm}$



Gambar 9.6 Penampang kritis tiang pancang pondasi

dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada pondasi tiang pancang

$$= \frac{800}{800} = 1,00$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

$$\begin{aligned} &= [2\pi \times (d + D_{\text{tiang}})] \\ &= [2\pi \times (1147,5 + 600)] \\ &= 10974,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\alpha_s$  = 40, untuk kolom interior

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1,00}\right) \frac{\sqrt{30} \times 10974,3 \times 1147,5}{6} = 34.487.376,17 \text{ N}$$



$$V_c = \left( \frac{40 \times 1147,5}{10974,3} + 2 \right) \frac{\sqrt{30} \times 10974,3 \times 1147,5}{6}$$

$$= 71.072.724,17 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 10974,3 \times 1147,5 = 22.991.584,11 \text{ N}$$

(menentukan)

$$\phi V_c = 0,75 \times 22.991.584,11 \text{ N} = 17.243.688,08 \text{ N}$$

$$= 1732,72 \text{ ton} > P_{u \text{ tiang}} = 371,9 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial tiang tepi.

## 9.5 Perencanaan Balok Sloof

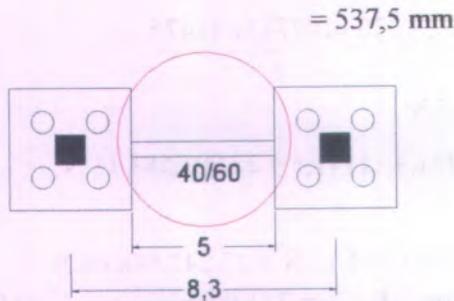
Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

### 9.5.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 371,9 ton
Panjang Sloof L	= 5 m
Mutu Beton $f_c'$	= 30 MPa
Mutu Baja $f_y$	= 400 MPa
Decking dc	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 25 mm
Diameter Sengkang	= 10 mm
Dimensi Sloof	= 400 mm x 600 mm
Tinggi Efektif	= 600-40-10-(1/2 . 25)





Gambar 9.7 Sloof yang ditinjau

### 9.5.2 Dimensi Sloof

Pada perancangan *sloof* ini, penulis mengambil ukuran *sloof* berdasarkan *sloof* yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya aksial terbesar yaitu  $P_u = 371,9$  ton. Penentuan dimensi dari *sloof* dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = \frac{N_u}{0,8 \cdot b \cdot h}$$

Maka perhitungannya :

Tegangan tarik ijin :

$$f_{r \text{ ijin}} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi

$$f_r = \frac{P_u}{0,8 \times b \times h} = \frac{371902,76}{0,8 \times 400 \times 600} = 1,937 \text{ Mpa} < f_{r \text{ ijin}} \text{..ok}$$

### 9.5.3 Penulangan Sloof

#### 9.5.3.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah:

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial } N_u &= 10\% \times 371,9 \text{ ton} \\ &= 37,19 \text{ ton}\end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= 0,4 \times 0,6 \times 2,4 = 0,576 \text{ t/m} \\ \text{Berat dinding} &= 5 \times 0,25 = 1,25 \text{ t/m} + \\ &= 1,826 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \times (1,826) = 2,1912 \text{ t/m} \\ &= 21912 \text{ N/m}\end{aligned}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

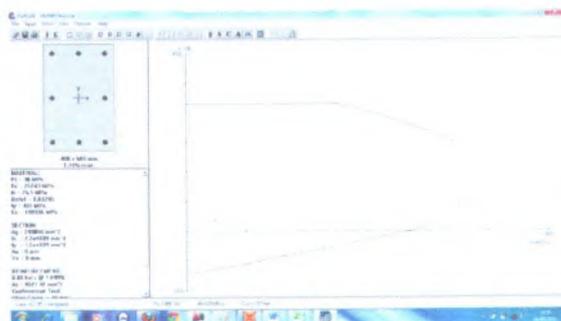
$$\begin{aligned}M_u &= 1/12 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 21912 \cdot 5^2 \\ &= 45650 \text{ Nm}\end{aligned}$$

Lalu menggunakan program PCACol dengan memasukkan beban:

$$P = 37,19 \text{ ton} = 371,9 \text{ kN}$$

$$M = 45,65 \text{ kNm}$$

Sehingga didapatkan diagram interaksi seperti pada Gambar 8.13 di bawah ini :



Gambar 9.8 Diagram interaksi balok sloof 40/60

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'_c = 30$$

$$f_y = 400 \text{ didapat } \rho = 1,70\%$$

Dipasang Tulangan 8 D 25 ( $A_s = 4077,41 \text{ mm}^2$ )

### 9.5.3.2 Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance  $M_{pr}$  sebesar = 520 kNm

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr} + M_{pr}}{h_n} \\ &= \frac{415 + 415}{3} = 276,7 \text{ kN} = 276700 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c} x b_w x d x \left[ 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 400 x 537,5 \left[ 1 + \frac{371900}{14 x 400 x 600} \right] \\ &= 217991 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 217991 \text{ N} = 163493,25 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= 1/3 x b_w x d \\ &= 1/3 x 400 x 537,5 \\ &= 71667 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_c + V_{s \text{ min}}) &= 0,75 x (217991 + 71667) \\ &= 217243,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c + \phi (1/3) \sqrt{f_c} x b_w x d \\ &= 163493,25 + 0,75 x \frac{1}{3} x \sqrt{30} x 400 x 537,5 \\ &= 457894,13 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena :

$$(\phi V_c + \phi V_{s_{\min}}) < V_u < (\phi V_c + \phi (1/3) \sqrt{f_c} x b w x d)$$

$$217243,5 \text{ N} < 276700 \text{ N} < 457894,13 \text{ N}$$

Maka perlu tulangan geser (SNI03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

$$\phi V_{s_{\text{perlu}}} = V_u - \phi V_c = 276700 - 163493,25 = 113206,75 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \phi 10 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi \cdot A_v \times f_y \times d}{\phi \cdot V_s} = \frac{0,75 \times 157,08 \times 400 \times 537,5}{113206,75}$$

$$= 223,75 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } S \leq d/2 = 535/2 = 267,5$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser **Ø10 – 200**



## BAB X PENUTUP

Pada bab ini akan diuraikan kesimpulan yang dapat ditarik dari pembuatan tugas akhir. Selain itu juga terdapat beberapa saran yang berguna bagi pengembangan lebih lanjut perangkat lunak pada tugas akhir ini.

### KESIMPULAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Perancangan Gedung Apartemen Puncak Permai Tower C di zona gempa sedang daerah Surabaya Barat memiliki dimensi struktur utama, meliputi :

Kolom	= 80x80 cm pada lantai 1-7
	= 70x70 cm pada lantai 8-15
Balok induk	= 30/50 cm
Balok Lift	= 35/50 cm
Balok prategang	= 50/80 cm
Balok Anak	= 25/40 cm
2. Perhitungan Gaya gempa menggunakan SNI – 1726 – 2010 dengan mencari grafik gempa response spectrum berdasarkan zona gempa dan data tanah sesuai peraturan SNI – 1726 – 2010
3. Perhitungan pada balok, kolom, dan pelat menggunakan ketentuan sesuai pada SNI 03-2847-2002 pasal 23.10 pada ketentuan untuk sistem rangka pemikul momen menengah

4. Pemanfaatan Program bantu SAP 2000 v14 dalam perencanaan apartemen ini sangat bermanfaat dalam mendapatkan nilai gaya aksial dan momen serta gaya gempa berdasarkan respon spectrum guna menentukan perhitungan
5. Pemanfaatan beton prategang pada perancangan gedung Apartemen Puncak Permai Tower C dinilai efektif dikarenakan fungsi ruangan yang mengharuskan tanpa penggunaan kolom

#### SARAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini maka dapat disarankan :

1. Dalam Perancangan struktur beton prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi dengan memperhatikan panjang balok prestress yang dibutuhkan
2. Perlu dilakukan formulasi pada program *Microsoft excel* untuk merancang balok pratekan, baik dalam dimensi, gaya *jacking*, maupun eksentrisitas gayanya. Hal tersebut perlu dilakukan karena mengingat banyaknya *trial and error* yang harus dilakukan untuk mendapatkan dimensi, gaya dan eksentrisitas yang efektif dan efisien.
3. Dalam merancang struktur bangunan sebaiknya perencana benar – benar memikirkan kemudahan pelaksanaan di lapangan, sehingga hasil perancangan dapat dilaksanakan oleh pelaksana lapangan.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional 2002. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung**, SNI 03-1726-2002.
- Badan Standardisasi Nasional 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**, SNI 03-2847-2002.
- Departemen Pekerjaan Umum 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Bandung :Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.
- Lin, T.Y., dan Ned H. Burns. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Ed. 3 Jil. 1**. Diterjemahkan oleh : Mediana. Jakarta : Erlangga.
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar Ed. 3 Jil. 1**. Diterjemahkan oleh : Bambang Suryoatmono. Jakarta : Erlangga.
- Purwono, R. 2005. **Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847 Terbaru**. Surabaya : ITS Press.
- Tavio dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press

# MULTISTRAND POST-TENSIONING



## STRAND PROPERTIES - TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm <sup>2</sup>	kg/m	kN	kN	%	%	MPa x 10 <sup>1</sup>
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	180-205

## TENDON PROPERTIES

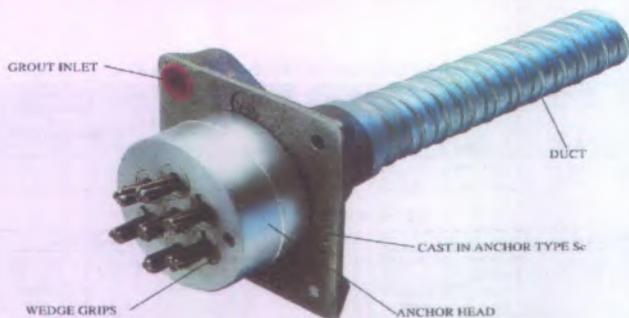
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
5-19	12	2210	69
	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
5-22	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-27	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-31	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-37	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-42	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6250	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-48	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-55	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
	49	9020	135
50	9200	135	
51	9380	135	
52	9570	135	
53	9750	135	
54	9940	135	
55	10120	135	

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
	5	1250	51
6-7	6	1500	51
	7	1750	51
	8	2000	69
6-12	9	2250	69
	10	2500	69
	11	2750	69
	12	3000	69
6-19	13	3250	84
	14	3500	84
	15	3750	84
	16	4000	84
	17	4250	84
	18	4500	84
6-22	19	4750	84
	20	5000	105
	21	5250	105
6-27	22	5500	105
	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
6-31	27	6750	115
	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
6-48	41	10250	135
	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
48	12000	144	
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

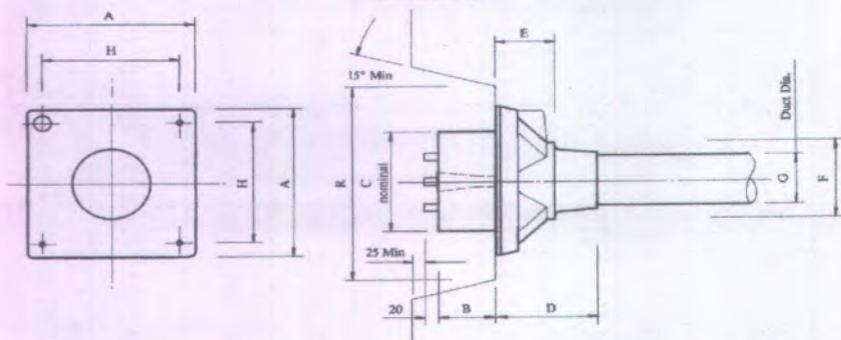
- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.  
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.  
 3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal  
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.  
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



## MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc  
LIVE END



TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	160	60	85	51	125	275
	5-12	275	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	250	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	103	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	230	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900	
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900	

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

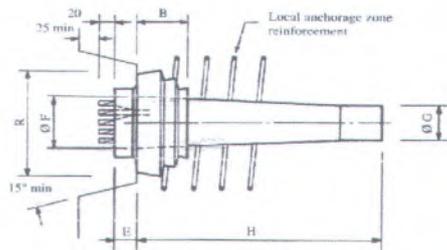
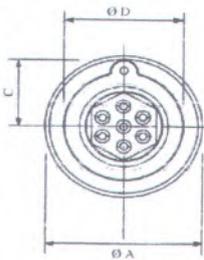
Refer VSL office for details.

\*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.

## MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE CS  
LIVE END



TENDON UNIT		Dimensions (mm)									
STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	ØA	B	C	ØD	E	ØF Ext. Dia.	ØG CS-Standard	H CS-Plus	H CS-Super	R
5-12	6-7	222	60	135.5	153/143	49	110	80	400	535	320
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360
—	6-19	300	90	170	210	59	166	110	540	660	360
5-31	6-22	320	100	180	229	59/65	174	125	570	740	360
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	680	*	640
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750

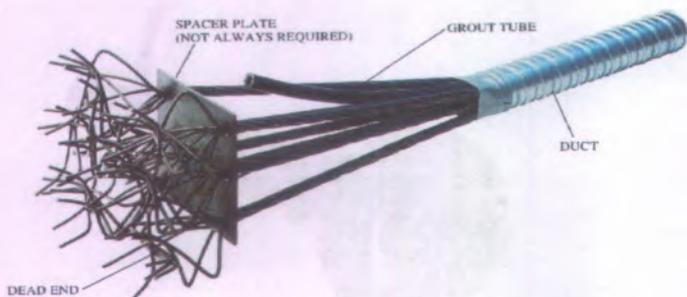
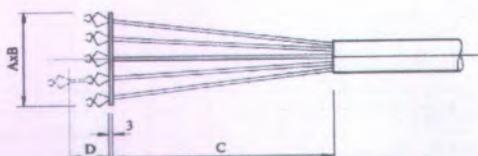
\*Check with VSL office

The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short profiled extension for PT-PLUS™ coupling.

## TENDON CONFIGURATIONS

VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS		
Conventional	•		•			
PT-PLUS	•			•		
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•	•	•

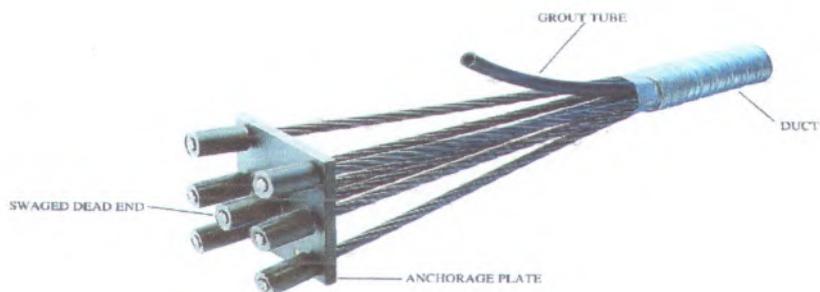
The Type CS anchorage should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used.


**VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE H**


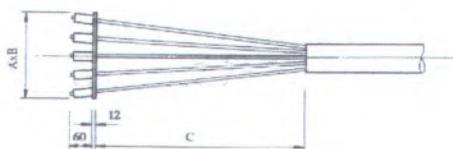
TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm			
	A	B	C	D
	Dimensions (mm)			
5-3	125	125	600	-
5-4	125	125	600	-
5-7	175	150	600	-
5-12	300	250	1000	150
5-19	375	300	1000	150
5-22	400	300	1000	150
5-27	450	400	1000	150
5-31	450	425	1000	150
5-37	525	450	1100	150
5-42	600	450	1100	150
5-48	645	450	1200	150
5-55	700	500	1200	150

TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm			
	A	B	C	D
	Dimensions (mm)			
6-3	150	150	600	-
6-4	150	150	600	-
6-7	200	170	600	-
6-12	350	300	1000	150
6-19	450	350	1000	150
6-22	500	350	1000	150
6-27	550	450	1100	150
6-31	550	475	1100	150
6-37	600	550	1100	150
6-42	700	550	1200	150
6-48	745	550	1200	150
6-55	800	600	1200	150

## MULTISTRAND POST-TENSIONING



## VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000



### SHEATHING AND CORROSION PROTECTION

For conventional applications, corrugated galvanised steel ducts are used.

For applications requiring enhanced corrosion protection and improved fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS™ System with corrugated plastic duct is recommended. This fully encapsulated, watertight system offers superb corrosion protection, and the plastic duct eliminates fretting fatigue between the strand and duct. It also provides reduced duct friction. The PT-PLUS™ System may, in conjunction with VSL CS Anchorages, be configured with special details and installation techniques to provide Electrically Isolated Tendons. These tendons may be electrically monitored at any time throughout the life of the structure.

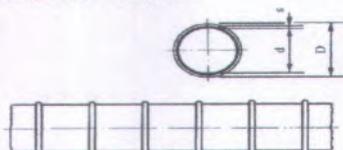
All ducts are manufactured in a variety of standard lengths and are coupled on site.

For diameters of steel ducts see page 7.

### DIMENSIONS OF POLYETHYLENE DUCTS PT-PLUS™

STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	DUCT Dimensions (mm)		
TENDON UNIT	TENDON UNIT	d	D	s
5-12	6-7	59	73	2
5-19	6-12	76	91	2.5
5-31	6-19/6-22	100	116	3
5-43	6-31	130	146	3
5-55	6-37	130	146	3

Other units on request



POLYETHYLENE DUCT PT-PLUS™



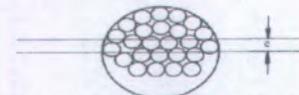
STEEL DUCT

### ECCENTRICITY OF TENDONS

STRAND TYPE 12.7mm			STRAND TYPE 15.2mm		
TENDON UNIT	STEEL DUCT e (mm)	PLASTIC DUCT e (mm)	TENDON UNIT	STEEL DUCT e (mm)	PLASTIC DUCT e (mm)
5-1	4	-	6-1	5	-
5-3	7	-	6-3	6	-
5-7	8	-	6-4	6	-
5-12	11	7	6-7	10	9
5-19	13	9	6-12	14	12
5-22	12	22	6-19	17	18
5-27	13	17	6-22	14	15
5-31	14	14	6-27	13	32
5-37	23	32	6-31	22	28
5-42	26	28	6-37	25	22
5-48	17	24			
5-55	23	14			



STRAND POSITION AT HIGH POINT OF TENDON



STRAND POSITION AT LOW POINT OF TENDON

## SELECTED DESIGN CONSIDERATIONS

## Tendon Supports

Recommended spacings:

- Conventional steel ducts: 0.8 to 1.2m
- Polyethylene ducts PT-PLUS™: 0.8 to 1.0m

## Tendon Force Losses

The *friction losses in the anchorage* due to curvature of the strand and friction of the strand in the wedges usually amount to:

- Anchorage type Sc 2 to 4%
- Anchorage type CS 1 to 2%

*Friction losses along the tendon* can vary fairly widely and depend upon several factors, including: the nature and surface condition of the prestressing steel, the type, diameter and surface conditions of the duct and the installation method.

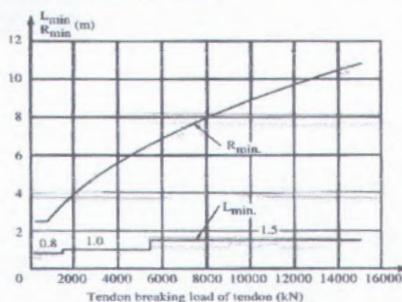
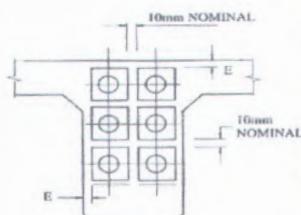
The following values may be assumed for design:

- Tendon in conventional steel ducts:  $\mu = 0.20$
- Tendon in polyethylene ducts PT-PLUS™:  $\mu = 0.14$

Independent of the type of jack or tendon, a loss due to *wedge draw-in* of approximately 6mm occurs at lock-off.

## EDGE DISTANCES

TENDON UNIT		E (mm)	
STRAND TYPE	12.7mm	5-7	30
		5-12	50
		5-19	50
		5-27	80
		3-42	80
		5-55	80
15.2mm	6-7	50	
	6-12	30	
	6-19	80	
	6-27	80	
	6-42	100	
	6-55	100	



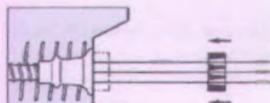
## MINIMUM RADII OF TENDON CURVATURE



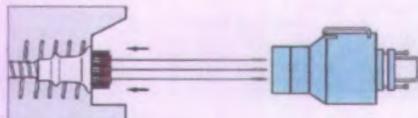
The radii of curvature given in the opposite diagram may be reduced, provided the local concrete strength and the steel stresses resulting from the curvature are checked.


**STRESSING**

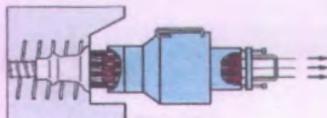
The unique feature of the VSL post-tensioning systems lies in its special procedure for locking the wedges. The wedges always remain in contact with the strands during the stressing operation. As the pressure in the jack is released, the wedges



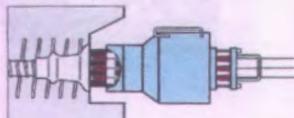
Placing of anchor head and wedges



Positioning of the jack



Stressing



Seating of wedges



Placing of anchor head



Positioning of jack



Stressing, measuring, seating of wedges

**GROUTING**

VSL grouting equipment includes mixer and pump in one unit. Grouting is usually carried out as soon as possible after stressing. For special applications vacuum assisted grouting procedures can be used

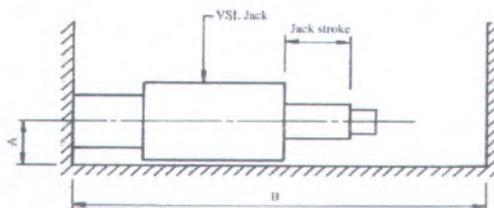


Grouting equipment



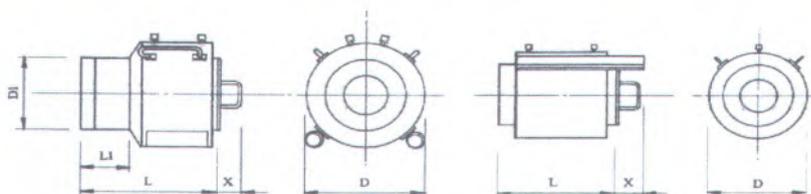
Grouting of tendon

## MULTISTRAND POST-TENSIONING



### JACK CLEARANCE REQUIREMENTS

Dimensions (mm)	VSL JACK TYPE					
	VSL50	VSL87	VSL190 (195)	VSL290	VSL460	VSL670
A	145	180	235	285	370	370
B	1000	1000	1600	1600	1400	2400
	VSL750	VSL1000	VSL1250	VSL1650	VSL1700	
A	300	435	395	495	480	
B	2600	2300	2800	1800	2600	



### STRESSING JACK DETAILS

VSL JACK TYPE	TENDON UNIT	TENDON UNIT	NOMINAL CAP (kN)	D	D1	L	LI	X	STROKE (mm)	MASS (kg)
						Dimensions (mm)				
VSL50	5-3 & 4	6-3 & 4	500	210	-	430	-	-	150	34
VSL87	5-7	6-7	1000	275	-	405	-	-	160	76
VSL190	5-12	6-7	1900	310	230	430	200	135	100	131
VSL290	5-19	6-12	2900	390	270	450	215	240	100	202
VSL460	5-31	6-19	4600	485	330	510	200	85	100	425
VSL670	5-42	6-31	6700	660	-	840	-	250	200	1550
VSL750	5-42	6-35	7500	570	410	1030	215	165	200	1500
VSL1000	5-55	6-47	10000	790	-	885	-	165	200	2200
VSL1250	5-55	6-55	12500	710	420	1125	220	165	150	1730
VSL1650	5-64	6-55	16500	910	600	615	140	-	150	1750
VSL1700	5-91	6-91	17000	875	-	1030	-	165	150	3085

Note: other equipment is available for special situations.



## TAMPAK DEPAN APARTEMEN

1:150



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL

NAMA GAMBAR  
TAMPAK DEPAN BANGUNAN

SKALA  
1:150

DOSEN PEMBIMBING  
ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD

NO. GAMBAR  
1  
24

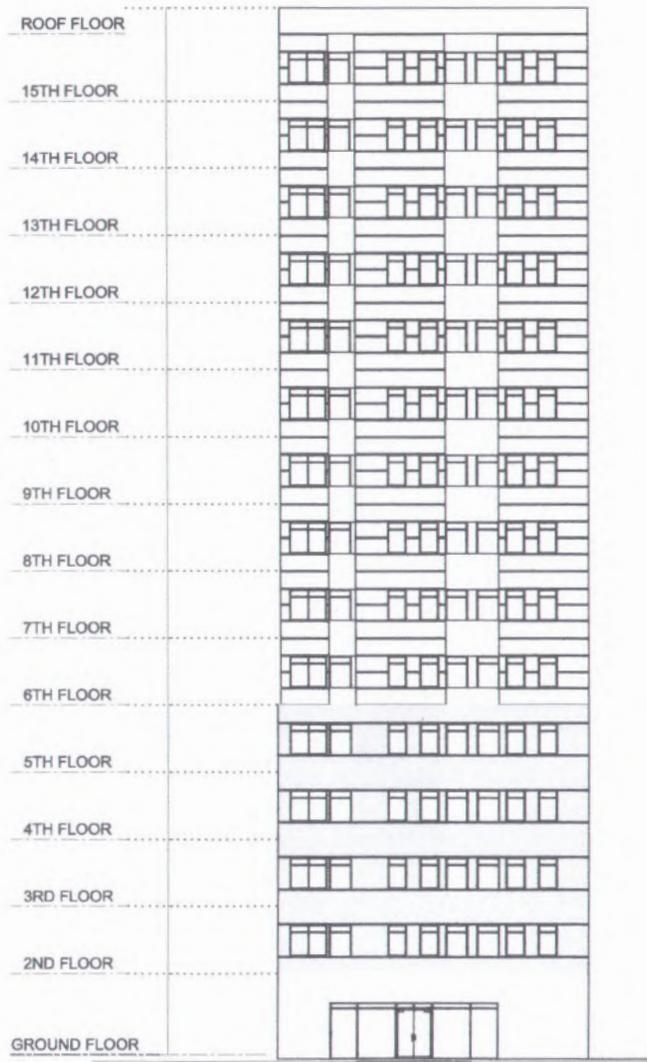
MAHASISWA  
REZA MURBY HERMAWAJ  
3108100041



## TAMPAK BELAKANG APARTEMEN

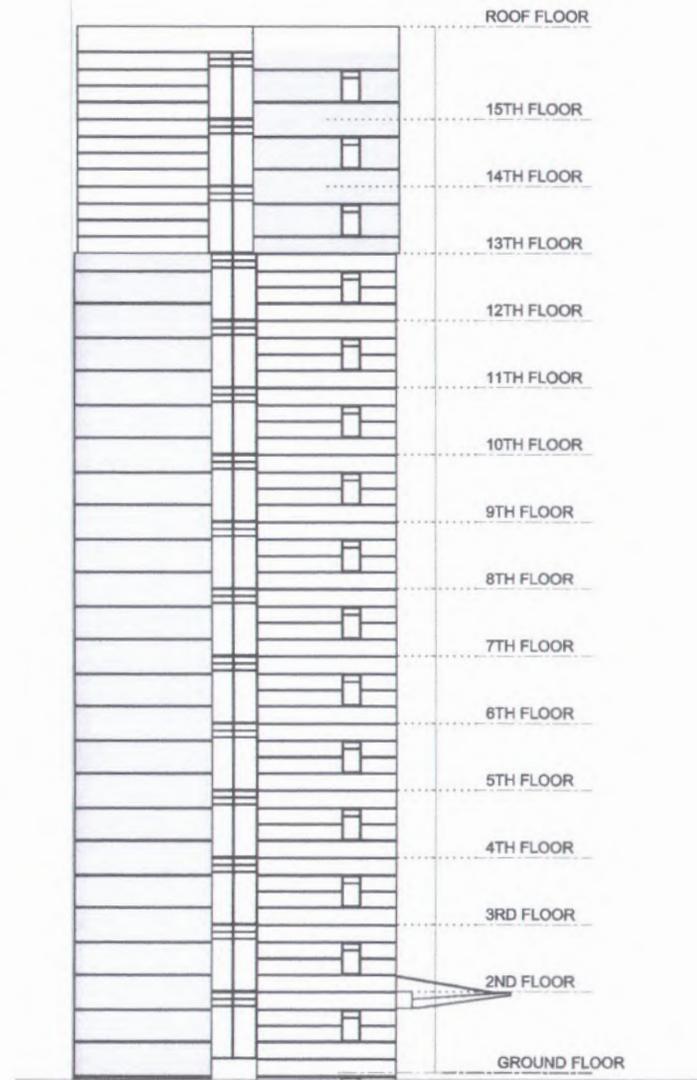
1:150

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		TAMPAK BELAKANG BANGUNAN	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	2 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041



TAMPAK KANAN APARTEMEN

1:150

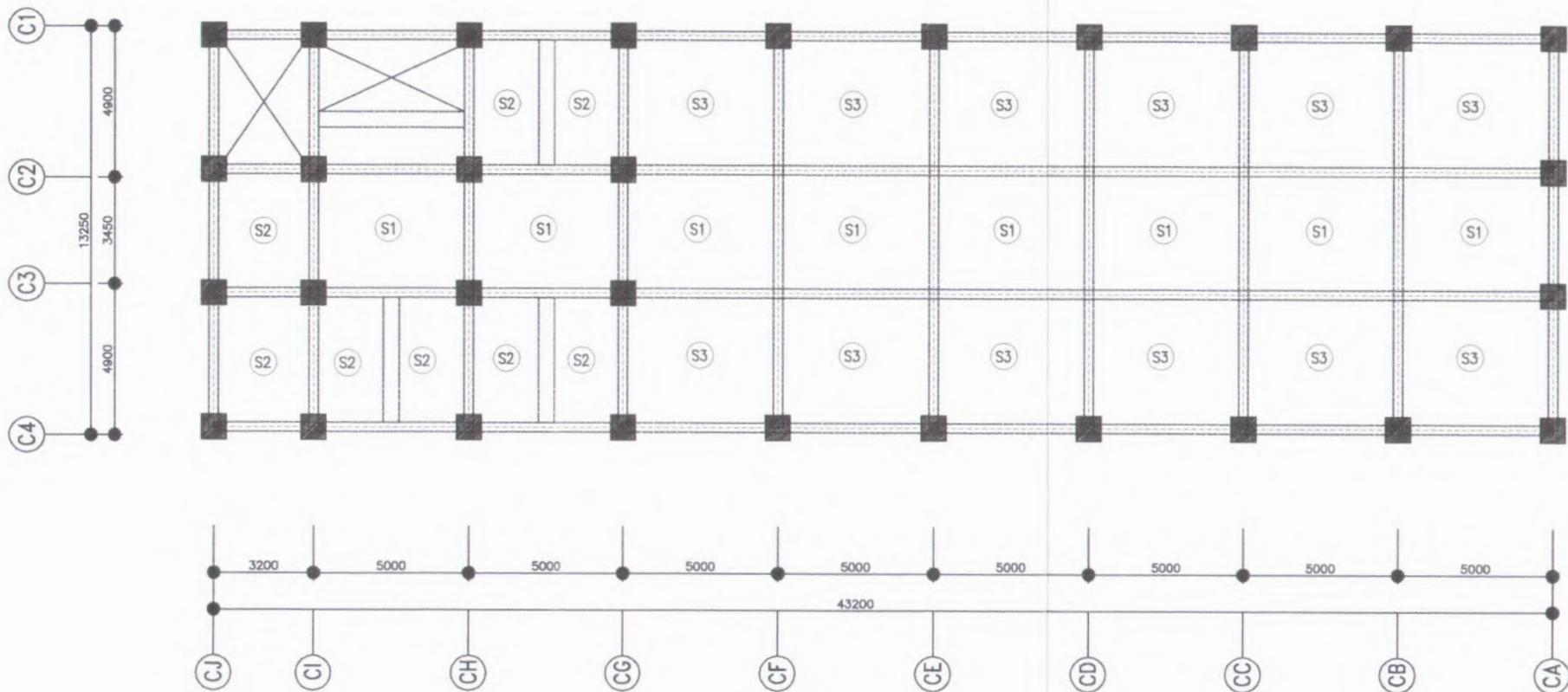


TAMPAK KIRI APARTEMEN

1:150

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		TAMPAK SAMPING BANGUNAN	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	3	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041

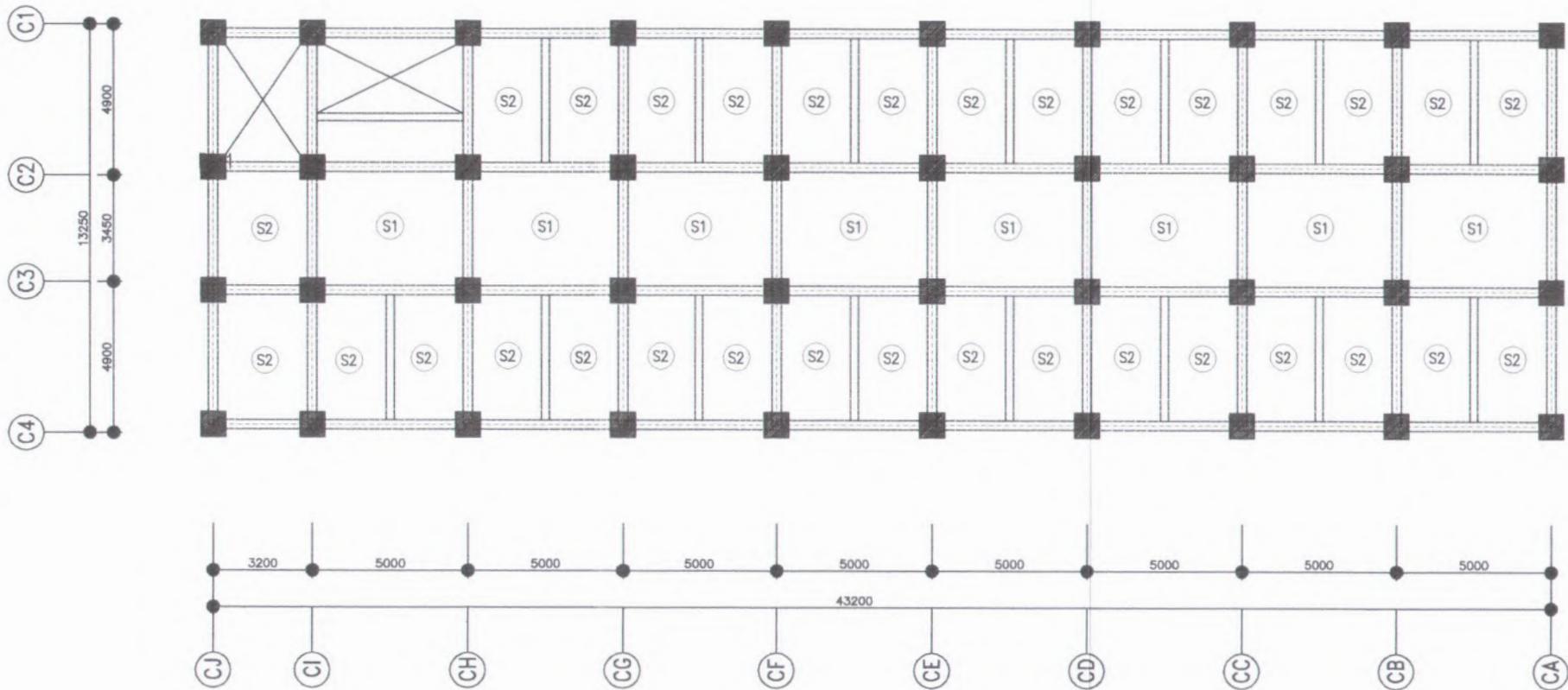
24



# DENAH AREA PELAT ATAP

1:150

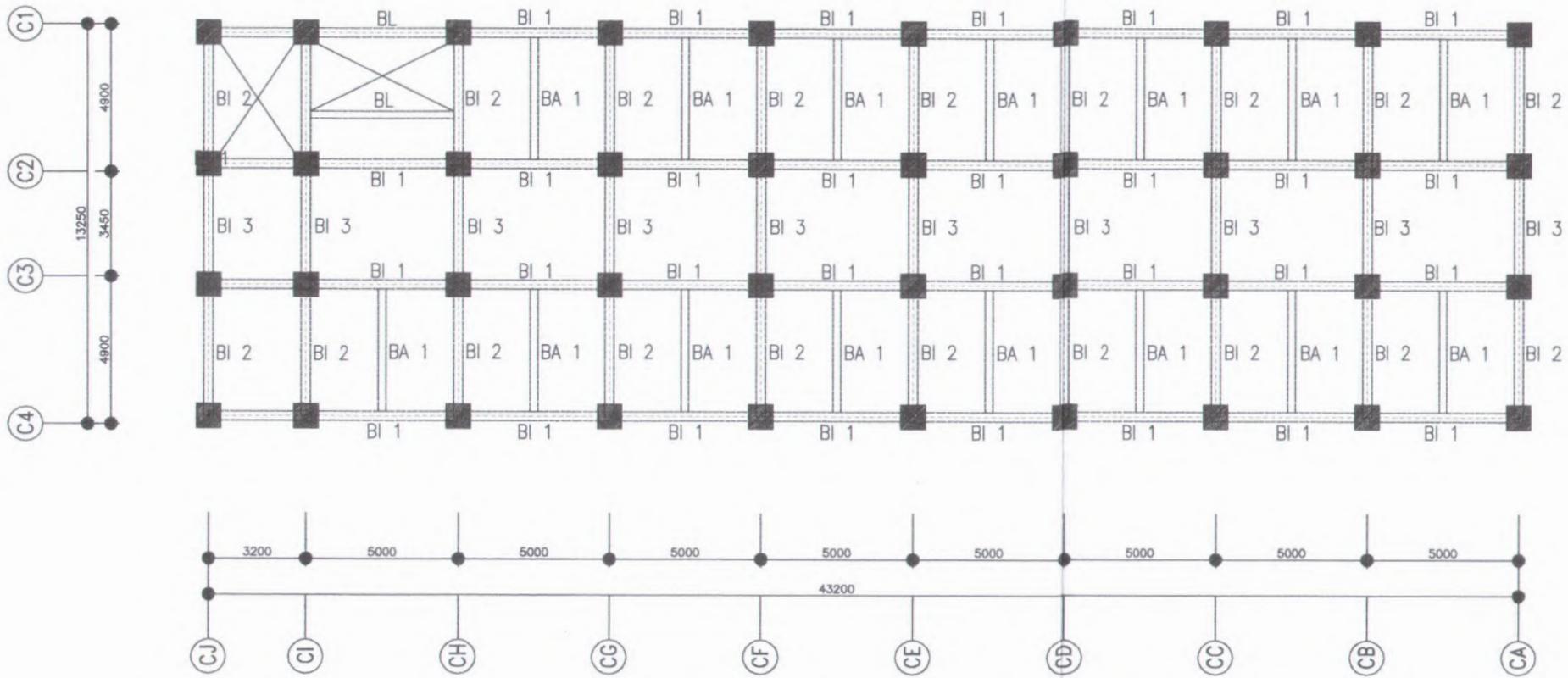
<p>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL</p>	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	DENAH AREA PELAT ATAP	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	4 24	REZA MURBY HERMAWAT 3108100041



# DENAH AREA PELAT LANTAI 1 -15

1:150

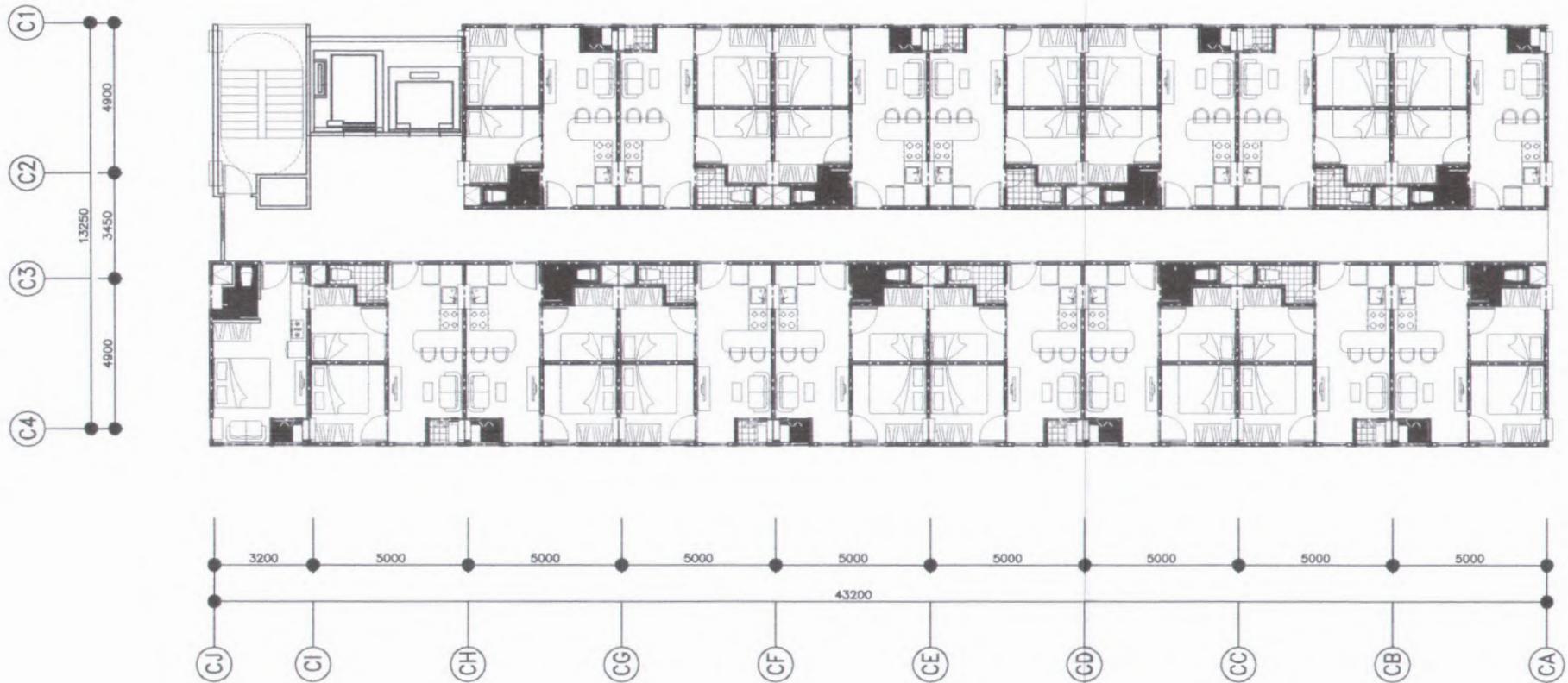
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1 -15	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	5 24	REZA MURBY HERMAWAI 3108100041



# DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1-15

1:150

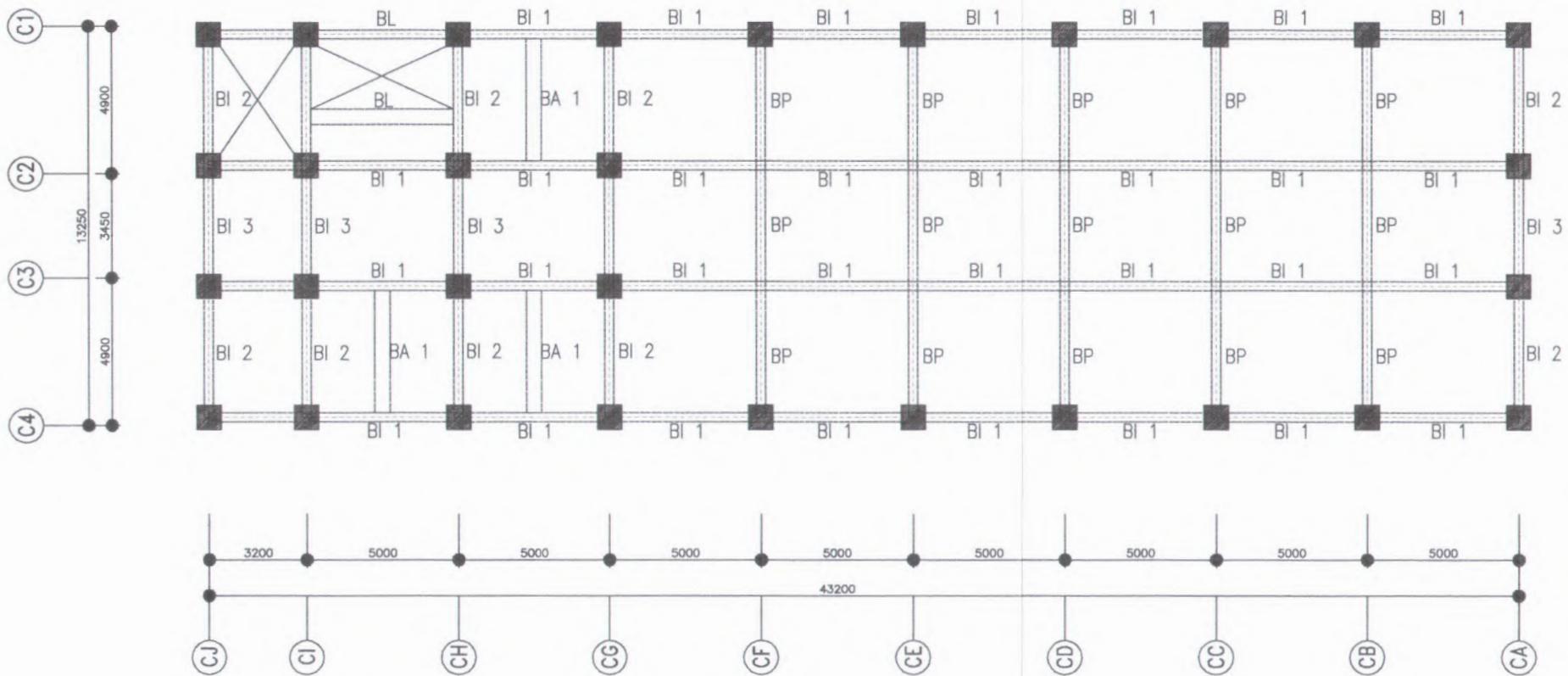
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1 -15	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	6 24	REZA MURBY HERMAWAT 3108100041



# DENAH ARSITEKTUR LANTAI 1-15

1:150

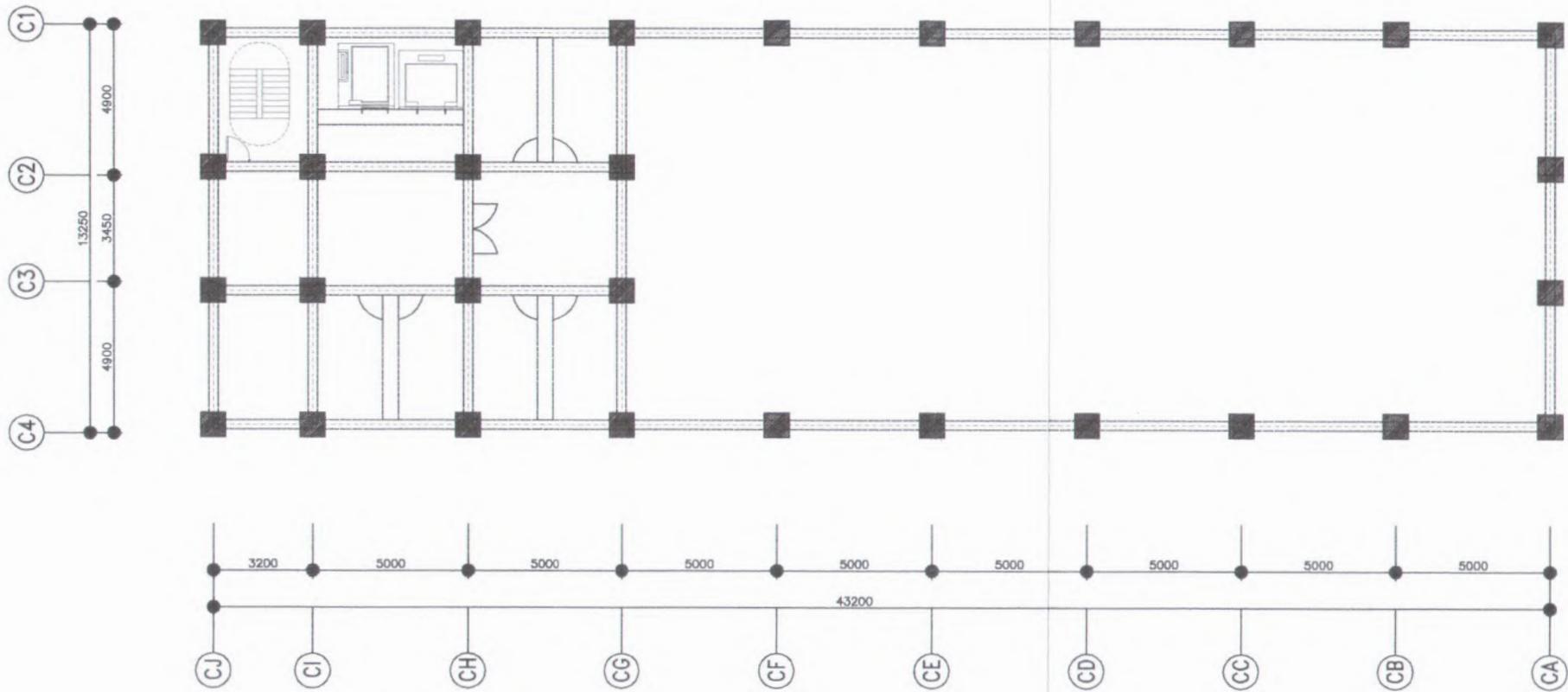
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		DENAH ARSITEKTUR LANTAI 1 - 15	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	7 24	REZA MURBY HERMAWATI 3108100041



# DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP

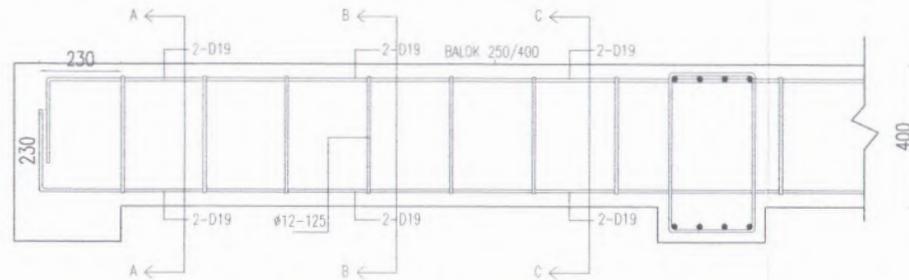
1:150

 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP	1:150	DENAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	8 24	REZA MURBY HERMAWAI 3108100041



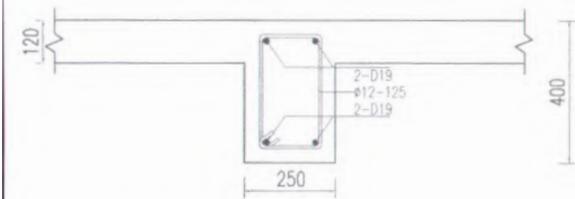
DENAH ARSITEKTUR LANTAI ATAP  
1:150

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	DENAH ARSITEKTUR LANTAI ATAP	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.Phd	<div style="text-align: center;">9 24</div>	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041



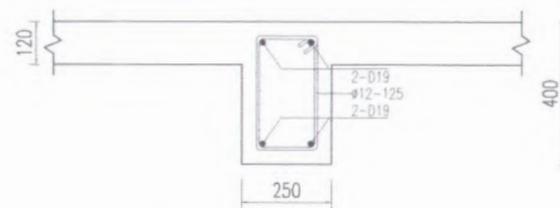
### PORTAL MEMANJANG BALOK ANAK

SKALA 1 : 20



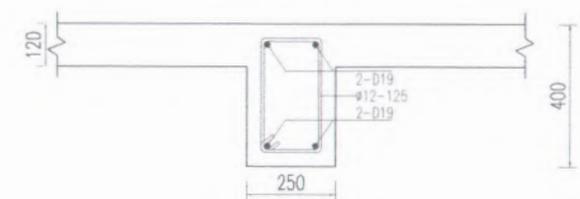
### SUMBU A-A'

SKALA 1 : 20



### SUMBU B-B'

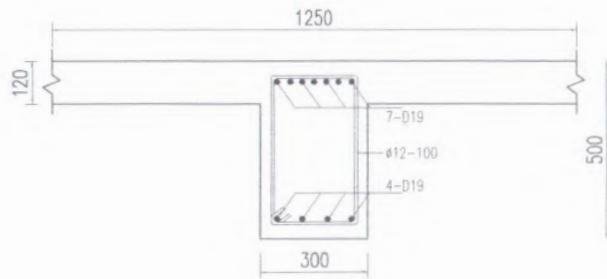
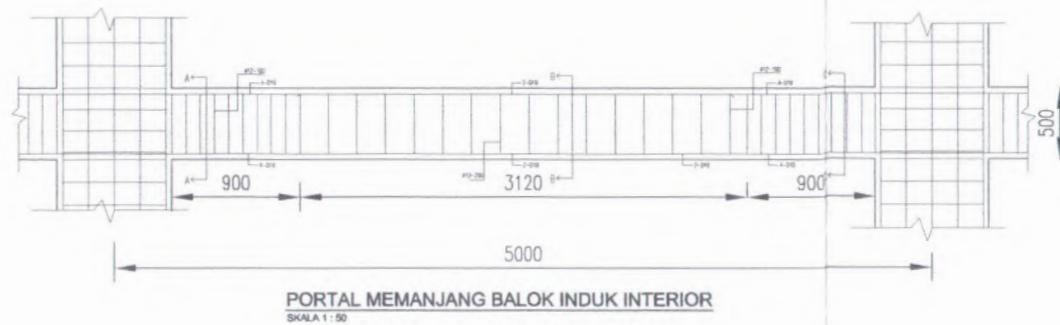
SKALA 1 : 20



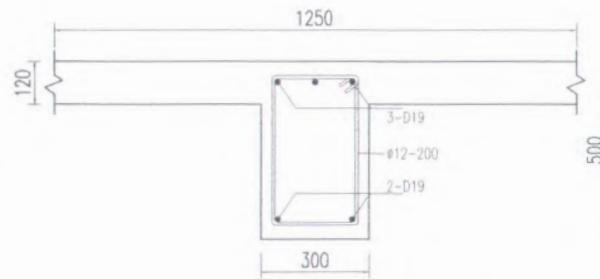
### SUMBU C-C'

SKALA 1 : 20

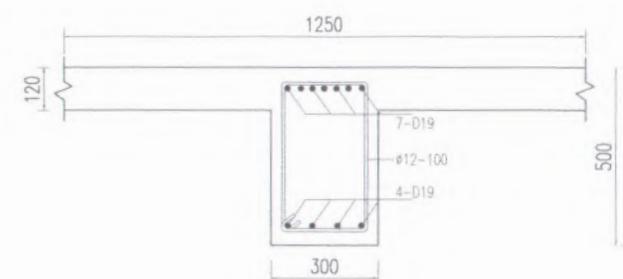
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	POTONGAN MEMANJANG BALOK ANAK POTONGAN A-A';B-B';C-C'	1:20	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	10 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041



**SUMBU A-A'**  
SKALA 1 : 20

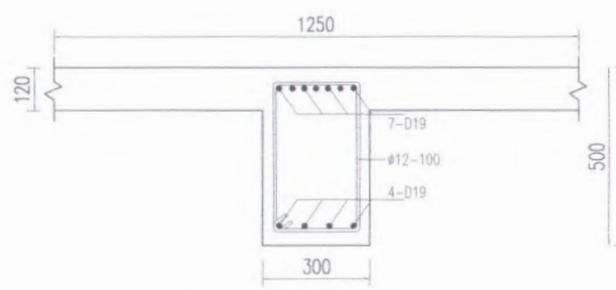


**SUMBU B-B'**  
SKALA 1 : 20

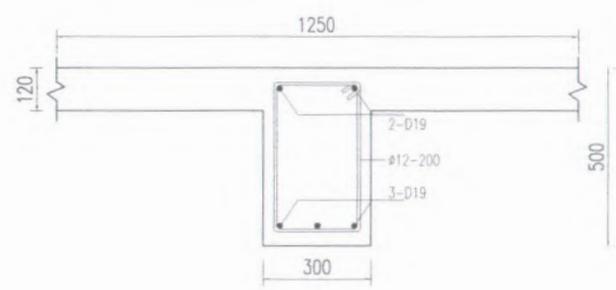


**SUMBU C-C'**  
SKALA 1 : 20

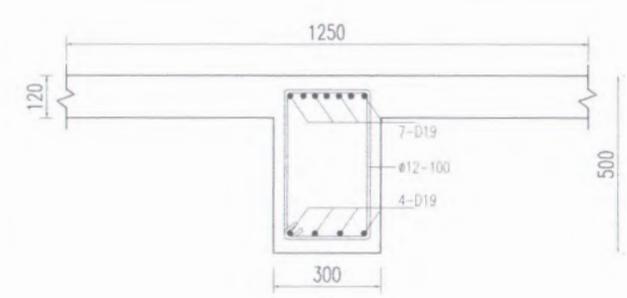
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	POTONGAN MEMANJANG BALOK INDUK INTERIOR POTONGAN A-A';B-B';C-C'	1:20 1:50	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	11 24	REZA MURBY HERMAWAI 3108100041



**SUMBU A-A'**  
SKALA 1 : 20

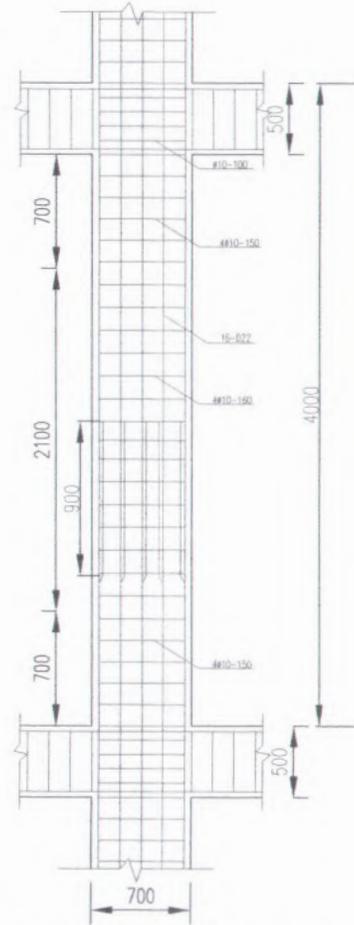


**SUMBU B-B'**  
SKALA 1 : 20

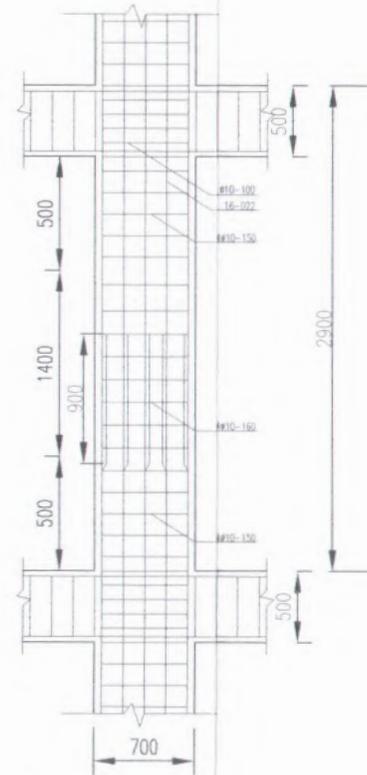


**SUMBU C-C'**  
SKALA 1 : 20

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		POTONGAN MEMANJANG BALOK INDUK EKSTERIOR POTONGAN A-A';B-B';C-C'	1:20 1:50	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	12 24	REZA MURBY HERMAWAI 3108100041



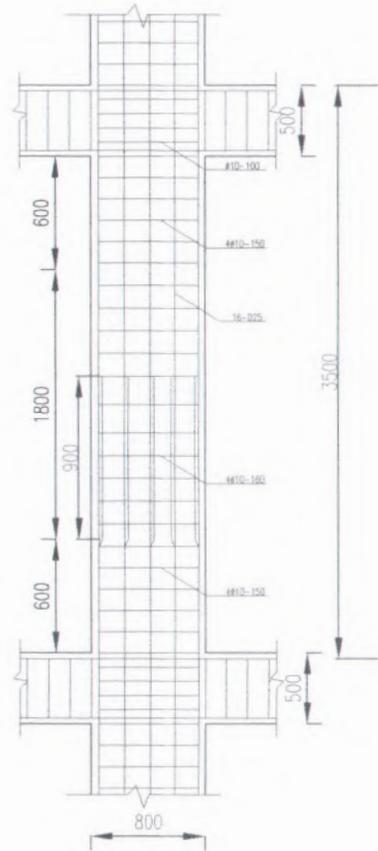
HUBUNGAN DETAIL KOLOM K1  
SKALA 1 : 50



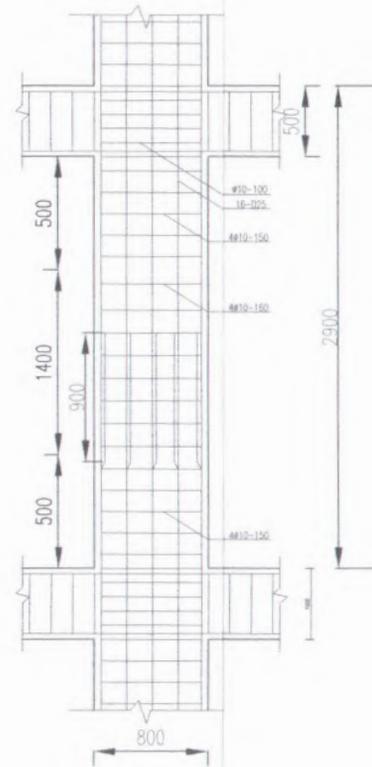
HUBUNGAN DETAIL KOLOM K2  
SKALA 1 : 50



	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		HUBUNGAN DETAIL KOLOM K1 DAN K2	1:50	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	13 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041

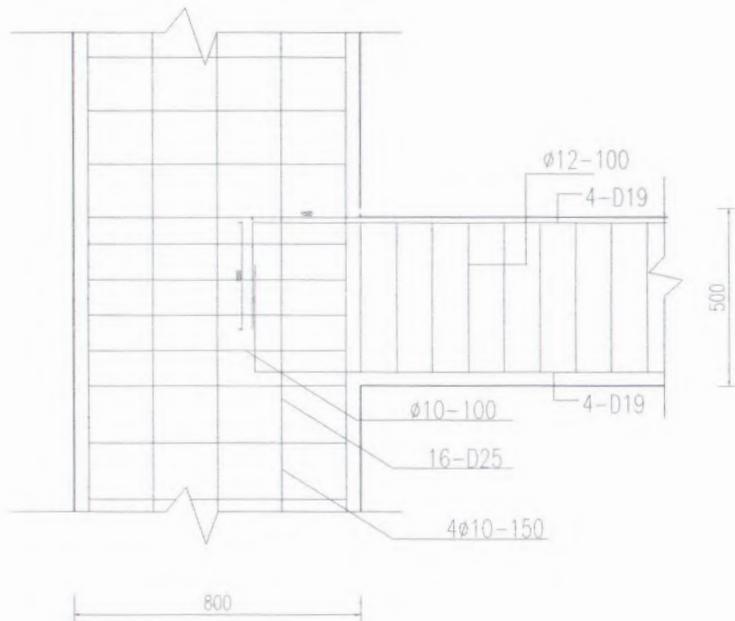


HUBUNGAN DETAIL KOLOM K3  
SKALA 1 : 50



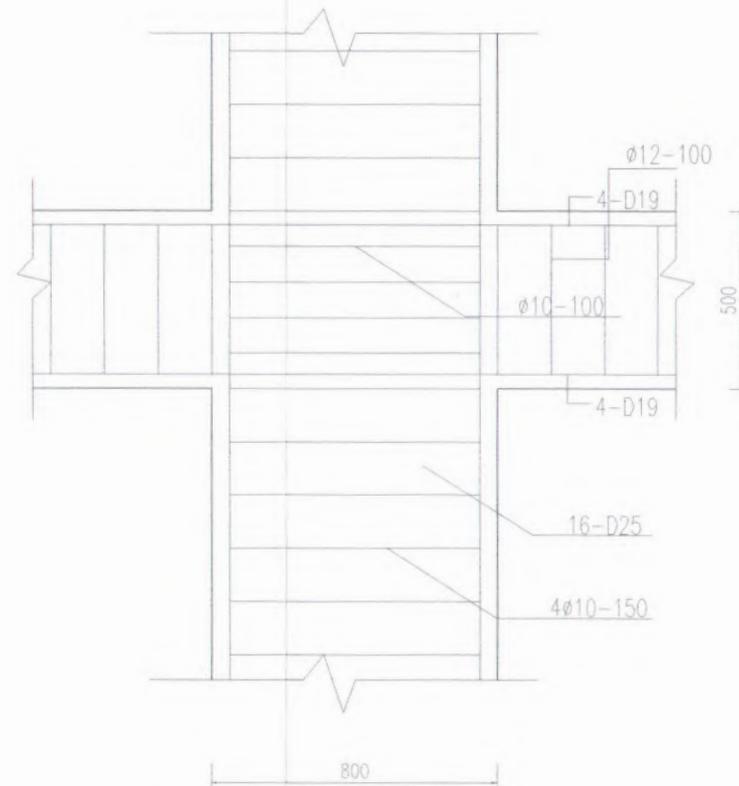
HUBUNGAN DETAIL KOLOM K4  
SKALA 1 : 50

 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	HUBUNGAN DETAIL KOLOM K3 DAN K4	1:50	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	14 24	REZA MURBY HERMAWA 3108100041



## HUBUNGAN KOLOM BALOK EKSTERIOR

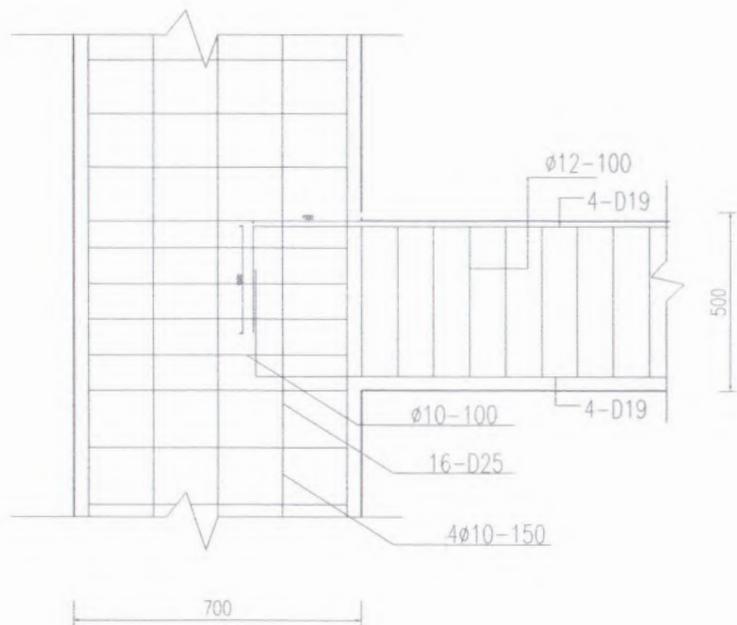
SKALA 1 : 20



## HUBUNGAN KOLOM BALOK INTERIOR

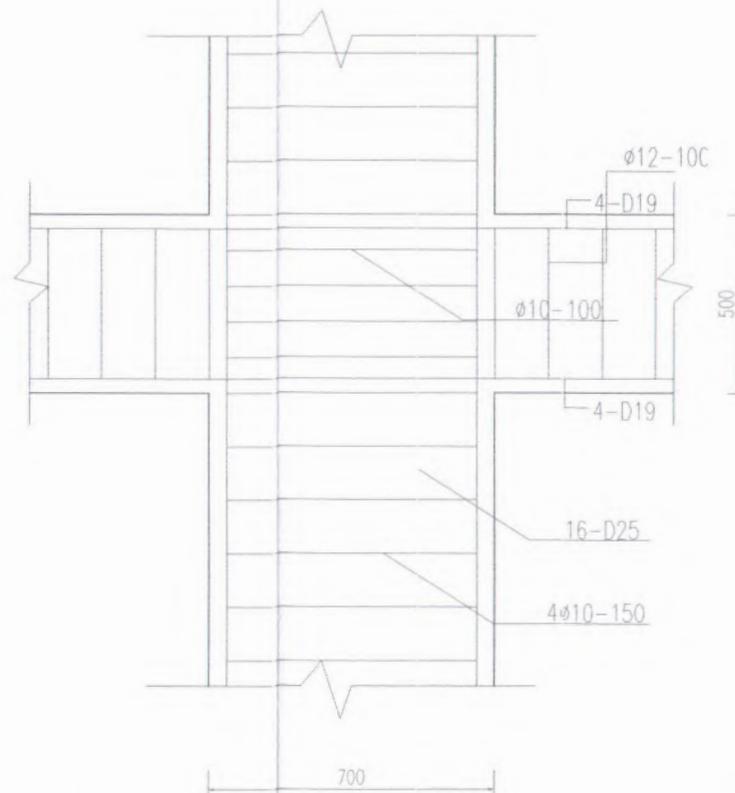
SKALA 1 : 20

 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	HUBUNGAN KOLOM BALOK EKSTERIOR HUBUNGAN KOLOM BALOK INTERIOR	1:20	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.Phd	15 24	REZA MURBY HERMAWA 3108100041



### HUBUNGAN KOLOM BALOK EKSTERIOR

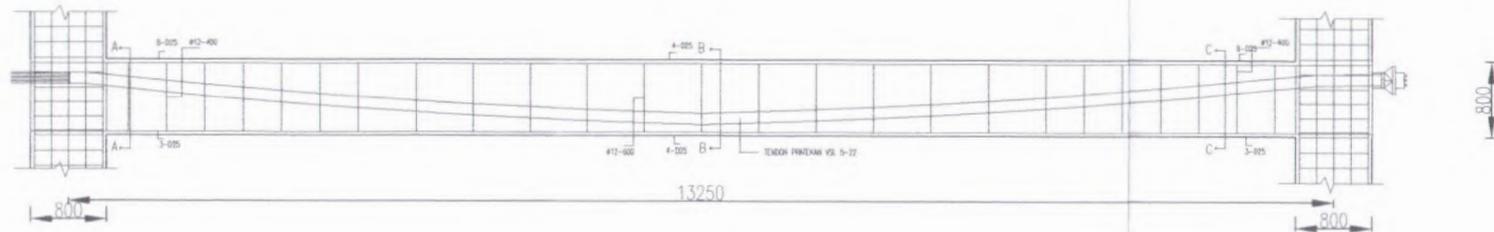
SKALA 1 : 20



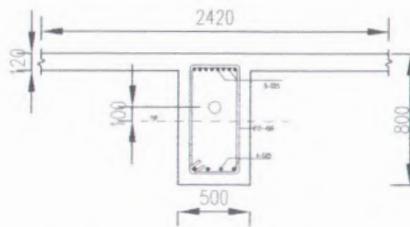
### HUBUNGAN KOLOM BALOK INTERIOR

SKALA 1 : 20

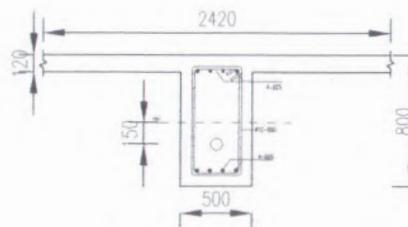
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	HUBUNGAN KOLOM BALOK EKSTERIOR HUBUNGAN KOLOM BALOK INTERIOR	1:20	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	16 24	REZA MURBY HERMAWAI 3108100041



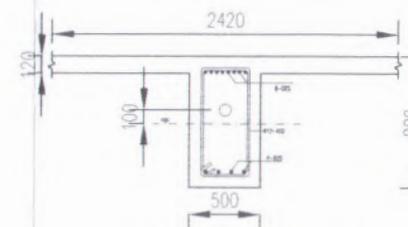
**PORTAL MEMANJANG BALOK PRATEKAN**  
SKALA 1 : 75



**SUMBU A-A'**  
SKALA 1 : 50



**SUMBU B-B'**  
SKALA 1 : 50

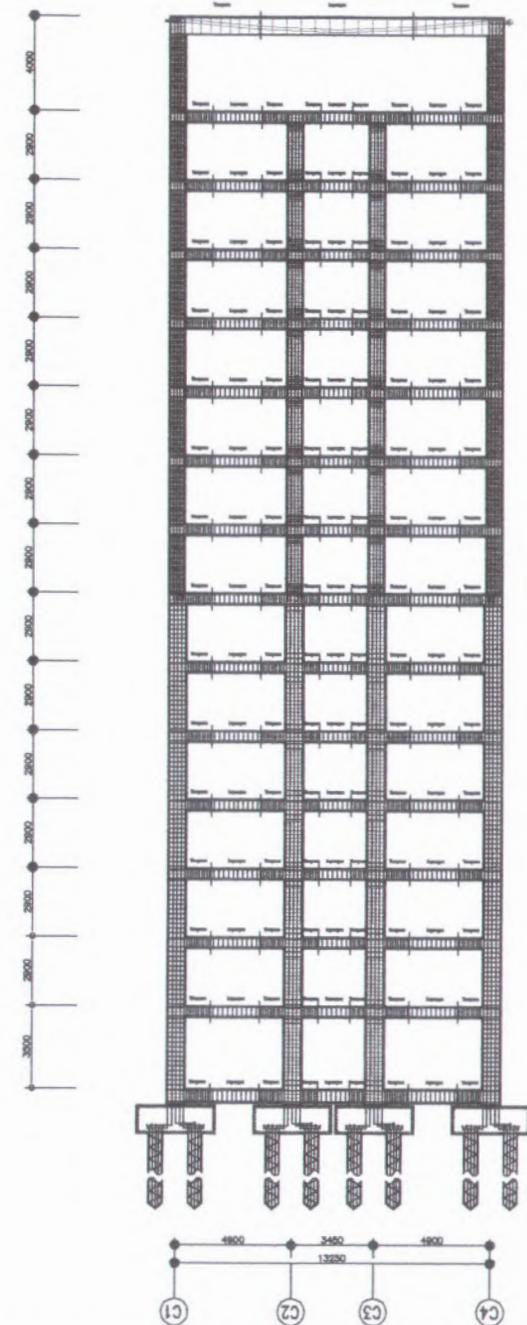


**SUMBU C-C'**  
SKALA 1 : 50

 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEKAN POTONGAN A-A'; B-B'; C-C'	1:75 1:50	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	17 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041

# PORTAL MELINTANG STRUKTUR

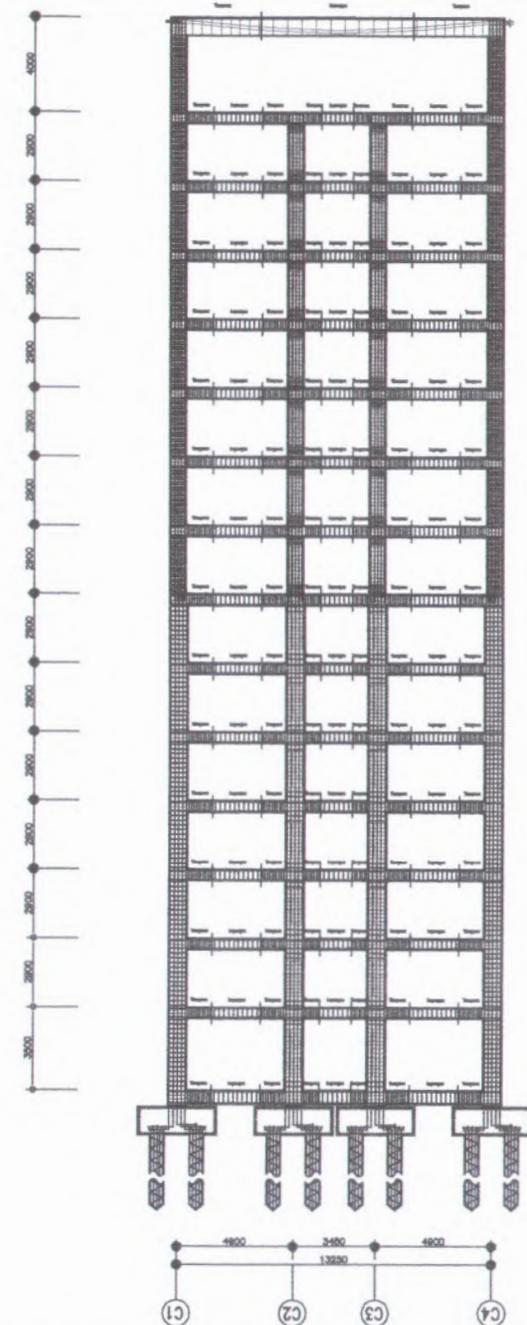
1:150



<p>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL</p>	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	PORTAL MELINTANG BANGUNAN	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	18 24	REZA MURBY HERMAWAT 3108100041

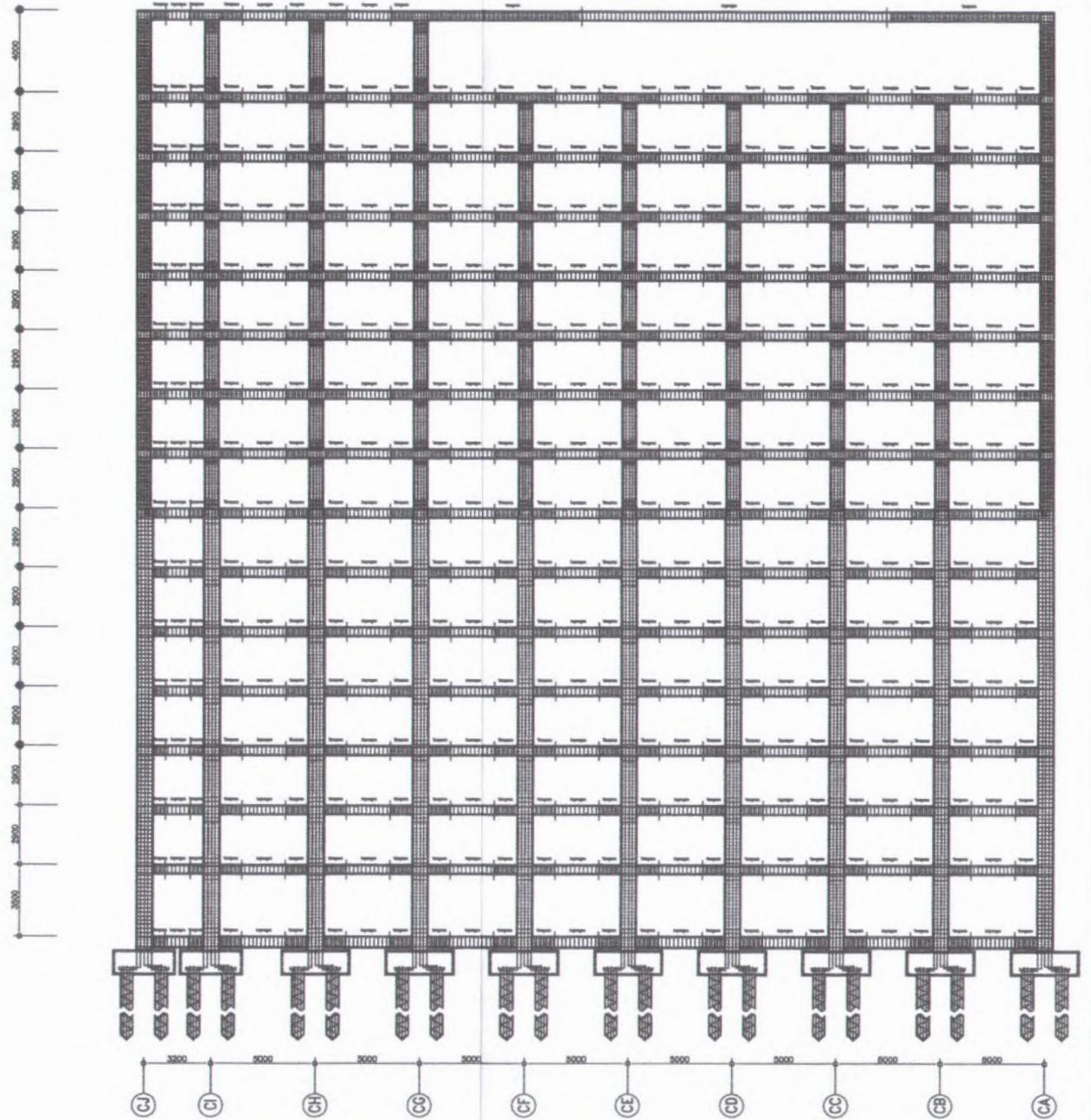
# PORTAL MELINTANG STRUKTUR

1:150



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL

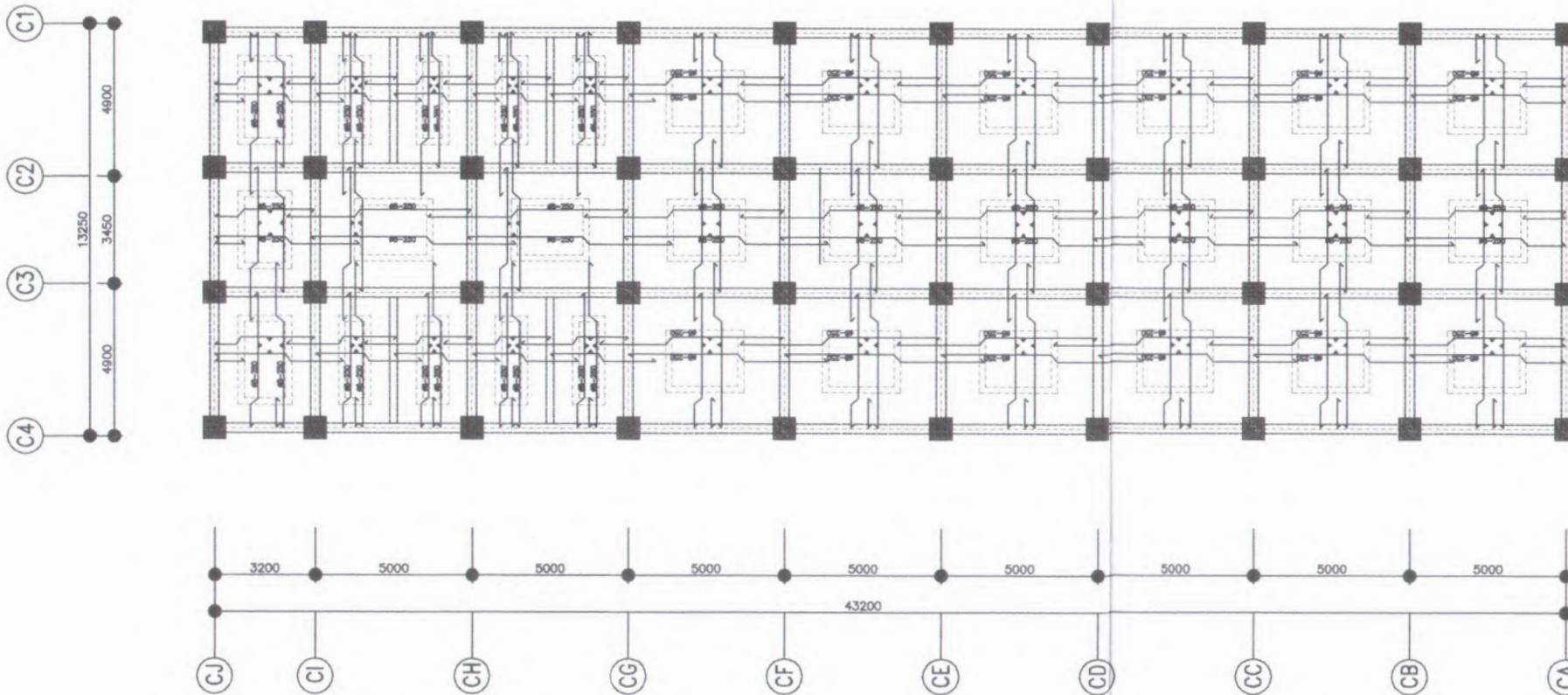
NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
PORTAL MELINTANG BANGUNAN	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	18 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041



# PORTAL MEMANJANG STRUKTUR

1:150

 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	PORTAL MEMANJANG BANGUNAN	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PhD	19 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041

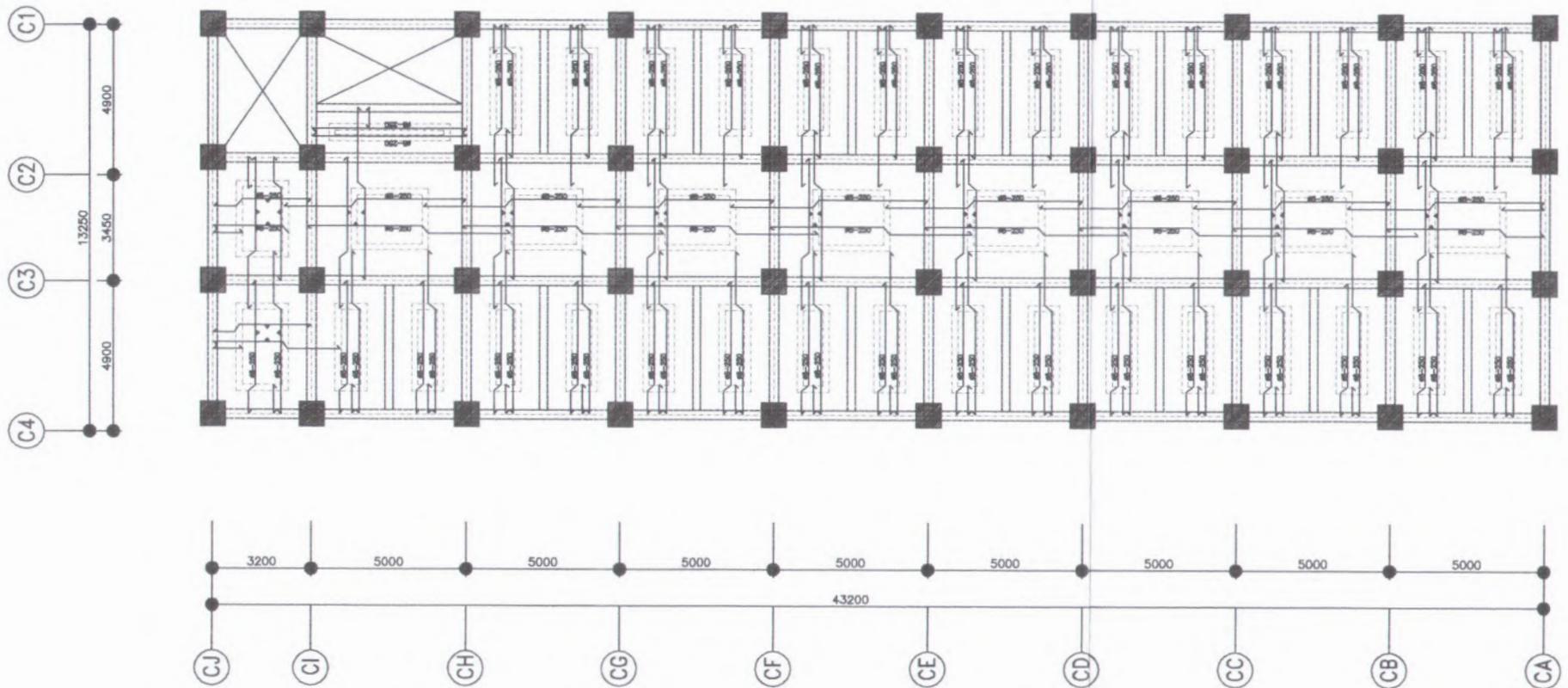


# DENAH PENULANGAN PLAT ATAP

1 : 150



 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	DENAH PENULANGAN PELAT ATAP	1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.Phd	20 24	REZA MURBY HERMAWA 3108100041



# DENAH PENULANGAN PELAT LANTAI

1 : 150



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL

NAMA GAMBAR

DENAH PENULANGAN PELAT LANTAI

SKALA

1:150

DOSEN PEMBIMBING

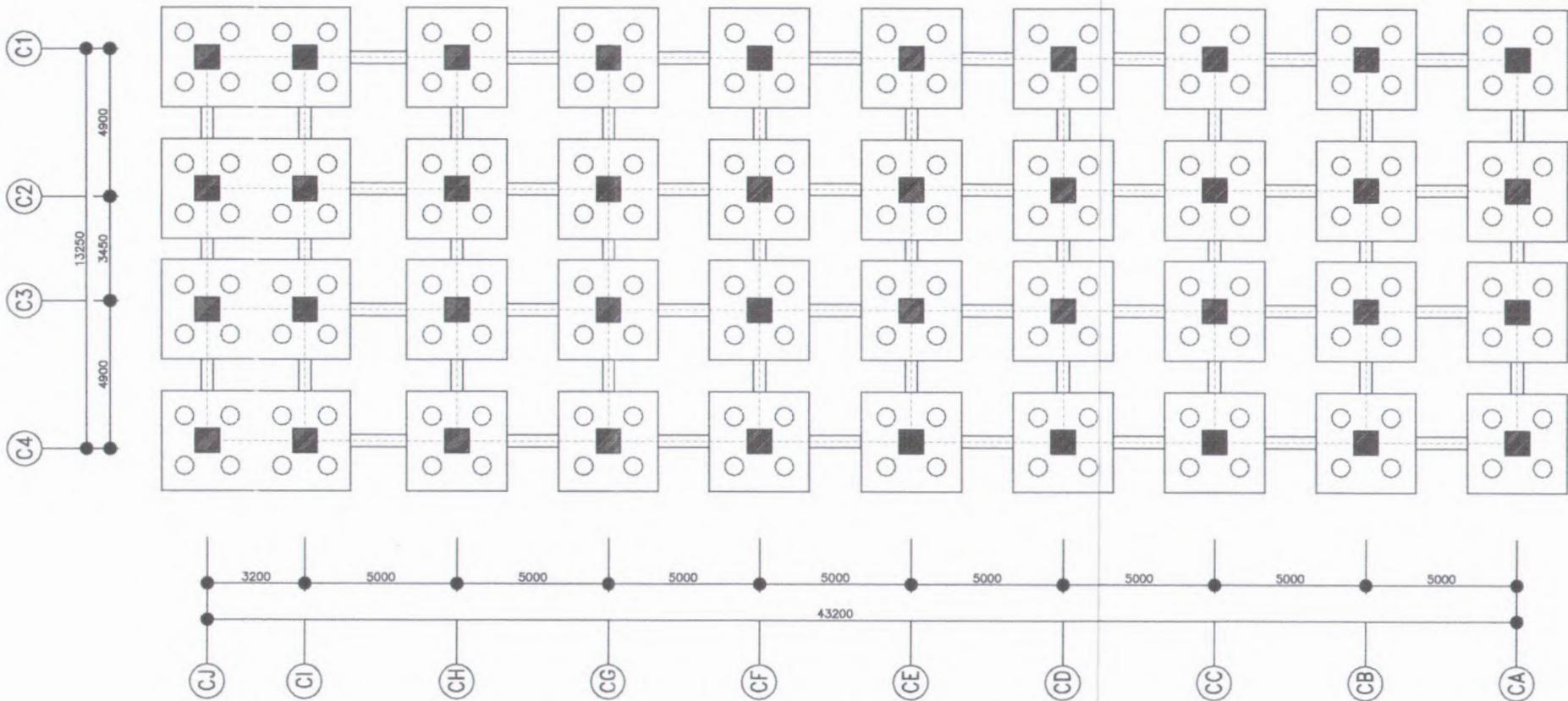
ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.Phd

NO. GAMBAR

21  
24

MAHASISWA

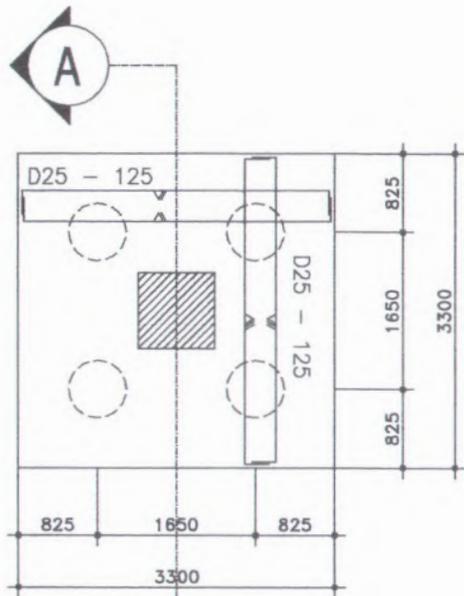
REZA MURBY HERMAWATI  
 3108100041



# DENAH PONDASI

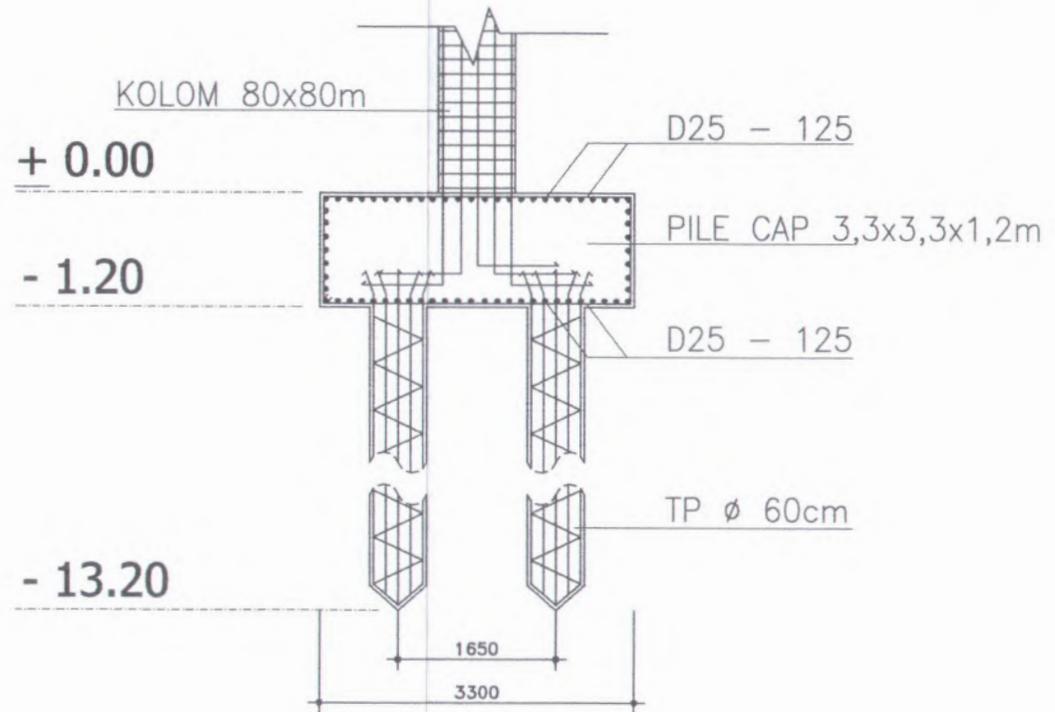
1 : 150

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL		NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
	DENAH PONDASI			1:150	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.Phd	22 24	REZA MURBY HERMAWAJ 3108100041



### DETAIL PILE CAP

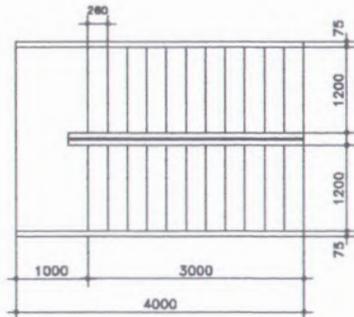
SKALA 1 : 50



### POTONGAN A-A

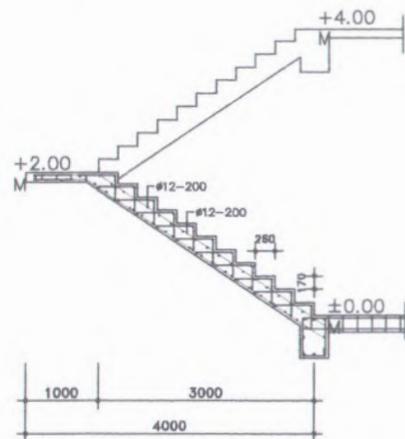
SKALA 1 : 50

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		DETAIL PILE CAP POTONGAN A-A	1:50	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	23 24	REZA MURBY HERMAWAT 3108100041



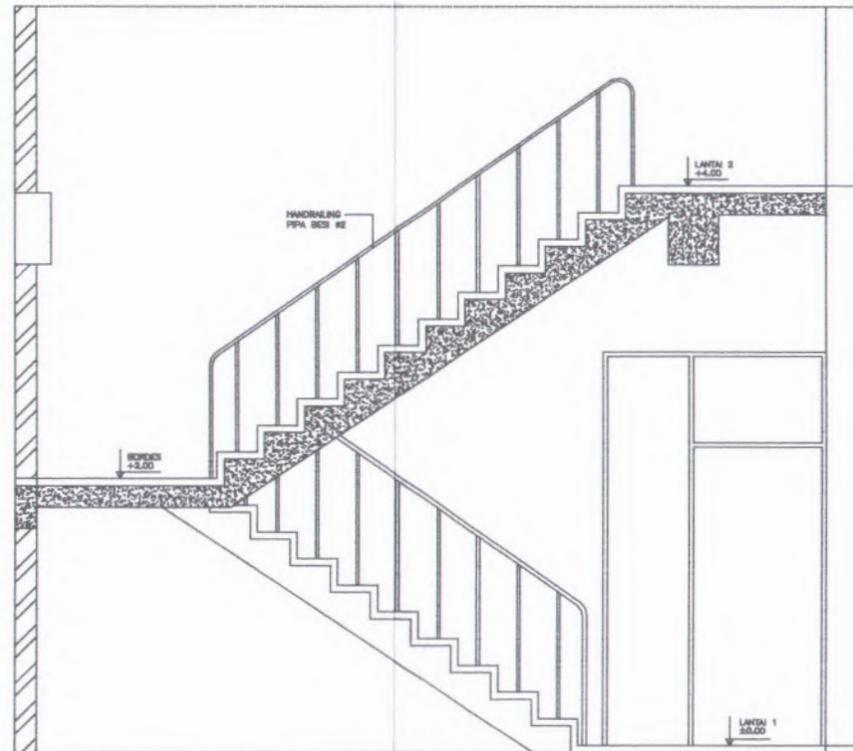
**TAMPAK ATAS TANGGA**

SKALA 1 : 25



**TAMPAK SAMPING TANGGA**

SKALA 1 : 25



**TAMPAK ARSITEKTUR TANGGA**

SKALA 1 : 25

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL		NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NO. GAMBAR	MAHASISWA
		TAMPAK ATAS TANGGA	1:20	ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.PHD	24	REZA MURBY HERMAWAI	

NAMA PEMBIMBING	: ENDAH WAHYUNI . ST, Msc. PHD
NAMA MAHASISWA	: REZA MURBY HERMAWAN
NRP	: 3108100041
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN PUNCAK PERMAI DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON PRATEKAN PADA LANTAI 15 SDG RUANG PERTEMUAN
TANGGAL PROPOSAL	: 20 MARET 2012
NO. SP-MMTA	: 053 / IT2.3.2 / PP / 2012

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTENSI
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	4 April	Pengerjaan Preliminary design dimensi balok Inklus, pratekan, anak, kolom, serta struktur lainnya	Pengecekan dan pemasukan data preliminary design dalam SAP	
2.	11 April	Data Preliminary design telah dimasukkan dalam SAP dan kemampuan masuk dalam batas kelayakan	Perencanaan gempa respon spectrum menggunakan peraturan gempa 2010	
3.	23 April	- Perencanaan gempa 2010 - Pengerjaan struktur sekunder	Pengelemban struktur sekunder dan Gempa lalu di uji analisa dalam SAP	
4.	15 Mei	Preliminary design, Perencanaan gempa beserta struktur sekunder telah selesai	- Merangkum gaya eksternal dan internal yg terjadi pd struktur berdasarkan nilai yang didapat melalui SAP - Penggambaran dimensi menguruban AUTOCAD 2012	

NAMA PEMBIMBING	: ENDAH WAHYUNI, ST. Msc. PhD
NAMA MAHASISWA	: REZA, MURBY HERMAWAN
NRP	: 3108100041
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN RINCAK PERMAI DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON PRATEKAN PADA LANTAI 15
TANGGAL PROPOSAL	: 20 MARET 2012
NO. SP-MMTA	: 653 / IT2.3.2 / PP / 2012

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTENSI
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5.	29 mei	Pengerjaan struktur primer non prategang - Balok Induk - Kolom - Serta pembebanan	Penyelesaian struktur primer secara keseluruhan	<u>Ea</u>
6.	14 juni	Penyelesaian balok induk beserta kolom dan penggambaran penulangan dlm autocad 2012	Perencanaan FIBK dan Penggambaran struktur primer dalam autocad	<u>Ea</u>
7.	28 juni	Struktur primer selesai dan memulai pengerjaan struktur primer prategang	struktur primer prategang selesai dan memulai pengerjaan pondasi	<u>Ea</u>
8.	7 Agustus	Struktur prategang selesai dan data telah dimasukkan fix dalam SAP	Perhitungan Pondasi Penggambaran AUTOCAD	<u>Ea</u>
9.	5 September	Penggambaran keseluruhan struktur selesai dengan program bantu AUTOCAD Perencanaan pondasi terselesaikan	Pengiriman dan persiapan pembuatan power point ringkasan TA	<u>Ea</u>

## BIODATA PENULIS



**Reza Murby Hermawan** Lahir di Surabaya pada tanggal 17 April 1990, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara. Tinggal dan besar di Surabaya. Riwayat pendidikan formal yang telah ditempuh yaitu, SDN Dr. Soetomo V Surabaya, SMPN 6 Surabaya, SMAN 4 Surabaya. Dan lulus pada tahun 2008. Kemudian, penulis melanjutkan kuliah ke jenjang sarjana dan alhamdulillah diterima di jurusan Teknik Sipil program S1 Reguler, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) dan terdaftar dengan NRP 3108100041. Penulis menghabiskan masa perkuliahannya selama 4,5 tahun. Selama perkuliahan ini penulis aktif mengikuti berbagai organisasi baik didalam maupun diluar kampus. Organisasi yang diikuti diantaranya adalah HMS ITS, BELM FTSP ITS, dan HIPMI SBY.

Selama menempuh kuliah, penulis berkeinginan membangun gedung pencakar langit di Indonesia ketika sudah lulus nanti. Sehingga penulis mengambil bidang struktur. Tugas akhir tersebut berjudul "Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen Puncak Permai Dengan Menggunakan Balok Beton Pratekan Pada Lantai 15 Sebagai Ruang Pertemuan". Penulis berharap semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat demi kemajuan dunia konstruksi Indonesia yang lebih baik. Apabila ada saran, kritik maupun sesuatu yang ingin ditanyakan lebih lanjut mengenai Tugas Akhir ini dapat menghubungi penulis di email [rezamurby@yahoo.com](mailto:rezamurby@yahoo.com)