



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VORZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
METODEEKSTERNAL *PRESTRESS***

HANS BENEDICT RIFALI
NRP. 03111440000096

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA.
Prof.Tavio,ST.,MT.,Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
2019



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VORZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
METODE *EKSTERNAL PRESTRESS***

HANS BENEDICT RIFALI
NRP. 03111440000096

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
2019

Halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT – RC14-1501

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF
VORZA OFFICE TOWER BUILDING
USING EKSTERNAL PRESTRESS METHOD**

HANS BENEDICT RIFALI
NRP. 0311144000096

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
2019

Halaman ini sengaja dikosongkan

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
VORZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN
METODE *EKSTERNAL PRESTRESS***

TUGAS AKHIR

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

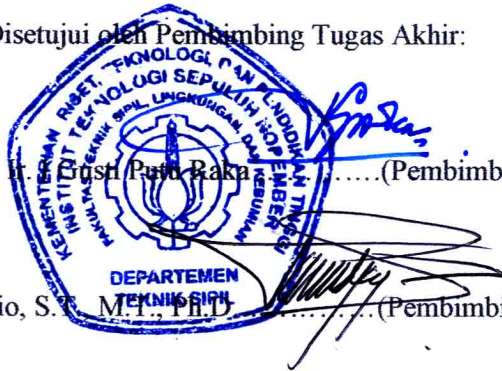
Oleh:

HANS BENEDICT RIFALI

NRP. 0311144000096

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. ~~Egusti Puji Raka~~(Pembimbing I)
2. Prof. Taviu, S.T. ~~M.F., Ph.D.~~(Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI, 2019**

Halaman ini sengaja dikosongkan

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG VORZA OFFICE TOWER MENGGUNAKAN METODE EKSTERNAL PRESTRESS

Nama Mahasiswa : Hans Benedict Rifali
NRP : 0311144000096
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK – ITS
**Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,
DEA
Prof. Tavio, ST.MT.PhD**

Abstrak

Perencanaan Gedung Apartemen Vorza Office Surabaya setinggi 30 lantai ini dirancang menggunakan beton bertulang konvensional pada keseluruhan lantai. Gedung tersebut akan direncanakan ulang menggunakan beton konvensional pada lantai 1 sampai 30 dan menggunakan beton pratekan eksternal pada atap.

Pada lantai 30 akan direncanakan sebagai ballroom sebagai penunjang kegiatan yang berada di kawasan Surabaya. Untuk itu, dibutuhkan ruangan yang luas tanpa ada kolom di bagian tengah-tengah ruangan. Gedung ini sebenarnya menggunakan atap rangka baja yang kemudian akan dihitung ulang menggunakan atap pelat beton sehingga diperlukan struktur balok yang dapat menjangkau bentang panjang tersebut dengan dimensi yang relatif kecil namun kuat dan tetap efisien. Salah satu alternatif solusi perancangan lantai 30 tersebut dengan menggunakan struktur beton

pratekan eksternal yangmana mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan.

Dari perhitungan, hasilnya balok pratekan pada lantai 30 dengan panjang 20 m adalah dimensi 75/125 dengan dua buah tendon VSL 5-19 yang terdiri dari 15 strand.

Kata kunci : Balok; Pratekan Eksternal; Gedung Apartemen Vorza Office; Surabaya

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF VORZA OFFICE TOWER BUILDING USING EKSTERNAL PRESTRESS METHOD

Nama Mahasiswa : Hans Benedict Rifali
NRP : 03111440000096
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing: Prof. Dr. I Gusti Putu Raka,
DEA
Prof. Tavio, ST.MT.PhD

Abstract

Planning 30-storey Vorza Office Surabaya Apartment Building is designed using conventional reinforced concrete on the entire floor. The building will be re-planned using conventional concrete on floors 1 to 30 and using external prestressed concrete on the roof.

On the 30th floor, it will be planned as a ballroom to support activities in the Surabaya area. For that, a large room is needed without a column in the middle of the room. This building actually uses the roof of a steel frame which will then be recalculated using a concrete slab roof so that beam structures are needed that can reach these long spans with relatively small but strong dimensions and remain efficient. One alternative design solution for the 30th floor is to use an external prestressed concrete structure which combines high-strength concrete and high-quality steel by pulling the steel and holding it onto the concrete to make the concrete under pressure.

From the calculation, the results of prestressed beams on the 30th floor with a length of 20 m are dimensions of 75/125 with two VSL 5-19 tendons consisting of 15 strands.

Kata kunci :Eksternal prestress;conventional concretevorza Office Apartment Building; Surabaya

KATA PENGANTAR

Dengan mengucap segala puji syukur kehadiran 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. Bapak Umboro, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP-ITS
4. Bapak I Gusti Putu Raka dan Bapak Tavio selaku dosen pembimbing
5. Bapak Christiono Utomo selaku dosen wali.
6. Semua teman-teman seperjuangan atas segala bantuannya baik secara langsung maupun tidak langsung.

7. 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, Desember 2018

Penyusun

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

ABSTRAK	viii
ABSTRACT.....	x
KATA PENGANTAR.....	xii
DAFTAR ISI.....	xv
DAFTAR GAMBAR.....	xxiv
DAFTAR TABEL	xxvi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Batasan Masalah.....	4
1.4 Tujuan Tugas Akhir.....	5
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	8
2.1 Umum	8
2.2 Peraturan Perancangan	8
2.3 Pembebanan.....	9
2.4 Sistem Struktur Gedung	10
2.4.1 Struktur Gedung	10
2.5 Definisi Beton	12
2.5.1 Definisi Beton bertulang	13
2.5.2 Mekanisme Beton Bertulang	14
2.6 Perancangan Struktur.....	16
2.6.1 Perhitungan Beton Bertulang	16
2.6.1.1 Perencanaan pelat.....	16
2.6.2 Perencanaan Balok	22
2.7 Batan Pratekan	24

2.7.1	Sistem Pratekan untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton	24
2.7.2	Sistem Pratekan untuk mengubah beton menjadi bahan yang kuat menahan tarik..	25
2.7.3	SNI 2847 – 2013 pasal 20.5.2.5	25
2.7.4	Sambungan Beton Pratekan	26
2.8	Beton Prategang Eksternal	27
2.8.1	Jenis Beton Prategan	29
2.8.2	Kelebihan Beton Prategang.....	29
2.8.3	Prinsip dasar beton Prategang	30
2.8.4	Tahap-tahap dasar pembebanan	33
2.8.5	Gaya Prategang	33
2.8.6	Kehilangan prategang	34
2.9	Pondasi	35
BAB III METOLOGI		41
3.1	Umum	41
3.2	Bangun Alir Perencanaan	41
3.3	Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	43
3.3.1	Pengumpulan Data	43
3.3.2	Studi Literatur	44
3.3.3	Preliminary design	45
3.3.4	Perhitungan beban struktur	45
3.3.5	Permodelan struktur	49
3.3.6	Perencanaan struktur sekunder.....	49
3.3.6.1	Perencanaan Tangga	49
3.3.6.2	Perencanaan Balok Anak	50
3.3.6.3	Perencanaan Balok Lift.....	50
3.3.6.4	Perencanaan Pelat Lantai dan	

Atap.....	50
3.3.7 Analisis struktur utama	51
3.3.7.1 Analisis Struktur utama Non Prategang	51
3.3.7.2 Analisa Struktur Utama Prategang	55
3.3.8. Gaya Pratekan.....	55
3.3.8.1 Pemilihan Tendon Baja Pratekan.	57
3.3.8.2 Kehilangan Pratekan	60
3.3.8.3 Kontrol Geser	67
3.3.9 Kontrol Lendutan.....	69
3.3.10 Pengangkuruan	70
3.3.11 Gambar Output Auto Cad	70
3.3.11.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal	71
3.3.11.2 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok	73
3.3.11.3 Perencanaan Tebal Poer	75
3.3.11.4 Perencanaan penulangan Lentur.....	76
3.3.12 Gambar Output Auto Cad	76
BAB IV PRELIMINARY DESIGN	79
4.1 Data Perencanaan	79
4.2 Pembebanan	80
4.3 Preliminary Desain	81
4.3.1 Blok Induk.....	81
4.3.2 Blok Anak	82
4.3.3 Blok Pratekan.....	83

4.3.4 Pelat	84
4.3.4.1 Peraturan Perencanaan Tabel Pelat	84
4.3.4.2 Data Perencanaan Tabel Pelat Lantai	87
4.3.4.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat	87
4.3.4.4 Perencanaan Tabel Atap	89
4.3.5 Kolom	89
4.3.6 Perencanaan Dinding Geser	93
BAB V STRUKTUR SEKUNDER	95
5.1 Umum	95
5.2 Perencanaan Pelat	95
5.2.1 Data Perencanaan	96
5.2.2 Penulangan Pelat	99
5.2.2.1 Pelat Lantai 420 x 2000	99
5.2.2.2 Momen Pada Pelat Atap	99
5.2.2.3 Perhitungan Kebutuhan Tulang Pelat	101
5.2.2.4 Penulangan Pelat Lantai	103
5.2.2.5 Momen Pada Pelat Lantai	104
5.2.2.6 Perhitungan Kebutuhan Penulangan Pelat	106
5.3 Kontrol Retak	110
5.4 Perencanaan Tangga	112
5.4.1 Dasar Permodelan Struktur	112
5.4.2 Data Perencanaan	112
5.4.3 Pembebanan Tangga dan Bordes	115
5.4.4 Perhitungan Gaya pada Tangga	116

5.4.5	Penulangan Pelat Tangga dan Bordes	120
5.5	Balok Anak	126
5.5.1	Perencanaan Balok Anak	127
5.5.2	Penulangan Balok Anak	130
5.5.3	Penulangan Balok Anak	131
5.6	Perencanaan Balok Lift	138
5.6.1	Spesifikasi Lift	138
5.6.2	Perencanaan Awal Dimensi Balok Balok Lift	139
5.6.3	Pembebanan Balok Lift	140
5.6.4	Penulangan Balok Lift	143
BAB VI	PERMODELAN STRUKTUR	148
6.1	Umum	148
6.2	Pembebanan Vertikal Pada Struktur	148
6.3	Pembebanan Gravitasi	148
6.4	Pembebanan Gempa Dinamsi	150
6.4.1	Faktor Keutamaan Dinamsi	150
6.4.2	Kelas Situs	151
6.4.3	Parameter Respon Spektral	151
6.5	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T) ..	153
6.6	Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)	154
6.7	Kontrol Sistem Ganda (<i>Dual System</i>)	158
6.8	Kontrol Partisipan Massa	159
6.9	Kontrol Simpangan (<i>Drift</i>)	160
BAB VII	STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG	166
7.1	Umum	166
7.2	Data dan Perancangan	166

7.3	Kombinasi Pembebanan	167
7.4	Perancangan Balok Induk.....	167
7.4.1	Perhitungan Balok Induk 60/85	168
7.4.1.1	Perhitungan Tumpuan	170
7.4.1.2	Perhitungan Lapangan.....	177
7.4.1.3	Kontrol Lendutan Balok.....	185
7.4.1.4	Kontrol Retak Balok	185
7.4.1.5	Panjang Penyaluran Balok	187
7.4.2	Perhitungan Balok Induk Atap 50/70.....	189
7.4.2.1	Perhitungan Tumpuan	190
7.4.2.2	Perhitungan Lapangan.....	197
7.4.2.3	Kontrol Lendutan Balok.....	205
7.4.2.4	Kontrol Retak Balok	205
7.4.2.5	Panjang Penyaluran Balok	207
7.5	Perencanaan Kolom.....	209
7.5.1	Data Perencanaan.....	209
7.5.2	Perencanaan Kolom	211
7.5.3	Penulangan Longitudinal Kolom	211
7.5.4	Kontrol Rasio Tulang Longitudinal pada Kolom.....	212
7.5.5	Kontro Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Tarfaktor.....	214
7.5.6	Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana.....	214
7.5.7	Perhitungan Tulang Geser.....	215
7.5.8	Kontrol Kebutuhan Tulan Torsi.....	216
7.6	Perencanaan Dinding Geser (Shear Wall).....	217
7.6.1	Data Perencanaan Dinding Geser	218

7.6.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser	218
7.6.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser	219
7.6.4 Penulangan Geser Shear Wall	219
7.6.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal.....	220
7.6.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal.....	220
7.6.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal.....	221
7.6.8 Kontrol Komponen Batas	221
7.6.9 Penulangan pada Komponen Batas	222
7.6.10 Pengecekan Tulangan dengan SpColumn.....	223
7.7 Hubungan Balok Kolom	224
7.6.1 Hubungan Balok Kolom Tengah	225
BAB VIII STRUKTUR UTAMA PRATEGANG EKSTERNAL	231
8.1 Perancangan Balok Pratekan	231
8.1.1 Data dan Perancangan	231
8.1.2 Daerah Limit Kabel	232
8.1.3 Mencari Lebar Efektif	233
8.1.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton	234
8.1.5 Perhitungan Pembebanan	236
8.1.6 Penentuan Gaya Pratekan.....	237
8.1.6.1 Analisa Penambahan Global	237

8.1.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (F_0).....	238
8.1.6.3 Kontrol Gaya Prategang.....	241
8.1.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	246
8.1.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang.....	246
8.1.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan.....	255
8.1.6.7 Kontrol Lendutan.....	259
8.1.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulang Lunak.....	261
8.1.6.9 Penulangan Geser.....	264
8.1.6.10 Penulangan Torsi.....	269
8.1.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan.....	272
8.1.6.12 Kontrol Momen Retak.....	275
BAB IX PERENCANAAN PONDASI.....	278
9.1 Umum.....	278
9.2 Daya Dukung Tiang Pancang.....	279
9.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	280
9.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max}).....	282
9.5 Kontrol Kekuatan Tiang.....	282
9.5.1 Kontrol Terhadap Gaya Aksial.....	283
9.5.2 Kontrol Terhadap Gaya Momen.....	283
9.5.3 Kontrol Terhadap Gaya Lateral.....	284
9.6 Perencanaan Pile Cap.....	285
9.6.1 Kontrol Geser Pons.....	285

9.6.2 Penulangan Pile Cap	287
9.6.2.1 Penulangan Lentur Pile Cap.....	288
9.7 Perencanaan Sloof	289
BAB X PENUTUP	295
10.1 Ringkasan	295
10.2 Saran.....	295
DAFTAR PUSTAKA	298
LAMPIRAN.....	

DAFTAR GAMBAR

2.1	Wilayah gempa Indonesia	11
2.2	Sistem balok pratekan.....	25
2.3	Metode Eksternal Prestress.....	28
2.4	Jenis Pondasi Dangkal.....	38
2.5	Jenis Pondasi Dalam.....	39
3.1	Penampang Kritis Pada Pondasi.....	75
4.7	Daerah Pembebasan Preliminary Kolom.....	90
5.1	Penulangan pelat lantai.....	101
5.2	Penulangan pelat lantai.....	106
5.3	Perancangan Tangga.....	112
5.4	Potongan Rencana Tangga Lantai 1-30.....	113
5.5	Arah Beban Anak Tangga	113
5.6	Ketebalan Pelat Efektif.....	113
5.7	Gaya Normal tangga.....	117
5.8	Gaya Lintang tangga.....	118
5.9	Gaya Moment tangga	119
6.1	Pemetaan $S_s(a)$ dan $S_1(b)$ pada peta Indonesia .	152
7.1	Denah Balok Lantai	169
7.2	Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait	188
7.3	Denah Balok Lantai Atap	189
7.4	Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar	208
7.5	Potongan Kolom yang Ditinjau	209
7.6	Denah Kolom yang Ditinjau.....	210
7.7	Diagram Interaksi Kolom	212
7.8	Output SP column.....	213
7.9	Output spColumn Arah Y.....	224

7.10	Denah Peninjau Hubungan Balok Kolom	224
7.11	Luas Joint Efektif	226
8.1	Daerah Limit Kabel	232
8.2	Potongan Penampang Tengah Betang Balok Pratekan.....	237
8.3	Diagram Tegangan	242
8.4	Diagram Tegangan	243
8.5	Diagram Tegangan	244
8.6	Diagram Tegangan	245
8.7	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan	256
8.8	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan	257
8.9	Diagram Tegangan	259
8.10	Grafik V_e	252
9.1	Daerah Pile Cap.....	268
9.2	Analisa Pile Cap Sebagai Kantilever.....	288
9.3	Diagram Interaksi $P - M$	291
9.4	Spesifikasi Penulangan Sloof	292

DAFTAR TABEL

2.1	Jenis-jenis tanah.....	12
2.2	Tabel minimum balok prategang.....	17
3.1	Koefisien Friksi dan Woble Effect (K)	61
3.2	Koefisien KSH.....	64
3.3	Koefisien Kre dan J	65
3.4	Tegangan Batang.....	66
3.5	Koefisien harga α dan β	72
4.1	Preliminary Dimensi Blok Induk.....	51
4.2	Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Balok Anak 33	
4.3	Rekapitulasi Ketebalan Plat.....	89
4.4	Beban Mati yang Diterima Kolom	91
4.5	Beban Hidup yang Diterima Kolom.....	92
4.6	Rekapitulasi Dimensi Kolom	93
5.1	Beban mati pelat atap	97
5.2	Beban mati pelat lantai	98
5.3	Hasil perancangan penulangan pelat	109
5.4	Rekapitulasi Penulangan Tangga dan Bordes ...	126
5.5	Rekapitulasi Penulangan Balok Anak	138
6.1	Pembebanan Pelat Lantai	149
6.2	Rekap Pembebanan Gravitasi.....	149
6.3	Pembebanan Gravitasi	150
6.4	Periode Fundamental Struktur.....	154
6.5	Berat Seismik Efektif Bangunan (W).....	156
6.6	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	157
6.7	Reaksi Perletakan dan Persentasi Gaya geser yang dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y	158

6.8	Modal Partisipasi Massa.....	159
6.9	Partisipasi Massa Statis dan Dinamis	160
6.10	Batas Simpangan Antar Lantai Ijin	161
6.11	Simpangan Antar Lantai Gempa arah X	161
6.12	Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y	163
7.1	Rekapitulasi Penulangan Induk	209
7.2	Rekapitulasi Penulangan Kolom	217
7.3	Rekapitulasi Penulangan Shear Wall.....	223
7.4	Rekapitulasi Elemen Batas	223
8.1	Momen Probable	266

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Surabaya sebagai kota terbesar kedua di Indonesia telah mengikuti perkembangan infrastruktur, namun masih tetap harus diperbanyak lagi. Kebutuhan tanah untuk di jadikan tempat tinggal semakin hari semakin meningkat, sedangkan ketersediaan lahan untuk ditempati tidak dapat bertambah. Hal ini mengakibatkan harga tanah mengalami lonjakan yang cukup signifikan. Jika hal ini terus berlanjut, dapat menimbulkan lingkungan yang kumuh dan banyak penduduk Surabaya yang tidak mampu membeli tempat tinggal.

Pertumbuhan jumlah penduduk berbanding lurus dengan meningkatnya kebutuhan tempat tinggal, namun ketersediaan lahan yang ada sangat terbatas, hal inilah yang menjadi salah satu faktor pencetus adanya hunian vertikal. Apartemen hadir memberikan solusi untuk masalah yang disebutkan sebelumnya. Apartemen sendiri menganut konsep hunian vertikal, dengan begitu perbandingan jumlah penghuni per lahan yang ditempati lebih tinggi. Dengan kata lain, konsep hunian apartemen menjawab persoalan pertama, yaitu ketersediaan tanah yang semakin menurun seiring waktu.

Karena apartemen dapat memberikan solusi yang tepat, permintaan akan apartemen di Surabaya meningkat.

Namun, terkadang personil instansi ini menginginkan adanya perubahan untuk gedung yang sudah dibangun baik dari segi penambahan struktur maupun dari segi perubahan fungsi, dengan mengingat bahwa biaya membangun baru lebih besar daripada merenovasi. Dalam hal ini, perencanaan awal yang dianalisa tidaklah sama dengan analisa kondisi perubahan bangunan yang diinginkan. Untuk itu, perlu adanya analisa kembali terhadap bangunan existing, apakah masih mampu untuk menerima beban tambahan sebagai akibat penambahan struktur dan perubahan fungsi atautkah tidak.

Sistem *Eksternal prestress* merupakan salah satu alternatif teknologi dalam perkembangan konstruksi di Indonesia yang bisa dilakukan dengan lebih terkontrol, lebih ekonomis, serta mendukung efisiensi waktu, efisiensi energi, dan mendukung pelestarian lingkungan (Sianturi, 2012). Pada umumnya kabel tendon yang digunakan dalam beton pratekan berada didalam balok beton itu sendiri, namun untuk kali ini si penulis berencana mengenalkan metode *Eksternal prestress* dimana kabel tendon tersebut berada diluar. Metode *Eksternal prestress* sendiri adalah

sistem prategang di mana tendon yang terpasang berada diluar beton itu sendiri. Hal ini, dianggap salah satu teknik yang paling kuat untuk memperkuat atau merehabilitasi beton prategang yang sudah ada. Pemanfaatan tendon eksternal jauh lebih efisien dalam waktu dan biaya dibandingkan dengan prategang konvensional, hal ini menjadi populer dalam pembangunan gedung dan jembatan beton baru. Beberapa keuntungan prategang eksternal antara lain konstruksi yang lebih ekonomis, mudah dalam mengatur posisi tendon dan konsolidasi beton, perlindungan korosiy ang lebih baik dibandingkan dengan sistem konvensional tendon, dan kehilangan gaya prategang lebih kecil.

Dari penjelasan di atas, telah diketahui kelebihan-kelebihan beton prategang eksternal dibanding dengan balok beton prategang biasa dan penulis ingin memperkenalkan metode *Eksternal prestress*, oleh karena itu diharapkan dalam menyelesaikan permasalahan modifikasi gedung ini dapat menjadi efektif dan efisien agar dapat memenuhi segala persyaratan keamanan, sehingga modifikasi dapat dilaksanakan dengan tepat.

1.2 Rumusan Masalah

Secara umum berdasarkan latar belakang diatas, terdapat beberapa masalah yang harus dibahas:

1. Bagaimana menentukan pembebanan struktur design?
2. Bagaimana menentukan dimensi balok beton yang akan di gunakan dalam metode *Eksternal Prestress*?
3. Bagaimana konsep dan metode design *Eksternal Prestress pada balok beton untuk bangunan gedung*?
4. Bagaimana mendesign *Eksternal Prestress* pada balok beton bangunan beton?
5. Bagaimana melakukan perhitungan struktur utama, meliputi balok *Eksternal Prestress*, balok induk, dan kolom?
6. Bagaimana hasil akhir dari perancangan modifikasi bangunan tersebut melalui gambar, dengan program bantu AutoCAD?

1.3 Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir ini, permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Tidak membahas Analisa waktu dan biayapelaksanaan konstruksi
2. Tidak membahas *plumbing* dan *mechanical electrical*
3. Tidak Menghitung studi kelayakan finansial
4. Konstruksi balok prategang yang digunakan adalah konstruksi balok prategang eksternal dengan metode post tension

1.4 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Menentukan pembebanan struktur
2. Menghitung dimensi balok beton
3. Menentukan konsep dan metode design *Eksternal Prestress* pada bangunan gedung
4. Menentukan design *Eksternal Prestressing* pada bangunan beton
5. Melakukan perhitungan struktur utama, meliputi balok *Eksternal Prestress*, balok induk, dan kolom
6. Menentukan hasil akhir dari perancangan modifikasi bangunan tersebut melalui gambar, dengan program bantu AutoCAD

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Adapun manfaat yang diperoleh dari pengerjaan tugas akhir ini adalah :

1. Memahami aplikasi penggunaan beton pratekan eksternal pada pembangunan gedung bertingkat.
2. Memahami korelasi antara pelaksanaan di lapangan dengan perhitungan yang dilakukan
3. Dapat korelasi antara pelaksanaan di lapangan dengan perhitungan yang dilakukan
4. Dapat merencanakan gedung dengan menggunakan sistem balok pratekan eksternal

5. Dapat digunakan sebagai acuan untuk perhitungan desain beton pratekan eksternal kedepannya.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perancangan tugas akhir kali ini memodifikasi gedung voza office tower dengan menggunakan sistem pratekan eksternal pada lantai 30. Pada umumnya kabel tendon yang digunakan dalam beton pratekan berada didalam balok beton itu sendiri, namun untuk kali ini si penulis berencana mengenalkan metode baru dimana kabel tendon tersebut berada diluar balok beton itu sendiri. Beberapa keuntungan beton pratekan eksternal antara lain, mudah dalam maintance, konstruksi lebih ekonomis, mudah dalam mengatur posisi tendon dan kosolidasi beton.

2.2 Peraturan Perancangan

Desain ini dilakukan sesuai dengan peraturan perancangan antara lain:

1. NI 2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726-2012 Struktur Gedung Tahan Gempa
3. Pedoman Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1987
4. Struktur Beton Prategang Dengan Tendon VSL

2.3 Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati

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

2. Beban Hidup

Beban hidup berasal dari beban hidup sesuai dengan jenis dan tipe bangunan tersebut (PPIUG 1987)

3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 1726-2012,dimana terbagi menurut wilayah gempa rendah (WG1.2),wilayah gempa sedang (WG 3-4),wilayah gempa tinggi (WG 5-6)

Beban-beban tersebut dibebankan kepada komponen struktur dengan menggunakan kombinasi berdasarkan SNI 2847-2013 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

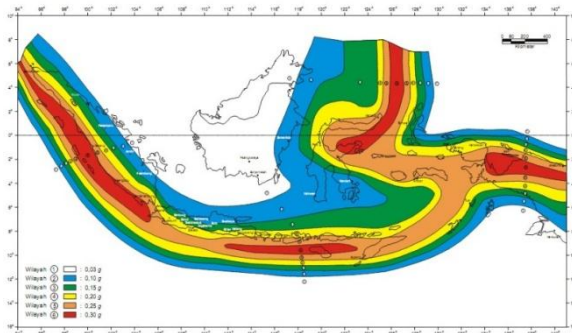
Pembagian keteraturan gedung diatur dalam SNI 1726-2012.Adapun penggolongannya adalah sebagai berikut:

- **Struktur Gedung Beraturan**
Struktur gedung beraturan harus memenuhi ketentuan SNI 1726-2012 Pasal 4.2.1.Pengaruh gempa rencana struktur gedung ini dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik equivalen.Sehingga dapat menggunakan analisa statik equivalen.
- **Struktur Gedung Tidak Beraturan**
Struktur gedung tidak beraturan adalah struktur gedung yang tidak memnuhi syarat konfigurasi struktur gedung beraturan (atau tidak sesuai SNI 1726-2012 Pasal 4.2.1).Pengaruh gempa

struktur ini harus diatur dengan menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga menggunakan analisa respon dinamik.

Perancangan gedung dalam tugas akhir ini adalah merupakan struktur gedung beraturan (memiliki tinggi gedung lebih dari 20 m) namun beban gempa tetap dihitung dengan analisis respon dinamik untuk mendapatkan hasil yang lebih mendekati kondisi sebenarnya. Analisis respon dinamik ada 2 metode yaitu analisis ragam spectrum respons dan analisis respon dinamik riwayat gempa.

Gambar 2.1 Wilayah Gempa Indonesia Dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda



Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling

atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam (SNI 2847-2013 Tabel.4).

Tabel 2.1 Jenis-jenis tanah

Tabel 4 Jenis-jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralin rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

2.5 Definisi Beton

Beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa padat. (SNI 2847 – 2013, Pasal 3.12). Sifat utama dari beton, yaitu sangat kuat terhadap beban ekan, tetapi juga bersifat getas/ mudah patah atau rusak terhadap beban tarik. Dalam perhitungan struktur, kuat tarik beton ini biasanya diabaikan.

2.5.1 Definisi Beton bertulang

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang di syaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. (SNI 2847 – 2013, Pasal 3.13). Sifat utama dari baja tulangan, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Karena baja tulangan harganya mahal, maka sedapat mungkin dihindari penggunaan baja tulangan untuk memikul beban tekan. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan beton dan baja tulangan dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton. Beton juga tahan terhadap kebakaran dan melindungi baja supaya awet.

2.5.2 Mekanisme Beton Bertulang

Mekanisme beton keras dapat diklasifikasikan seperti kuat tekan, tarik, dan geser, modulus elastisitas, rangkai dan susut

a. Kuat tekan

Nilai kuat tekan beton didapatkan melalui tata cara pengujian standar, menggunakan mesin uji dengan cara memberikan beban tekan bertingkat pada benda uji silinder beton (diameter 150mm, tinggi 300mm) 9 sampai hancur. Tata cara pengujian yang umum dipakai adalah standar ASTM (American Society for Testing Materials) C39-86. Kuat tekan beton umur 28 hari berkisar antara 10-65 Mpa. Untuk beton bertulang pada umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar 17-30Mpa.

b. Kuat tarik

Kuat tarik beton yang tepat sulit untuk diukur. Selama bertahun-tahun, sifat tarik beton diukur dengan memakai modulus keruntuhan (modulus of rupture). Hasil dari percobaan split silinder beton, umumnya memberikan hasil yang lebih baik dan mencerminkan kuat tarik sebenarnya.

c. Kuat geser

Kekuatan geser lebih sulit diperoleh, karena sulitnya mengisolasi geser dari tegangan-tegangan lainnya. Ini merupakan salah satu sebab banyaknya variasi kekuatan geser yang dituliskan dalam

berbagai literature, mulai dari 20% dari kekuatan tekan pada pembebanan normal, sampai sebesar 85% dari kekuatan tekan, dalam hal terjadi kombinasigeser dan tekan

d. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas, merupakan kemiringan dari bagian awal grafik yang lurus dari diagram regangantegangan, yang akan bertambah besar dengan bertambahnya kekuatan beton

e. Rangkak

Rangkak (creep) adalah sifat di mana beton mengalami perubahan bentuk (deformasi) permanen akibat beban tetap yang bekerja padanya. Rangkak timbul dengan intensitas yang semakin berkurang untuk selang waktu tertentu dan akan berakhir setelah beberapa tahun berjalan. Besarnya deformasi rangkak sebanding dengan besarnya beban yang ditahan dan 10 juga jangka waktu pembebanan. Pada umumnya rangkak tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur, tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban kerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (defleksi).

f. Susut

Susut secara umum didefinisikan sebagai perubahan volume beton yang tidak berhubungan dengan beban. Pada dasarnya ada dua jenis susut,

yaitu susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam cetakan (bekisting). Sedangkan susut pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya, dan proses hidrasi pasta semen telah selesai. Laju perubahannya berkurang terhadap waktu, karena beton semakin berumur akan semakin tahan tegangan dan semakin sedikit mengalami susut

2.6 Perancangan Struktur

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

Pasal 3 s/d 20 SNI 2847-2013 merupakan persyaratan umum desain konstruksi beton bertulang,persyaratan umum tersebut di pandang cukup memberikan daktilitas untuk intesitas gempa rendah.

2.6.1 Perhitungan Beton Bertulang

2.6.1.1 Perencanaan pelat

- Perencanaan Pelat Satu Arah

Tabel 2.2 Tabel minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung (SNI 2847-2013)

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Dua tumpuan sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

Keterangan :

- 1) Panjang bentang dalam mm
- 2) Nilai yang di berikan harus di gunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan JTD 40. Untuk kondisi lain di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :
 - a. Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis diantara 1500 kg/m^3 sampai 2000 kg/m^3 ,nilai tadi harus di kalikan dengan $(1.65-0.0003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1.09, dimana W_c adalah berat jenis dalam kg/m^3
 - b. Untuk f_y selain 400 Menilainya harus dikalikan dengan $(0.4+f_y/700)$

➤ Perencanaan plat dua arah

Tebal plat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0.2 harus menggunakan Peraturan sebagai berikut:

-plat tanpa penebalan 120mm

-plat dengan penebalan 100mm

2. Untuk α_m lebih besar dari 0.2 tetapi tidak lebih dari 2, ketebalan plat Minimum tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\gamma n (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + \beta (\alpha m - 0.2)}$$

3. Untuk α_m besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\gamma n (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 9\beta} \text{ Dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

4. Momen inersia penampang bersayap bisa dinyatakan sebagai momen Inersia penampang segi empat yang dimodifikasi dengan nilai k (Desain Beton Bertulang 2, Wang-Salmon) dengan rumus sebagai berikut :

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

Dimana : b_w = lebar balok
 h = tinggi balok

$$I_s = b_s \times \frac{t^3}{12}$$

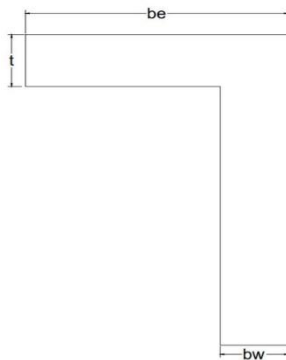
Dimana: b_s = lebar pelat
 t = tebal pelat

Untuk mencari nilai k , digunakan rumus:

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

Dimana : b_e = lebar efektif pelat, yang dicari dengan ketentuan dengan ketentuan sebagai berikut :

- Untuk



$$b_e = b_w + 4t$$

$$b_e = b_w + (h-t)$$

be diambil yang terkecil

Perhitungan momen – momen plat dipakai tabel 13 PBBI – 1971. Momen plat untuk jepit penuh :

$$- M_{tx} = -0,001 q \cdot L \cdot x^2 \cdot X$$

$$- M_{ty} = -0,001 q \cdot L \cdot x^2 \cdot X$$

$$- M_{tx} = +0,001 q \cdot L \cdot x^2 \cdot X$$

$$- M_{ty} = +0,001 q \cdot L \cdot x^2 \cdot X$$

Dimana :

M_{18} = Momen lapangan arah x

M_{18} = Momen Tumpuan arah x

M_{1y} = Momen lapangan arah y

M_{1y} = Momen tumpuan arah y

Momen distribusi negatif hanya boleh dilakukan bila penampang yang momenya direduksi direncanakan sedemikian hingga ρ melebihi 0.5

ρ_b , dimana :

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

(SNI 2847-2013, pasal 10.4.3) Hal 54

$$\rho = 0.75 \cdot \rho_{balance}$$

(SNI 2847 -2013, pasal 10.4.3) Hal 54

Perhitungan penulang pada daerah tumpuan menggunakan momen yang paling besar, dengan langkah sebagai berikut :

- $M_n = M_u / 0.8$
- $R_n = M_n / b \cdot d^2$
- $m = f_y / 0.85 \cdot f_c$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = 1.34 \cdot \rho_{\text{perlu}}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

- Kontrol jarak spasi tulangan
(SNI 2847-2013, pasal 15.3.2).....hal 138

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

- Kontrol tulangan susut + suhu
(SNI 2847-2013, pasal 9.12.12).....hal 48

$$A_s \text{ susut} = p \cdot b \cdot t$$

Dimana :

- t = tebal plat (mm)
- d = jarak antara tulangan dan tepi plat

2.6.2 Perencanaan Balok

➤ Perencanaan dimensi balok

Untuk menentukan tinggi balok, dapat menggunakan acuan SNI 2847-2013, Tabel 8, sedangkan lebarnya dapat di ambil dari nilai $2/3$ dari tinggi balok yang telah didapat.

➤ Persyaratan untuk batasan spasi tulangan

- Jarak bersih antar tulangan sesajar dalam lapis yang sama, tidak boleh kurang dari d_b , ataupun 25 mm. Lihat juga ketentuan pasal 5.3(2) :
Ukuran maksimum nominal agregat kasar harus tidak melebihi:
 - $1/5$ jarak terkecil antara sisi-sisi cetakan
 - $1/3$ ketebalan pelat lantai
 - $3/4$ jarak bersih minimum antara tulangan – tulangan atau kawat-kawat, bundel tulangan atau tendon-tendon prategang atau selongsong-selongsong.
- Bila tulangan sejajar tersebut diletakan dalam dua lapis atau lebih, tulangan pada lapis atas harus di letakan tepat di atas tulangan di bawahnya dengahn jarak spasi bersih antar lapisan tidak boleh kurang dari 25 mm. (SNI 2847 – 2013 pasal 9.6.2)

- Pada komponen struktur tekan yang diberi tulangan spiral atau sengkang pengikat, jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $1,5d_b$ ataupun 40 mm. (SNI 2847-2013 pasal 9.6.3)

➤ Prosedur perhitungan tulangan lentur

Pada persyaratan SNI 2847-2013 pasal 23.10.4, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap irisan penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperlima kuat lentur yang terbesar yang disediakan pada kedua muka-kolom di kedua ujung komponen struktur tersebut.

Pada kedua ujung komponen struktur lentur tersebut harus dipasang sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada 50 mm dari muka perletakan.

Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi :

- $d/4$
- delalapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- 24 kali diameter sengkang

- 300 mm

Senggang harus dipasang di sepanjang bentang balok dengan spasi tidak melebihi $d/2$

Momen tumpuan dan lapangan pada balok diperoleh dari output program bantuan ETABS.

2.7 Beton Pratekan

Beton prategang adalah beton bertulang yang dimana telah diberikan tegangan dalam untuk mengurangi tegangan tarik potensial dalam beton akibat pemberian beban yang bekerja. Prinsip Beton Pratekan adalah :

- Tegangan ijin beton pratekan = $0.88 \times f_{ci}$ '
- Tegangan ijin saat sesudah penyaluran gaya prategang

\ Tegangan tekan => $\sigma_{ci} = 0.6 \times f_{ci}$ '

\ Tegangan tarik => $\sigma_{ti} = 0.25 \times f_{ci}$ '

- Tegangan ijin saat kehilangan prategang

\ Tegangan tekan => $\sigma_{cs} = 0.45 \times f_{ci}$ '

\ Tegangan tarik => $\sigma_{ts} = 0.5 \times f_{ci}$ '

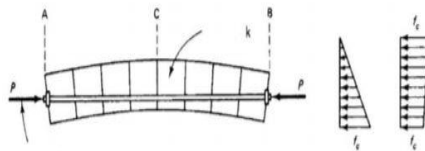
2.7.1 Sistem Pratekan untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan 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 & Burns, 1996)

2.7.2 Sistem Preakan untuk mengubah beton menjadi bahan yang kuat menahan tarik

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 elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 1996). Konsep ini dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Sistem Balok Preakan

Gambar 2.2 Sistem Balok Preakan

2.7.3 SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.2.5

Balok Preakan apabila digunakan harus memenuhi syarat-syarat sebagai berikut :

- a. Preakan rata-rata, f_{pc} yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang

koponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak Gambar 2. 1 Sistem Balok Pratekan 12 lurus tidak boleh melebihi yang kecil dari 3.5 MPa dan $f'c/10$.

- b. Baja Prategang harus tanpa lekatan pada daerah sendi plastis potensial, dan regangan yang dihitung pada baja prategang akibat perpindahahan desain harus kurang dari 1%.
- c. Baja pratekan tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat (25 %) kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka ekstrior joint
- d. Pengankuran tendon pasca tarik yang menahan gaya yang ditimbulkan gempa harus mampu untuk membolehkan tendon untuk menahan 50 siklus pembebanan, yang dibatasi oleh 40 dan 85% dari kekuatan tarik yang ditetapkan dari baja prategang

2.7.4 Sambungan Beton Pratekan

Fungsi dari sambungan adalah menyalurkan beban dan tegangan serta ekonomis dari salah satu bagian suatu struktur ke bagian di sebelahnya, dan memberikan stabilitas pada sistem struktural. Gaya-gaya yang bekerja di sambungan atau joint dihasilkan tidak hanya oleh beban gravitasi, melainkan juga oleh angin, efek gempa, perubahan

volume akibat susut dan rangka jangka-panjang, gerakan diferensial panel-panel, dan efek-efek temperatur.

Karena suatu sambungan merupakan penghubung yang paling lemah di dalam sistem struktural keseluruhan, maka sambungan tersebut harus didesain dengan kuat nominal yang lebih besar daripada elemen-elemen yang disambunginya. Faktor beban tambahan sedikitnya sebesar 1,3 harus digunakan didalam mendesain sambungan, kecuali dalam kasus sambungan yang tak sensitif, seperti pelat landasan untuk kolom, dimana faktor beban tambahan seperti tadi tidak dibutuhkan. Semua sambungan harus didesain untuk gaya tarik 13 horizontal minimum sebesar 0,2 kali beban mati vertikalnya, kecuali menggunakan landasan yang memadai.

2.8 Beton prategang eksternal

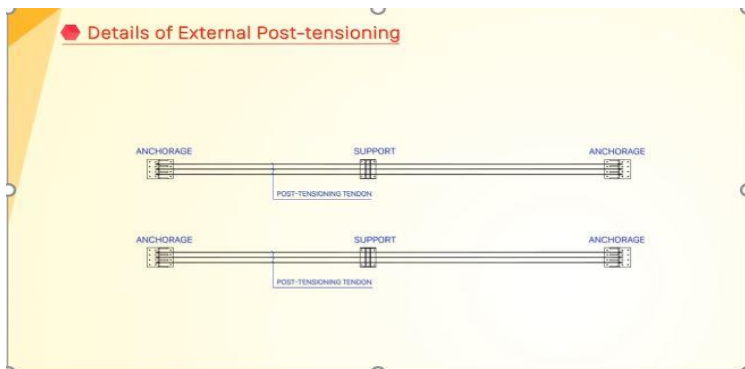
Beton pratekan merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antaran beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Beton pratekan merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi. (Lin dan Burns, 1996).

Sementara prategang eksternal sendiri adalah sistem prategang di mana tendon yang terpasang berada di luar beton itu sendiri. Hal ini, dianggap

salah satu teknik yang paling efisien untuk memperkuat atau merehabilitasi beton prategang yang sudah ada. Pemanfaatan tendon eksternal jauh lebih efisien dalam segi waktu dan biaya dibandingkan dengan prategang konvensional, hal ini menjadi populer dalam pembangunan gedung dan jembatan beton baru.

Beberapa keuntungan dari sistem prategang eksternal:

- Konstruksi yang lebih ekonomis
- Mudah dalam mengatur posisi tendon dan konsolidasi beton
- Perlindungan korosi yang lebih baik dibandingkan dengan sistem konvensional tendon
- Kehilangan gaya prategang yang lebih kecil



Gambar 2.3 Gambar Metode Eksternal Prestress

Dalam desain beton baru, tendon eksternal merupakan penguatan primer, maka analisis dan desain bisa di capai dengan menggunakan metode yang mirip dengan unbonded konstruksi pasca-dikencangkan.

2.8.1 Jenis Beton Prategang

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

1. Beton prategang metode pratarik

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

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

2.8.2 Kelebihan Beton Prategang

Struktur beton prategang mempunyai beberapa kelebihan, antara lain (Rasyid dkk 2013):

1. Terhindar retak terbuka di daerah tarik, jadi lebih tahan terhadap keadan korosif

2. Karena terbentuknya lawan lendut sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhirnya akan lebih kecil dibandingkan pada beton bertulang
3. Penampang struktur lebih langsing, sebab seluruh luas penampang dipakai secara efektif.
4. Jumlah berat baja prategang jauh lebih kecil dibandingkan jumlah berat besi beton biasa
5. Ketahanan gesek balok dan ketahanan puntirnya bertambah. Maka struktur dengan bentang yang panjang dengan dimensi yang kecil dapat terwujud

2.8.3 Prinsip dasar beton prategang

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

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang di transformasikan 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.

Pada bentuk yang sederhana balok persegi panjang (lihat gambar 2.1) yang di beri gaya pratekan oleh sebuah tendon melalui sumbu

yang melalui titik berat dan di bebani 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 :

$$f = \frac{F}{A}$$

Dimana :

F : Gaya tarik pratekan dari tendon

A : Luas penampang yang dikenal gaya prategang akrobat tendon

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

$$f = \frac{M x y}{I}$$

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

$$f = \frac{Fey}{I}$$

Dimana :

I : Inersia penampang balok

e : Eksentrisitas letak tendon terhadap garis netral penampang

y : Garis netral penampang balok

Sehingga perumusannya menjadi

$$\frac{F}{A} \pm \frac{My}{I} \pm \frac{Fey}{I}$$

(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 kestimbangan 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).

2.8.4 Tahap-tahap dasar 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 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)

2.8.5 Gaya Prategang

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

$$F = \frac{M_T}{0.65h}$$

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

2.8.6 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 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 akibat perpendekan elastis
 2. Kehilangan akibat pengangkur
 3. Kehilangan akibat gesekan (woble efek)
 4. Kehilangan akibat kekangan kolom

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

2.9 Pondasi

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

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada

dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah (Sudarsono & Kazuto, 1994)

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

1. Pondasi dangkal

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

a. Pondasi telapak

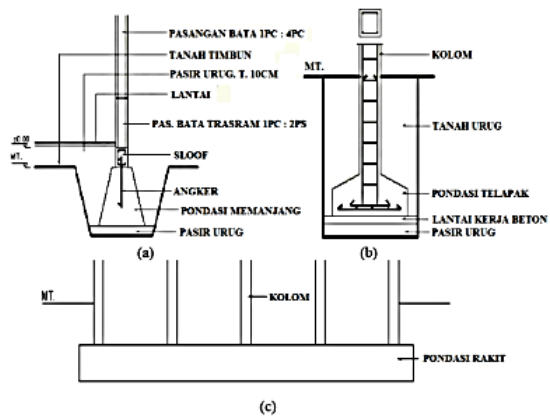
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

b. Pondasi memanjang

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

c. Pondasi rakit (*raft foundation*)

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



(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1994)

Gambar 2.4 Jenis Pondasi Dangkal

2. Pondasi Dalam

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

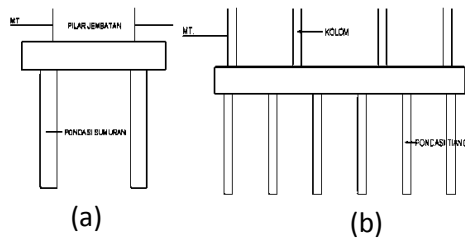
a. Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama

dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $Df/B \leq 1$. (Gambar 2.6a)

b. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar2.6b)



(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1994)
Gambar 2.5Jenis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b). Pondasi Tiang

Halaman ini sengaja dikosongkan

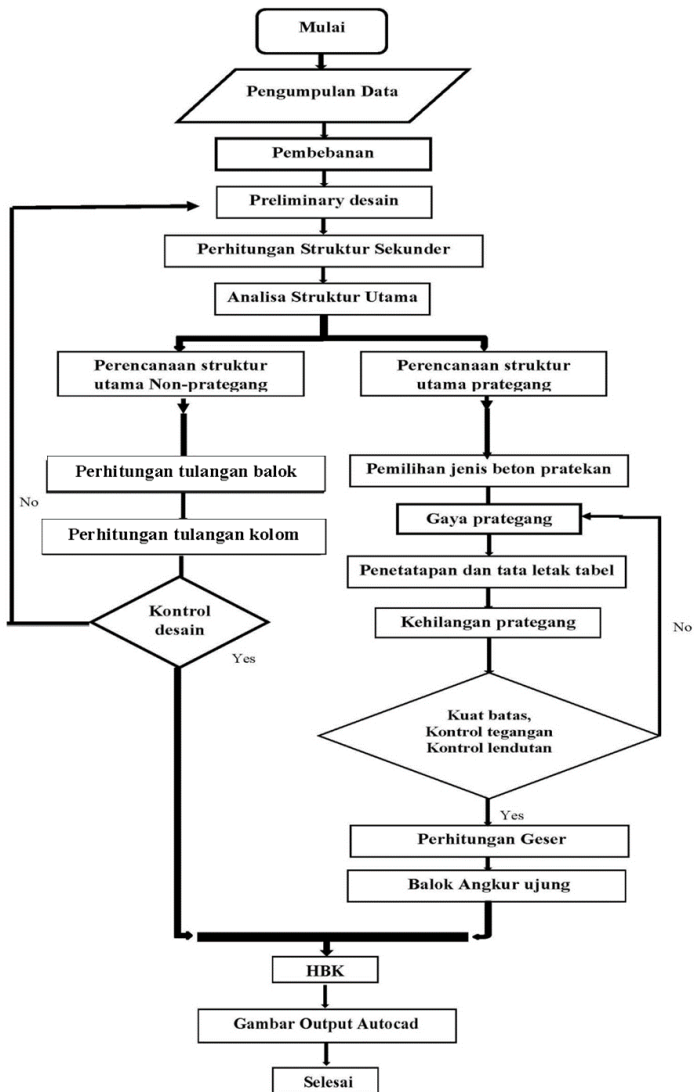
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

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

3.2 Bagan Alir Perencanaan

Langkah yang dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

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

3.3.1 Pengumpulan data

- Data awal

Data Umum Bangunan

1. Nama gedung : Voza Office Tower
2. Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
3. Fungsi : Apartemen
4. Jumlah lantai : 30 lantai (7 lantai parkir gedung 2 lantai parkir *basement*)
5. Tinggi bangunan : 99,7 meter
6. Struktur utama : Beton bertulang cor *in-situ*
7. Daerah Gempa: Kategori Desain Seismik D

- Data-data perencanaan

Data Modifikasi

1. Nama gedung : Voza Office Tower
2. Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
3. Fungsi : Apartemen
4. Jumlah lantai : 30
5. Tinggi bangunan : 120 meter
6. Struktur utama : Struktur beton bertulang pada lantai 1-29 dan pada balok atap dimodifikasi

dengan menggunakan balokbetonpratekan serta atapmenggunakan plat beton

7. Mutu Bahan:

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

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

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

Baja $f_y = 400\text{Mpa}$

8. Daerah Gempa: Kategori Desain
Seismik D

3.3.2 Studi Literatur

Studi literatur menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton pratekan dan struktur gedung secara umum yang dapat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini, diantaranya :

1. SNI 2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726-2012 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. SNI1727–2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
4. Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1983.
5. ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.

6. Perancangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (Rahmat Purnowo, 2003).
7. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y.Lin, 1996).
8. External Post-Tensioning Design Considerations VSL External Tendos Example from Practice.(1992).
9. Strengtening of Reinforced Concrete Beam Using External Prestressing

3.3.3 Preliminary design

Pada tahap ini dilakukan hal-hal berikut:

- a. Memperkirakan dimensi awal dari elemen struktur yang meliputi:
 - Balok induk beton bertulang
 - Balok induk beton pratekan eksternal
 - Balok anak dan lift
 - Kolom
 - Pelat
- b. Penentuan mutu bahan yang digunakan dalam perencanaan

3.3.4 Perhitungan beban struktur

Melakukan perhitungan beban struktur berdasarkan peraturan – peraturan sebagai berikut:

A. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung

yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

B. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4, Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang telah ditetapkan dalam tabel 4.1(ambil yang dipakai).

C. Beban Gempa

Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut SNI 1726-2012 ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan, untuk itu pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik. Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan

gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R , dimana I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa yang menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Tingkat keutamaan (I) struktur dalam kepentingannya saat masa layan disajikan dalam tabel 1 SNI 1726-2012.

Nilai faktor modifikasi respon (R) ditentukan berdasarkan tipe struktur yang akan direncanakan, yaitu yang tertera pada tabel 9 SNI 1726-2012. Berikut ini adalah nilai faktor modifikasi respon untuk berbagai tipe struktur tahan gempa.

Nilai parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek (S_{DS}) ditentukan berdasarkan tingkat kerawanan gempa serta kekuatan tanah pada

lokasi gedung dibangun. Cara penentuan nilai S_{DS} diatur dalam SNI 03-1726-2012 pasal 6

$$V = C_s \cdot W$$

$$V = \left(\frac{S_{ds}}{\frac{T}{R}} \right) \cdot W$$

Keterangan:

V = geser dasar seismik

W = berat seismik efektif

Beban lateral gempa kemudian dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Keterangan:

F_x = Gaya lateral gempa

C_{vx} = factor distribusi vertikal

V = geser dasar seismik

D. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1727:2013 pasal 3.2.2):

1,4D

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

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

$$1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,0E + L + 0,2S$$

$$0,9D + 1,0W$$

$$0,9D + 1,0E$$

keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

5. Beban Atap, Angin dan Hujan

3.3.5 Permodelan struktur

Memodelkan struktur menggunakan program bantu ETABS yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi

3.3.6 Perhitungan struktur sekunder

3.3.6.1 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

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

Dimana :

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

α = sudut kemiringan tangga ($25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$)

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan pelat bordes dan pelat dasar tanggadilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol). Perencanaan tebal tangga ditentukan sesuai ketentuan dalam perhitungan dimensi awal pelat.

3.3.6.2 Perencanaan balok anak

Beban yang diterima oleh pelat akan didistribusikan ke balok anak. Beban tersebutdihitung sebagai beban ekuivalen trapezium, segitiga dan dua segitiga. Selanjutnya, dari hasil gaya dalam yang terjadi pada balok anak tersebut akan digunakan untuk perencanaan penulangan lentur dan geser. Untuk penentuan dimensi balok anak perhitungan sama dengan perhitungan balok induk mengacu pada berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 Tabel 9.5(a).

3.3.6.3 Perencanaan balok lift

3.3.6.4 Perencanaan pelat lantai dan atap

3.3.7 Analisa struktur utama

Perencanaan struktur utama di bagi atas dua yaitu :

3.3.7.1 Analisa Struktur Utama Non Prategang

Menghitung dimensi elemen-elemen struktur primer nonprategang yang mengacu pada SNI 2847:2013, meliputi:

1. Balok Induk

- a) Menentukan dimensi awal balok anak, dalam hal ini telah dilakukan dalam preliminary design.
- b) Menentukan pembebanan yang diterima oleh balok anak.
- c) Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi Hasil gaya-gaya dalam yang digunakan diperoleh dari analisis struktur dengan program bantu ETABS
- d) Merencanakan penulangan lentur Menghitung rasio tulangan, sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y}$$

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

$$\rho_{\max} = 0,025$$

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

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right)$$

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

Menghitung jumlah tulangan

As perlu = $\rho \times b \times d$

As tulangan = $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$

Jumlah tulangan = $\frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$

Cek momen kapasitas

$$\alpha = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

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

Cek $\phi Mn > Mu$

- e) Merencanakan penulangan geser Penulangan geser tumpuan Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang 2h dari muka kolom) Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$\alpha = \frac{Asx fy}{0.85xf'c'xbe}$$

$$M_{pr} = As x (1,25 x fy) x \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

Menghitung gaya geser total

$$V_e = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_n}$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$V_c = 0$$

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

Merencanakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_n}{\phi}$$

$$V_{s \text{ maks}} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$$

Cek $V_s < V_s \text{ maks}$

$$A_v = \text{jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Dalam SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.3.2, spasi sengkang tidak boleh melebihi yang

Dari:

$$s < d/4$$

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

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

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

$$V_u \text{ lapangan} = V_n - (2 \times h)$$

$$\phi V_s \text{ min} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times b_w \times d$$

$$\phi V_s \text{ min} = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

Cek kondisi,

$$V_u \leq 0.5 \phi V_c$$

$$0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_s \text{ min})$$

$$A_v = \text{jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b \times s}{3 \times f_y}$$

Syarat spasi sengkang maksimum,

$$S_{maks} \leq d/2$$

2. Kolom

- a) Menentukan dimensi awal balok anak, dalam hal ini telah dilakukan dalam preliminary design.
- b) Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi Hasil gaya-gaya dalam yang digunakan diperoleh dari analisis struktur dengan program bantu ETABS.
- c) Perencanaan tulangan memanjang kolom
 - 1) Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 luas tulangan memanjang, A_s , tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$
 - 2) Kontrol kapasitas beban aksial kolom atas dan bawah terhadap beban aksial terfaktor

3.3.7.2 Analisa Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton pratekan pada Tugas Akhir ini, saya merencanakan balok pratekan dengan sistem monolit, jacking di tempat dan sistem pasca tarik. Yaitu sistem pratekan dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut :

3.3.8 Gaya Pratekan

Gaya pratekan dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya pratekan yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis.

- o Tegangan beton yang diijinkan

Saat transfer

$$\sigma_{ct} = 0.6 \times f_{ci}$$

$$\sigma_{tt} = 0.25 \times \sqrt{f'c}$$

Saat servis

$$\sigma_{cs} = 0.45 \times f'c$$

$$\sigma_{ts} = 0.5 \times \sqrt{f'c}$$

Dimana:

σ_c = tegangan tekan

σ_t = tegangan tarik

- o Gaya Prategang saat transfer

Serat Atas

$$\sigma_{tt} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_a}{I} - \frac{M_g \cdot Y_a}{I}$$

Serat Bawah

$$\sigma_{ct} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I} + \frac{M_g \cdot Y_b}{I}$$

Dimana:

F_o = gaya prategang

σ_{ct} = tegangan tekan saat transfer

σ_{tt} = tegangan tarik saat transfer

Y_a = jarak cgc ke serat atas

Y_b = jarak cgc ke serat bawah

e = jarak cgc ke tulangan prategang

A = dimensi balok beton prategang

I = momen inersia beton prategang

M_g = momen akibat berat sendiri

- Gaya Prategang saat servis

Serat Atas

$$\sigma_{cs} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_a}{I} - \frac{M_d \cdot Y_a}{I} - \frac{M_l \cdot Y_b}{I}$$

Serat bawah

$$\sigma_{ts} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I} + \frac{M_d \cdot Y_b}{I} + \frac{M_l \cdot Y_b}{I}$$

Dimana:

F_o = gaya pratekan

σ_{cs} = tegangan tekan saat servis

σ_{ts} = tegangan tarik saat servis

Y_a = jarak cgc ke serat atas

- Yb = jarak cgc ke serat bawah
- e = jarak cgc ke tulangan prategang
- A = dimensi balok beton prategang
- I = momen inersia beton prategang
- Md = momen akibat beban mati
- Ml = momen akibat beban hidup

- Kontrol Nilai Fo
Pengontrolan nilai Fo dengan cara memasukkan kembali nilai Fo ke persamaan. Nilai Fo yang dimasukkan dipilih dari nilai Fo yang diperoleh dari perhitungan serat bawah saat servis.

3.3.8.1 Pemilihan Tendon Baja Pratekan

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847-2013 pasal 18.5. Setelah memilih tendon baja pratekan, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847-2013.

- Perencanaan kabel tendon
 1. Menghitung jumlah strand

$$n = \frac{A_{ps}}{A}$$

Dimana:

$$A_{ps} = f_o / f_{pe}$$

$$f_{pe} = 0,7 f_{pu}$$

f_{pu} = kuat tarik putus baja prategang

A = luas penampang strand

2. Menentukan daerah limit tabel (kern)

$$Kern Atas = Wb / Ag$$

$$Kern Bawah = Wt / Ag$$

$$Batas Atas = Kern Atas - M_{max} / P$$

$$Batas Bawah = Kern Bawah + M_{min} / P$$

3. Menentukan koordinat kabel

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot X}{L^2} (L - X)$$

○ Kontrol Momen

1. Momen Retak

$$M_{cr} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = Fe(e + kt)$$

$$M_2 = f_r \cdot Wb$$

$$Wb = \frac{1}{y_b}$$

$$kt = \frac{Wb}{A}$$

Dimana:

M_{cr} = momen retak

M_1 = momen dekompresi

M_2 = momen tambahan

F_e = gaya prategang setelah kehilangan prategang

$$f_r = 0,62\sqrt{f'_c}$$

2. Momen Nominal

Menentukan nilai “a” dengan menghitung luas tekan

$$C = 0,85f'_c \cdot a \cdot b$$

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps}$$

$$C = T$$

Dimana:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \right)$$

f'_c = kuat tekan beton

f_{pu} = kuat tarik baja prategang

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{B \cdot d}$$

Menghitung nilai M_n

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c (b - bw) \cdot hf \cdot \left(d - \frac{hf}{2} \right) +$$

$$A_{pw} \cdot f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad 3-1$$

Dengan:

$$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf}$$

$$A_{pf} = 0,85f'_c (b - bw) hf / f_{ps}$$

f'_c = kuat beton prategang

- b = lebar balok
 bw = lebar *web*
 hf = tinggi *flange*

3.3.8.2 Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam beberapa hal yaitu:

a. Kehilangan Prategang akibat Friksi

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat friksi digunakan rumus sebagai berikut.

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha - KL}) \times 100\%$$

Diketahui:

l = panjang bentang

L = l/2

μ = Koefisien Friksi

K = Koefisien efek *Wobble*

e = bilangan natural

$$\alpha = \frac{8 \cdot e}{L}$$

Tabel 3.1 Koefisien Friksi dan *Woble Effect* (K)

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/ meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheating:			
-Wire	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
Tendon -7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.08-0.30
- Hight-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	
Tendon in Rigid Metal Duct 7-wires strand	0.0002	0.000666	0.15-0.25
Pregreased tendons Wire tendons and 7-wire Strand	0.0003-0.0020	0.0010-0.0066	0.05-0.15
Mastic-Coated Tendons Wire tendons and 7-wire Strand	0.0010-0.0020	0.0033-0.0066	0.05-0.15

b. Kehilangan Prategang akibat Elastisitas Beton

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat elastisitas pada beton digunakan rumus sebagai berikut.

$$ES = K_{es} \frac{E_s}{E_c} f_{cir}$$

Dimana:

f_{cir} = tegangan beton di daerah cgs oleh F_o

Diketahui:

E_s = modulus elastisitas baja

E_c = modulus elastisitas beton

K_{es} = 0,5 (pasca tarik)

f_{pi} = 0,7 f_{pu}

$$\text{Kehilangan} = \frac{E_s}{f_{pi}}$$

c. Kehilangan Prategang akibat Slip Angkur

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat slip angkur digunakan rumus sebagai berikut.

$$\frac{\Delta f_{pA}}{0,9 f_{pu}}$$

Diketahui:

E_s = modulus elastisitas baja

F_{pu} = kuat tarik putus baja prategang

L = panjang bentang

ΔA = besarnya slip yang terjadi

$$\text{Kehilangan} = \frac{\Delta f_{pA}}{0,9f_{pu}}$$

d. Kehilangan Prategang akibat Rangkak

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat rangkakan pada beton digunakan rumus sebagai berikut.

$$CR = K_{CR} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) [f_{cir} - f_{cds}]$$

Dimana:

K_{CR} = 1,6 (pasca Tarik)

f_{cds} = tegangan beton di daerah cgs akibat beban tetap (*superimposed dead load*), dinyatakan dengan $Mg + \psi L$

f_{cir} = tegangan beton di daerah cgs oleh F_o

E_s = modulu elastisitas baja

E_c = modulus elastisitas beton

$$\text{Kehilangan} = \frac{CR}{0,7f_{pu}}$$

e. Kehilangan Prategang akibat Susut

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat susut untuk komponen pasca tarik digunakan rumus sebagai berikut.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

Dengan nilai Ksh seperti pada tabel berikut.

Tabel 3.2 Koefisien KSH

Hari	1	3	5	7	10	20	30	60
KS	0.9	0.8	0.8	0.7	0.7	0.6	0.5	0.4
H	2	3	0	7	3	4	8	5

Diketahui:

Ksh = 0,73 (asumsi 10 hari)

E_s = modulus elastisitas baja

RH = kelembaban relatif lingkungan

V/S = Luas/keliling penampang

$$\text{Kehilangan} = \frac{SH}{0,7 \cdot fpu}$$

f. Kehilangan Prategang akibat Relaksasi

Dalam menghitung kehilangan gaya prategang akibat relaksasi digunakan rumus sebagai berikut.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

Untuk nilai K_{re} dan J dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3.3 Koefisien Kre dan J

Tipe Tendon	K_{re} (psi)	J
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270	20.000	0.15
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 2500.13	18.500	0.14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0.13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0.04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 270	4630	0.037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0.035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6600	0.05

Untuk nilai C dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3.4 Tegangan Batang

f_{si}/f_{pu}	Tegangan Kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

Diketahui:

SH = kehilangan prategang akibat susut

CR = kehilangan prategang akibat creep

ES = kehilangan prategang akibat elastisitas beton

C = 0,75

$$\text{Kehilangan} = \frac{RE}{0,7 \cdot f_{pu}}$$

3.3.8.3 Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci.

o Perhitungan Penulangan Geser

1. Retakan dari Badan akibat Tarikan yang Tinggi

$$V_{cw} = \left(0,29\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc} \right) b_w d + V_p$$

e = eksentrisitas

L = panjang bentang

f_y = tulangan baja non-prategang

D_{tulangan} = diameter tulangan

A_v = diameter penulangan geser

F_e = gaya prategang setelah kehilangan prategang

f'_c = kuat tekan beton prategang

$$W_p = \frac{8.Fe.e}{L^2} \quad 3-2$$

$$V_p = Wp(0,5L - x)3$$

b_w = lebar web

d = tinggi balok

$$f_{pc} = F_e/A_c$$

2. Gaya Geser Lentur Geser Miring

$$V_{ci} = 0,05b_wd\sqrt{f'c} + V_d + V_i \frac{M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{I}{Y_t}\right) \cdot (0,5\sqrt{f'c} + f_{pe} + f_d)$$

3-3

Tengah Bentang

$$f_{pe} = F/A_c$$

F = gaya prategang

b_w = lebar web

d = tinggi balok

$f'c$ = kuat tekan beton prategang

Y_t = jarak titik pusat ke serat atas

A = luas penampang

e = eksentrisitas

I = momen inersia

L = panjang bentang

$F.e/W$

Menghitung kebutuhan tulangan geser
(sejangkang)

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

Dimana:

s = jarak antar sengkang

A_v = luas bidang geser

f_y = kuat tarik baja non-prategnag
(sengkang)

V_s = gaya geser yang dipikul oleh sengkang

V_c = gaya geser yang dipikul oleh beton

d = tinggi efektif beton

V_n = $0,85V_u$

V_u = gaya geser ultimit yang terjadi

3.3.9 Kontrol Lentutan

Lentutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lentutan 36 struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lentutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lentutan yang harus dilakukan yaitu:

- a. Lendutan akibat tekanan tendon
- b. Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok
- c. Lendutan akibat beban sendiri

3.3.10 Pengangkuran

Kegagalan balok pratekan pasca tarik 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 pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.13.4. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.13.1.

3.3.11 Perhitungan Pondasi

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test). Hasil daya dukung

yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu:

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdirisendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.3.11.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA, dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi

Q_S = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_P = \alpha q_p \times A_p = \alpha (\check{N}_p \times K) \times A_p$$

Dimana:

\check{N}_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B bawah dasar tiang pondasi

(B = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah:

- 12 t/m^2 , untuk lempung
- 20 t/m^2 , untuk lanau berlempung
- 25 t/m^2 , untuk lanau berpasir
- 40 t/m^2 , untuk pasir

A_P = Luas penampang dasar tiang

q_P = Tegangan diujung tiang

α = base coefficient

$$Q_S = \beta \times q_S \times A_S = \beta (\check{N}_S/3 + 1) \times A_S$$

Dimana:

q_S = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

\check{N}_S = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan

batasan: $3 \leq N \leq 50$

A_P = luas selimut tiang

β = shaft coefficient

Tabel 3.5 Koefisien harga α dan β

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

3.3.11.2 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi (C_e).

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana:

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$Q_{L(\text{group})}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_{L(1 \text{ tiang})}$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara *Converse – Labarre*:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana:

\emptyset = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

$C_e = 0,9 - 1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \emptyset$)

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

Dimana:

P_v = Beban vertical ekuivalen

V = Beban vertical dari kolom

n = Banyaknya tiang dalam group

M_x = Momen terhadap sumbu x

M_y = Momen terhadap sumbu y

x_{\max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

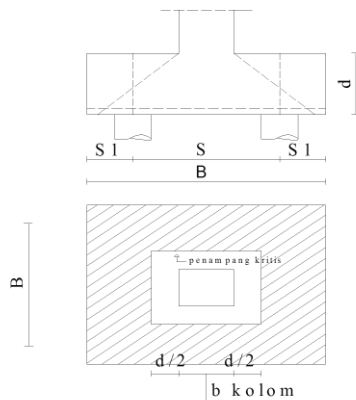
$\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

3.3.11.3 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai V_c diambil dari persamaan:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$



Gambar 3.1 Penampang Kritis Pada Pondasi

Dimana:

βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis
 = $4 \cdot (0,5 \cdot d + b_{kolom} + 0,5 \cdot d)$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u$$

Dimana:

$$\phi = 0,75$$

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.3.11.4 Perencanaan penulangan lentur

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

$$\rho_{min} = 0.002 \text{ (untuk } f_y = 240\text{mpa)}$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ (untuk } f_y \text{ selain } 240\text{mpa)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

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

$$A_s = \rho \cdot b \cdot s$$

3.3.12 Gambar Output Auto Cad

Apabila melakukan analisa dan kontrol desain baik pada beton bertulang biasa maupun pada balok pratekan eksternal sudah selesai, maka untuk mengetahui hasil akhir perhitungan perlu dibuat gambar teknik yang representative dari hasil

analisa dan perhitungan dengan menggunakan alat bantu AutoCad.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

Sebelum melaksanakan perhitungan pada struktur gedung Voza Office Surabaya perlu adanya preliminary desain. Hal ini bertujuan untuk merencanakan awal dimensi struktur gedung yang akan dibangun oleh perencana berdasarkan ketentuan peraturan. Preliminary desain ini meliputi balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat dan kolom. Hasil dari perencanaan awal ini nantinya akan dikontrol secara *serviceability* maupun kemampuan *ultimate*-nya.

4.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan yang akan digunakan pada gedung adalah sebagai berikut:

- Type Bangunan : Apartemen
- Jumlah Lantai : 30 Lantai
- Tinggi Bangunan : ± 120 meter
- Letak Bangunan : Jauh pantai
- Mutu Beton (f'_c) : 50 MPa
- Mutu Baja tulangan (f_y) : 400 Mpa

4.2 Pembebanan

a. Beban Mati

- Berat jenis beton bertulang: 2400 Kg/m^3
- Adukan semen : 21 Kg/m^2
- Tegel : 24 Kg/m^2
- Dinding setengah bata : 250 Kg/m^2
- Plafond : 11 Kg/m^2
- Penggantung : 7 Kg/m^2
- Plumbing+Pipa+Ducting : 25 Kg/m^2

b. Beban Hidup

- Lantai atap : 100 Kg/m^2
- Lantai Hotel : 250 Kg/m^2
- Pelat tangga : 300 Kg/m^2

c. Beban Angin

- Jauh dari pantai : 25 Kg/m^2

d. Beban Gempa

Perancangan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan berdasarkan SNI 2847-2013

4.3 Preliminary Desain

4.3.1 Balok Induk

Pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5(a), terdapat persyaratan penentuan tinggi balok yang apabila terpenuhi maka tidak perlu melakukan kontrol lendutan pada balok.

Pada balok induk direncanakan sebagai balok dengan dua tumpuan sederhana sehingga menggunakan rumus:

$$h = \frac{L}{16} \times \left(0.4 + \frac{fy}{(700)}\right)$$

$$b = \frac{2h}{3} \quad (4.2)$$

Dimana :

h = Tinggi balok (cm)

L = Bentang balok (cm)

b = Lebar balok (cm)

Pada gedung Vorza Office Tower ini direncanakan memiliki balok induk dengan panjang masing-masing sebagai berikut:

Tabel 4.1 Preliminary Dimensi Balok Induk

bentang	h min	b min	h pakai	b pakai	dimensi
L (cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
1000	63	42	85	60	60/85
840	53	35	70	50	50/70

4.3.2 Balok Anak

Pada penentuan tinggi balok minimum (h_{\min}) pada balok anak berdasarkan *SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2 Tabel 9.5(a)* di mana bila telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan. Persyaratan ini adalah sebagai berikut:

$$h = \frac{L}{16} \times Lb \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

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

Pada bangunan ini, terdapat balok anak dengan panjang $L=1000$ cm, dan 840 cm sehingga didapatkan :

$$L=1000 \text{ cm}, \quad h \text{ min} = \frac{1}{16} \times Lb \left(0,4 + \frac{Fy}{700} \right)$$

$$h \text{ min} = \frac{1}{16} \times 1000 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$h \text{ min} = 60,71 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

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

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2}{3} \times 60,71 = 40,47 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$L = 840 \text{ cm}, \quad h \text{ min} = \frac{1}{16} \times Lb \left(0,4 + \frac{Fy}{700} \right)$$

$$h \text{ min} = \frac{1}{16} \times 840 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$h \text{ min} = 42.4 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

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

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2}{3} \times 51 = 34 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Pra-rancang Balok Anak

Komponen	Dimensi
Balok Anak Cor insitu 1 (L = 1000 cm)	45/65
Balok Anak Cor insitu 2 (L = 840 cm)	35/45
Balok Ank Cor insitu 3 (L =540 cm)	25/35

4.3.3 Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada dua tumpuan sederhana untuk preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

Untuk balok pratekan diambil 60-80 % dari tinggi balok tumpuan sederhana (Ty Lin) yang direncanakan sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{16} 80\% = \frac{2000}{16} 80\% = 125 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 100 \text{ cm}}{3} = 66,66 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

dimana :

h = Tinggi balok (cm)

L = Bentang balok (m)

b = Lebar balok (cm)

Sehingga direncanakan balok pratekan sebesar 70/125

4.3.4 Pelat

4.3.4.1 Peraturan Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan sistem pelat cor ditempat dimana dalam perhitungannya dibagi menjadi dua macam yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat dengan rasio perbandingan 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 dengan rasio perbandingan 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

Pada perhitungan dimensi pelat dua arah menurut SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 dengan ketentuan tebal pelat sebagai berikut:

- a. Untuk $\alpha_m \leq 0.2$ menggunakan pasal 9.5.3.3a
- b. Untuk $0.2 \leq \alpha_m \leq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi menggunakan pasal 9.5.3.3b

$$h_1 = \frac{L_y \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1500}\right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

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

$$h_2 = \frac{L_y \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1500}\right]}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm (pasal 9.5.3.3c)

dimana :

L_y = Panjang bentang bersih

f_y = Tegangan leleh baja

β = Ratio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah terpendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata rata untuk semua balok pada sekeliling panel pelat

Harga β 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 2847-2013 Pasal 8.12.2 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 2847-2013 Pasal 8.12.3 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 2847-2013 pasal 9.5.3.3

4.3.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 2 tipe pelat dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu beton : 50 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap : 12 cm

4.3.4.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat

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

Pada gedung vorza office tower terdapat 1 jenis pelat lantai,berikut merupakan perhitungan pelat lantai.

$$Ln = 500 \text{ cm} - \left(\frac{45}{2} + \frac{50}{2} \right) = 452.5$$

$$Sn = 420 \text{ cm} - \left(\frac{35}{2} + \frac{60}{2} \right) = 372.5$$

$$\beta = \frac{Lyn}{Lxn} = \frac{452.5}{372.5} = 1.21 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

Balok induk memanjang (60 x85),Ly = 400 cm

$$be_1 = \frac{1}{4} x L = \frac{1}{4} x 452.55 = 113.1 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 8t = 60 + 8.12 = 156 \text{ cm}$$

$$be_3 = bw + \frac{1}{2} S = 60 + \frac{1}{2} . 372.5 = 246.25 \text{ cm}$$

Digunakan $be = 113.1 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{113.1}{60} - 1 \right) x \left(\frac{12}{85} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{12}{85} \right) + 4 \left(\frac{12}{85} \right)^2 + \left(\frac{113.1}{60} - 1 \right) x \left(\frac{12}{85} \right) \right]}{1 + \left(\frac{113.1}{60} - 1 \right) x \left(\frac{12}{85} \right)} = 1.37$$

$$I_{balok} = K . bw . \frac{hw^3}{12} = 1.37 x 60 x \frac{85^3}{12} = 1970644 \text{ cm}^4$$

$$I_{plat} = Ly . \frac{hf^3}{12} = 457.5 x \frac{12^3}{12} = 65880 \text{ cm}^4$$

Karena E_c balok = E_c pelat

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{plat}} = \frac{1970644}{65880} = 29.91$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang, balok anak memanjang dan balok anak melintang maka di dapat nilai α

Sabagai berikut :

Balok induk memanjang	= 29.91
Balok induk melintang	= 72.73
Balok anak melintang	= 22.69
Balok anak memanjang	= 12.01

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (29.91 + 72.73 + 22.69 + 12.01) = 34.33$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3c.

Tabel 4.3 Rekapitulasi Ketebalan Plat

Komponen	Tebal Pelat
Pelat 1 Ukuran (500 cm x 420cm)	12 cm
Pelat 2 Ukuran (2000cm x 450 cm)	16cm

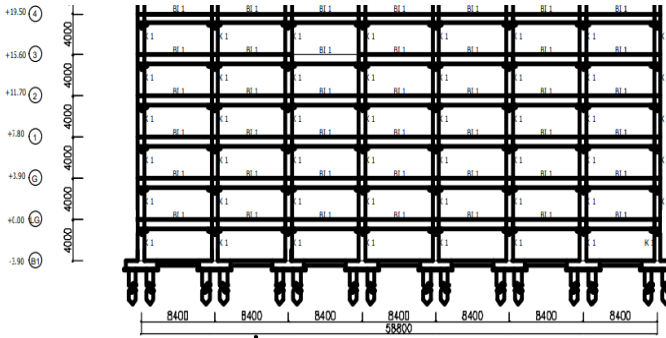
4.3.4.4 Perencanaan Pelat Atap

Perhitungan ketebalan pelat atap direncanakan sama dengan pelat lantai dengan hasil tebal yang sama dengan tebal pelat lantai yaitu 12 cm

4.3.5 Kolom

Pada saat merencanakan kolom perlu dilakukan pemilihan kolom yang mengalami pembebanan terbesar. Menurut SNI 1727-2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai

atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.7 Daerah Pembebanan Preliminary Kolom

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada luasan yang diarsir yaitu pelat yang mengelilingi kolom dan beban diatas arsiran tersebut baik itu balok-balok di atasnya maupun dinding dinding pada area luasan tersebut seperti terlihat pada gambar 4.7 di atas

Perencanaan :

Tebal Pelat : 12 cm = 120 mm

Tingkat tertinggi 400 cm

Dimensi balok induk 60/85 dan 50/70

Dimensi balok anak 42/65 dan 34/51

Asumsi awal dimensi kolom 100 x 100 cm

Sehingga didapatkan beban beban (berdasarkan PPIUG 1987) yang ditabelkan pada Tabel 4.6 dan 4.7:

1. Beban Mati

Tabel 4.4 Beban Mati yang Diterima Kolom

Pelat	10 m x 8,4 m x 0,16 x 2.400 Kg/m ³ x 30	967680	kg
Penggantung	10 m x 8,4 m x 7 Kg/m ² x 30	17640	kg
Plafond	10 m x 8.4 m x 11 Kg/m ² x 30	27720	kg
Balok Induk	10 m x 0,56 m x 0,85 m x 2.400 Kg/m ³ x 31	354144	kg
Balok Induk	8,4 m x 0,5 m x 0,7 m x 2.400 Kg/m ³ x 31	218736	kg
Balok Anak	10 m x 0,42 m x 0,65 m x 2.400 Kg/m ³ x 30	196560	kg
Balok Anak	8,4 m x 0,34 m x 0,42 m x 2.400 Kg/m ³ x 30	86365,44	kg
Balok Anak	5,4 m x 0,22 m x 0,35 m x 2.400 Kg/m ³ x 29	28939.68	kg
Dinding	18.4 m x 4 m x 0.12 m x 250 Kg/m ² x 29	152396.2	kg
Kolom	1,25 m x 1,25 m x 4 m x 2.400 Kg/m ² x 30	450000	kg
Tegel (2cm)	10 m x 8.4 m x 24 Kg/m ² x 0.02 m x 30	1209.6	kg
Spesi (2cm)	10 m x 8.4 m x 21Kg/m ² x 0.02 m x 30	1058.4	kg
Plumbing	10 m x 8.4 m x 10 Kg/m ² x 31	26040	kg

Pipa&ducting	10 m x 8.4 m x 15 Kg/m ² x 31	39060	kg
	Berat Total	2499605	kg

2. Beban Hidup

Tabel 4.5Beban Hidup yang Diterima Kolom

Atap	10 m x 8.4 m x 100 Kg/m ² x 1	8400	kg
Lantai	10 m x 8.4 m x 250 Kg/m ² x 30	630000	kg
	Berat Total	638400	kg

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Total (LL)} &= 1.2\text{DL} + 1.6\text{LL} \\
 &= 1.2(2499605) + 1.6 \\
 &\quad (2499605) \\
 &= 4020966.336 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, faktor reduksi yang digunakan adalah 0.65. Setelah itu dapat diperkirakan luas dimensi kolom sebagai berikut :

$$\text{Rencana Awal : } A = \frac{W}{\phi \cdot f_c'} = \frac{4020966.336}{0.65 \times 500} = 12372.204 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi Awal : } b^2 = 12372.204$$

$$b = 90.23 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 100/100 cm

Tabel 4.6 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Komponen	Dimensi
Kolom lantai 1-5	100/100
Kolom lantai 6-10	90/90
Kolom Lantai 11-15	75/75
Kolom lantai 16-20	70/70
Kolom Lantai 21-25	65/65
Kolom Lantai 26-30	65/65

4.3.6 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari $\frac{1}{25}$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm. Direncanakan :

- Tebal dinding geser : 35 cm (arah y) dan 30 cm (arah x)
 - Panjang Bentang : 7000 mm
 - Tinggi : 4000 mm
 - $30 \text{ cm} \geq \frac{H}{25} = \frac{4000}{25} = 160$
 - $30 \text{ cm} \geq \frac{L}{25} = \frac{7000}{25} = 280$
 - Tidak boleh kurang dari 100 mm
- Jadi tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

Halaman ini sengaja dikosongkan

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 Perencanaan Pelat

Pada tugas akhir ini, pelat lantainya memiliki beberapa tipe ukuran pelat dengan tipe pelat yang berbeda yaitu pelat satu arah (2000 x 420) ,pelat dua arah (420 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 Perencanaan

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

- Mutu Beton (f'_c) : 50 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa
- Tebal Pelat Atap : 16 cm
- Tebal Pelat Lantai : 12 cm
- Tebal Decking : 20 mm
- Diameter Rencana : 10 mm

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 x 2.400 Kg/m ³	288	kg/m ²
Penggantung	7 Kg/m ²	7	kg/m ²
Plafond	11 Kg/m ²	11	kg/m ²
Spesi (2cm)	2 x 21Kg/m ²	42	kg/m ²
Plumbing	10 Kg/m ²	10	kg/m ²
Pipa&ducting	15 Kg/m ²	15	kg/m ²
	Berat Mati Total (q _D)	387	kg/m ²

- Beban Hidup

Beban hidup pada pelat atap (q_L) digunakan sebesar 100kg/m²

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 x 2.400 Kg/m ³	288	kg/m ²
Penggantung	7 Kg/m ²	7	kg/m ²
Plafond	11 Kg/m ²	11	kg/m ²
Spesi (2cm)	2 x 21Kg/m ²	42	kg/m ²
Tegel (2cm)	2 x 24 Kg/m ²	48	kg/m ²
Plumbing	10 Kg/m ²	10	kg/m ²
Pipa&ducting	15 Kg/m ²	15	kg/m ²
	Berat Total	421	kg/m ²

▪ **Beban Hidup**

Beban hidup pada pelat lantai (q_L) digunakan beban hidup sebesar 250 kg/m²

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

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

5.2.2 Penulangan Pelat

5.2.2.1 Pelat Lantai 420 x 2000

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.

5.2.2.2 Momen Pada Pelat Atap

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

- $qu = 624,4 \text{ kg/m}^2$
- Ukuran pelat 4.2×20 meter dengan nilai L_x dan L_y sesuai Tabel 4.4 yaitu $L_x = 420 \text{ cm}$ dan $L_y = 2000 \text{ cm}$
- Mutu beton (f'_c) = 50 MPa
- ρ_{\min} untuk pelat = 0.0018

$$\beta_1 = 0.7 \rightarrow f'_c = 50 \text{ MPa (SNI 2847-2013 Ps. 10.2.7.3)}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times \beta \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0.85 \times 0.7 \times 50}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0.044$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.75 \times 0.044 = 0.033$$

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 β dimana nilai β didapat sebagai berikut :

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{2000}{420} = 4.76 > 2 \rightarrow \text{(pelat satu arah)}$$

Dengan nilai $\beta = 3,57$ pada Tabel 13.3.2 didapat $X_{tx}=83, X_{lx}=42$, $Y_{ly}=8$ dan $Y_{ty} = 57$ sehingga didapat nilai momen sebagai berikut :

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

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

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

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

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 Tabel 13.3.2 PBI

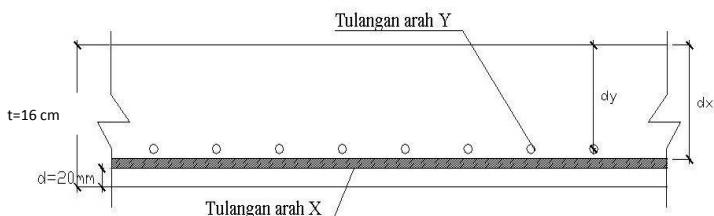
Y : Didapat dari Tabel 13.3.2 PBI

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0.001 \times q \times L_x^2 \times X \\ &= -0.001 \times 624.4 \times 4,2^2 \times 83 = -914,19 \text{ kgm} \\ &= -9141.9 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0.001 \times q \times L_x \times X \\ &= 0.001 \times 624.4 \times 4,2^2 \times 42 = 462.60 \text{ kgm} \\ &= 4626.6 \text{ Nm} \end{aligned}$$

5.2.2.3 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat

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



Gambar 5.1 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.

$$d_x = t - d - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right) = 93,5 \text{ mm}$$

$$d_y = t - d - \phi - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right) = 80,5 \text{ mm}$$

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:

$$M_u = 9141900 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85x f_y} = \frac{400}{0.85 \times 50} = 9.4$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{9141900}{0.8 \times 1000 \times 93.5^2} = 1.307 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9.4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.4 \times 1.307}{400}} \right) \\ &= 0.003 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 93,5 \end{aligned}$$

$$= 168.3 \text{ mm}^2$$

Jadi dipasang tulangan \emptyset 10-300 mm

$$\text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{200} \times 0.25\pi \times 10^2 = 392.69 \text{ mm}^2.$$

Kontrol jarak spasi tulangan

$$S_{\text{max}} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3)}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \dots \text{OK}$$

Kontrol Perlu Tulangan Susut + Suhu

SNI 03-2847-2013

$$\rho_{\text{susut pakai}} = 0,0018$$

$$A_{\text{susut pasang}} = \rho_{\text{susut}} \times 1000 \times t_{\text{pelat}} = 0,0018 \times 1000 \times 120 = 216 \text{ mm}^2$$

$$S < 5 \times t_{\text{pelat}}$$

$$S < 5 \times 120 = 600 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan \emptyset 10 -300 mm

5.2.2.4 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.

5.2.2.5 Momen Pada Pelat Lantai

Pelat Lantai 420 x 500

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

- $qu = 905.2 \text{ kg/m}^2$
- Ukuran pelat 4.2x5 meter dengan nilai L_x dan L_y sesuai Tabel 4.4 yaitu $L_x = 4.2 \text{ m}$ dan $L_y = 5 \text{ m}$
- Mutu beton (f'_c) = 50 MPa
- ρ_{\min} untuk pelat = 0.0018

$$\beta_1 = 0.7 \rightarrow f'_c = 50 \text{ MPa (SNI 03-2847-2013 Ps. 10.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times B \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.7 \times 50}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0.044 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.044 = 0.033 \end{aligned}$$

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 β dimana nilai β didapat sebagai berikut :

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{500}{420} = 1.96 < 2 \rightarrow \text{(pelat dua arah)}$$

Dengan nilai $\beta = 1,86$ dari PBI 1971 Tabel 13.3.2 didapat

$X_{tx}=83, X_{lx}=40, Y_{ly}=12$ dan $Y_{ty}=57$, sehingga didapat nilai momen sebagai berikut :

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

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

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

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

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 Tabel 13.3.2

Y : Didapat dari Tabel 13.3.2

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0.001 \times q \times L_x^2 \times X \\ &= -0.001 \times 905.2 \times 4,2^2 \times 83 \\ &= -1521,414 \text{ kgm} = -15214,14 \text{ Nm} \end{aligned}$$

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

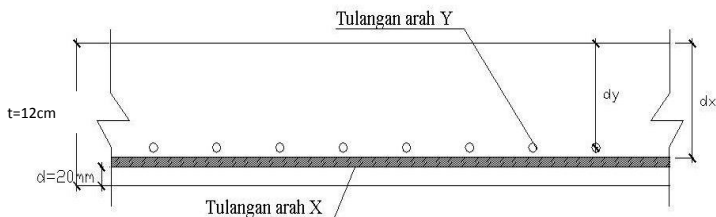
$$= 0.001 \times 905.2 \times 4,2^2 \times 40 = 733,212 \text{ kgm} = 7332,12 \text{ Nm}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0.001 \times q \times L_x^2 \times Y \\ &= -0.001 \times 905.2 \times 4,2^2 \times 57 = -1044,82 \text{ kgm} = -10448,2 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0.001 \times q \times L_x^2 \times Y \\ &= 0.001 \times 905.2 \times 4,2^2 \times 12 = 219,96 \text{ kgm} \\ &= 2199,63 \text{ Nm} \end{aligned}$$

5.2.2.6 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat

Nilai momen momen tersebut digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan pada tiap 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 dan y. Sehingga dapat diperoleh hasil sebagai berikut.

$$d_x = t - d - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) = 95 \text{ mm}$$

$$d_y = t - d - \phi - \frac{1}{2}\phi = 120 - 20 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) = 85 \text{ mm}$$

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:

$$M_u = 15214140 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'c} = \frac{400}{0.85 \times 50} = 9.4$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{15214140}{0.8 \times 1000 \times 95^2} = 2,107 \text{ N/mm}$$

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

$$= \frac{1}{9.4} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.4 \times 2,107}{400}} \right]$$

$$= 0.004$$

Sehingga didapatkan :

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

$$= 0.0045 \times 1000 \times 95$$

$$= 427.5 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

Sehingga :

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{200} \times 0.25\pi \times 10^2 = 392,5 \text{ mm}^2.$$

Kontrol jarak spasi tulangan

$S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847 :2013 Pasal 14.5.3)

$S_{\text{pasang}} = 200 < S_{\text{max}} \dots \text{OK}$

Jadi dipasang Tulangan $\emptyset 10 - 300$

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:

$$M_u = 10448200 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'c} = \frac{400}{0.85 \times 50} = 9,4$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b \times d^2} = \frac{10448200}{0.8 \times 1000 \times 85^2} = 1.807 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{9.4} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.4 \times 1.807}{400}} \right] = 0.0041 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.0041 \times 1000 \times 85 \\ &= 348.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Tulangan

$$= \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} = \frac{348.5}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 4,437 \approx 5$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 5 \times 78.57 = 392.85 \text{ mm}^2$$

> $A_{s\text{perlu}}$ (OK)

Kontrol jarak spasi tulangan

$$S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 200 < S_{\text{max}} \dots \text{OK}$$

Jadi dipasang Tulangan $\phi 10 - 300$

Hasil perancangan penulangan pelat dengan ukuran 4,2 m x 20 m dan pelat ukuran 4,2 m x 5 m dapat dilihat pada Tabel 5.3, sebagai berikut

Tabel 5.3 Hasil perancangan penulangan pelat

No	Dimensi (cm)		Jenis	Tulangan Arah X		Tulangan Arah Y		Arah
				Utama	Susut	Utama	Susut	
1	500	420	Pelat Lantai	D13-250	D10-300	D13-250	D-10-300	Dua Arah
2	2000	420	Pelat Atap	D13-250	D10-300			Satu Arah

5.3 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 2847-2013 Ps. 10.6.4 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 titikerluar 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 :

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

$$d_c = 20 + \frac{1}{2} \phi = 25 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \left(20 + \frac{1}{2} \phi \right) \times 1000}{5} = 10000 \text{ mm}^2 = 0.01 \text{ m}^2$$

Retak yang terjadi adalah,

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} = 240 \times \sqrt[3]{24 \times 10000}$$

$$= 14914,72 \text{ N/mm} = 14,92 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \text{OK!}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai z dapat dilakukan perhitungan lebar retak sesuai SNI 2847-2013 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

β = 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

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 0.85 \times 14914,72$$

$$= 0.139 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

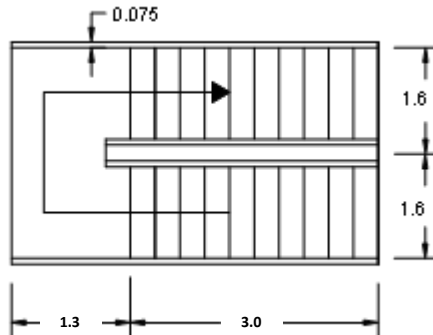
5.4 Perencanaan Tangga

5.4.1 Dasar Permodelan Struktur

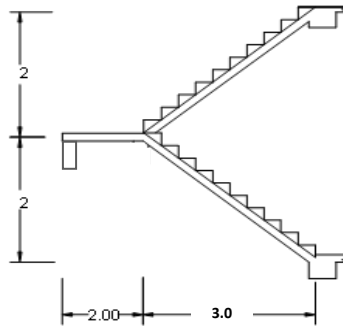
Pada perancangan ini, tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya-gaya dalamnya dengan perancangan struktur statis tertentu. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol, ataupun jepit-jepit. Perbedaan asumsi akan menentukan cara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

5.4.2 Data Perencanaan

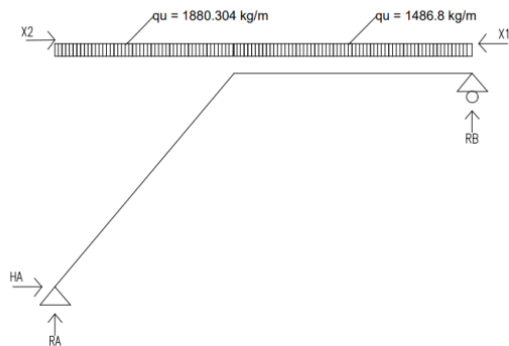
Pada Tugas Akhir ini, struktur tangga dari lantai dasar sampai lantai 30 diasumsikan tipikal, karena tinggi tiap lantainya sama. Sehingga dilakukan perhitungan sekali desain.



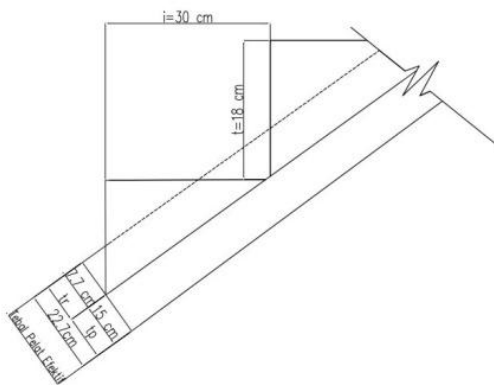
Gambar 5.3 Perancangan tangga



Gambar 5.4 Potongan rencana tangga lantai 1-30



Gambar 5.5 Arah beban anak tangga



Gambar 5.6 Ketebalan Pelat Efektif

Detail data perancangan dapat dirinci sebagai berikut

- Tinggi antar lantai : 400 cm
- Mutu beton (f^c) : 40 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 400 Mpa
- Panjang horizontal tangga : 560 cm
- Lebar tangga : 160 cm
- Panjang tangga : 300 cm
- Panjang bordes : 100 cm
- Tanjakan (t) : 18 cm
- Injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Tebal pelat bordes : 15 cm
- Jumlah tanjakan (n_t) : $\frac{200}{18} = 12$ buah
- Jumlah injakan (n_i) : $12 - 1 = 11$ buah
- Jumlah tanjakan ke bordes : 9 buah

Ditambahkan pada tinggi tanjakan anak tangga dasar dan anak tangga setelah bordes.

- Kemiringan tangga : $\text{Arc tg } \alpha = \frac{200}{30 \times 11} = 31,21^\circ$
- Cek syarat :
 1. $60 \leq t + i \leq 60 \rightarrow 2t + i = (2 \times 18) + 30 = 60 \dots \text{OK!}$
 2. $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \Rightarrow \alpha = 30^\circ \dots \text{OK!}$
- Tebal pelat rata - rata anak tangga : $\frac{i}{2} \times \sin \alpha = \frac{30}{2} \times \sin 31,21^\circ = 7,7$ cm
- Tebal pelat efektif : $15 + 7,7 = 22,7$ cm

5.4.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

➤ Pembebanan Tangga

- Beban Mati

- Pelat tangga = $0,2272 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 545.28 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t=2) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Keramik (t=1) = $1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
- qDT = $611.28 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 916.92 \text{ kg/m}$
- *Handrail* = 50 kg/m
- qDT = $916.92 \text{ kg/m} + 50 \text{ kg/m} = 966,92 \text{ kg/m}$

- Beban Hidup(LL) = $300 \text{ kg/m}^2 \times 1.5\text{m} = 450\text{kg/m}$

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} \text{Qu1} &= 1.2\text{DL} + 1.6 \text{ LL} \\ &= 1.2(966.92) + 1.6(450) \\ &= 1880.304 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ Pembebanan Bordes

- Beban Mati

- Pelat bordes = $0.15 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t=2) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel(t=1) = $1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
- Total (DL) = 426 kg/m^2

- Beban Hidup (LL) = 300 kg/m^2

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} \text{Qu2} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\ &= 1.2(426) + 1,6 (300) \\ &= 991.2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qu}_2 &= 991.2 \text{ kg/m}^2 \times 1,5 \text{ m} \\ &= 1486.8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

5.4.4 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-rol, dengan pembebanan tangga

➤ Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\Sigma H = 0 \longrightarrow H_A = 0$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_c \times 4 - \{(1486.8 \times 1)((0,5 \times 1)+3)\} - \{(1880.30 \times 3)(0,5 \times 3)\} = 0$$

$$R_c = \frac{13665.15}{4} = 3416.288 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_c = 0$$

$$R_a \times 4 - \{(1880.30 \times 3)((0,5 \times 3)+1)\} - \{(1486.8 \times 1)(0,5 \times 1)\} = 0$$

$$R_a = \frac{14845.65}{4} = 3711.412 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\Sigma V = 0$$

$$3416.288 + 3711.412 - (1880.30 \times 3) - (1486.8 \times 1) = 0 \dots \text{OK}$$

▪ Perhitungan Gaya Dalam pada tangga

➤ Gaya Normal

Potongan x1

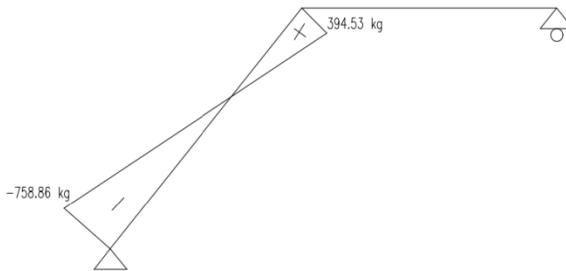
$$N_{x1} = 0$$

Potongan X₂

Untuk :

$$\begin{aligned} X_2 = 0 \text{ m} &\rightarrow N_a = -R_a \sin 31,21^\circ \\ &= -3711.412 \text{ kg} \sin 31,21^\circ + 0 \\ &= -758.888 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 = 3 \text{ m} &\rightarrow N_a = N_A + q \cdot 3 \sin 31,21^\circ \\ &= -758.888 \text{ kg} + 1880,30 \times 3 \sin 31,21^\circ \\ &= 394.53 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 5.7 Gambar gaya normal tangga

➤ Gaya Lintang

Potongan x_1 ($0 \leq x_1 \leq 1$)

$$\begin{aligned} D_{x1} &= -R_c + q_b \cdot x_1 = -3416.288 + \\ &\quad (1486.8 \cdot x_1) \end{aligned}$$

Untuk:

$$x_1 = 0 \text{ m} \diamond DA = -3416.288 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 1 \text{ m} \diamond DC &= -3416.288 + (1486,8 \cdot 1) \\ &= -1930.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

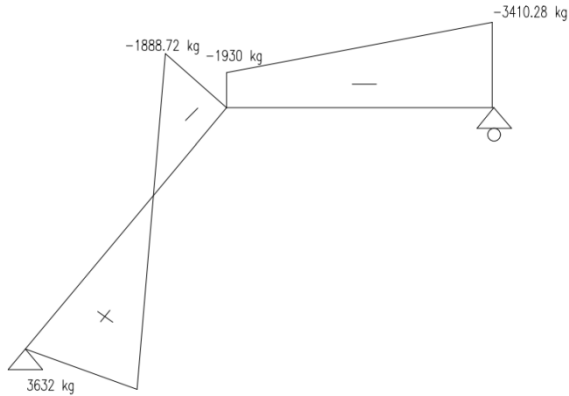
Potongan x_2 ($0 < x_2 < 3$)

$$\begin{aligned}
 Dx_2 &= Ra \cos 31.21 - qT \cdot x_2 \cos 31.21 \\
 &= 3711.412 \cos 31.21 - (1889.30 \cdot x_2 \cos 31.21)
 \end{aligned}$$

Untuk:

$$\begin{aligned}
 X_2 &= 0 \text{ m } D_B = -3711.412 \cos 31.21 \\
 &= 3632.997 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_2 &= 3 \text{ m } D_C = 3632.997 - (1880.30 \cdot 3 \\
 &\quad \cos 31.21) = -1888.721 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.8 Gambar gaya lintang tangga

➤ Perhitungan Momen

Potongan x_1 ($0 < x_1 < 1,4$)

$$Mx_1 = Rc \cdot x_1 - \frac{1}{2} qb \cdot x_1^2$$

Untuk:

$$x_1 = 0 \text{ m } M_C = 0$$

$$\begin{aligned}
 x_1 &= 1 \text{ m } M_B \\
 &= 3416.288 \cdot 1 - \frac{1}{2} \cdot 1486.8 \cdot (1)^2 \\
 &= 2672.888 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Potongan x_2 ($0 < x_2 < 3$)

$$M_{x_2} = R_A \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot q_T \cdot x_2^2$$

Untuk :

$$X_2 = 0 \text{ m} \quad M_A = 0$$

$$X_2 = 3 \text{ m} \quad M_B$$

$$= 3711.412 \cdot 3 - \frac{1}{2} \cdot 1880 \cdot 3^2$$

$$= 2672.888 \text{ kgm}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

$$3711.412 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1880 \cdot 30 \cdot (x_2)^2$$

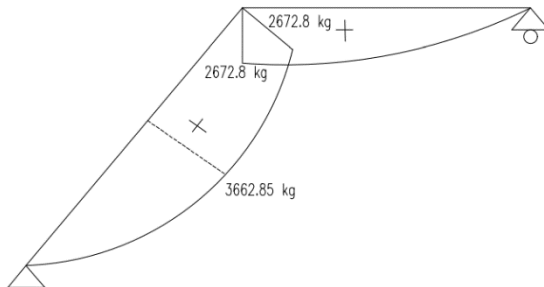
$$D_{x_2} = 0 \quad 3711.412 - 1880 \cdot 30 \cdot x_2 = 0$$

$$X_2 = \frac{3711,412}{1880 \cdot 30} = 2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3711.412 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1880 \cdot 30 \cdot x_2^2$$

$$= 3711.412 \cdot 2 - \frac{1}{2} \cdot 1880 \cdot 30 \cdot (2)^2$$

$$= 3662.85 \text{ kgm}$$



Gambar 5.9 Gambar gaya Momen Tangga

5.4.5 Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

➤ Anak Tangga

- $f'c$: 50 Mpa
- f_y : 400 Mpa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = 0,0018$
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{f_y - 28}{28} \times 0,05 = 0,85 - \frac{40 - 28}{28} \times 0,05 = 0,85$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times B I \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$
 $= \frac{0,85 \times 0,85 \times 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0541$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0541 = 0,0405$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 50} = 9,4$

➤ Bordes

- $f'c$: 50 Mpa
- f_y : 400 Mpa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = 0,0018$
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{f_y - 28}{28} \times 0,05 = 0,85 - \frac{40 - 28}{28} \times 0,05 = 0,85$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times B I \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$
 $= \frac{0,85 \times 0,85 \times 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0541$

$$- \rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.05410 = 0.0405$$

$$- m = \frac{fy}{0.85 f'c'} = \frac{400}{0.85 \times 50} = 9.4$$

➤ **Perhitungan Penulangan**

➤ **Penulangan Pelat Tangga**

➤ **Penulangan Lentur**

$$- Mu = 3662.85 \text{ kgm} = 36628500 \text{ Nmm}$$

$$- R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{36628500}{0.8 \times 1000 \times 122^2} = 3.07$$

$$- \rho = \frac{1}{9.4} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.4 \times 3.07}{400}} \right) = 0.0079$$

$$- \rho < \rho_{\text{Max}} \text{ gunakan } \rho$$

$$- A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.025 \times 1000 \times 122 = 3050 \text{ mm}^2$$

$$- A_s (\text{D19}) = \pi \times r^2 = \pi \times 9.5^2 = 283.6 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jarak Tulangan (mm)} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

$$- A_{s_{\text{pakai}}} = 3178.46 \text{ mm}^2$$

- Digunakan tulangan lentur **D19-75**

$$- (A_{s_{\text{pakai}}} = 3778.46 \text{ mm}^2)$$

- As tulangan bagi = 20 %

$$A_s = 0.2 \times 3050 = 610 \text{ mm}^2$$

$$- A_s (\text{D10}) = \pi \times r^2 = \pi \times 5^2 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$- A_s \text{ pakai} = 201.144 \text{ mm}^2$$

- Digunakan Tulangan **D10-150**

$$- (A_{s_{\text{pakai}}} = 523.3 \text{ mm}^2)$$

➤ **Penulangan geser**

$$V_u \leq 0.5 \phi V_c$$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \times \overline{f'_c} \times b_w \times d \\
 &= 0.17 \times \overline{50} \times 1500 \times 122 = 219980.919 \text{ N} \\
 0.5 \phi V_c &= 0.5 \times 0.6 \times 219980.919 \\
 &= 65994.27 \text{ N} \\
 V_u &= 36329.97 \text{ N kg} < 0.5 \phi V_c = 65994.1 (OK)
 \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho = 0.002$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 1500 \cdot 122 = 366 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{366}{50.265} = 7.28 \approx 8$$

$$\text{Jarak} = \frac{1500}{8} = 187.5 \approx 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut **D10-300**

$$(A_{S_{\text{pakai}}} = 261.6 \text{ mm}^2)$$

➤ **Penulangan Pelat Bordes**

➤ **Penulangan Lentur**

$$- Mu = 2672.888 \text{ kgm} = 26728880 \text{ Nmm}$$

$$- R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot x \cdot d^2} = \frac{26728880}{0.8 \times 1000 \times 122^2} = 2.24$$

$$- \rho = \frac{1}{9.4} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.4 \times 2.24}{400}} \right) = 0.0068$$

- $\rho < \rho_{\text{Max}}$ gunakan ρ

$$- A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0068 \times 300 \times 122 = 248 \text{ mm}^2$$

$$- A_s (\text{D19}) = \pi \times r^2 = \pi \times 9.5^2 = 283.3 \text{ mm}^2$$

$$- A_{S_{\text{pakai}}} = 5 \times 201.143 = 1005.715 \text{ mm}^2$$

- Digunakan tulangan lentur **D19-150**

- ($A_{S_{pakai}} = 1005.715 \text{ mm}^2$)
- A_s tulangan bagi = 20 % $A_s = 0.2 \times 829.6$
 $= 165.92$
- $A_s(D10) = \pi \times r^2 = \pi \times 5^2 = 78.5 \text{ mm}^2$
- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{4}$
 $= 250 \text{ mm} \approx 200$
- A_s pakai = $4 \times 50.286 = 201.144 \text{ mm}^2$
- Digunakan Tulangan **D10-300**
- ($A_{S_{pakai}} = 255.86 \text{ mm}^2$)

➤ **Penulangan geser**

$$V_u \leq 0.5 \phi V_c$$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \times \overline{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0.17 \times \overline{50} \times 3000 \times 122 \\ &= 439961.919 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 439961.919 = 131988.575 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 34162.880 \text{ N} < 0.5 \phi V_c = \\ &131988.5 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho = 0.002$$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 3000 \cdot 122 = 732 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{732}{50.265} = 14.45 \approx 15$$

$$\text{Jarak} = \frac{3000}{15} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut **D10-300**

$$(A_{S_{pakai}} = 402,21 \text{ mm}^2)$$

➤ **Penulangan Balok Bordes**

➤ Gunakan dimensi balok bordes 30/40

➤ Tulangan : 13

➤ Beban mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{- Pelat bordes} &= 2400 \text{ kg/m}^2 \times 0.15 \text{ m} \\ &= 360 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat balok} &= 0.30 \times 0.40 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_{DT} = 648 \text{ kg/m}$$

➤ Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \times 1 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Kombinasi} &= 1.2 q_{DT} + 1.6 q_{LT} \\ &= (1.2 \times 648 \text{ kg/m}) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}) \\ &= 1850.56 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ MU} &= -1/10 \times Q_u \times l^2 \\ &= -1/10 \times 1850.56 \times 3.^2 \\ &= 1665.50 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } D = 400 - 40 - 0.5 \times 16 - 10 = 342 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{16655000}{0.8} = 20818750 \text{ Nmm}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{M_n}{b x d^2} = \frac{20818750}{300 \times 342^2} = 1.068 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{➤ } P_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\text{➤ } \rho = \frac{1}{9.4} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.4 \times 1.068}{400}} \right] =$$

$$0.0027$$

- $\rho < \rho_{\text{Max}}$ gunakan ρ_{min}
- $A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0.0035 \times 300 \times 342 = 359.1 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201.143 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{359.1}{201.143} = 1.748 \approx 2$
- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$
- $A_{S_{\text{pakai}}} = 2 \times 201.142 = 402.285$
- Digunakan tulangan lentur **2D13**
- $S = \frac{bw - 2 \cdot D_{\text{sengakang}} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot D_{\text{tul.utama}}}{n-1} \geq$
 25 mm
 $= \frac{300 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 2 \cdot 16}{2-1} = 168 \geq 25 \text{ mm}$
- Penulangan geser
 $V_u \leq 0.5 \phi V_c$
 (Tidak perlu penguatan geser)
 $V_c = 0.17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$
 $= 0.17 \times \sqrt{50} \times 3000 \times 342$
 $= 1233335.64 \text{ N}$
 $0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 1233335.64 = 370000.69 \text{ N}$
 $V_u = 3632.947 \text{ N} < 0.5 \phi V_c$
 $V_c = 370000.69 (\text{OK})$

Tabel 5.4 Rekapitulasi Penulangan Tangga dan Bordes

L = 5.6 m	Nama Struktur	Tulangan		
		Lentur	Bagi	Susut
	Pelat Tangga	D19-75	D10-150	D10-300
	Pelat Bordes	D19-100	D10-150	D10-200
L = 5.6 m	Nama Struktur	Lentur	Geser	
			Lapangan	Tumpuan
	Balok Bordes	2D13	D10-200	D10-150

5.5 Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur gedung Vorza Office ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 35/45 untuk bentang 840 cm.

$$\begin{aligned}
 F'_c &= 35 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 420 \text{ Mpa} \\
 T_u &= 22380000 \text{ Nmm} \\
 \text{Tul. lentur (D)} &= 22 \text{ mm} \\
 \text{As tulangan} &= 379.94 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tul. sengkang (D)} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{As tulangan} &= 132,655 \text{ mm}^2 \\
 B &= 350 \text{ mm} \\
 H &= 450 \text{ mm} \\
 \text{Decking} &= 40 \text{ mm} \\
 d' &= \text{decking} + \text{Øsengkang} + \frac{1}{2} \text{Ølentur} \\
 &= 64 \text{ mm} \\
 d &= h - (\text{decking} + \text{Øsengkang} + \frac{1}{2}\text{Ølentur}) \\
 &= 386 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5.1 Penulangan Torsi

Data Perencanaan

$\Phi = 0,75$ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Diameter= 22 mm

Cek Kebutuhan Tulangan Puntir

1. Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{balok} \times h_{balok} = 350 \times 450 \\ = 157500 \text{ mm}^2$$

2. Parameter luar irisan penampang beton A_{cp}

$$P_{cp} = 2 \times b_{balok} + h_{balok} \\ P_{cp} = 2 \times 350 + 450 = 1600 \text{ mm}^2$$

3. Cek kebutuhan tulangan puntir (SNI 2847 : 2013 Pasal 11.5.1)

$$T_u > \Phi \times 0,083 \times \lambda \times \overline{f_c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (\text{Butuh Tulangan})$$

$$T_u < \Phi \times 0,083 \times \lambda \times \overline{f_c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (\text{Tidak Butuh})$$

$$22380000 > 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \overline{35} \times \frac{157500^2}{1600} \\ 22380000 \text{ Nmm} > 5709716,05 \text{ Nmm} \quad (\text{Butuh Tulangan Torsi})$$

Cek Dimensi Penampang untuk Menahan Torsi Berfaktor

1. Keliling Penampang yang Dibatasi As Sengkang

$$P_h = 2 \times (b_{balok} - 2 \cdot t_{deck} - \emptyset$$

$$+ h_{balok} - 2 \cdot t_{deck} - \emptyset)$$

$$P_h = 2 \times 350 - 2 \times 40 - 13$$

$$+ 450 - 2 \times 40 - 13$$

$$P_h = 1228 \text{ mm}$$

2. Luas Penampang Dibatasi As Senggang

$$A_{oh} = b_{balok} - 2 \cdot t_{deck} - \emptyset \times (h_{balok}$$

$$- 2 \cdot t_{deck} - \emptyset)$$

$$A_{oh} = 350 - 2 \times 40 - 13 \times (450 - 2$$

$$\times 40 - 13)$$

$$A_{oh} = 91749 \text{ mm}^2$$

Syarat

$$\left(\frac{Vu}{bw \times d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1,7 \times Aoh^2} \right)^2$$

$$\leq \left(\frac{0,17 \overline{f_c'} \times bw \times d}{bw \times d} + (0,66 \overline{f_c'}) \right)$$

$$\frac{63912,2^2}{350 \times 434,5} + \frac{22380000 \times 1228^2}{1,7 \times 91749^2} \leq$$

$$\left(\frac{0,17 \overline{35} \times 350 \times 434,5}{350 \times 434,5} + (0,66 \overline{35}) \right)$$

$$2.8236 \leq 3.683 \text{ (OK)}$$

Maka penampang balok mencukupi untuk menahan momen puntir. (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.1)

Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi

$$A_0 = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 91749 \\ = 77986.65 \text{ mm}^2$$

$$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{\Phi \times 2 \times A_0 \times Fy \times \cot\theta} \\ \frac{At}{S} = \frac{22380000}{0,75 \times 2 \times 77986.65 \times 420 \times \cot 45} \\ = 0.455 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$Al = \frac{At}{S} \times Ph \times \frac{fyv}{fyt} \times \cot^2\theta \\ Al = 0,455 \times 1228 \times \frac{420}{420} \times \cot^2 45 \\ = 743,73 \text{ mm}^2$$

Tidak boleh kurang dari

$$Al \text{ min} = \frac{0,42 \times \overline{fc'} \times Acp}{fy} - \frac{At}{S} \times Ph \\ \times \frac{fyv}{fyt}$$

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5.3)

$$Al \text{ min} = \frac{0,42 \times \overline{35} \times 157500}{420} - 743,73 \\ = 143,68$$

Maka digunakan $Al = 743,73 \text{ mm}^2$

Luasan tulangan puntir untuk lentur dibagi merata ke empat sisi pada penampang balok, maka

$$\frac{Al}{4} = \frac{743,73}{4} = 185,93 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{Al/4}{As \text{ tul.}} = \frac{185,93}{283,53} = 0,56 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka, pada tumpuan kiri, lapangan dan tumpuan kanan dipasang tulangan puntir sebesar 2D22.

5.5.2 Perencanaan Balok Anak

- Pembebanan pelat atap
 - $q_d = 387 \text{ kg/m}^2$
 - $q_l = 100 \text{ kg/m}^2$
- Pembebanan balok anak atap
 - o Beban mati (q_d) :
 - Berat sendiri balok = $0.35 \times 0.45 \times 2400$
= 240 kg/m
 - Beban mati plat :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_a L_x \left(1 - \frac{1}{3} \frac{L_x^2}{L_y^2} \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 387 \times 2.8 \times \left(1 - \frac{1}{3} \frac{2.8^2}{10^2} \right)$$

$$= 1055.23 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1055.23 \text{ kg/m} + 240 \text{ kg/m}$$

$$= 1517.28 \text{ kg/m}$$
 - o Beban hidup (q_l) :
 - $q_l \text{ plat} = 2 \times \frac{1}{2} \times 100 \times 2.8 \times \left(1 - \frac{1}{3} \frac{2.8^2}{10^2} \right)$
= 272.68 kg/m
 - o Beban berfaktor (q_l) :
 - $q_u = 1.2 q_d + 1.6 q_l$
= $1.2 \times 1517.28 + 1.6 \times 272.68$

$$= 2257.03 \text{ kg/m}$$

Gaya-gaya dalam yang terjadi:

$$\begin{aligned} M(-) &= \frac{1}{10} \times q \times L^2 = \frac{1}{10} \times 2257.03 \times 10^2 \\ &= 22570.30 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(+) &= \frac{1}{14} \times q \times L^2 = \frac{1}{14} \times 2257.03 \times 10^2 \\ &= 16121.64 \text{ kgm} \end{aligned}$$

5.5.3 Penulangan Balok Anak

- Data Perencanaan
 - $f_c' = 40 \text{ Mpa}$
 - $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 - Tul. Balok Diameter (D) = 22 mm
 - As Tulangan (mm^2) = 283,643 mm^2
 - Tul. Sengkang Diameter (D) = 10 mm
 - As Tulangan (mm^2) = 78,571 mm^2
 - b = 45 cm
 - h = 65 cm
 - Decking = 40 mm
 - d = h - (decking + \emptyset sengkang + $\frac{1}{2} \cdot \emptyset$ tul. utama)
 - = 550 - (40 + 10 + $\frac{1}{2} \times 22$)
 - = 490.5 mm

A. Perhitungan Tulangan Negatif tumpuan

1. Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.085 - 0.05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \quad \text{SNI 2847 : 2013} \\ \text{pasal (10.2.7.3)} &= 0.085 - 0.05 \frac{(50 - 28)}{7} = \\ &0.69 \end{aligned}$$

2. Mencari ρ balance

$$\rho = \frac{0.85 \times \beta \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0.85 \times 0.69 \times 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.044$$

3. Mencari ρ maksimum

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.025 \text{ SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1)} \\ \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \quad \text{SNI 2847;2013 pasal (10.3.3)} \\ &= 0.75 \times 0.044 \\ &= 0.033 \end{aligned}$$

Di pakai ρ maksimum yang lebih kecil = 0.025

4. Mencari ρ minimum

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0.25 \times \overline{f'c}}{f_y} \text{ SNI 2847 : 2013 pasal (10.5.1)} \\ &= \frac{0.25 \times \overline{50}}{400} = 0.004 \\ \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \text{ SNI 2847 : 2013 pasal (10.5.1)} \\ &= \frac{1.4}{400} = 0.0035 \end{aligned}$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0.004

5. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'c} = \frac{400}{0.85 \times 50} = 9.4$$

6. Menentukan Rn

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{22570 \times 10000}{0.75 \times 350 \times 490.5^2} = 3.15$$

Diketahui harga $\emptyset = 0.75$ SNI 2847 : 2013
(9.3.2.7)

7. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{9.4} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x9.4x3.15}{400}} \right) = 0.0081$$

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

Jadi dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0.0081$

8. Menentukan luas tulangan (As)

$$As = \rho b x d$$

$$As = 0.0081 \times 350 \times 490.5 = 1407.69$$

9. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{1407.69}{283.643} = 4.96 \approx 5 \text{ buah}$$

10. Menentukan Jarak Tulangan

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{b - nx\emptyset L - 2d' - 2\emptyset S}{n-1}$$

$$= \frac{350 - 5x19 - 2x40 - 2x10}{5-1}$$

$$= 30 \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

B. Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 1407.69 = 703.84$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{703.84}{283.643} = 2.48 \approx 3$$

C. Perhitungan tulangan Negatif lapangan

1. Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.085 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad \text{SNI 2847 : 2013}$$

$$\text{pasal}(10.2.7.3) = 0.085 - 0.05 \frac{(50 - 28)}{7} = 0.69$$

2. Mencari ρ balance

$$\rho \quad b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} =$$

$$\frac{0.85 \times 0.69 \times 50}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.044$$

3. Mencari ρ maksimum

$$\rho_{\max} = 0.025 \text{SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1)}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b \quad \text{SNI 2847;2013 pasal}$$

$$(10.3.3)$$

$$= 0.75 \times 0.044$$

$$= 0.033$$

Di pakai ρ maksimum yang lebih kecil = 0.025

4. Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \overline{f'c}}{f_y} \quad \text{SNI 2847 : 2013 pasal}$$

$$(10.5.1) = \frac{0.25 \times \overline{50}}{400} = 0.004$$

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

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

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0.004

5. Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0.85x fc'} = \frac{400}{0.85x50} = 9.4$$

6. Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mu}{\phi x b x d^2} = \frac{16121.24x10000}{0.75 x 350x 490.5^2} = 2.25$$

Diketahui harga $\phi = 0.75$ SNI 2847 : 2013
(9.3.2.7)

7. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{9.4} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2x9.4x2.25}{400}} \right] = 0.0057$$

Dimana : $\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$

Jadi dipakai $\rho_{pakai} = 0.0057$

8. Menentukan luas tulangan (As)

$$As = \rho x b x d$$

$$As = 0.0057 x 350 x 490.5 = 793.77 \text{ mm}^2$$

9. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{Astulangan} = \frac{793.77}{283.643} = 2.10 \approx 2 \text{ buah}$$

10. Menentukan Jarak Tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &= \frac{b - nx\phi L - 2d' - 2\phi S}{n-1} \\ &= \frac{350 - 5x19 - 2x40 - 2x10}{4-1} \\ &= 42.5 \geq 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

D. Perhitungan tulangan positif lapangan

$$A_s \text{ min} = \frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 993.77 = 496.88$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{496.88}{283.643} = 1.75 \approx 2$$

1. Cek Kemampuan Penampang

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

Data penampang yang di cek

$$\begin{aligned} -V_u &= 0.5 \times q_u \times L \\ &= 0.5 \times 2257.03 \times 10 \\ &= 11285.15 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -V_s &= \frac{1}{3} \times \overline{f_c'} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{3} \times \overline{50} \times 350 \times 490.5 = 40464.19 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -V_c &= \frac{1}{6} \times \overline{f_c'} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \overline{50} \times 350 \times 490.5 = 20232.09 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$-\phi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \overline{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

$$\frac{2}{3} \times \overline{50} \times 350 \times 490.5 = 60696.28 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} &= 0.6 \left(20232.09 + \frac{2}{3} \times \overline{50} \times 350 \times 490.5 \right) = \\ &60696.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \overline{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) \text{ (OK)}$$

2. Cek kriteria kebutuhan tulangan Geser

$$1. V_u \leq 0.5 \phi V_c$$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 20232.09$$

$$= 6069.628 \text{ kg}$$

$$V_u = 11285.15 \text{ kg} \geq 0.5$$

$$\phi V_c = 6069.628 \text{ kg}$$

$$2. \quad 0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

(Dipakai tulangan geser minimum)

$$0.5 \phi V_c = 6069.628 \text{ kg}$$

$$V_u = 11285.15 \text{ kg} \leq \phi V_c$$

$$= 12139.26 \text{ kg (memenuhi)}$$

$$3. \quad \phi V_c < V_u < \phi V_c + V_{s \min}$$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi V_c = 12139.26 \text{ kg}$$

$$V_u = 11285.15 \text{ kg}$$

$$\phi V_c + V_{s \min} = 36417.77 \text{ kg}$$

$$12139.26 < 11285.15 < 36417.77$$

(Tidak memenuhi)

$$4. \quad \phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \overline{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi V_c + V_{s \min} = 36417.77 \text{ kg}$$

$$V_u = 11285.15 \text{ kg}$$

$$\phi \left(V_c + \frac{1}{3} \overline{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) = 36417.77 \text{ kg}$$

$$35417.77 < 11285.15 < 36417.77 \text{ (Not ok)}$$

Jadi termasuk kategori 2 →

dipakai tulangan geser

$$\text{Syarat } S_{\max} < d/2 = 490.5/2 = 245,25 \text{ mm}$$

$$V_s = 40464.15 \text{ kg}$$

$$A_v = 2 \times 78.571 = 157.143 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs \cdot \min} = \frac{157.143 \cdot 400.450.5}{17945.925} = 76.19395 \text{ mm}$$

Pasang D10 – 150 mm

Tabel 5.5 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Tipe Balok Anak	Dimensi	Daerah	(-/+)			Tulangan Geser		Tulangan Torsi
						Tumpuan	Lapangan	
Balok Anak 1	45/65	Lapangan	+	2D22	Tulangan Lentur	D10-100	D10-150	2D22
		Lapangan	-	2D22		D10-100	D10-150	2D22
		Tumpuan	+	3D22		D10-100	D10-150	2D22
		Tumpuan	-	2D22		D10-100	D10-150	2D22
Balok Anak 2	35/45	Lapangan	+	2D22		D10-100	D10-150	2D22
		Lapangan	-	2D22		D10-100	D10-150	2D22
		Tumpuan	+	3D22		D10-100	D10-150	2D22
		Tumpuan	-	2D22		D10-100	D10-150	2D22
Balok Anak 3	25/35	Lapangan	+	2D22		D10-100	D10-150	2D22
		Lapangan	-	2D22		D10-100	D10-150	2D22
		Tumpuan	+	2D22		D10-100	D10-150	2D22
		Tumpuan	-	2D22		D10-100	D10-150	2D22

5.6 Perencanaan Balok lift

5.6.1 Spesifikasi lift

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

- Merk : Mitsubishi

- Kecepatan : 1 m/s
 - Kapasitas : 1000 kg
 - Lebar pintu (opening width) : 1400 mm
 - Dimensi sangkar (car size) : inside : 1700 x 2300 mm²
 - Dimensi ruang luncur : 2600 x 3110 mm²
 - Dimensi ruang mesin : 3150 x 3950 mm²
 - Beban reaksi ruang mesin : R1 = 8340 kg
(Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)
- R2 = 4800 kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

5.6.2 Perencanaan Awal Dimensi Balok Balok Lift

a. Balok Penggantung Lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h=60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 40/60

b. Balok Penumpu Lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h=60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 40/60

5.6.3 Pembebanan Balok lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpang

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

2. Koefisien kejutan beban hidup oleh keran

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

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

Dimana :

Ψ = koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = \Sigma R \cdot \Psi = (8340 + 4800) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ = 23405,22 \text{ kg}$$

a. Pembebanan balok penggantung lift

- Beban mati (q_d)

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri balok} &= 0,40 \times 0,60 \times 2400 \\ &= 576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat pelat beton} &= 0,12 \times 3 \times 2400 \\ &= 864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat aspal} &= 1 \times 3 \times 14 \\ &= 42 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d = 1482 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup (q_l) :

$$\text{- } q_l = \frac{1000}{3,11} = 321,54 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor

$$\begin{aligned} \text{- } q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1482 + 1,6 \cdot 321,54 \end{aligned}$$

$$= 2292.86 \text{ kg}$$

- Beban terpusat lift $P = 23405.22 \text{ kg}$
 - $V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$

$$= \frac{1}{2} 2292.86 \cdot 3 + \frac{1}{2} \cdot 23405.22$$

$$= 15133.9 \text{ kg}$$
 - $M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} P L$

$$= \frac{1}{8} 2292.68 \cdot 3^2 + \frac{1}{4} 23405.22 \cdot 3$$

$$= 20121.38 \text{ kg}$$

b. Pembebanan balok penumpang lift

- Beban mati (qd)
 - Berat sendiri balok = $0,40 \times 0,60 \times 2400$

$$= 576 \text{ kg/m}$$
 - Berat pelat beton = $0,12 \times 3 \times 2400$

$$= 864 \text{ kg/m}$$
 - Berat aspal = $1 \times 3 \times 14$

$$= 42 \text{ kg/m}$$
$$q_d = 1482 \text{ kg/m}$$
- Beban Hidup (ql) :
 - $q_l = \frac{1000}{3.11} = 321.54 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor
 - $q_u = 1.2 q_d + 1.6 q_l$

$$= 1.2 \times 1482 + 1.6 \cdot 321.54$$

$$= 2292.86 \text{ kg}$$

- Beban terpusat lift $P = 23405.22 \text{ kg}$
 - $V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$

$$= \frac{1}{2} 2292.86 \cdot 3 + \frac{1}{2} \cdot 23405.22$$

$$= 15133.9 \text{ kg}$$
 - $M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} P L$

$$= \frac{1}{8} 2292.68 \cdot 3^2 + \frac{1}{4} 23405.22 \cdot 3$$

$$= 20121.38 \text{ kg}$$

5.6.4 Penulangan balok lift

a. Penulangan balok penggantung lift

- **Data Perencanaan :**

- $f_c' = 40 \text{ Mpa}$
- $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Tul. Balok Diameter (D) = 22 mm
- Tul. Sengkang Diameter (D) = 10 mm
- $b = 40 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$
- Decking = 40 mm
- $d' = h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tulangan}}$

$$= 40 + 10 + 0.55 \times 22 = 61 \text{ mm}$$
- $d = 400 - 61 = 339 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f_c' - 28}{7}$

$$= 0.85 - 0.05 \cdot \frac{50 - 28}{7}$$

$$= 0.693$$
- $\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.85 \cdot 0.693 \cdot 50}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right) \\
 &= 0.044 \\
 -\rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\
 -\rho_{\max} &= 0.75 \times 0.044 = 0.033 \\
 -m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \cdot 50} = 9.4
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan tulangan lentur**

$$-R_n = \frac{Mu}{0.75 b x d^2} = \frac{20121.38 \times 10000}{0.75 \times 400 \times 490.5^2} = 5.83$$

$$-\rho = \frac{1}{9.4} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5.83 \times 9.4}{400}} \right]$$

$$= 0.016$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.016$$

$$\begin{aligned}
 -A_{s_{\text{pakai}}} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0.016 \times 400 \times 450.5 \\
 &= 2136.98 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Maka dipasang tulangan 6D22

- Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2\phi_{\text{sengkang}} - 2 \cdot \text{decking} - n \cdot \phi_{\text{tul. utama}}}{n-1} \\
 &= \frac{400 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 40 - 6 \cdot (22)}{6-1} \\
 &= 33.6 \geq 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

1. Cek Kemampuan Penampang

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

Data penampang yang di cek

$$\begin{aligned}
 -V_u &= 15133.9 \text{ kg} \\
 -V_s &= \frac{1}{3} \times \overline{f'c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{3} \times \overline{50} \times 400 \times 490.5 \\
 &= 319612.26 \text{ kg} \\
 -V_c &= \frac{1}{6} \times \overline{f'c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \overline{50} \times 400 \times 490.5 \\
 &= 159806.132 \text{ kg} \\
 -\phi (V_c + \frac{2}{3} \cdot \overline{f'c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 &= 0.6 (20232.09 + \frac{2}{3} \times \overline{50} \times 400 \times \\
 &\quad 490.5) = 13002210479 \text{ kg} \\
 V_u &< \phi V_c + \frac{2}{3} \overline{f'c'} \cdot b_w \cdot d \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

2. Cek krikteria kebutuhan tulangan Geser

1. $V_u \leq 0.5 \phi V_c$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 159806.132 \text{ kg} = 47941.84 \text{ kg}$$

$$V_u = 15133.90 \text{ kg} \leq 0.5 \phi V_c = 47941.84 \text{ kg (OK)}$$

2. $0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

(Dipakai tulangan geser minimum)

$$0.5 \phi V_c = 47941.84 \text{ kg}$$

$$V_u = 15133.90 \text{ kg} \leq \phi V_c = 95883.68 \text{ kg (Tidak Ok)}$$

$$3. \phi V_c < V_u < \phi V_c + V_{smin}$$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi V_c = 95883.68 \text{ kg}$$

$$V_u = 15133.90 \text{ kg}$$

$$\phi V_c + V_{s min} = 287651 \text{ kg}$$

$$95883.68 < 15133.90 < 287651 \text{ (Tidak memnuhi)}$$

$$4. \phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \overline{f_c'} . b.w.d \right)$$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi V_c + V_{s min} = 287651 \text{ kg}$$

$$V_u = 15133.90 \text{ kg}$$

$$\phi \left(V_c + \frac{1}{3} \overline{f_c'} . b.w.d \right) = 287651 \text{ kg}$$

$$287651 < 15133.90 < 287651 \text{ (Not ok)}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

PERMODELAN STRUKTUR

6.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa, dengan tujuan agar struktur gedung mampu memikul beban-bean yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013 dan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa mengacu pada ketentuan SNI 1726:2012.

6.2 Pembebanan Vertikal Pada Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu dilakukan permodelan struktur. Struktur permodelan gedung pada kasus ini terdapat total 30 lantai dengan tinggi total gedung ± 120 meter. Permodelan gempa struktur gedung berlokasi di Surabaya.

6.3 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan gravitasi berupa beban mati dan hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang bekerja adalah sebagai berikut:

Beban Mati :

- Berat beton bertulang : 24 kN/m^3
- Berat beton prategang : 25 kN/m^3

- Plesteran : 0.21 kN/m³
- Tegel : 0.24 kN/m³
- Dinding bata ringan : 0.65 kN/m³
- Plafond : 0.11 kN/m³
- Penggantung : 0.07 kN/m³
- Plumbing + ducting : 0.25 kN/m³

Beban Hidup (SNI 1727 : 2013)

- Lantai Atap : 0.92 kN/m³
- Lantai Apartemnt : 1.92 kN/m³

Dari data-data diatas maka pembebanan untuk pelat lantai adalah :

Tabel 6.1 Pembebanan Pelat Lantai

Lantai	Beban Mati	Beban Hidup
Roof	0.64 KN/m ²	0.92 kN/m ²
1-29	0.88kN/m ²	1.92 kN/m ²

Dari analisa yang telah dilakukan,berikut adalah rekap pembebanan gravitasi pada gedung Voza Office Tower.

Tabel 6.2 Rekap Pembebanan Gravitasi

Rekap Pembebanan			
Lantai	Beban Mati(kN)	Beban Hidup(kN)	
1-29	720476.64	199440	
Roof	20823.68	1254.8	
Total	741300.32	200694.8	941995.1

Didapatkan total beban mati dan beban hidup (1D +1L) 953071.24 kN. Pembebanan yang diinputkan pada ETABS harus mendekati dengan hasil perhitungan manual dengan batas toleransi 5%. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 6.3 Pembebanan Gravitasi

Load Case	F _x (kN)	f _y (kN)	f _z (Kn)
1.0D +1.0L	0	0	953021

Jadi total beban gravitasi pada ETABS (1D+1L) sebesar 953021 kN. Sehingga didapatkan selisih perhitungan beban secara manual dan ETABS sebesar 3.48%

6.4 Pembebanan Gempa Dinamsi

Pembebanan gempa mengacu padan SNI 1726:2012

6.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

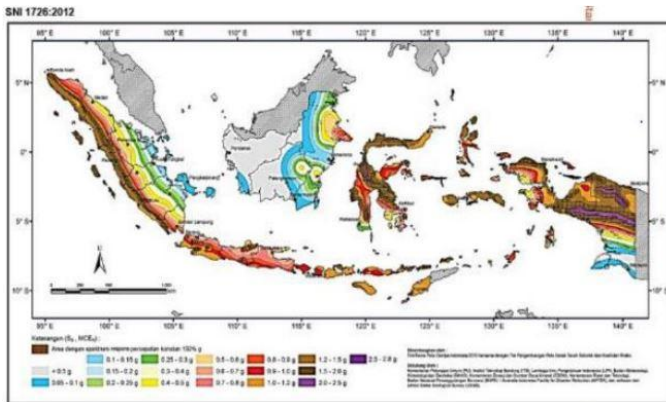
Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemafaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen termasuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa (I) 1,0

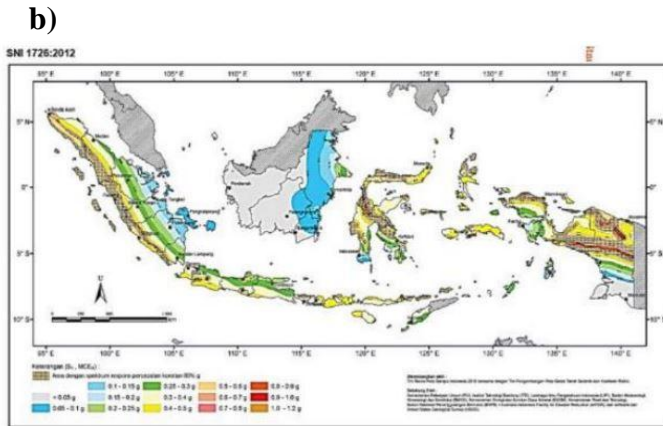
6.4.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapatkan dari hasil pengumpulan data tanah. Pada proyek pembangunan gedung Apartemen Voza didapatkan nilai $N = 10,6$ sehingga dapat disimpulkan tanah termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak)

6.4.3 Parameter Respon Spektral

a)





Gambar 6.1 Pemetaan Ss (a) dan S₁ (b) pada peta Indonesia

Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik, kelas situs SE. Dari Gambar 5.2a untuk daerah Surabaya didapatkan nilai Ss = 0,663g.

S1, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik, kelas situs SE. Dari Gambar 5.2b untuk daerah Surabaya didapatkan nilai S1 = 0,247 g

Hasil perhitungan parameter percepatan spectral desain (SDS, dan SD1), desain respon spectral (To dan Ts) di dapat dari http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/

6.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = Cu \times Ta$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,0466, nilai α digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 120 m, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dengan menggunakan rumus berikut

$$T_a = c_t \times h_n^{0,9}$$

Dimana :

c_t = Koefisien Pendekatan

h_n = Ketinggian Struktur

T_a = Periode Fundamental

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut :

$$T_a = c_t \times h_n^{0,9}$$

$$T_a = 0.0466 \times 120^{0,9}$$

$$T = 3.46$$

Perioda fundamental struktur, T tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang telah dihitung

$$T < Cu \times Ta$$

Nilai T dinamik dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 6.4 Periode Fundamental Struktur

Case	Mode	Period
		sec
Modal1	1	4.28
Modal1	2	2.754
Modal1	3	1.946
Modal1	4	1.196
Modal1	5	0.881
Modal1	6	0.64
Modal1	7	0.57
Modal1	8	0.508
Modal1	9	0.458
Modal1	10	0.441
Modal1	11	0.417
Modal1	12	0.381

Periode fundamental struktur terbesar didapatkan dari analisis ETABS = detik, maka :

$T_a \text{ manual} < 4.28 < C_u.T_a$

$3.46 < 4.28 < 4.85$ "OK"

6.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{SD_s}{R} ; SD_s = 0.607$$

$$C_s = \frac{0.607}{\frac{8}{1}} = 0.086$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus yaitu, R = 7 (SNI 1726:2012 Tabel 9) dan nilai Cs tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{I_o} \right)} ; SD1 = 0.496; I_p = 1 ; T = 4.28$$

$$C_s = \frac{0.496}{4.28 \times \frac{7}{1}} = 0.0202$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari :

$$C_s = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_p$$

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

$$C_s = 0.0267$$

Maka nilai Cs diambil 0.0267

Untuk perhitungan gempa factor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 6.5 Berat Seismik Efektif Bangunan (W)

Load Case/Combo	Fz
	Kn
1D + 0.3L	908213.87

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

$$C_s = 0.0267$$

$$W = 908213.87 \text{ kN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,0267 \times 908213.87 \text{ KN}$$

$$V = 24249.28 \text{ KN}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 V/V_t (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1.). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 6.6 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load Case/Combo	Fx	Fy
	kN	Kn
Ex Max	33018.364	9416.0392
Ey Max	6926.6809	25792.0398

$$V = 24249.28 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 33018.36 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 25792.03 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0.85 V$$

$$33018.36 \text{ kN} > 0.85 \times 24249.28 \text{ kN}$$

$$33018.36 \text{ kN} > 20611.88 \text{ kN}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0.85 V$$

$$25792.03 \text{ kN} > 0.85 \times 24249.28 \text{ kN}$$

$$25792.03 \text{ kN} > 20611.88 \text{ kN}$$

Ternyata hasil tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar akan digunakan sebagai beban gempa desain.

6.7. Kontrol Sistem Ganda (*Dual System*)

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

Tabel 6.7 Reaksi Perletakan dan Persentasi Gaya geser yang dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kN	%	kN	%
Shearwall	89834.04	76.25	91023.89	76.07
SRPM	27982.44	23.75	28636.89	23.93
Total	117816.48	100	119660.78	100

Dari persentase diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai 23%-25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda (dual system).

6.8. Kontrol Partisipasi Massa

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

Tabel 6.8 Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal1	1	0.0029	0.6529	0
Modal1	2	0.4101	0.6585	0
Modal1	3	0.6544	0.6585	0
Modal1	4	0.66	0.8324	0
Modal1	5	0.739	0.8434	0
Modal1	6	0.7487	0.8768	0
Modal1	7	0.8336	0.8909	0
Modal1	8	0.8541	0.8923	0
Modal1	9	0.8731	0.9052	0
Modal1	10	0.875	0.9159	0
Modal1	11	0.8818	0.9195	0
Modal1	12	0.9236	0.9267	0

Tabel 6.9 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.92	91.95
Modal	Acceleration	UY	99.97	91.87

Dari 2 tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai lebih dari 90% untuk arah X dan arah Y, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 telah terpenuhi.

6.9 Kontrol Simpangan (*Drift*)

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

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan tabel batas simpangan pada SNI 1726:2012, sebagai berikut :

Tabel 6.10 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin

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

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus termasuk kedalam semua struktur lainnya, drift dibatasi sebesar :

$$\Delta = 0,020 \times h_{sx}$$

$$= 0,020 \times 4000 = 80 \text{ mm (Lantai Dasar-30)}$$

Tabel 6.11 Simpangan Antar Lantai Gempa arah X]

Story	hi	Drift	Drifts Ijin X	Status Drifts X
Story30	4	0.002961	0.08	OK
Story29	4	0.000523	0.08	OK
Story28	4	0.000559	0.08	OK
Story27	4	0.000619	0.08	OK
Story26	4	0.000683	0.08	OK
Story25	4	0.000667	0.08	OK
Story24	4	0.000721	0.08	OK
Story23	4	0.000761	0.08	OK
Story22	4	0.000796	0.08	OK
Story21	4	0.000831	0.08	OK

Story20	4	0.000786	0.08	OK
Story19	4	0.000816	0.08	OK
Story18	4	0.000831	0.08	OK
Story17	4	0.000843	0.08	OK
Story16	4	0.000864	0.08	OK
Story15	4	0.000847	0.08	OK
Story14	4	0.000862	0.08	OK
Story13	4	0.000871	0.08	OK
Story12	4	0.00088	0.08	OK
Story11	4	0.000893	0.08	OK
Story10	4	0.000882	0.08	OK
Story9	4	0.000898	0.08	OK
Story8	4	0.000911	0.08	OK
Story7	4	0.000924	0.08	OK
Story6	4	0.000937	0.08	OK
Story5	4	0.000927	0.08	OK
Story4	4	0.000929	0.08	OK
Story3	4	0.000912	0.08	OK
Story2	4	0.000843	0.08	OK
Story1	4	0.000499	0.08	OK

Tabel 6.12 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

Story	hi	Drift	Drifts Ijin Y	Status Drifts Y
Story30	4	0.001018	0.08	OK
Story29	4	0.000562	0.08	OK
Story28	4	0.000648	0.08	OK
Story27	4	0.000756	0.08	OK
Story26	4	0.000861	0.08	OK
Story25	4	0.000887	0.08	OK
Story24	4	0.00096	0.08	OK
Story23	4	0.001013	0.08	OK
Story22	4	0.001055	0.08	OK
Story21	4	0.001096	0.08	OK
Story20	4	0.001062	0.08	OK
Story19	4	0.001093	0.08	OK
Story18	4	0.001112	0.08	OK
Story17	4	0.001127	0.08	OK
Story16	4	0.001148	0.08	OK
Story15	4	0.001136	0.08	OK
Story14	4	0.001151	0.08	OK
Story13	4	0.00116	0.08	OK
Story12	4	0.00117	0.08	OK
Story11	4	0.001182	0.08	OK
Story10	4	0.001173	0.08	OK
Story9	4	0.001185	0.08	OK
Story8	4	0.001195	0.08	OK
Story7	4	0.001202	0.08	OK

Story6	4	0.001209	0.08	OK
Story5	4	0.001192	0.08	OK
Story4	4	0.00118	0.08	OK
Story3	4	0.00114	0.08	OK
Story2	4	0.001027	0.08	OK
Story1	4	0.000585	0.08	OK

Halaman ini sengaja dikosongkan

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 direncanakan berupa struktur balok dan kolom dalam hal ini termasuk balok pratekan.

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 ($f'c$) : 40MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 Mpa dan 240 Mpa
- Jumlah lantai : 30 lantai
- Wilayah gempa : zona 3 (gempa sedang)
- Jenis tanah : tanah lunak

7.3 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 2847-2013 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 Perencanaan Balok Induk

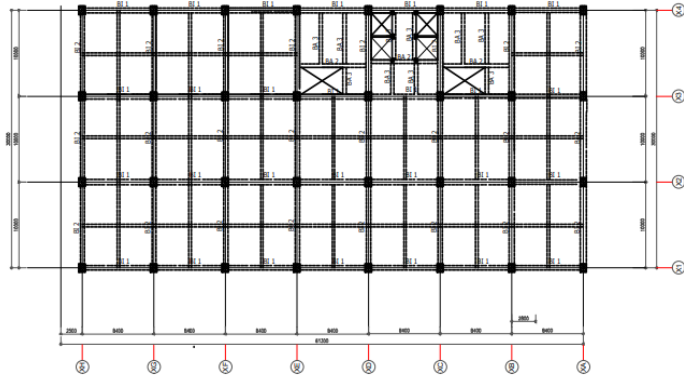
Perencanaan Balok induk harus sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur sehingga menjamin keamanan penghuninya. Komponen balok induk sebagai rangka pemikul momen selain menerima beban gravitasi mati dan hidup secara langsung maupun dari komponen struktur sekunder lainnya, balok induk juga 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), sehingga perlu dipasangkan detail tulangan lentur yang memadai baik untuk daerah tumpuan maupun lapangan.

7.4.1 Perhitungan Balok Induk 60/85

Balok induk yang direncanakan adalah balok induk interior pada lantai 3, seperti yang terlihat pada gambar denah. Balok ini merupakan balok yang memikul momen lapangan terbesar dari semua balok induk pada tipenya. Berikut data-data balok yang akan direncanakan:

- dimensi Balok : 60/85 cm
- panjang Balok : 8400mm
- tulangan Utama (D) : 25mm
- diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm
- tebal decking : 40 mm



Gambar 7.1 Denah Balok Lantai

Dari analisa program ETABS didapat nilai gaya dalam dari balok tersebut dengan hasil sebagai berikut :

- Mu tumpuan kanan : 995851900 Nmm
- Mu tumpuan kiri : 989067900 Nmm
- Mu lapangan : 427264400 Nmm
- Vu tumpuan : 368911 N
- Vu lapangan : 278368 N
- Tu : 83893620,2 Nmm

$$- d = 850 - 40 - 13 - (1/2 \times 25) = 785 \text{ mm}$$

$$- d' = 40 + 13 + (1/2 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$- \beta_1 = 0,85$$

$$- \rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_{r_c}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.033$$

- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,033 = 0,0244$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$
- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$

7.4.1.1 Perhitungan Tumpuan

- $M_u \text{ tumpuan} = 995851900 \text{ Nmm}$
- $M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{995851900}{0,8} = 1244814875 \text{ Nmm}$
- $X_b = \frac{600}{(600+f_y)} \times d = \frac{600}{(600+400)} \times 785 = 471,7 \text{ mm}$
- $X_{\max} = 0,75 \times X_b = 0,75 \times 471,7 = 353,25 \text{ mm}$
- $X_{\min} = h - d = 850 - 785,5 = 65 \text{ mm}$
- $X_{\text{rencana}} = 130 \text{ mm}$
- $A_{sc} = \frac{C_c}{f_y}$
 $= \frac{0,85 \times f'_c \times b \times \beta \times X_{\text{rencana}}}{f_y}$
 $= \frac{0,85 \times 30 \times 600 \times 0,85 \times 130}{400}$
 $= 4226,63 \text{ mm}^2$
- $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \times X_{\text{rencana}}}{2} \right)$
 $= 4226,63 \times 400 \left(785 - \frac{0,85 \times 130}{2} \right)$
 $= 1233751838 \text{ Nmm}$
- $M_{ns} = M_n - M_{nc}$
 $= 1244814875 - 1233751838$
 $= 11063037,5 \text{ Nmm} > 0$
(perlu tulangan tekan)
- $C_s' = T_2 = \frac{M_n - M_{nc}}{(d - d')} = \frac{11063037,5}{(785 - 65)}$

$$= 15376.06 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} - \text{fs}' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{65,5}{130}\right) \times 600 \\ &= 297,69 \text{ Mpa} < \text{fy} = 400 \text{ Mpa} \\ - \text{As}' &= \frac{\text{Cs}'}{(\text{fs}' - 0,85 \cdot \text{fc}')} = \frac{15376.006}{(297,69 - 0,85 \cdot 30)} = 56.48 \text{ mm}^2 \\ - \text{Ass} &= \frac{\text{T}_2}{\text{fy}} = \frac{15376.006}{400} = 38.44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} - \text{As} &= \text{Asc} + \text{Ass} = 4226,63 + 38.44 = 4265.06 \text{ mm}^2 \\ - \text{As}' &= 2132,56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$\text{Tu} = 83893620,2 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tn} = \frac{\text{Tu}}{\phi} = \frac{83893620,2}{0,75} = 111858160.3 \text{ Nmm}$$

$$\text{Acp} = b \times h = 600 \times 850 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pcp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (600 + 850) = 2900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{X}_1 &= b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang}) \\ &= 600 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 507 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Y}_1 &= h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang}) \\ &= 850 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Aoh} = \text{X}_1 \times \text{Y}_1 = 507 \times 707 = 358449 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Ao} &= 0,85 \times \text{Aoh} = 0,85 \times 358449 \\ &= 308681,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Ph} = 2 \times (\text{X}_1 + \text{Y}_1) = 2 \times (507 + 707) = 2441 \text{ mm}$$

Torsi dapat diabaikan jika Tu kurang dari batas Tu

$$\begin{aligned} \text{Batas Tu} &= \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{\text{Acp}^2}{\text{Pcp}} \right) = \frac{0,75 \sqrt{30}}{12} \left(\frac{510000^2}{2900} \right) \\ &= 31351339.39 \text{ Nmm} < \text{Tu} \end{aligned}$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow \text{Torsi diperhitungkan}$

Tulangan torsi perlu:

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta} \\ &= \frac{111858160.3}{2 \times 304681.65 \times 240 \times \cot 45} = 1.56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan perlu:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_y} \right) \times \cot^2 \theta \\ &= 1.56 \times 2441 \times \left(\frac{240}{400} \right) \times \cot^2 45 \\ &= 2293.12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan disebar merata di sekeliling penampang

$$\frac{A_l}{4} = \frac{1113.21}{4} = 573.28 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya tulangan torsi disebar merata pada keempat sisi balok. Khusus untuk tulangan lentur atas dan bawah luasannya ditambahkan dengan tulangan torsi

$$\begin{aligned} \text{Lentur Atas} &= A_s + \frac{A_l}{4} \\ &= 5928.89 + 278.30 = 4838.34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lentur Bawah} &= A_s' + \frac{A_l}{4} \\ &= 2501.56 + 278.30 = 2705.81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tiap sisi samping balok, penulangan torsi dipasang sebanyak:

$$n = \frac{A_l/4}{0.25 \times \pi \times \phi^2} = \frac{278.30}{0.25 \times \pi \times 16^2} = 3.38 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **4 D 25** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 5501.92 \text{ mm}^2$)

Tulangan tumpuan perlu:

Tulangan tarik pasang:

$$A_{S_{\text{perlu tarik}}} = 4838,34 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **14D25** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 5438,23 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan pasang:

$$A_{S_{\text{perlu tekan}}} = 2705,81 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **3 D25** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 2945,24 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$\begin{aligned} S_{\min} &= \frac{b_w - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \emptyset_{\text{sengkang}}) - (n \times \emptyset_{\text{tul.utama}})}{n-1} \\ &= \frac{600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (7 \times 25)}{7-1} \\ &= 53,16 \text{ mm} > 25 \text{ mm (memenuhi)} \end{aligned}$$

Kemampuan penampang:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \times f'_c \times b} = 73,84 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d-d') \\ &= 1720425395 \text{ Nmm} > 1244814875 \text{ Nmm} \\ &(\text{OK}) \end{aligned}$$

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.

$$\begin{aligned} A_s' &= 2501,24 \text{ mm}^2 \geq 1/3 A_s \text{ aktual} \\ &= 1/3 \times 6872,32 = 1812,27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Balok T :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot beff} = \frac{54383 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1800} = 42.164$$

$$x = \frac{a}{0,85} = \frac{42.164}{0,85} = 49.60 < T_{\text{pelat}} = 120 \text{ mm (T Palsu)}$$

$$C = 0,85 \times fc \times be \times a = 0,85 \times 30 \times 1800 \times 42.16 = 1935338 \text{ N}$$

$$Mn = C \times \left(d - \frac{a}{0,85} \right) = 1932731 \times \left(734,5 - \frac{54,09}{2} \right) = 1351103848 \text{ Nmm} > 1244814875 \text{ Nmm}$$

(OK)

Perhitungan tulangan geser

1. Momen tumpuan positif

$$As = 5438 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{(As_{\text{pasang}} \times fy)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{6872,23 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 142,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn^+ &= As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 6872,23 \times 400 \left(734,5 - \frac{179,7}{2} \right) \\ &= 1552907979 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2. Momen tumpuan negatif

$$As = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2945,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn^- &= As \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2945,24 \\ &\times 400 \left(734,5 - \frac{77}{2} \right) = 879494129.9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan kuat geser rencana:

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{M_n^- + M_n^+}{l_n} + V_u \\
 &= \frac{879494129 + 1552907979}{10000} + 438868,92 \\
 &= 622286.2197 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 785 = 439600 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s_{\min}} &= \frac{1}{3} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{3} \times 600 \times 785 = 157000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi perencanaan geser:

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c$
 $708876,88 \text{ N} \leq 0,5 \times 0,75 \times 402302,22$
 $622286.21 \text{ N} > 164850 \text{ N}$ (tidak memenuhi)
2. $0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$
 $164850 \text{ N} < 622286.21 \text{ N}$
 $> 0,75 \times 439600$
 $164850 \text{ N} < 622286.21 \text{ N} > 329700 \text{ N}$ (tidak memenuhi)
3. $\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{s_{\min}})$
 $329700 \text{ N} < 622286.21 \text{ N} > 447450 \text{ N}$ (tidak memenuhi)
4. $\phi(V_c + V_{s_{\min}}) < V_u \leq \phi(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d)$
 $447450 \text{ N} < 390114.95 \text{ N} < 965550 \text{ N}$
 (memenuhi)

$$V_s \text{ perlu} = \frac{708876,88}{0,75} - 402302,22 = 390114.95 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang 3 kaki diameter 13 mm.

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$T_u = 83893620,2 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{83893620,2}{0,75} = 111858160.3 \text{ Nmm}$$

$$A_{cp} = b \times h = 600 \times 850 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (600 + 850) = 2900 \text{ mm}$$

$$X_1 = b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang}) \\ = 600 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 507 \text{ mm}$$

$$Y_1 = h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang}) \\ = 800 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = X_1 \times Y_1 = 507 \times 707 = 383799 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 358449 \\ = 326229,65 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (507 + 707) \\ = 2528 \text{ mm}$$

Torsi dapat diabaikan jika T_u kurang dari batas T_u

$$\text{Batas } T_u = \frac{\phi \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2)}{12 P_{cp}} = \frac{0,75 \sqrt{30} (480000^2)}{12 (2800)} \\ = 31391379.31 \text{ Nmm} < T_u$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Cek penampang balok:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w x d}\right)^2 + \left(\frac{T_u x \rho_h}{1,7 \times A^2_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3}\right)$$

$$2.14 < 3,43 \text{ (penampang cukup)}$$

Tulangan torsi perlu:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \times \phi \times \cot \theta \times b \times d \times f_y} = 0.61$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{542866,92}{600 \times 734,5} = 1,24 \text{ mm}^2$$

Av pada tulangan sengkang 2 kaki D13= 265,5 mm²

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_t}{s} + 2 \frac{A_v}{s} = 0,317 + (2 \times 1,231) = 3,1 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\frac{A_{vt}}{s}} = \frac{265,5}{2,781} = 85.63 \approx 100 \text{ mm}$$

Kontrol spasi sengkang tumpuan

Spasi maksimum sengkang di muka kolom harus memenuhi:

- $S \leq d/4 = 734,5/4 = 196,25 \text{ mm}$
- $S \leq 8 \times \text{Diameter tul.utama}$
 $\leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $S \leq 24 \text{ } \emptyset \text{ sengkang}$
 $\leq 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- $S \leq 300 \text{ mm}$
- $S \leq d/2 = 734,5/2 = 392,25 \text{ mm}$

Jadi dipakai sengkang **3D13-100**

7.4.1.2 Perhitungan Lapangan

- Mu lapangan = 427264400 Nmm
- $M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{427323833}{0,8} = 534080500 \text{ Nmm}$
- $X_b = \frac{600}{(600+f_y)} \times d = \frac{600}{(600+400)} \times 785 = 471 \text{ mm}$
- $X_{\max} = 0,75 \times X_b = 0,75 \times 440,7 = 353,25 \text{ mm}$

- $$X_{\min} = h - d = 900 - 734,5 = 65 \text{ mm}$$
- $X_{\text{rencana}} = 100 \text{ mm}$
 - $A_{sc} = \frac{C_c}{f_y}$

$$= \frac{0,85 \times f'_c \times b \times \beta \times X_{\text{rencana}}}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 600 \times 0,85 \times 100}{400}$$

$$= 3251,25 \text{ mm}^2$$
 - $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \times X_{\text{rencana}}}{2} \right)$

$$= 968872500 \text{ Nmm}$$
 - $M_{ns} = M_n - M_{nc}$

$$= 53415479,3 - 968872500$$

$$= -699671337,5 \text{ Nmm} > 0$$

(tidak perlu tulangan tekan)
 - $R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{427323833}{0,8 \times 600 \times 734,5^2} = 1,44 \text{ N/mm}$
 - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,65}{400}} \right)$$

$$= 0,0043 > \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}})$$
 - $A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0043 \times 600 \times 734,5$

$$= 1752,02 \text{ mm}^2$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$T_u = 83893620,2 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{83893620,2}{0,75} = 111858160,2 \text{ Nmm}$$

$$A_{cp} = b \times h = 600 \times 800 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (600 + 800) = 2900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang}) \\ &= 600 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 507 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_1 &= h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang}) \\ &= 800 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{oh} = X_1 \times Y_1 = 507 \times 707 = 363044,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 358449 \\ &= 308587,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (507 + 707) \\ &= 2441 \text{ mm} \end{aligned}$$

Torsi dapat diabaikan jika T_u kurang dari batas T_u

$$\begin{aligned} \text{Batas } T_u &= \frac{\phi \sqrt{f_r c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = \frac{0,75 \sqrt{30}}{12} \left(\frac{480000^2}{2800} \right) \\ &= 31351339,29 \text{ Nmm} < T_u \end{aligned}$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Tulangan torsi perlu:

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta} \\ &= \frac{60534142}{2 \times 304681,65 \times 240 \times \cot 45} = 1,56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan perlu:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_y} \right) \times \cot^2 \theta \\ &= 0,76 \times 2428 \times \left(\frac{240}{400} \right) \times \cot^2 45 \\ &= 2293,21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan disebar merata di sekeliling penampang

$$\frac{Al}{4} = \frac{2293,21}{4} = 573,30 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya tulangan torsi disebar merata pada keempat sisi balok. Khusus untuk tulangan lentur atas dan bawah luasannya ditambahkan dengan tulangan torsi

$$\begin{aligned} \text{Lentur Atas} &= A_s + \frac{Al}{4} \\ &= 1881,06 + 278,30 = 2325,30 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lentur Bawah} &= A_s' + \frac{Al}{4} \\ &= 0,5 \times 1881,06 + 278,30 \\ &= 1449,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tiap sisi samping balok, penulangan torsi dipasang sebanyak:

$$n = \frac{Al/4}{0,25 \times \pi \times \emptyset^2} = \frac{278,30}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 1,38 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **4 D 25** ($A_{s_{pasang}} = 401,92 \text{ mm}^2$)

Tulangan tumpuan perlu:

Tulangan tarik pasang:

$$A_{s_{perlu \text{ tarik}}} = 2325,36 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **7D25** ($A_{s_{pasang}} = 2453,37 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan pasang:

$$A_{s_{perlu \text{ tekan}}} = 1447,98 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **3D25** ($A_{s_{pasang}} = 1472,62 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$\begin{aligned} S_{\min} &= \frac{b_w - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \emptyset_{\text{senggang}}) - (n \times \emptyset_{\text{tul.utama}})}{n-1} \\ &= \frac{600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 25)}{5-1} \\ &= 92,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm (memenuhi)} \end{aligned}$$

Kemampuan penampang:

$$a = \frac{(A_{spasang} \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{(2453,37 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 600} = 32,59$$

mm

$$\begin{aligned} Mn &= A_s \times f_y \left(d_{aktual} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2453,37 \times 400 \left(734,5 - \frac{64,17}{2} \right) \\ &= 69375839 \text{ Nmm} > 534154791 \text{ Nmm} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

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.

$$A_s' = 1472,62 \text{ mm}^2 \geq 1/3 A_s \text{ aktual} = 1/3 \times 2453,37 = 817,79 \text{ mm}^2$$

Kontrol Balok T

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot e \cdot f} = \frac{2453,37 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1800} = 21,38$$

$$x = \frac{a}{0,85} = \frac{21,38}{0,85} = 25,15 < T_{pelat} = 120 \text{ mm (T$$

Palsu)

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f_c \times b \times e \times a = 0,85 \times 30 \times 1800 \times 21,38 \\ &= 981342 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= C \times \left(d - \frac{a}{0,85} \right) = 981342 \times \left(734,5 - \frac{21,38}{2} \right) \\ &= 710305153 \text{ Nmm} > 534154791 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

(OK)

Perhitungan tulangan geser

1. Momen lapangan positif

$$A_s = 2453,37 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_{s\text{pasang}} \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2454,37 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 64,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n^+ &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2454,37 \times 400 \left(734,5 - \frac{64,2}{2} \right) \\ &= 689596024 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2. Momen lapangan negatif

$$A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1472,62 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 38,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1472,62 \times 400 \left(734,5 - \frac{38,5}{2} \right) \\ &= 444097054 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan kuat geser rencana:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_n^- + M_n^+}{l_n} + V_u \\ &= \frac{689596024 + 421317054}{9600} + 325018,1 \\ &= 745502,24 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 785 = 439600 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s\text{min}} &= \frac{1}{3} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{3} \times 600 \times 785 = 157000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi perencanaan geser:

1. $V_u \leq 0,5 \varphi V_c$
745502.2435 N > 164850 N (tidak memenuhi)
2. $0,5 \varphi V_c < V_u \leq \varphi V_c$
164850 N < 745502.24 N > 329700,7 N (tidak memenuhi)
3. $\varphi V_c < V_u \leq \varphi(V_c + V_{smin})$
329700 N < 745502.24 N > 447450,7 N (tidak memenuhi)
4. $\varphi(V_c + V_{smin}) < V_u \leq \varphi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} b_w d)$
447450 N < 745502.24 N < 447450 N (memenuhi)

$$V_s \text{ perlu} = \frac{440738,21}{0,75} - 402302,22 = 554402,99 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang 2 kaki diameter 13 mm.

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$T_u = 83815557,2 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\varphi} = \frac{83815557,2}{0,75} = 111858160,3 \text{ Nmm}$$

$$A_{cp} = b \times h = 600 \times 800 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (600 + 800) = 2900 \text{ mm}$$

$$X_1 = b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang})$$

$$\begin{aligned}
 &= 600 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 507 \text{ mm} \\
 Y_1 &= h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsenggang}) \\
 &= 800 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= X_1 \times Y_1 = 507 \times 707 = 363449 \text{ mm}^2 \\
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 358449 \\
 &= 305681,65 \text{ mm}^2 \\
 Ph &= 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (507 + 707) \\
 &= 2441 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Torsi dapat diabaikan jika T_u kurang dari batas T_u

$$\begin{aligned}
 \text{Batas } T_u &= \frac{\varphi \sqrt{f'c} (A_{cp}^2)}{12 (P_{cp})} = \frac{0,75 \sqrt{30} (480000^2)}{12 (2800)} \\
 &= 31351339,29 \text{ Nmm} < T_u
 \end{aligned}$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Cek penampang balok:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b_w x d}\right)^2 + \left(\frac{Tux\rho_h}{1,7 x A^2_{oh}}\right)^2} \leq \varphi \left(\frac{Vc}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'c}}{3}\right)$$

2,14 < 3,43 (penampang cukup)

Tulangan torsi perlu:

$$\begin{aligned}
 \frac{A_t}{s} &= \frac{T_u}{2 \times \varphi \times \cot \theta \times b \times d \times f_y} = 0,615 \\
 \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{185348,73}{600 \times 734,5} = 1,76 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

A_v pada tulangan sengkang 2 kaki D13
 $= 265,5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{s} &= \frac{A_t}{s} + 2 \frac{A_v}{s} = 0,317 + (2 \times 0,887) = 4,142 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{A_v}{\frac{A_{vt}}{s}} = \frac{265,5}{2,092} = 64,02 \approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol spasi sengkang tumpuan

Spasi maksimum sengkang di muka kolom harus memenuhi:

- $S \leq d/4 = 785/4 = 196.25 \text{ mm}$
- $S \leq 8 \times \text{Diameter tul.utama} \leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $S \leq 24 \text{ } \emptyset \text{ sengkang} \leq 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- $S \leq 300 \text{ mm}$
- $S \leq d/2 = 734,5/2 = 392,5 \text{ mm}$

Jadi dipakai sengkang **3D13-100**

7.4.1.3 Kontrol Lendutan Balok

Sesuai dengan SNI 2847–2013 Dilengkapi Penjelasan Tabel 8 bila lendutan tidak diperhitungkan, maka tebal minimum balok:

- balok dua tumpuan sederhana $h_{min} = \frac{L}{16}$
- Jadi untuk balok dengan $L = 8400 \text{ mm}$ dengan menggunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$, maka h_{min} adalah :
- $h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{9600}{16} = 525 \text{ mm}$
- Ketentuan di atas sudah terpenuhi karena $h_{balok} = 850 \text{ mm}$

7.4.1.4 Kontrol Retak Balok

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

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{SNI 2847-2013 pasal 12.6(4)25}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan

Dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada bebankerja, dapat diambil $0,6f_y = 0,6 \times 400$ MPa = 240 MPa

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan.

$$d_c = 40 + 1/2 \times 25 + 13 = 65,5 \text{ mm}$$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n}; \text{ dengan } n \text{ adalah jumlah batang}$$

$$A = \frac{2 \times 65,5 \times 600}{7} = 11228,57 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} = 240 \sqrt[3]{65,5 \times 11228,57}$$

$$= 21663,73 \text{ Nmm}$$

$$= 2,16 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m (OK)}$$

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

$$11 \times 10^{-6} \cdot \beta \cdot f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{pasal 12.6(4)25}$$

$$11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 2,16 \times 10^3 = 0,019 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm (OK)}$$

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

ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih.

$$S = \frac{95000}{f_s} - 2,5.Cc \text{ pasal 12.6(4)26}$$

$$S = \frac{95000}{240} - 2,5 \times 40 = 295,8\text{mm}$$

Dan tidak boleh lebih dari $300x \frac{252}{f_s} = 300 \frac{252}{240} = 315 \text{ mm.}$

7.4.1.5 Panjang Penyaluran Balok

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 berdasarkan SNI 2847 – 2013 Pasal 12.1 adalah sebagai berikut:

Panjang penyaluran tulangan tarik:

Diketahui $d_b = 25 \text{ mm}$

faktor lokasi penulangan $(\alpha) = 1,3$

faktor pelapis $(\beta) = 1,0$

faaktor beton agregat ringan $(\lambda) = 1,0$

$$\begin{aligned} \lambda_b &= d_b \times \frac{3 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{5 \sqrt{f'_c}} \\ &= 25 \times \frac{3 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{5 \times \sqrt{30}} = 1444,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\lambda_b > 300\text{mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tarik 1500 mm $\approx 1,5 \text{ m}$

Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$\lambda_b = d_b \times \frac{f_y}{4\sqrt{f'_c}} = 25 \times \frac{400}{4 \times \sqrt{30}} = 462,96 \text{ mm}$$

(SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.14.3.2)

$$\lambda_b > 200 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari:

$$\begin{aligned} \lambda_b &= 0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 25 \times 400 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

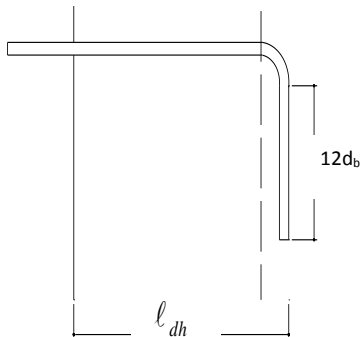
dipakai panjang penyaluran tulangan tekan 500 mm \approx 0,5 m

Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

Menurut SNI 2847-2013 Ps.14.5, panjang penyaluran ℓ_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sbb :

$$\lambda_{dh} > 8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$\lambda_{dh} > 150 \text{ mm}$$

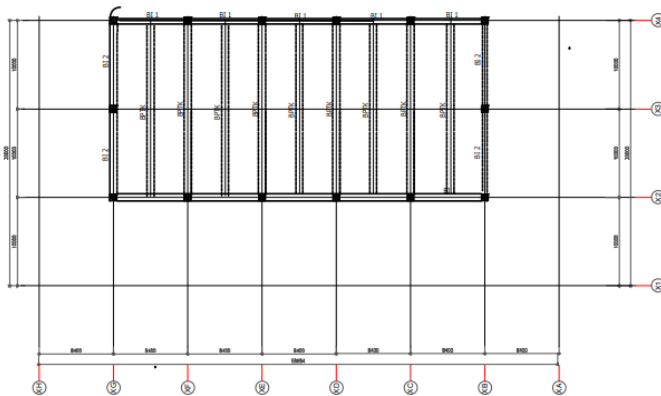


Gambar 7.2 Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar

7.4.2 Perhitungan Balok Induk Atap 50/70

Balok induk yang direncanakan adalah balok induk eksterior pada lantai atap, seperti yang terlihat pada gambar denah. Balok ini merupakan balok yang memikul momen lapangan terbesar dari semua balok induk pada tipenya. Berikut data-data balok yang akan direncanakan:

- dimensi Balok : 50/70 cm
- panjang Balok : 10000 mm
- tulangan Utama (D) : 25 mm
- diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm
- tebal decking : 40 mm



Gambar 7.3 Denah Balok Lantai Atap

Dari analisa program ETABS didapat nilai gaya dalam dari balok tersebut dengan hasil sebagai berikut :

Mu tumpuan kanan	: 501523434 Nmm
Mu tumpuan kiri	: 577256943 Nmm
Mu lapangan	: 356782892 Nmm
Vu tumpuan	: 309821.34 N
Vu lapangan	: 267434.35 N
Tu	: 251678954.7 Nmm

$$- d = 700 - 40 - 13 - (1/2 \times 25) = 635 \text{ mm}$$

$$- d' = 40 + 13 + (1/2 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$- \beta_1 = 0,85$$

$$- \rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.033$$

$$- \rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,033 = 0,0244$$

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

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

7.4.2.1 Perhitungan Tumpuan

$$- Mu = 577256943 \text{ Nmm}$$

$$- Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{709897544}{0,8} = 876227653.8 \text{ Nmm}$$

$$- X_b = \frac{600}{(600 + f_y)} \times d = \frac{600}{(600 + 400)} \times 635 = 381 \text{ mm}$$

$$- X_{\text{max}} = 0,75 \times X_b = 0,75 \times 381 = 285.75 \text{ mm}$$

$$X_{\text{min}} = h - d = 700 - 635 = 65 \text{ mm}$$

$$- X_{\text{rencana}} = 100 \text{ mm}$$

$$- Asc = \frac{Cc}{f_y}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,85 \times f'_c \times b \times \beta \times X_{rencana}}{f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 500 \times 0,85 \times 100}{400} \\
&= 3251,38 \text{ mm}^2 \\
- \text{ Mnc} &= A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \times X_{rencana}}{2} \right) \\
&= 3251,38 \times 400 \left(635 - \frac{0,85 \times 100}{2} \right) \\
&= 770546250 \text{ Nmm} \\
- \text{ Mns} &= M_n - M_{nc} \\
&= 876227653,8 - 770546250 \\
&= -143641957,5 \text{ Nmm} < 0 \\
&\text{(tidak perlu tulangan tekan)} \\
- \text{ Rn} &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{577256943}{0,8 \times 500 \times 114,5^2} = 1,244 \text{ N/mm} \\
- \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,24}{400}} \right) \\
&= 0,0032 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{(digunakan } \rho_{\text{min}} \text{)} \\
A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d = 0,0035 \times 500 \times 635 \\
&= 1111,25 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$\begin{aligned}
T_u &= 251678954,7 \text{ Nmm} \\
T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{251678954,7}{0,75} = 335571839,6 \text{ Nmm} \\
A_{cp} &= b \times h = 500 \times 700 = 350000 \text{ mm}^2 \\
P_{cp} &= 2 \times (b + h) = 2 \times (500 + 700) = 2900 \text{ mm} \\
X_1 &= b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{ Øsengkang})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 500 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 513.5 \text{ mm} \\
 Y_1 &= h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{ Øsengkang}) \\
 &= 700 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= X_1 \times Y_1 = 407 \times 1107 = 363044.5 \text{ mm}^2 \\
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 363044.5 \\
 &= 308587.825 \text{ mm}^2 \\
 P_h &= 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (407 + 1107) \\
 &= 2441 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Torsi dapat diabaikan jika T_u kurang dari batas T_u

$$\begin{aligned}
 \text{Batas } T_u &= \frac{\phi \sqrt{f_r c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = \frac{0,75 \sqrt{30}}{12} \left(\frac{600000^2}{3400} \right) \\
 &= 31351339.29 \text{ Nmm} < T_u
 \end{aligned}$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Tulangan torsi perlu:

$$\begin{aligned}
 \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta} \\
 &= \frac{335571839.6}{2 \times 382966,65,65 \times 240 \times \cot 45} = 1,68 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan perlu:

$$\begin{aligned}
 A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_y} \right) \times \cot^2 \theta \\
 &= 1,68 \times 2441 \times \left(\frac{240}{400} \right) \times \cot^2 45 = 3318,74 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan disebar merata di sekeliling penampang

$$\frac{A_l}{4} = \frac{3318,74}{4} = 829.51 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya tulangan torsi disebar merata pada keempat sisi balok. Khusus untuk tulangan lentur atas dan bawah luasannya ditambahkan dengan tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 \text{Lentur Atas} &= A_s + \frac{A_l}{4} \\
 &= 1985,38 + 829,44 = 3450.20 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lentur Bawah} &= A_s' + \frac{A_l}{4} \\ &= 1373,91 + 762,44 = 2136,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tiap sisi samping balok, penulangan torsi dipasang sebanyak:

$$n = \frac{A_l/4}{0,25 \times \pi \times \emptyset^2} = \frac{762,44}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 3,79 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **4 D 25** ($A_{s\text{pasang}} = 403,84 \text{ mm}^2$)

Tulangan tumpuan perlu:

Tulangan tarik pasang:

$$A_{s\text{perlu tarik}} = 3450,20 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **3D25** ($A_{s\text{pasang}} = 3945,24 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan pasang:

$$A_{s\text{perlu tekan}} = 2139,34 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **15D25** ($A_{s\text{pasang}} = 2454,37 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$\begin{aligned} S_{\min} &= \frac{b_w - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \emptyset_{\text{senggang}}) - (n \times \emptyset_{\text{tul.utama}})}{n-1} \\ &= \frac{500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 \times 25)}{6-1} \\ &= 53,16 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

Kemampuan penampang:

$$a = \frac{(A_{s\text{pasang}} \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{(2945,24 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 500} = 61,25$$

mm

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2945,24 \times 400 \left(1134,5 - \frac{92,40}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 776904178.4 \text{ Nmm} > 626904292.5 \text{ Nmm} \\ \text{(OK)}$$

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.

$$A_s' = 2454,37 \text{ mm}^2 \geq 1/3 A_{s \text{ aktual}} = 1/3 \times 2945,24 \\ = 981,75 \text{ mm}^2$$

Kontrol Balok T

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot e_{eff}} = \frac{2945,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 30,06$$

$$x = \frac{a}{0,85} = \frac{30,06}{0,85} = 35,37 < T_{pelat} = 120 \text{ mm (T}$$

Palsu)

$$C = 0,85 \times f_c \times b \times e \times a = 0,85 \times 30 \times 600 \times 30,06 \\ = 1380081,8 \text{ N}$$

$$M_n = C \times \left(d - \frac{a}{0,85} \right) = 1178100 \times \left(734,5 - \frac{77}{2} \right) \\ = 776904178,4 \text{ Nmm} > 626904292,5 \text{ Nmm} \\ \text{(OK)}$$

Perhitungan tulangan geser

1. Momen lapangan positif

$$A_s = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_{s \text{ pasang}} \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2945,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 142,4 \text{ mm}$$

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

$$= 2945,24 \times 400 \left(1134,5 - \frac{92,4}{2} \right)$$

$$= 1226627979 \text{ Nmm}$$

2. Momen lapangan negatif

$$A_s = 2454,37 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2454,37 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 77 \text{ mm}$$

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

$$= 2454,37 \times 400 \left(1134,5 - \frac{77}{2} \right)$$

$$= 702770129,9 \text{ Nmm}$$

Perhitungan kuat geser rencana:

$$V_u = \frac{M_n^- + M_n^+}{l_n} + V_u$$

$$= 510800,3097 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 500 \times 1134,5 = 439600 \text{ N}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times 500 \times 1134,5 = 127000 \text{ N}$$

Cek kondisi perencanaan geser:

1. $V_u \leq 0,5 \varphi V_c$
 $510800 \leq 164850 \text{ N (tidak memenuhi)}$
2. $0,5 \varphi V_c < V_u \leq \varphi V_c$
 $164850 \text{ N} < 510800,3 \leq 329700 \text{ N (tidak memenuhi)}$
3. $\varphi V_c < V_u \leq \varphi (V_c + V_{s_{\min}})$
 $329700 \text{ N} < 510800,3 \text{ N} \leq 424950 \text{ N (tidak memenuhi)}$

$$4. \quad \varphi(Vc + Vs_{\min}) < Vu \leq \varphi(Vc + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c}b_w d)$$

$$424950 \text{ N} < 510800.30 \text{ N} \leq 965550 \text{ N}$$

(memenuhi)

$$Vs \text{ perlu} = \frac{510800}{0,75} - 439600 = 241467.07 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang 3 kaki diameter 13 mm.

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$Tu = 251678954.7 \text{ Nmm}$$

$$Tn = \frac{Tu}{\varphi} = \frac{251678954.7}{0,75} = 335571939.6 \text{ Nmm}$$

$$Acp = b \times h = 500 \times 700 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 2 \times (b + h) = 2 \times (500 + 700) = 2900 \text{ mm}$$

$$X_1 = b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang})$$

$$= 500 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 513.5 \text{ mm}$$

$$Y_1 = h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang})$$

$$= 1200 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm}$$

$$Aoh = X_1 \times Y_1 = 513.5 \times 707 = 363044.5 \text{ mm}^2$$

$$Ao = 0,85 \times Aoh = 0,85 \times 363044.5$$

$$= 308587.825 \text{ mm}^2$$

$$Ph = 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (513 + 707)$$

$$= 2441 \text{ mm}$$

Torsi dapat diabaikan jika Tu kurang dari batas Tu

$$\text{Batas } Tu = \frac{\varphi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) = \frac{0,75 \sqrt{30}}{12} \left(\frac{600000^2}{3400} \right)$$

$$= 31351339,29 \text{ Nmm} < Tu$$

$Tu > \text{Batas } Tu \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Cek penampang balok:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b_w x d}\right)^2 + \left(\frac{Tux\rho_h}{1,7 x A^2_{oh}}\right)^2} \leq \varphi \left(\frac{vc}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3}\right)$$

2.14 < 3,43 (penampang cukup)

Tulangan torsi perlu:

$$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{2 x \varphi x \cot\theta x b x d x f_y} = 0.890$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{f_y x d} = \frac{361420,42}{600 x 1134,5} = 0.769 \text{ mm}^2$$

Av pada tulangan sengkang 2 kaki D13= 265,5 mm²

$$\frac{Avt}{s} = \frac{At}{s} + 2 \frac{Av}{s} = 0,890 + (2 x 0.769) = 2,42 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av}{\frac{Avt}{s}} = \frac{265,5}{3,094} = 85,74 \approx 109.32 \text{ mm}$$

Kontrol spasi sengkang tumpuan

Spasi maksimum sengkang di muka kolom harus memenuhi:

- $S \leq d/4 = 1134,5/4 = 158.75 \text{ mm}$
- $S \leq 8 \times \text{Diameter tul.utama} \leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $S \leq 24 \text{ } \emptyset \text{ sengkang} \leq 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- $S \leq 300 \text{ mm}$
- $S \leq d/2 = 635/2 = 317,25 \text{ mm}$

Jadi dipakai sengkang **D13-100mm**

7.4.2.2 Perhitungan Lapangan

- $Mu = 356782892 \text{ Nmm}$

- $Mn = \frac{Mu}{0,8}$
 $= \frac{394651959}{0,8} = 445978615 \text{ Nmm}$

$$\begin{aligned}
- X_b &= \frac{600}{(600+f_y)} \times d = \frac{600}{(600+400)} \times 635 \\
&= 381,7 \text{ mm} \\
- X_{\max} &= 0,75 \times X_b = 0,75 \times 381,7 = 285,75 \text{ mm} \\
X_{\min} &= h - d = 700 - 1134,5 = 65 \text{ mm} \\
- X_{\text{rencana}} &= 100 \text{ mm} \\
- A_{sc} &= \frac{C_c}{f_y} \\
&= \frac{0,85 \times f'_c \times b \times \beta \times X_{\text{rencana}}}{f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 600 \times 0,85 \times 100}{400} \\
&= 3251,25 \text{ mm}^2 \\
- M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \left(d - \frac{\beta_1 \times X_{\text{rencana}}}{2} \right) \\
&= 3251,25 \times 400 \left(635 - \frac{0,85 \times 100}{2} \right) \\
&= 1233751838 \text{ Nmm} \\
- M_{ns} &= M_n - M_{nc} \\
&= 445978615 - 1233751838 \\
&= -787773222,5 \text{ Nmm} < 0 \\
&\text{(tidak perlu tulangan tekan)} \\
- R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{394651959}{0,8 \times 500 \times 114,5^2} = 0,767 \text{ N/mm} \\
- \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,767}{400}} \right) \\
&= 0,0019 < \rho_{\min} \dots \dots \dots \text{(digunakan } \rho_{\min} \text{)} \\
A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\min} \times b \times d = 0,0035 \times 500 \times 635 \\
&= 1111,25 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$T_u = 251678954.7 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{251678954.7}{0,75} = 335571939.6 \text{ Nmm}$$

$$A_{cp} = b \times h = 500 \times 700 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (500 + 700) = 2900 \text{ mm}$$

$$X_1 = b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{ Øsengkang}) \\ = 500 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 513 \text{ mm}$$

$$Y_1 = h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{ Øsengkang}) \\ = 700 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 707 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = X_1 \times Y_1 = 513 \times 707 = 363044.5 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 363044.5 \\ = 308587.825 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (407 + 707) \\ = 2441 \text{ mm}$$

Torsi dapat diabaikan jika T_u kurang dari batas T_u

$$\text{Batas } T_u = \frac{\phi \sqrt{f_r c} (A_{cp}^2)}{12 (P_{cp})} = \frac{0,75 \sqrt{30} (600000^2)}{12 (3400)} \\ = 31351339.29 \text{ Nmm} < T_u$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Tulangan torsi perlu:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta} \\ = \frac{308573013}{2 \times 382966,65,65 \times 240 \times \cot 45} = 2,26 \text{ mm}^2$$

Tulangan perlu:

$$A_l = \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_y} \right) \times \cot^2 \theta \\ = 1,68 \times 3028 \times \left(\frac{240}{400} \right) \times \cot^2 45$$

$$= 3318,74 \text{ mm}^2$$

Tulangan disebar merata di sekeliling penampang

$$\frac{Al}{4} = \frac{3049,74}{4} = 829,44 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya tulangan torsi disebar merata pada keempat sisi balok. Khusus untuk tulangan lentur atas dan bawah luasannya ditambahkan dengan tulangan torsi

$$\begin{aligned} \text{Lentur Atas} &= A_s + \frac{Al}{4} \\ &= 1985,38 + 762,44 = 3450,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lentur Bawah} &= A_s + \frac{Al}{4} \\ &= 1373,91 + 762,44 = 2139,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tiap sisi samping balok, penulangan torsi dipasang sebanyak:

$$n = \frac{Al/4}{0,25 \times \pi \times \emptyset^2} = \frac{762,44}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 3,79 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **4D25** ($A_{s\text{pasang}} = 803,84 \text{ mm}^2$)

Tulangan tumpuan perlu:

Tulangan tarik pasang:

$$A_{s\text{perlu tarik}} = 3450,20 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **7D25** ($A_{s\text{pasang}} = 3508,22 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan pasang:

$$A_{s\text{perlu tekan}} = 2139,85 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **5D25** ($A_{s\text{pasang}} = 2454,37 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$\begin{aligned} S_{\min} &= \frac{b_w - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \emptyset_{\text{senggang}}) - (n \times \emptyset_{\text{tul.utama}})}{n-1} \\ &= \frac{500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 \times 25)}{6-1} \end{aligned}$$

$$= 53.16 \text{ mm} > 25 \text{ mm (memenuhi)}$$

Kemampuan penampang:

$$a = \frac{(A_{spasang} \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{(3508.22 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 500} = 61,25$$

mm

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2945,24 \times 400 \left(1134,5 - \frac{92,40}{2} \right) \\ &= 961878277 \text{ Nmm} > 626904292.5 \text{ Nmm} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

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.

$$\begin{aligned} A_s' &= 2454,37 \text{ mm}^2 \geq 1/3 A_s \text{ aktual} = \\ &1/3 \times 2945,24 = 981,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Balok T

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{2945,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 600} = 21.38$$

$$x = \frac{a}{0,85} = \frac{21.38}{0,85} = 25.37 < T_{\text{pelat}} = 120 \text{ mm (T}$$

Palsu)

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f_c \times b \times x = 0,85 \times 30 \times 600 \times 21.38 \\ &= 981348 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C \times \left(d - \frac{a}{0,85} \right) = 1380081.6 \times \left(635 - \frac{77}{2} \right) \\ &= 623155980 \text{ Nmm} > 445978615 \text{ Nmm} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan geser

1. Momen lapangan positif

$$A_s = 2453,24 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_{s\text{pasang}} \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2945,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 64,13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n^+ &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2453,24 \times 400 \left(635 - \frac{92,4}{2} \right) \\ &= 591599469,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2. Momen lapangan negatif

$$A_s = 1449,29 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2454,37 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 37,88 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1449,29 \times 400 \left(635 - \frac{77}{2} \right) \\ &= 357136959,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan kuat geser rencana:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_n^- + M_n^+}{l_n} + V_u \\ &= 609627,021 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 500 \times 635 = 439600 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{S_{\min}} &= \frac{1}{3} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{3} \times 500 \times 635 = 127000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi perencanaan geser:

1. $V_u \leq 0,5 \varphi V_c$
 $609627.021 \text{ N} \leq 164850 \text{ N}$ (tidak memenuhi)
2. $0,5 \varphi V_c < V_u \leq \varphi V_c$
 $164850 \text{ N} < 609627.02 \text{ N} \leq 329700 \text{ N}$ (tidak memenuhi)
3. $\varphi V_c < V_u \leq \varphi(V_c + V_{smin})$
 $329700 \text{ N} < 609627.021 \text{ N} \leq 424950 \text{ N}$
 (tidak memenuhi)
4. $\varphi(V_c + V_{smin}) < V_u \leq \varphi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} b_w d)$
 $424950 \text{ N} < 609627.021 \text{ N} < 965550 \text{ N}$
 (memenuhi)
 $V_s \text{ perlu} = \frac{614434,80}{0,75} - 517826,03 =$
 373236.028 mm^2

Direncanakan sengkang 2 kaki diameter 13 mm.

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2$$

Penulangan Torsi (lentur longitudinal)

$$T_u = 251678954.7 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\varphi} = \frac{251678954.7}{0,75} = 335571939.6 \text{ Nmm}$$

$$A_{cp} = b \times h = 500 \times 700 = 510000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (500 + 700) = 2900 \text{ mm}$$

$$X_1 = b - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang})$$

$$= 500 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 407 \text{ mm}$$

$$Y_1 = h - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{Øsengkang})$$

$$\begin{aligned}
 &= 1200 - (2 \times 40) - (2 \times 6,5) = 757 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= X_1 \times Y_1 = 407 \times 757 = 383799 \text{ mm}^2 \\
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 383799 \\
 &= 326229,15 \text{ mm}^2 \\
 P_h &= 2 \times (X_1 + Y_1) = 2 \times (407 + 757) \\
 &= 3528 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Torsi dapat diabaikan jika T_u kurang dari batas T_u

$$\begin{aligned}
 \text{Batas } T_u &= \frac{\phi \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2)}{12 P_{cp}} = \frac{0,75 \sqrt{30} (600000^2)}{12 \times 3400} \\
 &= 31391379 \text{ Nmm} < T_u
 \end{aligned}$$

$T_u > \text{Batas } T_u \Rightarrow$ Torsi diperhitungkan

Cek penampang balok:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w x d}\right)^2 + \left(\frac{T_u x \rho_h}{1,7 x A^2_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{v_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3}\right)$$

2,14 < 3,43 (penampang cukup)

Tulangan torsi perlu:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \times \phi \times \cot \theta \times b \times d \times f_y} = 0,89$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{361420,42}{600 \times 1134,5} = 1,18 \text{ mm}^2$$

A_v pada tulangan sengkang 2 kaki D13

$$= 265,5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_t}{s} + 2 \frac{A_v}{s} = 0,89 + (2 \times 1,18) = 3,26 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\frac{A_{vt}}{s}} = \frac{265,5}{3,26} = 81,24 \approx 100 \text{ mm}$$

Kontrol spasi sengkang tumpuan

Spasi maksimum sengkang di muka kolom harus memenuhi:

- $S \leq d/4 = 635/4 = 158.75 \text{ mm}$
- $S \leq 8 \times \text{Diameter tul.utama} \leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $S \leq 24 \text{ } \emptyset \text{ sengkang} \leq 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- $S \leq 300 \text{ mm}$
- $S \leq d/2 = 635/2 = 567,25 \text{ mm}$

Jadi dipakai sengkang D13-100

7.4.2.3 Kontrol Lendutan Balok

Sesuai dengan SNI 2847–2013 Dilengkapi Penjelasan Tabel 8 bila lendutan tidak diperhitungkan, maka tebal minimum balok:

- balok dua tumpuan sederhana $h_{min} = \frac{L}{16}$
- Jadi untuk balok dengan $L = 8400 \text{ mm}$ dengan menggunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$, maka h_{min} adalah :
- $h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{8400}{16} = 525 \text{ mm}$
- Ketentuan di atas sudah terpenuhi karena $h_{balok} = 700 \text{ mm}$

7.4.2.4 Kontrol Retak Balok

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

$z = fs\sqrt[3]{d_c A}$ SNI 2847-2013 pasal 12.6(4)25
Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan

Dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada bebankerja, dapat diambil $0,6f_y = 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan.

$d_c = 40 + 1/2 \times 25 + 13 = 65,5 \text{ mm}$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n}$; dengan n adalah jumlah batang

$A = \frac{2 \times 65,5 \times 500}{6} = 11228,6 \text{ mm}^2$

$z = fs\sqrt[3]{d_c A} = 240\sqrt[3]{65,5 \times 11228,67}$
 $= 21461,3 \text{ Nmm} = 2,16 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m}$
(OK)

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

$11 \times 10^{-6} \cdot \beta \cdot fs\sqrt[3]{d_c A}$ pasal 12.6(4)25

$11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 2,14 \times 10^3 = 0,02 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$ (OK)

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

ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih.

$$S = \frac{95000}{f_s} - 2,5 \cdot C_c \text{ pasal 12.6(4)26}$$

$$S = \frac{95000}{240} - 2,5 \times 40 = 295,8 \text{ mm}$$

Dan tidak boleh lebih dari $300x \frac{252}{f_s} = 300 \frac{252}{240} = 315 \text{ mm}$.

7.4.2.5 Panjang Penyaluran Balok

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.14.2 adalah sebagai berikut:

Panjang penyaluran tulangan tarik:

Diketahui $d_b = 25 \text{ mm}$

faktor lokasi penulangan $(\alpha) = 1,3$

faktor pelapis $(\beta) = 1,0$

faaktor beton agregat ringan $(\lambda) = 1,0$

$$\lambda_b = d_b \times \frac{3 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{5 \sqrt{f'_c}}$$

$$= 25x \frac{3x400x1,3x1x1}{5x\sqrt{30}} = 1444,44 \text{ mm}$$

$$\lambda_b > 300 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tarik 1500 mm $\approx 1,5 \text{ m}$

Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$\lambda_b = d_b \times \frac{f_y}{4 \sqrt{f'_c}} = 25x \frac{400}{4x\sqrt{30}} = 462,96 \text{ mm}$$

(SNI 2847 – 2013 Ps.14.3.2)

$$\lambda_b > 200 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari:

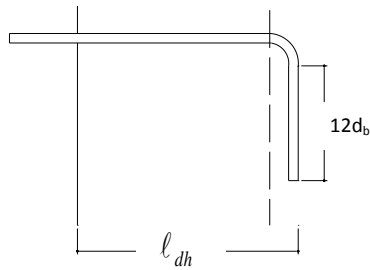
$$\lambda_b = 0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 25 \times 400 \\ = 400 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tekan 500 mm $\approx 0,5$ m

Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

Menurut SNI 2847-2013 Ps.14.5, panjang penyaluran ℓ_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sbb :

$$\lambda_{dh} > 8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm} \\ \lambda_{dh} > 150 \text{ mm}$$



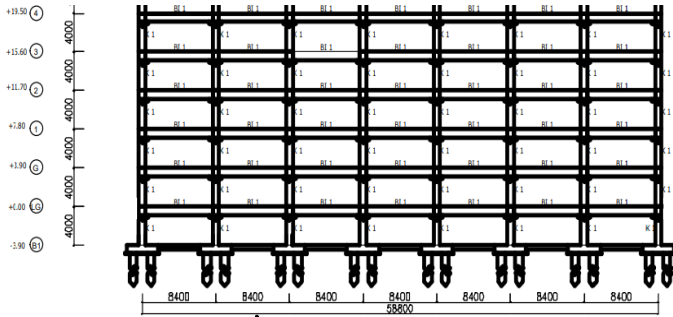
Gambar 7.4 Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar

Tabel 7.1 Rekapitulasi Pertulangan Induk

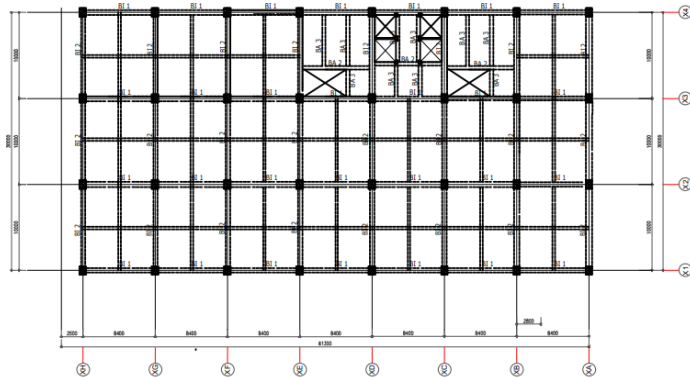
No	Bentang	Penampang (mm)		Tulangan Lentur				Tulangan Geser		Tulangan Puntir
		b	h	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (-)	Lapangan (+)	Tumpuan	Lapangan	
1	10000	600	850	8D25	4D25	3D25	4D25	3D13-100	2D13-150	2D16
2	8400	500	700	9D25	4D25	3D25	4D25	3D13-101	2D13-150	2D16

7.5 Perencanaan Kolom

7.5.1 Data Perencanaan



Gambar 7.5 Potongan Kolom yang Ditinjau



Gambar 7.6 Denah Kolom yang Ditinjau

Pada perencanaan Tugas Akhir ini, kolom yang diperhitungkan diambil pada kolom interior dan eksterior, terlihat seperti pada gambar. Data perencanaan kolom tersebut adalah sebagai berikut:

- Mutu Beton : 40 Mpa
- Mutu Baja : 400 Mpa
- Dimensi kolom : 100/100 cm
- Tebal *decking* : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama : 25 mm
- Diameter Sengkang : 16 mm
- $d = h - \text{decking} - \phi(\text{sengkang}) - 0,5D(\text{utama})$
 $= 1100 - 50 - 16 - 12,5 = 1024,5 \text{ mm}$
- V_{ux} dan V_{uy} : 509 dan 678
- M_{ux} dan M_{uy} : 982 dan 1009

Dengan menggunakan bantuan ETABS diperoleh gaya axial terbesar adalah 15233 kN dengan kombinasi beban 1.2D + 1L ± RS

7.5.2 Perencanaan Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 23.10.2 jika komponen struktur memenuhi gaya aksial tekan terfaktor $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$ maka harus memenuhi ketentuan pasal 23.10.4.

$$15233 \text{ KN} \geq 1000 \times 1000 \times \frac{30}{10}$$

$$15233 \text{ KN} \geq 3630000 \text{ N} = 3630 \text{ kN} \dots\dots(\text{OK})$$

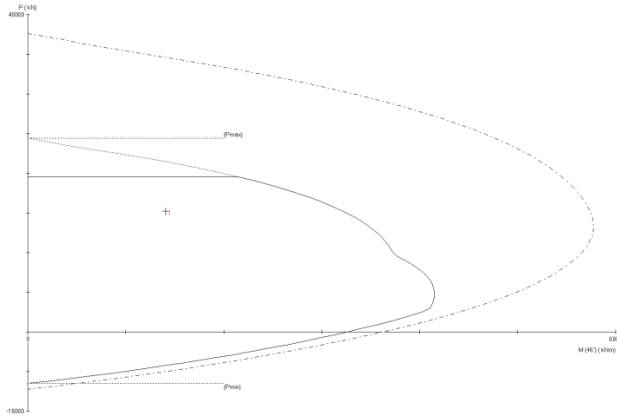
Maka komponen struktur tekan ini juga harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut:

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
1000 mm > 300 mm
- Rasio dimensi lebih besar dari 0,4
1000/1000 = 1.0 > 0,4

7.5.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom, perhitungan penulangan kolom menggunakan program bantu SP Column,

didapatkan diagram interaksi antar aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut



Gambar 7.7 Diagram Interaksi Kolom

Grafik Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom, menyatakan pada saat kolom diberi beban aksial sebesar 15233 kN mampu memikul momen sebesar 2367 kNm

$$\phi Mn = 3211 \text{ kNm} > Mux = 982 \text{ kNm dan } Muy = 1009 \text{ kNm. . OK}$$

7.5.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6, luas tulangan longitudinal, A_{st} , tidak boleh lebih dari 0,06 A_g atau kurang dari 0,01 A_g .

$$A_s = 18060 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 810000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi SP Column diperoleh tulangan longitudinal 16D25, dengan rasio tulangan = 1.49 % (OK)

Cek filosofi “Strong Column Weak Beam”

$M_{pr_x} = 1566$ kNm (Balok Induk L = 10 m)

$M_{pr_y} = 1837$ kNm (Balok Induk L = 8.4 m)

Sedangkan dari hasil output SP Column seperti pada Gambar 7.6 dapat di peroleh nilai ϕM_{nx} dan ϕM_{ny}

No	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_u/M_u$	NA Depth	dt Depth	et	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	15233.00	982.00	1009.00	2242.34	2303.99	2.283	1111	1473	0.00098	0.650

Gambar 7.8 Output SP column

Dari hasil output SP Column:

$\phi M_{nx} = 2242,34$ kNm

$\phi M_{ny} = 2303,99$ kNm

Sehingga

$\Sigma M_{ncx} > \Sigma M_{nbx}$

$2 \times 2242.34 > 1,2 \times 2 \times 1566$

$4484.68 > 3758.4 \dots \mathbf{OK}$

$\Sigma M_{ncy} > \Sigma M_{nby}$

$2 \times 2303.99 > 1,2 \times 2 \times 1837$

$4607.98 > 4408.8 \dots \mathbf{OK}$

7.5.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil Analisa struktur

$$\phi Pn = 0,8\phi(0,85 f' c(Ag - Ast) + fy (Ast))$$

Dimana:

$$Pu = 15233 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$Ag = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$Ast = 18485 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi Pn = 30286,178 \text{ kN} > Pu = 15233 \text{ kN}$$

7.5.6 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana, V_e , berguna untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom.

$$fs = 1,25 \times fy = 1,25 \times 400 = 500 \text{ MPa}$$

$$Ln = 3900 - 850 = 3050 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 1566 \text{ kNm (Balok Induk L = 10 m)}$$

$$M_{pry} = 1837 \text{ kNm (Balok Induk L = 8,4 m)}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{prx}}{Ln} = \frac{2 \times M_{prx}}{Ln}$$

$$= 1026 \text{ kN} > V_u = 509 \dots \text{OK}$$

$$V_{ey} = \frac{2 \times M_{pry}}{L_n} = \frac{2 \times M_{pry}}{L_n}$$

$$= 1185.2 \text{ kN} > V_u = 982 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

7.5.7 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan ransversal (Ash) dengan spasi sebagai berikut:

Pemasangan tulangan daerah sendi plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{\text{kolom}} = \frac{1}{4} \times 1100 = 275.5$
- $6 db = 6 \times 28 = 168 \text{ mm}$
- $100 \leq S_{\text{max}} \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \frac{375 - (0.5(1100 - \frac{2(40+16)}{2}))}{3} = 116 \text{ mm}$

Digunakan jarak Sengkang di daerah sendi plastis 100 mm Ashmin diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$bcx = 1100 - 40 - 2 \times 16 = 1028 \text{ mm}$$

$$bcy = 1100 - 40 - 2 \times 16 = 1028 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1100 - 40 \times 2) (1100 - 40 \times 2)$$

$$= 1040400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = \frac{0.3 (100 \times 678 \times 40)}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = \frac{0.3 (100 \times 678 \times 40)}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$= 598.49 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ash } 1 = 0.09 \frac{s \times bc \times f'c}{fyt}$$

$$\text{Ash } 1 = 0.09 \frac{100 \times 678 \times 40}{420} = 1101.4$$

$$\text{Ashy} = \frac{0.3 (100 \times 1028 \times 40)}{420} \left[\frac{825000}{683400} - 1 \right] = 598.49$$

$$\text{Ash1} = 0.09 \frac{100 \times 1028 \times 40}{420} = 1101.4$$

Sehingga digunakan 4D16 – 100 \

$$(\text{Ash} = 1205.76 \text{ mm}^2) > 1101.4 \text{ mm}^2$$

Pemasangan Tulangan di luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa Panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan jarak tidak lebih dari:

- $6 \text{ db} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

7.5.8 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.2.2,- pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani beban ksial dapat diabaikan bila nilai momen punter kurang dari T_n .

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Pu}{0.33 \sqrt{f'c}'}}$$

Dimana :

$$Pu = 15233 \quad \text{kN}$$

$$Tu = 27.684 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 1000000 \text{ mm}^2 \\ A_{cp} &= 150000 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 1600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{150000^2}{1600} \right) \sqrt{1 + \frac{15233}{0.33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 1629935169.17 \text{ Nmm}$$

$$T_n = 1629.93 \text{ kNmm} > T_u = 27.68 \text{ kNm}$$

Tulangan torsi **diabaikan**

Tabel 7.2 Rekapitulas Penulangan Kolom

Letak	Dimensi		Tulangan Longitudinal	Tulangan Geser
Lt 1-5	1000	1000	16D25	4D16-100
Lt 6-10	900	900	16D25	4D16-100
Lt 11-15	750	750	12D25	4D16-100
Lt 16-20	700	700	12D25	4D16-100
Lt 21-25	650	650	12D25	4D16-100
Lt 26-30	650	650	12D25	4D16-100

7.6 Perencanaan Dinding Geser (Shear Wall)

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan Dinding Geser Arah Y.

7.6.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Perencanaan Dinding Geser Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 35 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 25 mm
d'	: 270 mm
Mutu Tulangan (fy)	: 420 MPa
Mutu Beton (f'c)	: 40 MPa
Tinggi Lantai	: 400 cm

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya Aksial	: 31567.8 KN
Momen	: 15635,46 KNm
Gaya Geser	: 3899.2 KN

7.6.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $\frac{1}{25} c = \frac{1}{25} \times 4000 = 160 > 350 \text{ mm} \dots \text{OK}$
2. $336 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \dots \text{OK}$

Jadi, ketebalan shearwall 450 mm sudah memenuhipersyaratan.

7.6.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi

$$0.83 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$Vu < 0.83 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$3899.2 \text{ kN} < 0.83 \times 40 \times 350 \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$3899.2 \text{ kN} < 14609.72 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

7.6.4 Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding yaitu :

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2 bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi

$$0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$$

$$Vu < 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$$

$$Vu < 0.17 \times 40 \times 350 \sqrt{\frac{40}{10}}$$

$$5899,2 \text{ kN} > 3763.11 \text{ kN (2 Lapis Tulangan)}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.4 bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan. 400 mm > 250 mm (**2 Lapis Tulangan**)

7.6.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} \left[\alpha \sqrt{f'c} + \rho_n f_y \right]$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{4}{10} = 0.4 < 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.25$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D25 ($A_s = 981,25 \text{ mm}^2$) dengan $s = 100 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal.

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{981,25}{272,5 \times 100} = 0,01200$$

$$V_n = 400 \times 3500 \times \left[0,25 \times \sqrt{40} + 0,012 \times 400 \right]$$

$$V_n = 23178,48 \text{ kN} > 3899,2 \text{ kN} \dots \text{”OK”}$$

7.6.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.4 : Rasio Tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0,0025
- Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.2 : Rasio Tulangan Horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0,0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2D25 ($A_s = 981,25 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$P_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{981.25}{272.5 \times 100} = 0.036 > 0.0025 \dots \text{”OK”}$$

7.6.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.
S pakai = 100 mm < 450 mm ... **”OK”**

- Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{lw}{3} = \frac{4000}{3} = 1333.3 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 100 \text{ mm} \dots \text{”OK”}$$

7.6.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0,2 f'c sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.3 berikut :

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$28.58 > 0.2 \times 40$$

$$28.58 > 8 \text{ Mpa (Butuh Komponen Batas)}$$

$$c > \frac{lw}{600x \left(\frac{u}{hw} \right)} ; \frac{u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{u}{hw} = \frac{25.68}{84000} = 0.000305 < 0.007, \text{ digunakan } 0.007$$

$$A_s \text{ total} = 27740.2 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{27740.2 \times 400}{0.85 \times 40 \times 3500} = 91.56 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{91.56}{0.764} = 119.84$$

$$119.84 > \frac{3500}{600 \times 0.007}$$

119.84 < 833.3 mm (**Tidak Butuh Komponen Batas**)

Berdasarkan 2 syarat diatas, salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0,1 \cdot l_w)$ dan $c/2$.

7.6.9 Penulangan Pada Komponen Batas

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 16 mm untuk arah penulangan komponen batas dimana s tidak boleh lebih besar dari :

$$\frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$- S_o = 100 + 92.5 = 192.5$$

Dimana s_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Diambil $s_o = 100$ mm.

$$A_{xh} = \frac{0.09 \times s_o \times h_c \times f'c}{f_y} = \frac{0.09 \times 100 \times 154 \times 40}{420}$$

$$A_{xh} = 132 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang **2 kaki D16-75**

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 > A_{xh} = 132 \text{ mm}^2$$

Tabel 7.3 Rekapitulasi Penulangan Shear Wall

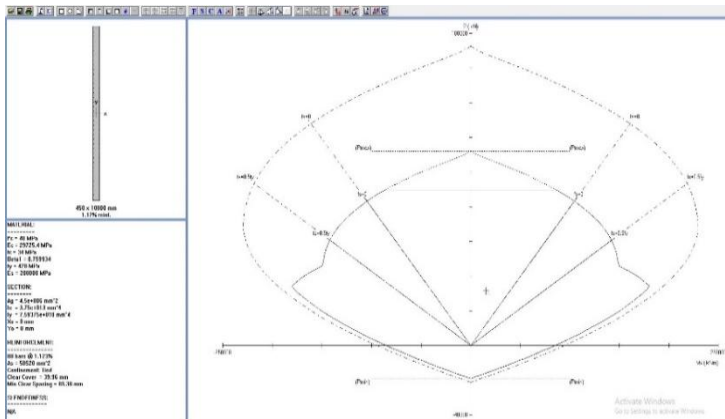
No	Bentuk	Dimensi		Tebal	Pu	ØPnv	Vu	Vn	Tulangan Geser
		X	y						
1	I	8400	-	350	20789.2	44550	1788.4	10432.82341	2D16-300
2	I	-	10000	350	19567.8	45875.89	3899.2	20049.38634	2D16-300

Tabel 7.4 Rekapitulasi Elemen Batas

No	C	Elemen Batas	Mux	Muy	ØMnx	Ømny
1	7047	900	58.765	7817.65	-	35098.2
2	8579	900	15635.47	40.6	28567.2	-

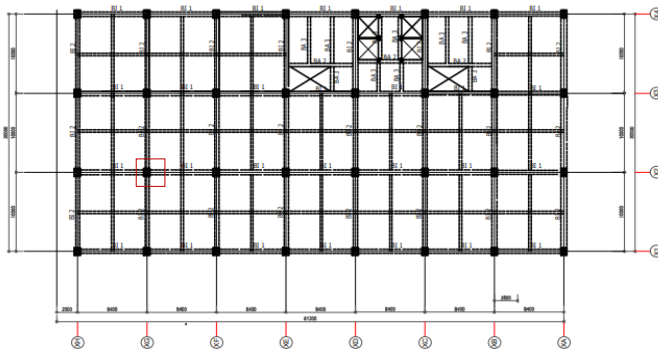
7.6.10 Pengecekan Tulangan dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini perlu menggunakan program bantu spColumn



Gambar 7.9 Output spColumn Arah Y

7.7 Hubungan Balok Kolom



Gambar 7.10 Denah Peninjauan Hubungan Balok Kolom

7.6.1 Hubungan Balok Kolom Tengah

a. Mengecek Syarat Panjang Joint

Untuk beton normal, dimensi kolom yang sejajar tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3

$$B = H = 1000 \text{ mm}$$

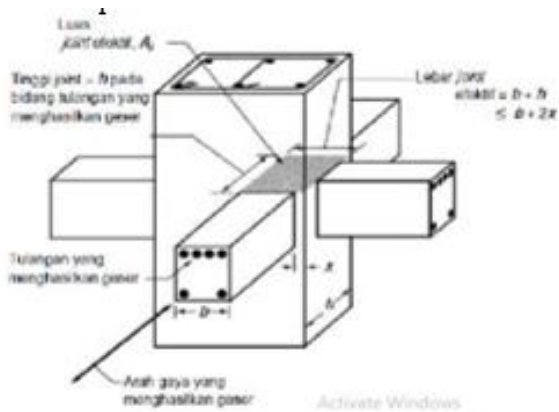
$$1000 \text{ mm} > 20db$$

$$1000 \text{ mm} > 20 \times 25\text{mm}$$

$$1000 \text{ mm} > 500 \text{ mm (OK)}$$

b. Menentukan Luas Efektif Joint

Untuk joint interior, bilamana balok merangka ke dalam empat sisi joint maka jumlah tulangan diizinkan direduksi dengan setengahnya dari tulangan yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan ini diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2.



Gambar 7.11 Luas Joint Efektif

Mengacu pada **Gambar 7.11** didapatkan,

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(1000 - 300)}{2} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Joint} = 1000 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari **Gambar 7.11**

$$B + H = 300 + 1000 = 1300 \text{ mm}$$

$$B + 2x = 300 + 2 \times 350 = 1000 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$$

$$A_j = 1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 1000000 \text{ mm}^2$$

c. Hitung Tulangan Transversal untuk Confinement

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasia vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2

Didapatkan A_{sh} pada perhitungan penulangan geser confinement di ujung kolom sebesar $774,86 \text{ mm}^2$ Direncanakan :

$$\frac{A_{sh}}{S} \geq 0,5 \times \frac{774,86}{100} = 3,874 \text{ mm}$$

Digunakan $4\emptyset 16$ (804 mm^2)

$$s = \frac{804}{3,874} = 207,53 \text{ mm} > 150 \text{ mm}$$

Dikarenakan tidak bisa diperbesar hingga 150 mm, maka, digunakan tul. geser rencana awal $4\emptyset 16-100 \text{ mm}$

d. Menghitung Gaya Geser pada Joint

Dikarenakan pola perhitungan sama maka dari sumbu x dan y diambil salah dimensi yaitu 600 mm x 850 mm dengan bentang 8.4 m pada sumbu x.

- Nilai Mpr-

As tulangan atas balok : $5D22$ ($1899,7 \text{ mm}^2$)

$$T_1 = A_s \times 1,25 \times f_y$$

$$= 1899,7 \times 1,25 \times 420$$

$$T_1 = 997342,5 \text{ N} = 997,342 \text{ kN}$$

$$a_{pr} = \frac{T_1}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{997342,5}{0,85 \times 40 \times 600}$$

$$= 48.88 \text{ mm}$$

$$M_{pr-} = T_1 \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right)$$

$$= 997342,5 \times \left(436 - \frac{48.8}{2} \right)$$

$$M_{pr-} = 410461622.6 \text{ Nmm}$$

$$= 410,46 \text{ kNm}$$

- Nilai Mpr+

As tulangan bawah balok 3D22 (1139,82 mm²)

$$T_2 = A_s \times 1,25 \times f_y$$

$$= 1139,82 \times 1,25 \times 420$$

$$T_2 = 598405,5 \text{ N}$$

$$a_{pr} = \frac{T_1}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{598405,5}{0,85 \times 40 \times 600}$$

$$= 29.33 \text{ mm}$$

$$M_{pr+} = T_1 \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right)$$

$$= 598405,5 \times \left(436 - \frac{29.3}{2} \right)$$

$$M_{pr+} = 252128103.3 \text{ Nmm}$$

$$= 252,12 \text{ kNm}$$

Maka gaya geser arah X adalah:

$$Vu = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{Ln} = \frac{410,46 + 252,12}{3,1 - 0,5}$$

$$= 254,84 \text{ kN}$$

$$Vux = T_1 + T_2 - Vu$$

$$Vux = 997,342 + 598,405 - 254$$

$$= 1340,907 \text{ kN}$$

e. Cek Kuat Geser Joint

$$Vn = 1,7 \times \sqrt{f'c} \times A$$

$$Vn = 1,7 \times \sqrt{40} \times 722500 \text{ mm}^2$$

$$Vn = 7768135.072 \text{ N} = 7768.13 \text{ kN}$$

Cek,

$$Vux \leq \phi Vn$$

$$1310,497 \text{ kN} \leq 0,75 \times 7768,13 \text{ kN}$$

$$1310,497 \text{ kN} \leq 5826.1 \text{ kN}(\mathbf{OK})$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VIII

STRUKTUR UTAMA PRATEGANG EKSTERNAL

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 pengangkurkan di kedua ujung baloknya, dimana nantinya akan terdapat angkur mati dan angkur hidup.

8.1.1 Data dan Perancangan

Data – data yang akan digunakan dalam merancang balok induk pratekan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut,

- Panjang Bentang : 20 m
- Dimensi balok pratekan : 70/125
- $f'c$ (beton pratekan) : 40 Mpa
- $f'c$ (pelat lantai) : 40 Mpa
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) 10 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum Keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut:

- $f_{ci} = 0.88 \times 40 = 35.2 \text{ Mpa}$
- $t_f = 16 \text{ cm}$
- Jarak antar balok pratekan (s) = 4.2 m

8.1.2 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai a_{min} dan a_{max} yang didapat dari perhitungan berikut:

$$a_{max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{1825591}{240000} = 0,94 \text{ m} = 94 \text{ cm}$$

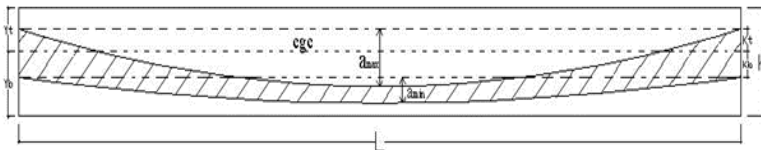
Syarat :

$$a_{max} \leq y_b + k_t - d' = 66,4 + 20,90 - 6 = 114.21 \text{ cm}$$

$$94 < 114.21 \text{(OK)}$$

$$a_{min} = \frac{M_G}{F_o} = \frac{97761}{300000} = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar dibawah ini mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 8.1 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 disyarat oleh SNI yaitu minimal 7,5 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$
dimana selisih syarat didapat dengan nilai:

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$ dengan $(\text{syarat } a_{\min})$ sebesar $(y_B - K_B - d')$ agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 7,5 cm, jadi

selisih syarat : $37 - (66,4 - 24,96 - 7,5) = 3,06$

sehingga,

$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$

$94 - 30,9 < e_o \text{ lapangan} < 26,96 + 40 - (0,99)$

$33,1 \text{ cm} < 60 \text{ cm} < 66,19 \text{ cm}$

$e_o \text{ tumpuan} < K_T = 30,9 \text{ cm}$

$e_o \text{ lapangan} = 600 \text{ mm}$ (terletak di bawah cgc)

$e_o \text{ tumpuan} = 120 \text{ mm}$ (atas cgc)

8.1.3 Mencari lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif, maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847 : 2013 pasal 8.12.2 sebagai berikut :

$$B_{\text{eff}} = \frac{L}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ m}$$

$$B_{\text{eff}} = b + 8t_f = 0.50 + (8 \times 0.16) = 1.98 \text{ m}$$

$$B_{\text{eff}} = 0.5 (L - b) = 0.5(8.4 - 0.70) = 3.85 \text{ m}$$

Sehingga nilai beff yang terkecil adalah 1.78 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif balok pratekan tidak boleh melebihi 5 m. Penggunaan lebar efektif hanya pada saat Analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang lebar yang digunakan adalah lebar aktual yaitu sebesar 4.2 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

8.1.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon 0,94 fpy, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pemuat tendon pratekan atau perangkat Ankur (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah ankur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan 0,70 fpu (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1) Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:
 - a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), teganganserat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan : $0.60 \times f_{ci}$ (SNI 284 ;2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur diatas perletakan sederhana : $0,70 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
- Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 f'c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
 $\sigma_{tk} = 0,45 \times f'c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik (SNI:2013 pasal 18.3.3)
 Kelas T = $0,62\sqrt{f'c} \leq f_t \leq \sqrt{f'c}$

$$= 0,62\sqrt{40} \leq ft \leq \sqrt{40}$$

$$= 3,92 \leq ft \leq 6,32 \text{ MPa}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0,8\sqrt{f'c} = 5,059 \text{ MPa}$.

Dimana:

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, Mpa
 $f'c$ = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa $f'ci$ = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

8.1.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahap, yakni: Tahap Awal

- Tahap sebelum diberi gaya pratekan
- Tahap saat diberi gaya pratekan
- Tahap saat terjadi peralihan gaya pratekan
- Tahap Akhir
- Tahap beban mati tsmbahan dan beban hidup mulai bekerja pada struktur

8.1.6 Penentuan Gaya pratekan

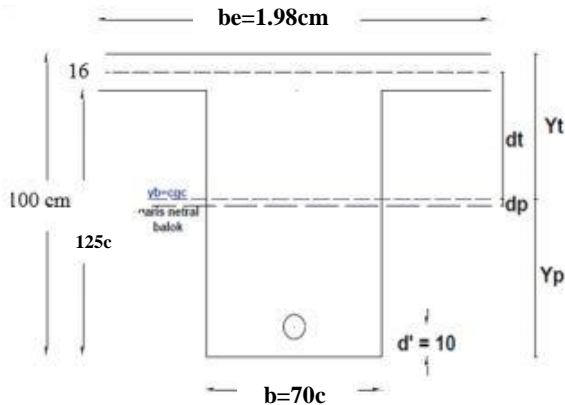
8.1.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

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



Gambar 8.2 Potongan penampang tengah bentang balok Pratekan

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{1.98 \times 0.12}{1} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} A_{\text{balok}} &= b (h - t_f) = 0.7 \times (1.25 - 0.16) \\ &= 0.8175 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{total} &= A_{pelat} + A_{balok} = 0.2136 + 0.546 \\ &= 1.142 \end{aligned}$$

Nilai statis momen garis netral penampang alok sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Y_b &= \frac{A_{balok} \times y_{balok} + A_{pelat} \times y_{pelat}}{A_{total}} \\ Y_b &= \frac{0.8175 \times 545 + 0.3248 \times 1170}{1.1423} = 722.71 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Y_t = 1250 - 722.71 = 527.28$$

$$\begin{aligned} I_{pelat} &= \frac{1}{12} \times 1.98 \times 0.12^3 + 0.2136 \text{ m}^2 \times (0.82 - 496.4)^2 \\ &= 0.147 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.98 \times 0.9^3 + 0.37 \text{ m}^2 \times (0.82 - 496.4)^2 = 0.06087 \text{ m}^3$$

$$I_{komp} = I_{pelat} + I_{balok} = 0.21326 \text{ m}^3$$

$$W_t = \frac{I}{Y_t} = \frac{0.14326}{0.40356} = 0.405$$

$$W_b = \frac{I}{Y_b} = \frac{0.14326}{0.496} = 0.295$$

$$k_t = \frac{w_t}{A} = \frac{0.231}{0.759} = 0.354$$

$$k_b = \frac{w_b}{A} = \frac{0.288}{0.759} = 0.25$$

8.1.6.2 Mencari Gaya prategang Awal (F_o)

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

$$\text{Saat Transfer} \quad \sigma_{tk} = -23.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tr} = 3.14 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan:} \quad \sigma_{tk} &= -27.72 \text{ MPa} \\ \sigma_{tr} &= 3.14 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Pada saat servis

$$\begin{aligned} \text{Lapangan} \quad \sigma_{tk} &= -20.25 \text{ Mpa} \\ \sigma_{tr} &= 5.36 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan:} \quad \sigma_{tk} &= -20.25 \text{ MPa} \\ \sigma_{tr} &= 5.36 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Eksentrisitas rencana:

$$e_{\text{lap}} = 0,622 \text{ m}$$

$$e_{\text{tump}} = -0,2 \text{ m}$$

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah saat transfer dan saat beban layang.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kondisi 1 D

$$\text{Momen tumpuan} = -708.49 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen Lapangan} = 1377.61 \text{ kNm}$$

Serat Atas :

$$\sigma_t \geq - \frac{f_o}{A} + \frac{F_o x e}{W_t} - \frac{M_{\text{lap}}}{W_t}$$

$$6547.75 \geq - \frac{f_o}{0.759} + \frac{F_o \times 0.44}{0.231} - \frac{1311.61}{0.231}$$

$$F_o = 9890.06 \text{ kN}$$

Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{f_o}{A} - \frac{F_{oxe}}{W_b} + \frac{M_{lap}}{W_b}$$

$$-28421.93 \geq -\frac{f_o}{0.759} - \frac{F_{ox}-0.2}{0.288} - \frac{1311.61}{0.288}$$

$$F_o = 8728.47 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{f_o}{A} + \frac{F_{oxe}}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t}$$

$$-29469.26 \geq -\frac{f_o}{0.759} + \frac{F_{ox}0.44}{0.231} - \frac{-1172.49}{0.231}$$

$$F_o = 21522.07 \text{ kN}$$

Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{f_o}{A} - \frac{F_{oxe}}{W_b} + \frac{M_{lap}}{W_b}$$

$$5544.007 \geq -\frac{f_o}{0.759} - \frac{F_{ox} -0.2}{0.288} + \frac{-1172}{0.288}$$

$$F_o = -27913.69 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang) Ada output dar ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan = -1386.7 kNm

Momen lapangan = 1825.59 kNm

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{f_e}{A} + \frac{F_{oxe}}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t}$$

$$-15742.60 \geq -\frac{f_e}{0.759} + \frac{F_{ox}0.44}{0.231} - \frac{1386.7}{0.231}$$

$$F_o = -29723.83 \text{ kN}$$

$$F_e = -23778.06 \text{ kN}$$

Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{fe}{A} + \frac{Foxe}{Wb} - \frac{Mlap}{Wb}$$

$$-32304.76 \geq -\frac{fe}{0.8684} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1386.7}{0.231}$$

$$F_o = -2004.79 \text{ kN}$$

$$F_e = -1603.83 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{fe}{A} + \frac{Foxe}{Wt} - \frac{Mtump}{Wt}$$

$$-1942.78 \geq -\frac{fe}{0.759} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1386.7}{0.231}$$

$$F_o = -1773.61 \text{ kN}$$

$$F_e = -1418.89 \text{ kN}$$

Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{fe}{A} + \frac{Foxe}{Wb} - \frac{Mlap}{Wb}$$

$$-32304.76 \geq -\frac{fe}{0.8684} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1386.7}{0.231}$$

$$F_o = -11912.455 \text{ kN}$$

$$F_e = -18329.83 \text{ kN}$$

8.1.6.3 Kontrol Gaya prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o pada semua kondisi agar tegangan tidak melebihi tegangan ijin tarik maupun tekan. Maka F_o yang diambil adalah 2400 kN. Dengan Asumsi $F_e = 80\% \cdot F_o = 1920 \text{ kN}$.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang) Ada output dari ETABS dengan kondisi 1D

Serat Atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{f_0}{A} + \frac{F_{oxe}}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t}$$

$$3146.42 \geq -\frac{f_e}{0.759} + \frac{F_{ox0.44}}{0.231} - \frac{1386.7}{0.231}$$

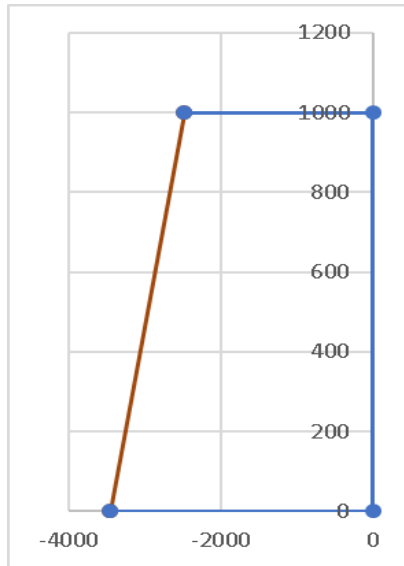
$$3146.42 > -1812.40 \text{ (OK)}$$

Serat Bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{f_0}{A} + \frac{F_{oxe}}{W_b} + \frac{M_{lap}}{W_b}$$

$$23760 \geq -\frac{f_e}{0.759} - \frac{F_{ox0.44}}{0.288} - \frac{1386.7}{0.288}$$

$$-23760 < -2496.83 \text{ (OK)}$$



Gambar 8.3 Diagram Tegangan

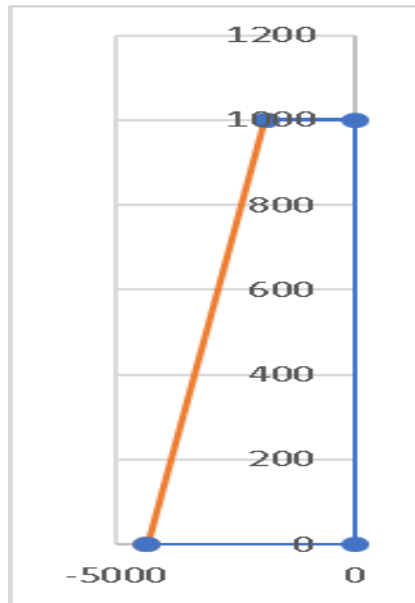
Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Serat Atas

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{f_0}{A} + \frac{Foxe}{Wt} - \frac{Mlap}{Wt} \\ -27720 &\geq -\frac{fe}{0.759} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1386.7}{0.231} \\ -27720 &> -1536.114 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Serat Bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{f_0}{A} - \frac{Foxe}{Wb} + \frac{Mlap}{Wb} \\ 3146.42 &\geq -\frac{fe}{0.759} + \frac{Fox0.44}{0.288} - \frac{1386.7}{0.288} \\ 3146.42 &< -2874.48 \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 8.4 Diagram Tegangan

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dar ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan = -1386.7 kNm

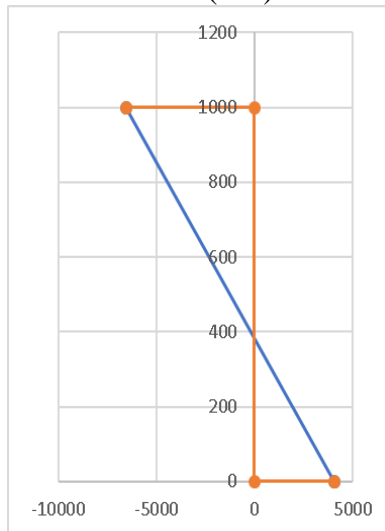
Momen lapangan = 1825,59 kNm

Serat Atas

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{f_0}{A} + \frac{Foxe}{Wt} - \frac{Mlap}{Wt} \\ -20250 &\geq -\frac{fe}{0.759} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1825.59}{0.231} \\ -20250 &> -3236.06 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Serat Bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{f_0}{A} - \frac{Foxe}{Wb} + \frac{Mlap}{Wb} \\ 5366.56 &\geq -\frac{fe}{0.759} - \frac{Fox0.44}{0.288} + \frac{1825.59}{0.288} \\ 5366.56 &> 451.96 \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 8.5 Diagram Tegangan

Kondisi saat beban layan gaya prategang
(Tumpuan)

Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{f_0}{A} + \frac{F_{oxe}}{W_t} - \frac{M_{tum}}{W_t}$$

$$5366.56 \geq -\frac{fe}{0.759} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1825.59}{0.231}$$

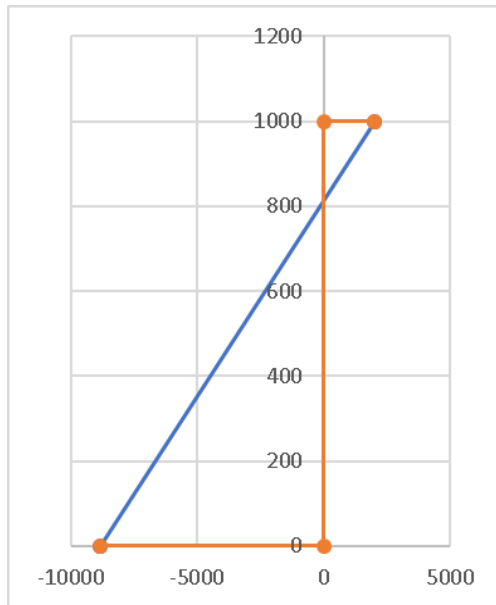
$$5366.56 > 794.85 \text{ (OK)}$$

Serat Bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{f_0}{A} - \frac{F_{oxe}}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b}$$

$$-20250 \geq -\frac{fe}{0.759} + \frac{Fox0.44}{0.231} - \frac{1825.59}{0.231}$$

$$-20250 > -5074.02 \text{ (OK)}$$



Gambar 8.6 Diagram Tegangan

8.1.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (*strand stress relieve*).

$$F_{pmax} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{2400000}{1395} = 1720,4 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand *post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-19

Jumlah Strand : 15

Breaking Load : 2760 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 2

Luas tendon yang dipakai : 1899,2 m^2

$$f_{pakai} = \frac{f_o}{A_{pakai}} = \frac{2400000}{1899,2} = 1263,7 \text{ MPa}$$

8.1.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibandingkan pada saat stressing/jacking. Kehilangan gaya prategang dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

- a. Kehilangan akibat slip ankur (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 a)

Kehilangan akibat pengangkurn/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah penarikan dan gaya pretegang dialihkan ke angkur.

Cek kehilangan gaya pretegang apakah berpengaruh sampai ke tengah bentang:

$$x = \frac{Es \times g}{f \text{ pakai} \times \left(\frac{\mu \alpha}{L} + K \right)}$$

Dengan kehilangan sebagai berikut:

$$Es = 200000 \text{ Mpa}$$

$$g = 2.5 \text{ mm}$$

$$f \text{ pakai} = 1263,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 0,77 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{8f}{L} = 0.329$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$X = \frac{200000 \times 2.5}{1263.9 \times \left(0.12 \times \frac{0.329}{20} + 0.016 \right)}$$

$$= 146.86 \text{ mm} < 15\text{m}$$

Sehingga diperoleh nilai $x = 0,146 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 15\text{m}$. Maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 2 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis mempengaruhi.

Pertama dihitung tegangan beton pada titik pusat tendon :

$$f = \frac{F}{A_c}$$

Dimana: F = Gaya Prategang yang diberikan (N)

A_c = Luas Penampang Beton (mm^2)

$$f = \frac{2400000}{610000} = 3.93 \text{ Mpa}$$

Selanjutnya menghitung kehilangan tegangan pada tendon

$$\Delta f_{ES} = E_s \times \frac{f}{E_c} \times \frac{n-1}{2}$$

Dimana: Δf_{ES} = Kehilangan tegangan prategang akibat perpendekan elastis

E_s = Modulus elastis baja (Mpa)

E_c = Modulus Elastis beton (Mpa)

f = tegangan beton pada titik pusat tendon (Mpa)

n = Jumlah Tendon

$$\begin{aligned} \Delta f_{ES} &= 200000 \times \frac{3.93}{26794} \times \frac{2-1}{2} \\ &= 14.68 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Maka kehilangan gaya prategang :

$$\Delta F_{ES} = \Delta f_{ES} \times A_{PS}$$

$$\Delta F_{ES} = 14,68 \times 1899,18$$

$$\Delta F_{ES} = 27887,7 \text{ N}$$

$$\Delta F_{ES} = \frac{27887,7}{(2400 \times 1000)} \times 100 = 1,16 \%$$

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2).

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material betona dan baja pratekan saat proses jacking. Kehilangan ratekan akibat gesekan (Wobble Effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_{pF} = F_i \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

$$\Delta f_{pF} = F_i - F_{pF}$$

F_{pF} = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

Δf_{pF} = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi

F_i = Gaya awal prategang

α = Sudut Kelengkungan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien woble

L = Panjang balok

Nilai sudut kelengkungan didapat dengan rumus sebagai berikut:

Sedangkan nilai K dan μ didapat dari Tabel 14 SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.2 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:

Direncanakan :

$$a = 700 \text{ cm} ; \alpha = 5^{\circ}$$

$$Fb = Fa \times e^{-kxL}$$

$$= 240000 \times 600^{-(0,0016 \times 7)} = 223406,5$$

$$Fc = Fb \times \cos \alpha = 223406,5 \times \cos 5^{\circ}$$

$$= 222555,8 \text{ kg}$$

$$Fc - d = Fc \times e^{-kxL}$$

$$= 222555,8 \times 600^{-(0,0016 \times 3,6)}$$

$$= 214293, \text{ kg}$$

$$F \text{ sisa} = 240000 \text{ kg} - 214293,06 \text{ kg}$$

$$= 25706,94 \text{ kg}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan dan *wobble effect* adalah :

$$\% = \frac{25706,94}{240000} \times 100\% = 8,56 \%$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat wobble efek adalah sebesar 25706,94 kg.

d. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

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

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Kehilangan akibat kekangan kolom dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$\Delta p = \frac{Mb - Ma}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut:

- Momen akibat stressing balok prategang lantai atap: $M_b = 195,9$

$$M_a = 0$$

Dari momen tersebut, diperoleh besar kehilangan prategang sebagai berikut :

- Kehilangan prategang akibat stressing balok prategang lantai atap:

$$\Delta p = \frac{196.9 - 0}{3.9} = 50.23$$

$$\Delta f_p = \frac{50.2 \times 1000}{1899.2} = 26.44$$

Persentase kehilangan patekan akibat kekangan kolom adalah:

$$\Delta f_p = \frac{26.45}{1263.7} \times 100 \% = 2.09 \%$$

2. Hilangnya gaya awal yang terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relative lama, adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 c)

$$CR = K_{cr} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} \right) \cdot f_{cir} - f_{c ds}$$

Dimana :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

fcds = fegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati ada struktur setelah diberi gaya prategang

fcir = tegangan beton di daerah c.g.s akibat gaya awal pratekan

$$fcir = \frac{FO}{A} + \frac{Fo x e x e}{I} - \frac{M x e}{I} = 3.60 \text{ Mpa}$$

$$fcds = \frac{M x e}{I} = 2.85 \text{ Mpa}$$

$$\frac{Es}{Ec} = 6.34 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} CR &= 1,6 \times 6,73 \times (3,60 - 2,85) \\ &= 7.68 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Presentase kehilangan prategang akibat rangkai:

$$\Delta f_{cr} = \frac{7.68}{1263.69} = 0.60 \%$$

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 d)

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - \frac{0.0236V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

Dimana:

RH = 70% (untuk kota Surabaya)

Ksh = 0,77 (7 hari)

V/S = 13,82 cm

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times 0,77 \times 200000 \times (1 - 0,0236 \times 13,82) \times (100 - 70) = 0.3772 \text{ Mpa}$$

Sehingga presentase kehilangan akibat susut adalah:

$$\Delta fsh = \frac{0.3772}{1263.7} = 0.029 \%$$

c. Relaksasi Baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1 e)

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja.

Dimana:

$$Kre = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$fpi/fpu = 1263,7/1860 = 0,67$$

$$C = 0,95$$

$$RE = (138 - 0,15 \times (0,378 + 4,26)) \times 0,95 = 123,57 \text{ MPa}$$

Sehingga presentase kehilangan akibat relaksasi baja adalah:

$$\Delta fre = \frac{123.75}{1263.7} \times 100 \% = 9.74 \%$$

Total kehilangan prategang:

$$1,16+9,74+2,09+0,60+0,02+8,56 = 22.5 \%$$

8.1.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100-21.75}{100} \times 2400 = 1877.98 \text{ kN}$$

a. Kontrol akibat beban layan (1D+1L)

Kontrol saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan = -1386 kNm

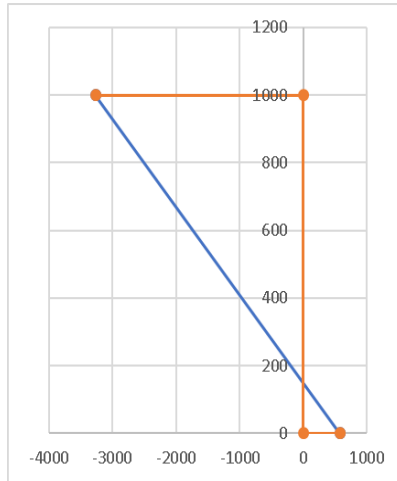
Momen lapangan = 1825,59 kNm

Serat Atas :

$$\begin{aligned} \sigma_t &\geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_{exe}}{W_t} - \frac{M_{lap}}{W_t} \\ -20250 &\geq -\frac{F_e}{1.14} + \frac{F_{exe}}{0.405} - \frac{1825.59}{0.405} \\ -20250 &\leq -3264.07 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Serat Bawah :

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_{exe}}{W_b} - \frac{M_{lap}}{W_b} \\ 5366.56 &\geq -\frac{F_e}{1.14} + \frac{F_{exe}}{0.295} - \frac{1825.59}{0.295} \\ 5366.56 &\geq 576.42 \text{ (OK)} \end{aligned}$$



Gambar 8.7 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan

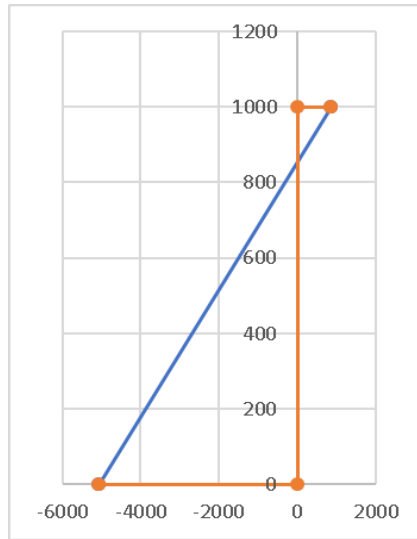
Kondisi saat beban layan gaya prategang
(Tumpuan)

Serat Atas

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_{exe}}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t} \\ -5366.56 &\geq -\frac{F_e}{1.14} + \frac{F_{exe}}{0.405} - \frac{1386}{0.405} \\ 5366.56 &\geq 852.39 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Serat Bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_{exe}}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b} \\ -20250 &\geq -\frac{F_e}{1.14} - \frac{F_{exe}}{0.295} + \frac{1386}{0.295} \\ -20250 &\geq -5065 \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 8.8 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan

b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'c/10$

Dimana: $f'c/10 = 40/10 = 4$ MPa dan 3,5 MPa, maka diambil nilai 3,5 MPa didapatkan f_{pc} sebesar

$$f_{pc} = F_e/A = 1877.98/1.14 = 1,64 > -,5 \text{ MPa... (OK)}$$

c. Kontrol akibat beban Gempa (1D + 1L + Ex)

$$\text{Momen tump kiri} = -2112.32 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen tump kanan} = -2134.34 \text{ kNm}$$

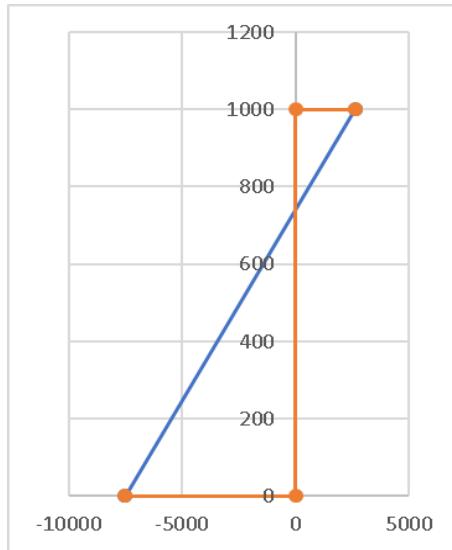
Kondisi saat beban layan gaya prategang
(Tumpuan)

Serat Atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &\geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_{exe}}{W_t} - \frac{M_{tump}}{W_t} \\ -5366.56 &\geq -\frac{F_e}{1.14} + \frac{F_{exe}}{0.405} - \frac{1386}{0.405} \\ 5366.56 &\geq 2643 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Serat Bawah:

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_{exe}}{W_b} + \frac{M_{tump}}{W_b} \\ -20250 &\geq -\frac{F_e}{1.14} + \frac{F_{exe}}{0.295} - \frac{1386}{0.295} \\ -20250 &\leq -7521 \text{ (OK)} \end{aligned}$$



Gambar 8.9 Diagram Tegangan

8.1.6.7 Kontrol Lendutan

Kemampuan layang struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defelksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibandingkan beton bertulang biasa sehingga control lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layang yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5 b.

$$f_{ijin} = L/480 = 20000/480 = 41,67 \text{ cm}$$

a. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok menekuk ke atas sehingga terjadi *chamber*

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times \frac{f}{L^2} \\ &= 8 \times 2400 \times \frac{0.86}{20000^2} \\ &= 39,12 \text{ N/mm (ke atas)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta p' &= \frac{5}{384} \frac{p' \times L^4}{Ec \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{39.12 \times 20000^4}{31528.4 \times 0.324 \times 10^{12}} \\ &= 16.14 \text{ mm (ke atas)} \end{aligned}$$

$$M(-) = F_o \times e = 2400 \times (-200) = -4.8 \times 10^8$$

$$\Delta M(-) = M \times \frac{L^2}{(8 \times Ec \times I)} = -4.75 \text{ (kebawah)}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned} \Delta g &= \frac{5}{384} \frac{p' \times L^4}{Ec \times I} = - \frac{5}{384} \times \frac{2400 \times 0.9 \times 0.5 \times 20000^4}{31528.4 \times 0.324 \times 10^{12}} \\ &= -9.16 \text{ mm (ke bawah)} \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 39,12 - 16,14 - 4.75 = 2.23 \text{ mm (ke atas)}$$

b. Saat F_o menjadi F_e

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{F_e}{F_o} \times \Delta p' + \frac{F_e}{F_o} \times \Delta g \\ &= \frac{1879.00}{2400} \times (16.14 - 9.6) \\ &= 5.4 \text{ mm (keatas)} \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\Delta = -27.66 \text{ mm (kebawah)}$$

$$\Delta_{\text{total}} = -8.47 - 27,66 = -36,13 \text{ (ke bawah)}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 36,13 \text{ (ke bawah)} < 41,67 \text{ mm (OK)}$$

8.1.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negative di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior join.

a. Momen Nominal Tendon Prategang pada Tumpuan

$$A_{ps} = 1899,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,764$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 3100178,68 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3100178.68}{0.85 \times 45 \times 600} = 115.78 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T \times \left(\frac{d-a}{2}\right) \\
 &= 3100178.68 \text{ N} \times \left(\frac{1150-a115.78}{2}\right) \\
 &= 3385.72 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3385.72 = 3047.15 \text{ kNm}$$

$$25\% \phi M_n = 0,25 \times 3047.15 = 761,43 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu akibat gempa maks} = 2112.32 \text{ kNm}$$

Sehingga Momen yang harus ditanggung tulangan lunak $\text{Mu} - 25\% \phi M_n = 2112.32 - 761.43 = 1350.53 \text{ kNm}$. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan adalah 1350.53 kNm.

b. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

$$\text{Mu} = 1350,57 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi balok} = 50/70$$

$$\text{Dimensi kolom} = 50/50$$

$$\text{Panjang balok} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tulangan longitudinal} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan Sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 1250 - 40 - 13 - 25/2 = 1184.5 \text{ mm}$$

c. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{f'_c}{4 \times f_y} = \frac{40}{4 \times 420} = 0.0038 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0409$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho b = 0.75 \times 0.0409 = 0.0275$$

$$\rho_{\max} = 0.027 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times 40} = 12.35$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1350.53 \times 10^6}{700 \times 1250^2} = 1.52 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{12.35} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.35 \times 1.52}{420}} \right]$$

$$= 0.0043 > \rho_{\min} \text{..OK}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0043$$

Menentukan Jumlah tulangan tumpuan atas :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0.0043 \times 700 \times 1250 \\ &= 3493.85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D 25}} = \frac{3493.85}{490.625} \\ &= 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= n \times \text{As D 25} = 8 \times 490 \\ &= 3925 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan Jumlah tulangan tumpuan bawah :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{1}{2} \rho \cdot b \cdot d = \frac{1}{2} \times 3925 \\ &= 1949.89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As D 25}} = \frac{1949.85}{490.625} = 4 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= n \times \text{As D 25} = 4 \times 490 \\ &= 1962.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

8.1.6.9 Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 psal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$V_u = 960.56 \text{ kN}$$

$$M_u = -2112.32 \text{ kNm}$$

$$V_c = (0.05 \overline{f_c} + 4.8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u}) b_w \cdot d$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 1250 \text{ mm}$$

$$d_p = \frac{h}{2} + e = \frac{1250}{2} + 200 = 825 \text{ mm}$$

$$d = 1184.5 \text{ mm}$$

$$V_c = (0.05 \overline{40} + 4.8 \frac{960.65 \times 825}{2112.32}) 700 \times 1184.5$$

$$= 2062.26 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ min} = 0,17 \cdot \lambda \cdot \overline{f_c} b_w d$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.17.1. \overline{40\ 700\ 1184.5} \\
 &= 945.55 \text{ kN} \\
 V_c \text{ max} &= V_c \text{ min} \times \frac{0.42}{0.17} \\
 &= 945.55 \times \frac{0.42}{0.17} \\
 &= 2336.55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V_c pakai = 2062 kN ($V_c \text{ min} < V_c < V_c \text{ max}$)

Karena:

$$Vu \leq 0,5\phi Vc$$

$$960 \leq 0,5 \times 0,9 \times 2062 \text{ kN}$$

$$960 \geq 927 \text{ kN (memerlukantulangansengkang)}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh desain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) \times (d - \frac{a}{2})$$

Sehingga didapatkan sebagai berikut:

Tabel 8.1 Momen Probable

Bentang (m)		Tulangan	D	As	a (mm)	Mpr (kNm)
20	+	8	25	3925	68.5069846	2370.2
	-	4	25	1962.5	38.48039216	1200.5

$$\begin{aligned}
 V_u (1.2 D + 1L) &= 762 \text{ kNm} \\
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} \\
 V_e &= \frac{2370.2 + 1200.5}{(20 - 0.5)} - 762 \\
 &= -975.88 \text{ kNm} \\
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{20 - 0.5} + V_u \\
 V_e &= \frac{2370.2 + 1200.5}{20 - 0.5} + 762 \text{ kNm} \\
 &= 1342.11 \text{ kNm} \\
 V_{epakai} &= 1342.11 > V_u \dots \mathbf{OK} \\
 \text{Maka digunakan } V_e &= 1342,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

a. Pemasangan Tulangan Geser di daerah sendi plastis

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5$ total geser akibat kombinasi gravitasi ($1,2D+1L$)
 $V_e \geq 0.5 V_u \text{ max}$

$$1342.31 \geq 0.5 \times 960.5$$

$$1342.31 \geq 480 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

- Gaya aksial tekan $< 0,2 Ag.f'c$
- $Pu < 0,2Ag. f'c$ $487,9 < 0,2 \times 700 \times 1250$
 $\times 40 = 3600. \text{OK}$

Dari kedua syarat di atas terdapat bahwa kedua syarat terpenuhi sehingga $V_c = 0$

Dimana :

$$\phi = 0,75$$

$$V_e = 1283,31 \text{ kN}$$

Sehingga $V_s =$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{1283,31}{0,75} = 1789,49 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 700 \times 1250$$

$$= 139,08 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \times \overline{f'c} \times b_w \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \overline{40} \times 700 \times 1250$$

$$= 175,92 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} < V_s < V_s \text{ max} \dots \text{OK}$$

Direncanakan Sengkang 4 kaki D13

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,68 \text{ mm}^2$$

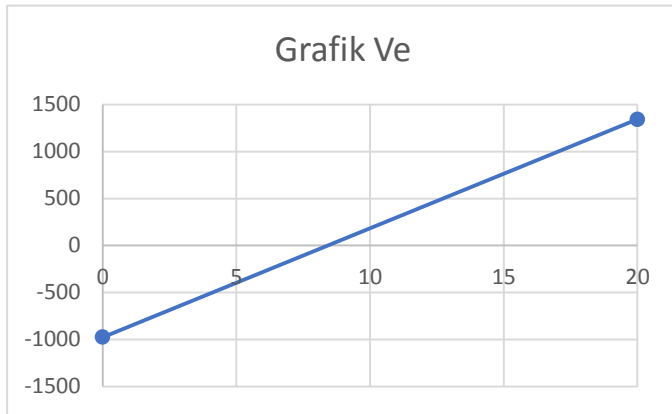
$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 147,52 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar Sengkang tertutup tidak boleh melebihi persyaratan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

1. $\frac{d}{4} = \frac{1184.5}{4} = 296.125 \text{ mm}$
2. $6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
3. 150 mm

Dari jarak yang sudah dihitung, diambil jarak Senggang yang paling kecil, yaitu 100 mm. Senggang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1250 = 2500 \text{ mm}$ dari muka kolom. Senggang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

b. Pemasangan Tulangan Geser di luar daerah sendiplastis



Gambar 8.10 Grafik Ve

Dengan cara interpolasi pada grafik Ve didapatkan besarnya Ve diluar sendi plastis ($2h = 1,5 \text{ m}$)

$$V_e = 1074,9 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{1074}{0,75} = 1433,2 \text{ kN}$$

$V_s \text{ min} < V_s < V_s \text{ max.. OK}$

Direncanakan Sengkang 4 kaki D13

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 1433,2 \text{ kN}$$

$V_s \text{ min} < V_s < V_s \text{ max ... OK}$

Direncanakan Sengkang 4 kaki D13

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 184,20 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar Sengkang tertutup tidak boleh melebihi

$$1, \frac{d}{2} = \frac{1184}{2} = 592,2 \text{ mm}$$

2.350 mm

Sehingga dipasang Sengkang 4 kaki D13 jarak antar sengkang 180 mm

8.1.6.10 Penulangan Torsi

$$T_u = 91,38 \text{ kNm}$$

$$A_{cp} = 700 \times 1250 = 937500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(700 + 1250) = 4000 \text{ mm}^2$$

$$116,84 \text{ kNm} < 0,75 \times 0,083 \times$$

$$\frac{40}{2800} \left(\frac{937500^2}{2800} \right) \frac{2,91}{0,311 \times 1 \times \frac{40}{40}} \times 10^{-6}$$

$$116,84 > 91,38 \text{ kNm}$$

sehingga dibutuhkan tulangan torsi

Kecukupan dimensi beton menahan torsi

$$x_1 = 700 - 2(40 + \frac{13}{2}) = 693.5 \text{ mm}$$

$$y_1 = 1250 - 2(40 + \frac{13}{2}) = 1193.5 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (693.5)(1193.5) = 827692.25 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 703538.41 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(693.5 + 1193.5) = 3774 \text{ mm}$$

$$d = 1184 \text{ mm}$$

Pengecekan dimensi balok

$$\frac{Vu}{b \cdot d} + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2 \leq \phi \left(\frac{Vc}{b \cdot d} + 0.66 \sqrt{f'c} \right)$$

$$\frac{960.56 \times 10^3}{700 \cdot 1250} + \left(\frac{91.38 \times 10^6 \times 3774}{1.7 \cdot 827692.25^2} \right)^2$$

$$\leq 0.75 \left(\frac{1.3 \times 10^3}{700 \cdot 1250} + 0.66 \sqrt{40} \right)$$

$$1.12 \leq 3.93 \text{ (penampang cukup besar)}$$

Penulangan Transversal Torsi

$$T_n = \frac{Tu}{\phi} = \frac{91.38}{0.75} = 121.84 \text{ kNm}$$

Dengan mengasumsi sudut alir 45°

$$\frac{Av}{s} = \frac{4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^6}{2 \times 703538.41 \times 420 \times 1} = 0.53 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_t = 0.37 \times 1000 \text{ mm} = 530.66 \text{ mm}^2$$

untuk sengkang berkaki 1

Luas Penampang Tulangan Transversal Geser

Penulangan transversal geser menggunakan sengkang 4 kaki

$$\frac{At}{s} = \frac{4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^3}{100} = 3.790 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$Av = 3.965 \times 1000 \text{ mm} = 3790 \text{ mm}^2$$

Pemilihan Sengkang

Tulangan Sengkang sebelum torsi 4D13-100 (tumpuan)

$$\begin{aligned} \text{Luas Sengkang (} Avs) &= \frac{n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times s}{s} \\ &= \frac{4 \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times 1000}{100} = 3790.42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Avs + Avt = 4320.45 \text{ mm}^2$$

Jarak Sengkang total

$$S = \frac{4 \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times s}{Avs + Avt}$$

$$S = \frac{4 \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times 1000}{4320.45} = 89.95 \text{ mm}$$

Dengan syarat :

$$\text{a. } S = \frac{Poh}{8} = 471.75 \text{ mm}$$

$$\text{b. } S < 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan sengkang setelah ditambah torsi sebanyak 4D13-100

Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan D25

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7) penulangan lentur akibat torsi dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{A_t}{s} Ph \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \emptyset = (0.53) \times 3774 \times \left(\frac{420}{420}\right) \times 1^2 \\ &= 1523.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari A_t yang didapatkan didistribusikan sebanyak 25% ke setiap sisi, maka didapatkan A_l untuk samping kiri dan kanan sebesar:

$$n = \frac{0.5 A_l}{0.25 \times \pi \times d^2} = \frac{0.5 \times 1523.7}{0.25 \times 3.14 \times 25^2} = 1.09$$

Maka digunakan tulangan lentur sebanyak 1 di sisi kiri dan 1 di sisi kanan.

8.1.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja telah memenuhi control momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimit yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton

menjadi dasar perhitungan control momen nominal:

$$C = T$$

1. Momen Nominal oleh Tendon Pratekan

Tumpuan

$$A_{ps} = 1899,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 1184,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,764 \gamma_p$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} P_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$$

$$P_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \text{ dapat diambil tidak}$$

kurang dari 0.17

$$\begin{aligned} f_{ps} &= 1860 (1 - (0,55/0,764)(0,17)) \\ &= 1632,36 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = 3100178,68 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f_c \cdot b} = 108,06 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3504,64 \text{ kNm}$$

Lapangan

$$A_{ps} = 1899,2 \text{ mm}^2$$

$$d = 834,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$$

$\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')$ dapat diambil tidak kurang dari 0.17

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - (0,55/0,764)(0,17) \right)$$

$$= 1632.36 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = 3100178.68 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 f'_c \cdot b} = 46.98 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3599.64 \text{ kN}$$

2. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Tumpuan

$$A_s = 3925 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

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

$$d = 1184,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 46.98 \text{ mm}$$

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

$$= 3925 \times 420 \times \left(1184.5 - \frac{46.98}{2} \right)$$

$$= 1905.28 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.8 \times 1905.28 = 1524.22 \text{ kNm}$$

3. Momen Nominal Total

-Tumpuan

$$M_n \text{ total} = 25\% \phi M_{ntendon} + \phi M_{nluna}$$

$$M_n \text{ total} = 1767.74 > M_u \text{ OK}$$

-Lapangan

$$M_n \text{ total} = 25\% \phi M_{ntendon} + \phi M_{nluna}$$

$$M_n \text{ total} = 2810.29 > M_u \text{ OK}$$

8.1.6.12 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimit dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f'c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1,2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0,8$.

a. Tumpuan

$$F_e = 1881.77 \text{ kN}$$

$$K_b = 0.26 \text{ m}$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$W_t = 0.37 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= F(e+K_b) = 1881,77 \cdot (0,2+0,26) \\ &= 874.09 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi M_u > 1,2 M_{cr}$$

$$0,8 \times 1574 > 1,2 \times 874,63$$

$$1259.2 > 1048,95 \text{ . . OK}$$

b Lapangan

$$F_e = 1881.77 \text{ kN}$$

$$K_t = 0.39 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}e &= 0.60 \text{ m} \\W_b &= 0.28 \text{ m}^3 \\M_{cr} &= F(e+Kt) = 1881,2 \cdot (0,6+0,039) \\&= 1773.4 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\phi M_u > 1,2 M_{cr}$$

$$0,8 \times 2189,3 > 1,2 \times 1773,88$$

$$> 2128.09 \dots \mathbf{OK}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IX PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Pondasi adalah suatu struktur bangunan bawah yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Pondasi yang digunakan pada gedung Voza Office Tower direncanakan memakai pondasi tiang pancang berdasarkan brosur yang ada, dengan kedalaman tiang direncanakan 21 meter. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter = 800 mm
- Tebal selimut = 120 mm
- Type = A1
- Allowable axial = 415 ton
- Bending Momen Crack = 40.7 ton.m
- Bending Momen Ultimate = 63.6 ton.m

Pada perhitungan pondasi menggunakan hanya 1 tipe poer, Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil out put semua reaksi perletakkan (dalam hal ini, nilai beban yang dimasukkan bukanlah beban ultimate, tetapi beban awal sebelum ditambah faktor beban).

$$P_u = 970825.54 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 805371.86 \text{ kgm} \\ M_y &= 342828.59 \text{ kgm} \\ H_x &= 3406.87 \text{ kg} \\ H_y &= 21954.49 \text{ kg} \end{aligned}$$

9.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT). 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 lateral dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt (1982).

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate di dasar tiang

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

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

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

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya

K = koefisien karakteristik tanah

A_p = Luas penampang dasar tiang

N_s = rata - rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan

$$3 \leq N \leq 50$$

$$A_s = \text{Luas selimut tiang}$$

$$N_p = \frac{16+17+19+17}{4} = 17.25$$

$$A_p = \frac{1}{4} x \pi x D^2 = \frac{1}{4} x \pi x 0.8^2 = 0.503 \text{ m}^2$$

$$K = 23 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = N_p \cdot K \cdot A_p = 17.25 \times 23 \times 0.503 \\ = 199.33 \text{ ton}$$

$$N_s = \frac{7+13+17+17+16+16+15+16+17+19}{10} \\ = 15.3$$

$$A_s = H x \pi x D^2 = 21 x \pi x D^2 = 21 x \pi x 0.8^2 \\ = 42.2 \text{ m}^2 \quad Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) x A_s = \left(\frac{15.3}{3} + 1 \right) x 42.2 = 257.43 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 199.33 + 257.43 = 456.76 \text{ ton}$$

$$Q_u = \frac{Q_L}{SF} = \frac{536}{3} = 178.66$$

$$N = \frac{P_n}{P_u} = \frac{970.25}{178.66} = 5.67 \approx 6 \text{ buah}$$

9.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 800mm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan dibawah ini:

Untuk jarak antar tiang pancang

$$S \geq 2.5 D = 2.5 \times 800 = 2000 \text{ mm}$$

Untuk Jarak tepi tiang pancang

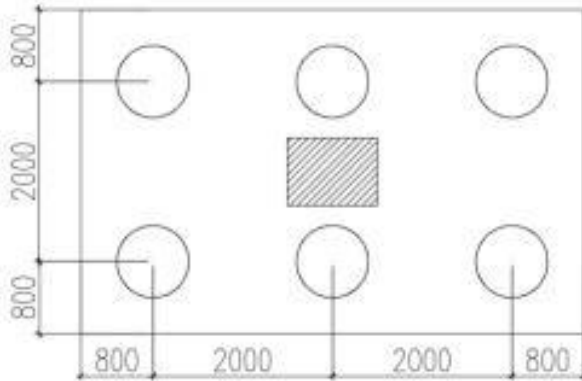
$$1D \leq S_1 \leq 2D$$

$$800 \leq S_1 \leq 1600 \text{ mm}$$

Dipakai :

$$S = 2000 \text{ mm}$$

$$S_1 = 800 \text{ mm}$$



Gambar 9.1 Denah Pile Cap

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times n \times \pi$$

$$\Pi = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom

d = Diameter sebuah tiang pondasi

S = Jarak as ke as tiang dalam group

Efisiensi :

$$\Pi = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{800}{2000}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{1}\right) = 0.71$$

$$Ql (\text{group}) = 536 \times 6 \times 0.71 = 2088.96 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial meksimum pada pondasi kelompok

$$\begin{aligned}
 \text{a. Reaksi kolom} &= 970825.54 \text{ kg} \\
 \text{b. Berat Pile Cap} &= 2400 \times 1.5 \times 5.6 \times 3.6 \\
 &= 72576 \text{ kg} \\
 \text{Total} &= 1043401.54 \text{ kg} \\
 \text{QL (group)} &= 2088.96 \text{ ton} > P = 1043,40 \text{ ton} \\
 &(\text{OK})
 \end{aligned}$$

9.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{\max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{My.X_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mx.Y_{\max}}{\Sigma y^2} \leq P_{\text{ijin}} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol dilakukan dengan nilai P ijin (D80) = 178.6

$$P_{\max} = \frac{970825.54}{6} + \frac{342828.59x2}{\Sigma 2^2 x 4} + \frac{805371.86}{\Sigma 1^2 x 6}$$

$$P_{\max} = 355.74 \text{ ton} < 412.66 \text{ ton}$$

9.5. Kontrol Kekuatan Tiang

Direncanakan tiang pancang beton dengan:

- Diameter : 800 mm
- Tebal Selimut : 120 mm
- Tipe : A1

- Allowable axial : 450 ton
- Bending Moment Crack : 40.7 ton.m
- Bending Moment Ultimate : 63.6 ton.m

9.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada brosur, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 450 ton.

$$P_{\max} = 355.74 \text{ ton} < 450 \text{ ton}$$

9.5.2 Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku "Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)":

$$M_{\max} = H (e + 1.5d + 0.5f)$$

$$F = \frac{H}{9Cu.d}$$

Dimana :

H = Lateral Load

e = Jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

d = diameter pondasi dalam

Cu = 0.95 kg/cm²

$$F = \frac{H}{9Cu.d} = \frac{21954}{9 \times 0.95 \times 80} = 32.09 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 21954.49(0 + 1,5 \times 80 + 0,5 \times 32,09) \\ = 29.86 \text{ tm}$$

$$M_{\max} = 29.86 \text{ tm} < 40 \text{ tm (OK)}$$

9.5.3 Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan control terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

Keterangan :

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = Relative stiffnes Factor

n = 6 buah

Hmax = 36,9 ton

Hmax 1 tiang = 6,15 ton

T = $\left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$

F = 0.352 kg/cm²

E = 297254.1 kg/cm²

I = $\frac{1}{64} \times 3.14 \times 56^4 = 482504.96 \text{ cm}^4$

Fd = 0.9 (koefisien defleksi)

T = $\left(\frac{297254.1 \times 482504.96}{0.9} \right)^{\frac{1}{5}}$
= 209.90 cm

$\delta = 0.9 \left(\frac{6.15 \times 209.90^3}{297254.1 \times 482504.96} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$

$\delta = 0.394 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$

Kontrol Momen:

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{bending crack}}$$

$$F_m = 0.9$$

$$M = 0.9 (6.15 \times 209.94)$$

$$M = 12.82 \text{ ton.m} < 40.7 \text{ ton.m}$$

Berikut merupakan hasil control dimensi tiang pancang dengan menggunakan SpCol terhadap beban aksial dan momen yang terjadi:

9.6 Perencanaan Pile Cap

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasitiang pancang. Oleh karena itu, pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perencanaan pile cap :

$$P_u = 952.8 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} (\text{tiang}) = 355.74 \text{ ton}$$

$$\text{Jumlah tiang pancang tiap group} = 6$$

$$\text{Dimensi kolom} = 1000 \times 1000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 3.6 \times 5.6 \times 0.75 \text{ m}^2$$

$$D_b = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut} = 75 \text{ mm}$$

$$D \text{ efektif } x = 750 - 75 - \frac{1}{2} (25) = 662.5$$

$$D \text{ efektif } y = 750 - 75 - \frac{1}{2} (25) = 662.5$$

9.6.1 Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton

yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d - V_c$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

Dimana :

βc = rasio dari sisipanjang terhadap sisi pendek beton

$$= 1,56$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2(bk + d) + 2(hk + d)$$

αs = 40 untuk kolom interior

bk = lebar penampang kolom

hk = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap Kontrol geser pons pada tiang pancang

$$b_o = 2 \times (1000 + 662.5) + 2 (750 + 662.5)$$

$$b_o = 6150 \text{ mm}$$

Batas geser pons 1

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o . d$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{1.56}\right) 1 \sqrt{40} \times 6150 \times 622.5$$

$$V_c = 10827.94 \text{ kN}$$

Batas geser pons 2

$$V_c = 0.083 \left(\frac{asd}{bo} + 2 \right) \sqrt{f'c} \text{ bo.d}$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{40 \times 622.5}{6150} + 2 \right) \sqrt{40} \times 6150 \times 637.5$$

$$V_c = 13841.53 \text{ kN}$$

Batas geser pons 3

$$V_c = 0.33 \sqrt{f'c} \text{ bo.d} \times 6150 \times 637.5$$

$$V_c = 9194.99 \text{ kN}$$

Jadi V_c yang dipakai adalah 9194.64 kN

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{9194.64}{10} = 689.92 \text{ ton}$$

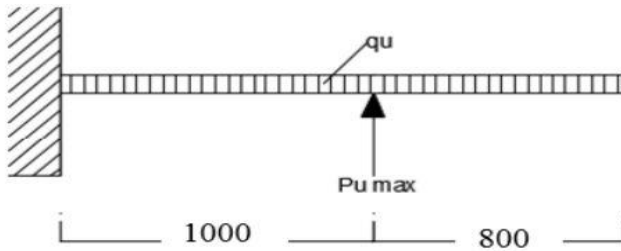
Kontrol geser pons

$$P < \phi V_c$$

$$P_u = \frac{952.8}{6} = 355.74 < 689.92 \text{ ton}$$

9.6.2 Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolo yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pada pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu



Gambar 9.2 Analisa Pile Cap Sebagai Kantilever

$$a = \text{jarak pile cap ke tepi kolom} = 1000 \text{ mm}$$

$$b = \text{jarak tepi tiang pancang} = 800 \text{ mm}$$

9.6.2.1 Penulangan Lentur Pile Cap

Penulangan Lentur :

$$P \text{ max} = 355.74 \text{ ton}$$

$$Q = 2 \times 2.5 \times 0.75 = 3.6 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja

$$M = (355.74 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \times 3.6 \times 1,8^2\right)$$

$$M = 349.91 \text{ tm} = 3499100000 \text{ Nmm}$$

Menentukan ρ balance

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta \times f_{rc}}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0.036$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.036 = 0.027$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,025$$

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

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \\ \rho \text{ min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0033 \\ \rho \text{ min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0038 \\ \rho \text{ min pakai} &= 0,0038 \\ m &= \frac{f_y}{0.85 \times f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.35 \\ R_n &= \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{3499100000}{0.8 \times 625.5} = 5.38 \\ \rho &= \frac{1}{12.35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5.63 \times 12.36}{420}} \right) \\ &= 0.0140 > \rho \text{ min (OK)} \\ A_s &= \rho \times b \times d = 0.0140 \times 2000 \times 662.5 \\ &= 18587.06 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{stul}} = \frac{18587.06}{490.625} \\ &= 37.88 \sim 38 \text{ buah} \\ s &= 3.14 \times \frac{1800}{38} = 148.73 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dipasang tulangan **D25 - 150 mm**

9.7 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof 186 sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof :

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} \\
 h &= 400 \text{ mm} \\
 A_g &= 120000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Mutu bahan :} \\
 f'_c &= 40 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 420 \text{ Mpa} \\
 \text{Selimut beton} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan utama} &= \text{D19} \\
 \text{Tulangan Sengkang} &= \text{D10} \\
 d &= 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 340.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

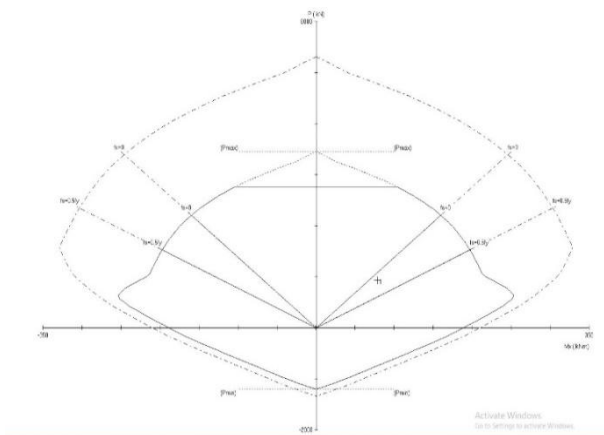
Panjang sloof = 4.8 m

$$\begin{aligned}
 Mu_{\text{tump}} &= \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 403,2 \cdot 4,8^2 \\
 &= 1161,216 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

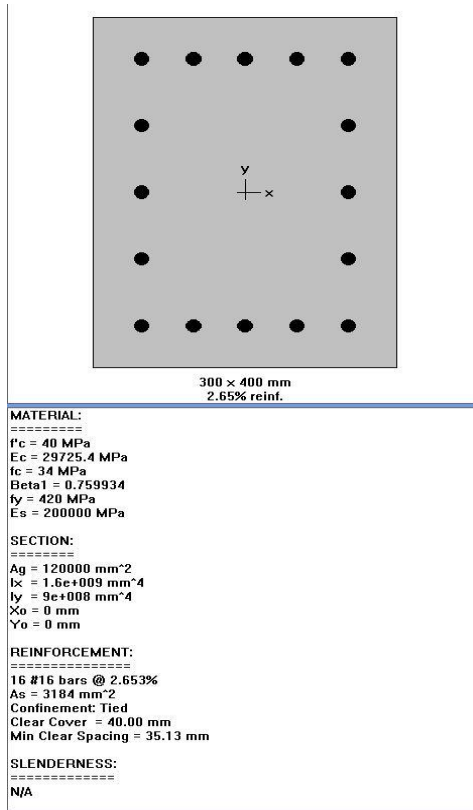
Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 10\% Pu = 10\% \cdot 9343,5 \text{ kN} = 934,3 \text{ kN}$$

$$M = 78,98 \text{ kNm}$$



Gambar 9.3 Diagram Interaksi P – M



Gambar 9.4 Spesifikasi Penulangan Sloof

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 403.2 \times 4.8 = 967.68 \text{ kg}$$

$$= 9676.8 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 340.5$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times x \sqrt{f_c'}}{6} = \frac{300 \times 340.5 \times \sqrt{40}}{60} = 126491.10 \text{ N}$$

$\phi V_c > V_u$ (tulangan geser tidak diperlukan)

Jadi dipasang tulangan geser min

$$S \text{ maks} = \frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{340.5}{2} = 170.25$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \times s}{3f_y} = \frac{300 \times 170.25}{3 \times 420} = 40,53 \text{ mm}^2$$

Dipasang Senggang 2D10-150 mm

Halaman ini sengaja dikosongkan

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 pada tugas akhir ini.

10.1 Ringkasan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Perancangan Gedung Apartemen Vorza Office Surabaya di zona gempa sedang daerah Surabaya memiliki dimensi struktur utama, meliputi :

Kolom	= 100x100 cm
	= 90 x 90 cm
	= 75 x 75 cm
	= 70 x 70 cm
	= 65 x 65 cm
	= 65 x 65 cm

Balok induk	= 60/85 cm
	= 50/70 cm

Balok Anak	= 45/65 cm
	= 35/45 cm
	= 25/35 cm

Balok prategang	= 70/125 cm
-----------------	-------------

2. Perhitungan Gaya gempa menggunakan SNI 1726 – 2012 dengan mencari grafik gempa response spectrum berdasarkan zona gempa dan data tanah sesuai peraturan.
3. Perhitungan pada balok,kolom, dan pelat menggunakan ketentuan sesuai pada SNI 2847-2013 untuk sistem rangka pemikul momen menengah
4. Pemanfaatan Program bantu ETABS dalam perencanaan gedung 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 ini dinilai efektif dikarenakan fungsi ruangan yang mengharuskan tanpa penggunaan kolom.

10.2 Saran

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis 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 perencanaan benar – benar memikirkan kemudahan pelaksanaan di lapangan, sehingga hasil perancangan dapat dilaksanakan oleh pelaksana lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional 2013. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung, SNI 1726-2012.***
- Badan Standardisasi Nasional 2013. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 2847-2013.***
- 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 Suryatmono. Jakarta : Erlangga.*
- Purwono, R. 2005. **Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai SNI-1726 dan SNI2847 Terbaru.** Surabaya : ITS Press.*
- External Post-Tension, **Design Considerations VSL External Tendons Examples from Practice (1992).***
- 27th Conference On our World In Concrete & Structure 29-30 August 2002, Singapore. **“Strengthening of Reinforced Concrete Beam Using External Prestressing” (2002).***

International Transaction Journal of Engineering, Management, & Applied Sciences & Technologies. Relations between Structural Damage and Level of External Prestressing Force on the Flexural Behavior of PostTensioned Prestressed Concrete Beams (2013).

International Journal of Engineering and Science Vol 2, Issue 9 (April 2013), Pp 31-36, "Study of Parameters Which Affect the Strength of Concrete by External Prestressing" (2013)

Sutarja, I Nyoman. 2006. Pengaruh Rangkak, Susut, dan Relaksasi Baja Terhadap Lentutan Balok Jembatan Komposit Beton Prategang. Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 10 No.1 (2006)

Purwono, R. 2006. Perencanaan Struktur Beton Bertulang tahan Gempa. Surabaya: ITS Press.

Naaman and Hamza. 1993. Prestress Losses in Partially Prestressed High Strength Concrete Beams. PCI Journal

Guohui Guo, Leonard M. Joseph, David Darwin. 2013. Effects of Story-by-Story Post-Tensioning on Multi-Story Buildings. ACI Structural Journal

Lampiran 1
Data Tanah



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.1.1. BORING LOG (1)

BOREHOLE #: DB-1

Project : Office 33 Lantai.

Location : Jl. HR Muhammad No.209, Surabaya.

Started : 8 September 2014

Finished : 14 September 2014

Total Depth : 70 m

Coordinates : Unrecorded.

Ground Surface Elevation : ± 0.00 m

Ground Water Level : Undetected.

Drilling Method : Core Drilling

Ø of core : 76 mm

Ø of chasing : 89 mm

Logged by : JP.

Date	Depth (m)	GWL	Symbol	SOIL DESCRIPTION	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST																													
									No. of Blows (blows/cm)			NSPT - Value (Blow/ft)																										
									N ₁	N ₂	N ₃	0	10	20	30	40	>50																					
8/9/2014	0			Clay and silt, inorganic, trace of sand, trace of gravel.	Grey	☐	Soft	-	1 / 15	1 / 15	1 / 15	2	7	13	17	17	16	16																				
	1																																					
	2																																					
	9/9/2014	3			Clay and silt, inorganic, trace to little of fine sand at some depths.	Yellowish Brown	☐	Medium	-	1 / 15	3 / 15	4 / 15	7	13	17	17	16	16	15	16																		
		4																																				
		5																																				
		6																																				
		7																																				
		8																																				
		10/9/2014	9			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Greyish Brown	☐	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	11 / 15	17	17	16	16	15	16	17	19																	
			10																																			
			11																																			
12																																						
13																																						
14																																						
10/9/2014	15			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☐	Very Stiff	-	3 / 15	7 / 15	9 / 15	15	16	17	17	15	15	14	13	14																		
	16																																					
	17																																					
	18																																					
	19																																					
	20																																					
	21																																					
	22																																					
	23																																					
	24																																					
	25																																					
26																																						
27																																						
28																																						
29																																						
30																																						
31																																						
32																																						
33																																						
34																																						
35																																						

NOTE

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

☐ = Undisturbed sample
 ☐ = SPT
 ☐ = Core sample



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.1.2. BORING LOG (1)

BOREHOLE #: DB-2

Project : Office 33 Lantai
 Location : Jl. HR Muhammad No 209, Surabaya.
 Started : 31 August 2014
 Finished : 6 September 2014

Total Depth : 70 m
 Coordinates : Unrecorded.
 Ground Surface Elevation : ± 0.00 m
 Ground Water Level : Undetected.

Drilling Method : Core Drilling
 Ø of core : 76 mm
 Ø of chasing : 89 mm
 Logged by : JP.

Date	Depth (m)	GWL	Symbol	SOIL DESCRIPTION	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST																					
									No. of Blows (blows/cm)			NSPT - Value (Blow/ft)																		
									N ₁	N ₂	N ₃	0	10	20	30	40	>50													
31/8/2014	0			Clay and silt, inorganic, trace of sand, trace of gravel.	Brownish Grey	☑	Soft	-	1 / 15	1 / 15	1 / 15	2	7	13	17	17	17	17												
	1																		☑	Medium	-	1 / 15	3 / 15	4 / 15	7	13	17	17	17	17
	2																													
	3			Clay and silt, inorganic, trace to little of fine sand at some depths.	Yellowish Brown	☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17	17	17	17	17	17													
	4																	☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17	17	17	17			
	5																											☑	Very Stiff	-
	6			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Greyish Brown	☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	9 / 15	16	12	18	13	14	15													
	7																	☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17	17	17	17			
	8																											☑	Stiff	-
	9			Clay and silt, inorganic, little of sand.	Brown	☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	11 / 15	18	13	14	15	16	16													
	10																	☑	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	11 / 15	18	13	14	15			
	11																											☑	Stiff	-
12			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	3 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16	16															
13																☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16						
14																									☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	10 / 15
15			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16	16															
16																☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16						
17																									☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15
18			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16	16																
19															☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16							
20																								☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16
21			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16																
22															☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16							
23																								☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16
24			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16																
25															☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16							
26																								☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16
27			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16																
28															☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16							
29																								☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16
30			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16																
31															☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16							
32																								☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16
33			Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	☑	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14	15	16	16																
34															☑	Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15	16	16							
35																								☑	Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16

NOTE:

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

☑ = Undisturbed sample
 ☑ = SPT
 ☑ = Core sample



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.1.2. BORING LOG (2)

BOREHOLE #: DB-2

Project : Office 33 Lantai
 Location : Jl. HR Muhammad No.209, Surabaya.
 Started : 31 August 2014
 Finished : 6 September 2014

Total Depth : 70 m
 Coordinates : Unrecorded.
 Ground Surface Elevation : ± 0.00 m
 Ground Water Level : Undetected.

Drilling Method : Core Drilling
 Ø of core : 76 mm
 Ø of casing : 89 mm
 Logged by : JP

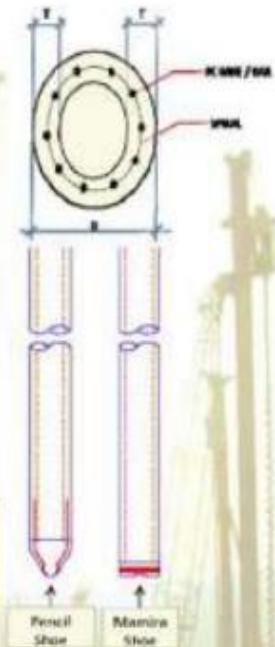
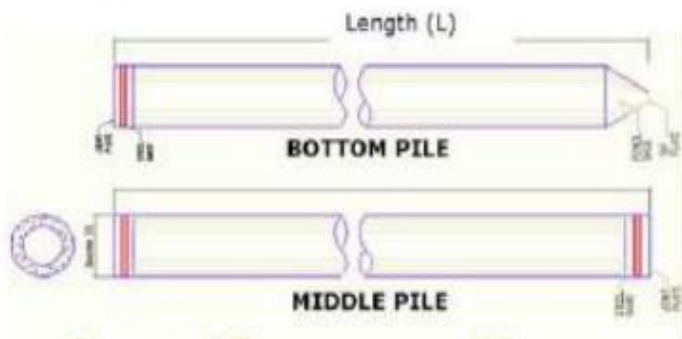
Date	Depth (m)	GWL	Symbol	SOIL DESCRIPTION	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST				
									No. of Blows (blows/cm)			NSPT - Value (Blow/ft)	
									N ₁	N ₂	N ₃	0-10	10-30
3/9/2014	35						Very Stiff	-	3 / 15	7 / 15	9 / 15	16	
	36						Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17	
	37						Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	13 / 15	22	
	38						Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	14 / 15	23	
	39						Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	12 / 15	21	
	40						Very Stiff	-	4 / 15	10 / 15	14 / 15	24	
	41						Very Stiff	-	5 / 15	10 / 15	15 / 15	25	
	42						Very Stiff	-	6 / 15	12 / 15	16 / 15	28	
	43						Very Stiff	-	5 / 15	10 / 15	16 / 15	26	
	44						Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	14 / 15	23	
	45						Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	15 / 15	24	
	4/9/2014	46			Clay and silt, inorganic, trace of sand, cemented at some depths.	Grey		Very Stiff	-	7 / 15	15 / 15	21 / 10	36
47							Hard	-	20 / 15	40 / 15	10 / 5	>50	
5/9/2014	48			Clay and silt, inorganic, little to some sand, cemented.	Grey		Hard	-	7 / 15	14 / 15	18 / 15	32	
	49						Hard	-	6 / 15	13 / 15	18 / 15	31	
6/9/2014	50			Clay and silt, inorganic, trace of sand, weekly cemented at some depths.	Dark Grey		Hard	-	5 / 15	11 / 15	19 / 15	30	
	51						Hard	-	5 / 15	11 / 15	18 / 15	29	
	52						Very Stiff	-	5 / 15	11 / 15	18 / 15	29	
	53						Hard	-	6 / 15	12 / 15	19 / 15	31	
	54						Hard	-	6 / 15	12 / 15	19 / 15	31	
	55			End of boring									

NOTE:
 0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

= Undisturbed sample
 = SPT
 = Core sample

Lampiran 2
Brosur Tiang Pancang

Shape and Dimension

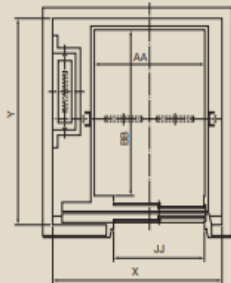


Classification

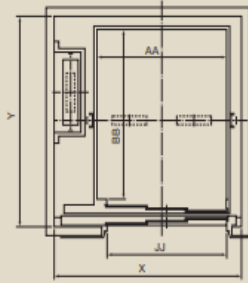
Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.00
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	5.30	67.50
		C				4.00	6.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	7.50	86.40
		C				6.00	9.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	11.50	114.40
		C				9.00	13.50	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	16.50	139.10
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	22.50	174.90
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	37.50	238.30
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	61.00	415.00
		A2				46.20	69.30	406.20
		A3				51.00	76.50	398.20
		B				55.70	83.50	390.90
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	112.50	614.00
		A2				82.30	123.40	604.80
		A3				93.30	140.00	590.60
		B				105.70	158.50	575.00
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	255.00	751.50
1500	180	A1	7422	1855	6 - 24	180.00	270.00	1163.40
		A2				195.00	292.50	1149.00
		A3				217.50	326.25	1129.10
		B				240.00	360.00	1108.00

Lampiran 3
Brosur Lift

Hoistway Plan for 2-panel side opening door (2S)

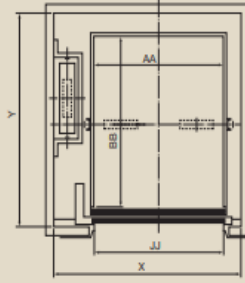


Hoistway Plan for 3-panel side opening door (3S)

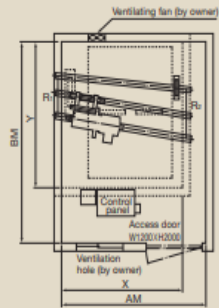


Hoistway Plan for 2-panel upward opening door (2U)

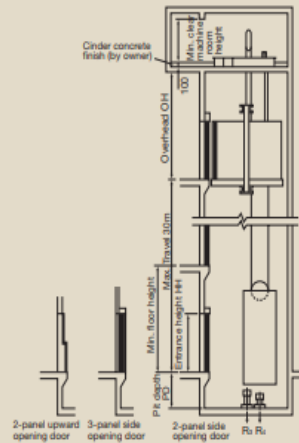
It can not be applied for EN-81-1 or GB code.



Machine Room Plan



Hoistway Section



The following dimension is shown in Japan code.

Type	Capacity (kg)	Speed (m/min.)	Motor (kW)*1	Machine room (mm) AM×BM	Pit depth PD (mm)	Door type	Hoistway (mm) X×Y	Min. floor height (mm)	Overhead OH (mm)	Reaction loads (kN)*2			
										Machine room		Pit	
										R1	R2	R3	R4
F-750-2S	750	45	7.5	2600 × 3950	1250	2S	2200 × 2900	2800	4450	57.9	41.2	70.6	55.4
		60	9.5		1550				4650			71.6	55.4
F-1000-2S	1000	45	7.5	3150 × 3950	1250	2S	2600 × 2900	2800	4450	74.6	43.1	80.4	66.2
		60	9.5		1550				4650			84.8	73.1
F-1500-2S	1500	45	9.5	3600 × 4050	1250	2S	3150 × 3000	2800	4450	101	53.9	119.6	82.4
		60	13		1550				4650			129.4	88.3
F-2000-2S	2000	45	13	3600 × 4250	1250	2S	3150 × 3400	2800	4450	121.6	63.7	139.2	103
		60	18.5		1550				4650			150	109.8
F-2500-3S		45	18.5	4000 × 4400	1250	3S	3600 × 3700	3300	4850	148.1	81.4	192.2	144.2
		60	22		1550				5050			206	154
F-2500-2U**	2500	45	18.5	4000 × 4400	1250	2U	3600 × 3700	4500	4850	155.9	80.4	192.2	144.2
		60	22		1550				5050			206	154
F-2500-3U**		45	18.5	4000 × 4400	1250	3U	3600 × 3700	3950	4850	155.9	80.4	192.2	144.2
		60	22		1550				5050			206	154
F-3000-3S		45	18.5	4100 × 4800	1250	3S	3750 × 4100	3300	4850	166.7	92.2	208	154
		60	26		1800				5050			223	165
F-3000-2U**	3000	45	18.5	4100 × 4800	1250	2U	3750 × 4100	4500	4850	174.5	92.2	208	154
		60	26		1800				5050			223	165
F-3000-3U**		45	18.5	4100 × 4800	1250	3U	3750 × 4100	3950	4850	174.5	92.2	208	154
		60	26		1800				5050			223	165

*1: Since required motor power varies according to the specifications, such as elevator cage weight, etc., please consult our sales agency for details.

*2: Since reaction load varies according to the specifications, please consult our sales agency for details.

*3: In cases where capacity exceeds 3000kg, please consult our sales agency for details.

*4: 2U, 3U door type can not be applied for EN-81-1 or GB code.

Lampiran 4
Brosur Tendon

Multistrand Post-Tensioning



tlink M7, Sydney, Australia



Ballina Bypass, Australia



PT Strands, Australia

Since 1954, designers and constructors of bridges, buildings and civil engineering worldwide over have relied on the VSL Multistrand post-tensioning system. These conventional uses of post-tensioning have been augmented by numerous applications of the system to projects such as stayed structures, offshore platforms, towers, tanks, silos, nuclear power plants, underground and submerged structures.

Patented in 36 countries, the VSL strand system complies in all respects with the Recommendations for the Acceptance and Application of Post-Tensioning Systems of the Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) and is approved in every country where the use of post-tensioning systems is subject to an official authorisation.

The VSL Multistrand system comprises from three to fifty-five strands (either 12.7 or 15.2mm diameter), round duct and anchorages. Prestressing force is applied to the tendons after the casting and curing of surrounding concrete. All strands are stressed simultaneously using a hydraulic jack and are fastened at the live end by wedge grips. The free space inside the duct is then pressure-filled with cement grout.

A number of features are incorporated as a result of many years of experience in the field:

- stressing carried out in any number of stages;
- accurate control of prestress force;
- No need to determine tendon length in advance;
- simultaneous stressing of all strands in a tendon, with individual locking of each strand at the anchorage point;

VSL stressing equipment is easily operated to ensure a safe and rapid stressing procedures. Special emphasis has been placed on rationalised manufacturing of equipment and anchorage parts as well as efficient work site practice.



Waiwera Viaduct, New Zealand

STRAND PROPERTIES - TO AS 4672

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 0.8 Breaking Load	Modulus of Elasticity
(mm)	(mm ²)	(kg/m)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(MPa)
12.7 Super	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2 Super	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x10 ³
15.2 EHT	143.3	1.125	261	221.9	3.5	2.5	

TENDON PROPERTIES

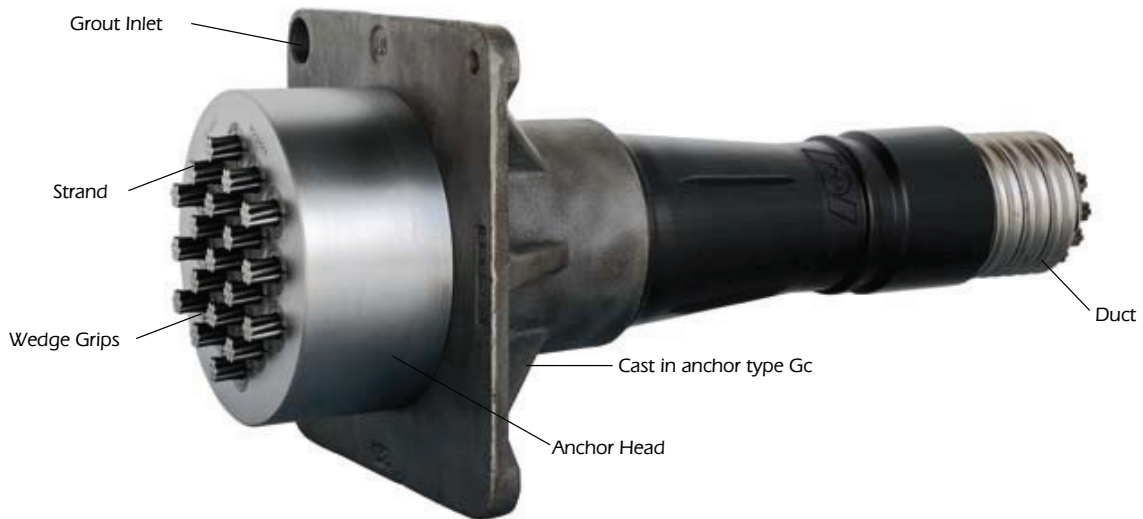
Strand Type 12.7mm Super			
Tendon Unit	No. of strands	Minimum Breaking Load (kN)	Steel Duct. Internal Diameter (mm)
5-4	2	368	40
	3	552	40
	4	736	40
5-7	5	920	50
	6	1100	50
	7	1290	50
5-12	8	1470	70
	9	1660	70
	10	1840	70
	11	2020	70
	12	2210	70
5-19	13	2390	85
	14	2580	85
	15	2760	85
	16	2940	85
	17	3130	85
	18	3310	85
	19	3500	85
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	95
	24	4420	95
	25	4600	95
	26	4780	95
	27	4970	95
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	120
	39	7180	120
	40	7360	120
	41	7540	120
	42	7730	120
5-48	43	7910	130
	44	8100	130
	45	8280	130
	46	8460	130
	47	8650	130
	48	8830	130
5-55	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 Super			
Tendon Unit	No. of strands	Minimum Breaking Load (kN)	Steel Duct. Internal Diameter (mm)
6-3	2	500	40
	3	750	40
6-4	4	1000	50
6-7	5	1250	70
	6	1500	70
	7	1750	70
6-12	8	2000	85
	9	2250	85
	10	2500	85
	11	2750	85
	12	3000	85
6-19	13	3250	95
	14	3500	95
	15	3750	95
	16	4000	95
	17	4250	95
	18	4500	95
	19	4750	95
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
	23	5750	115
6-27	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
	28	7000	120
6-31	29	7250	120
	30	7500	120
	31	7750	120
	32	8000	130
6-37	33	8250	130
	34	8500	130
	35	8750	130
	36	9000	130
	37	9250	130
	38	9500	135
6-42	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
	43	10750	145
6-48	44	11000	145
	45	11250	145
	46	11500	145
	47	11750	145
	48	12000	145
	49	12250	155
	50	12500	155
	51	12750	155
6-55	52	13000	155
	53	13250	155
	54	13500	155
	55	13750	155

Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct
 3. Duct external dia. = Inside dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated PT-Plus® duct is also available, refer page 17
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available

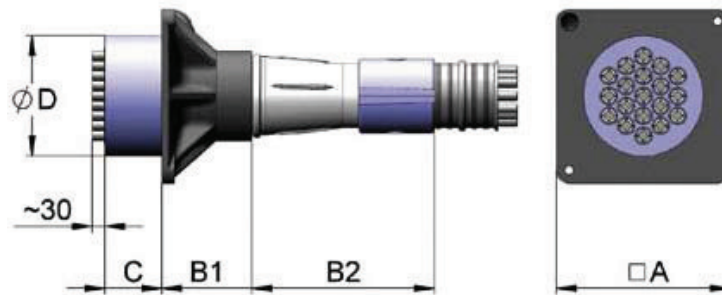
6. Anchorages for 15.2mm system are compatible with 261 EHT strand
 7. Anchorage size up to 6-91 available on special order from overseas
 8. 12-9mm, 15-7mm and 15-2mm minimum 300kN breaking load strand available as special order from overseas

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Gc LIVE END

VSL has developed a new anchorage designed to satisfy the increasing expectations of the construction industry. The VSL Gc type anchorage is an evolution optimizing new requirements with well proven materials while maximizing cost effectiveness.



Tendon Unit	Dimensions (mm)				
	A	B1	B2	C	D
6-3	130	120	-*	50	95
6-4	140	120	-*	55	110
6-7	180	135	-*	60	135
6-12	230	220	-*	75	170
6-19	290	150	300	95	200
6-22	325	150	490	100	220
6-27	350	170	450	110	240
6-31	375	170	410	120	260
6-37	410	170	600	135	280

Subject to modification

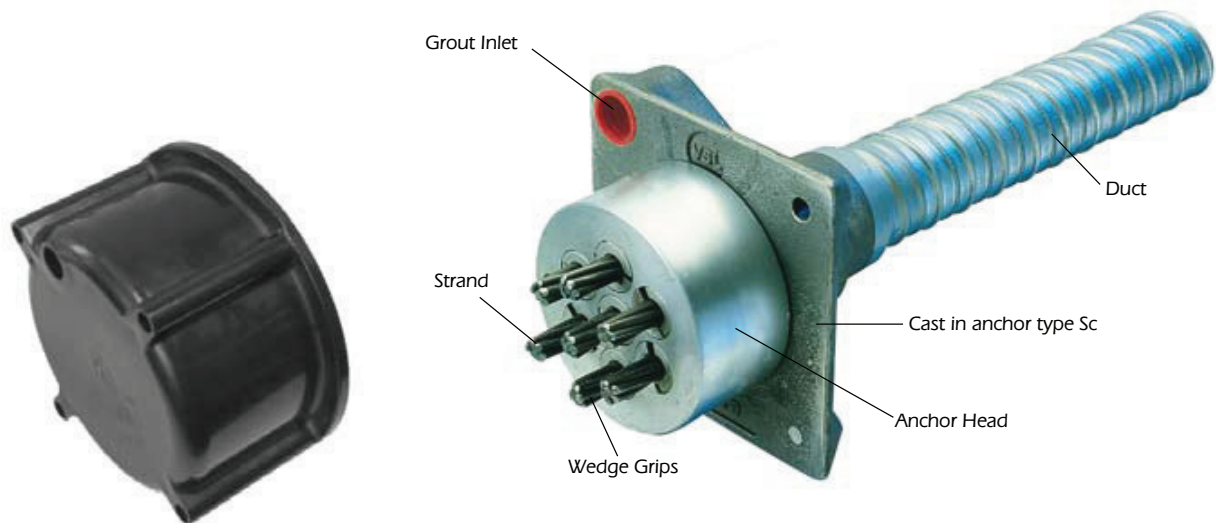
Note: 1. * These castings have no trumpet

2. Max. prestressing force may be applied when concrete reaches 80% of its nominal strength

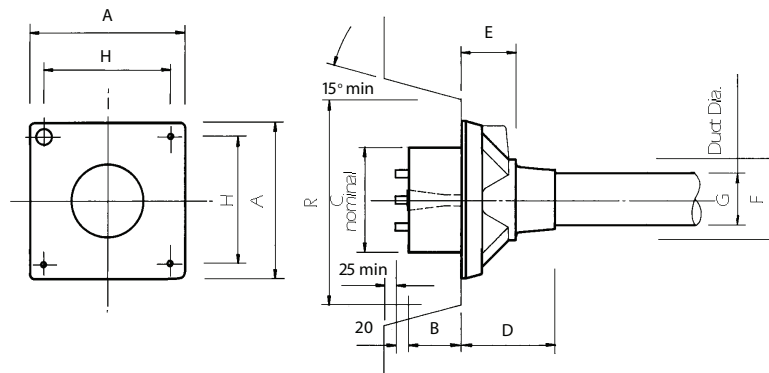
3. Max. prestressing force is 75% of min. tendon breaking load (temporary overstressing to 80%)

4. Where PT-PLUS® plastic ducts are used the trumpets for the GC have short, profiled extensions for PT-Plus® coupling

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END



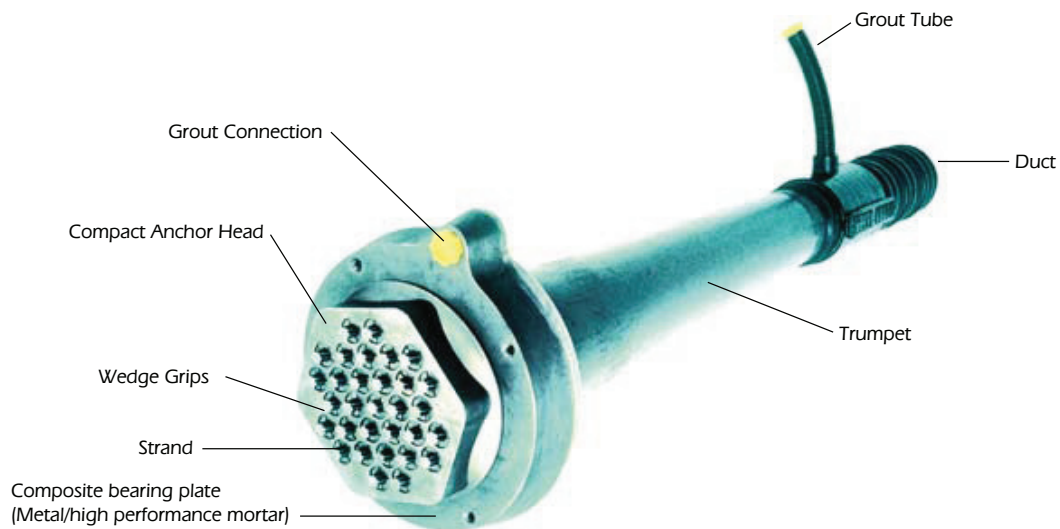
Note: Antiburst reinforcement to Engineers details not shown

	TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7MM	5-4	135	57	90	100	16	64	40	95	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	50	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	70	151	320
	5-19	270	66	180	210	110	145	85	200	360
	5-22	290	80	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	95	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	120	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	130	365	750
5-55	465	142	320	340	160	250	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2MM	6-3	135	57	90	100	16	56	40	95	210
	6-4	165	57	120	100	60	85	50	125	270
	6-7	215	67	140	160	85	120	70	150	320
	6-12	270	74	180	210	110	145	85	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	95	250	360
	6-22	315	102	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	112	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	122	270	340	160	217	120	325	650
	6-37	430	142	300	340	160	235	130	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	147	340	1035	110	269	145	495	900
	*6-55P	600	182	360	1070	120	294	155	520	900

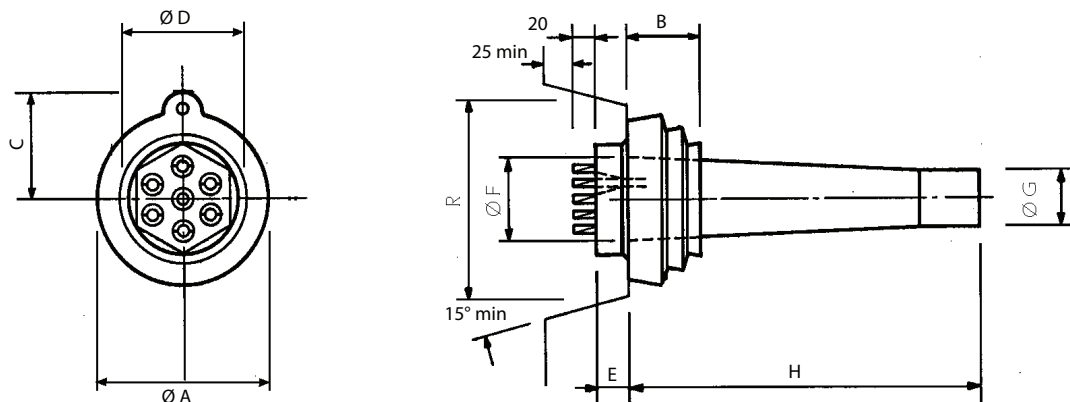
Note: 1. Dimension R does not allow for Lift off force check. Small recesses can be provided for special cases. Please check with your local VSL office for details

2. * Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE CS LIVE END



Tendon Unit		Dimensions (mm)										
Strand Type 12.7mm	Strand Type 15.2mm	A	B	C	D	E		F Ext. Dia.	G Ext. Dia.	H CS-Std	H CS-Plus CS-Super	R
5-12	6-7	222	60	135	153/143	49	110	80	400	535	320	
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360	
	6-19	300	90	170	210	59	156	110	540	660	360	
5-31	6-22	320	100	180	229	59/65	174	125	570	740	360	
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	880	*	640	
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750	

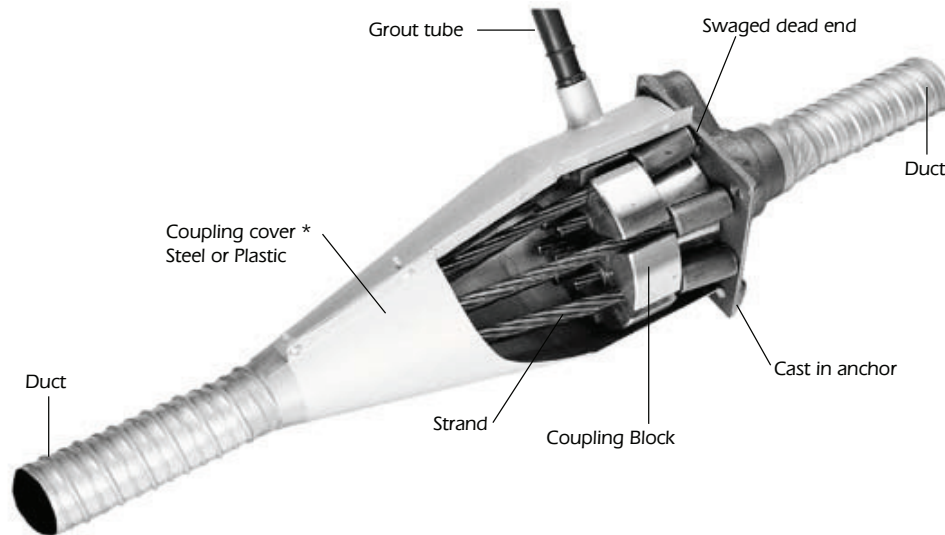
Note: 1. * Please check with your local VSL office for details. The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS® duct coupling

TENDON CONFIGURATIONS

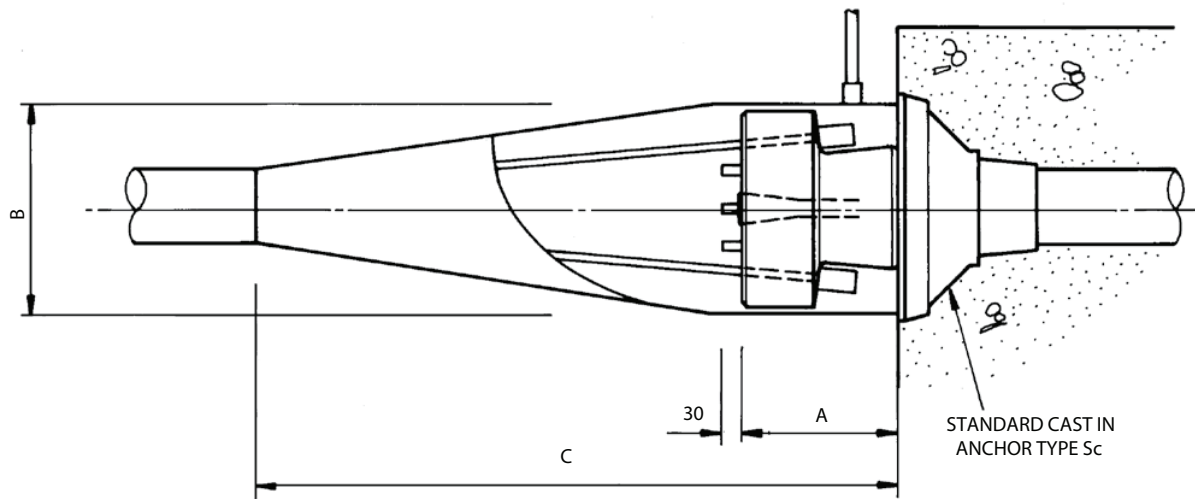
VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS®		
Conventional	•		•			
PT-PLUS®	•			•		
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•		•

The Type CS anchorage is an imported anchorage and should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used

Multistrand Post-Tensioning



VSL COUPLING ANCHORAGE TYPE C

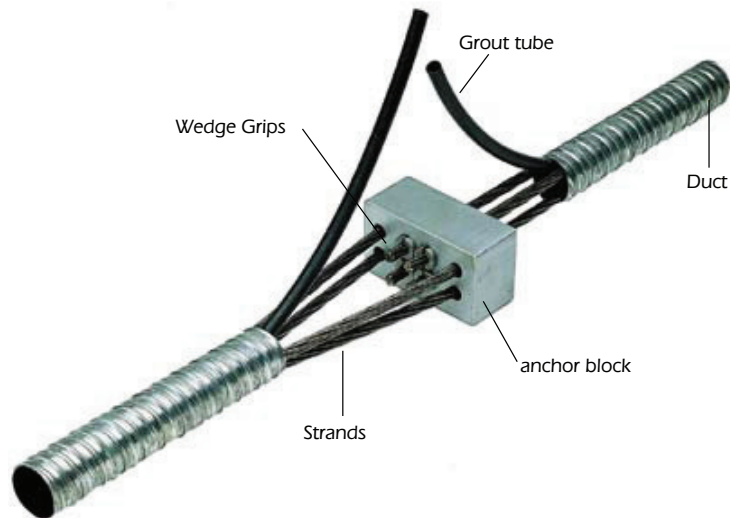


TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm		
	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-4	108	150	500
5-7	108	170	550
5-12	108	200	650
5-19	108	230	740
5-22	108	250	830
5-27	108	300	1000
5-31	108	340	1140
5-37	148	380	1320
5-42	148	385	1320
5-48	148	410	1370
5-55	168	480	1370

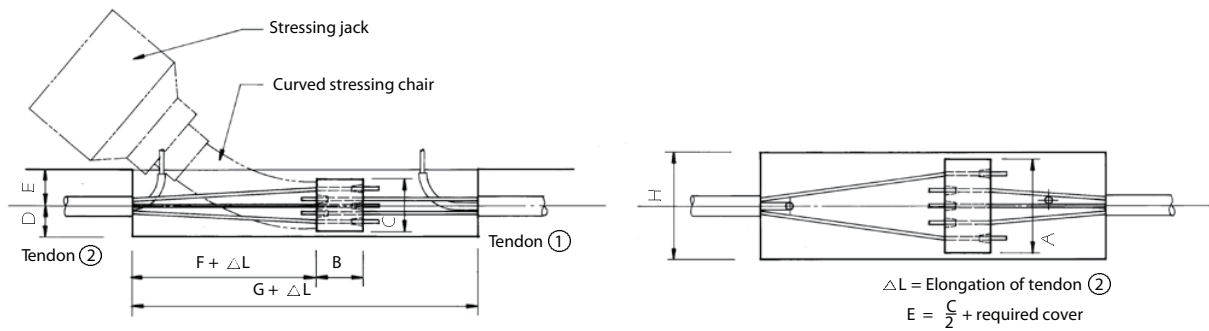
TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm		
	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	125	150	490
6-4	125	160	520
6-7	125	200	630
6-12	125	230	730
6-19	125	270	860
6-22	125	300	930
6-27	135	320	1000
6-31	145	350	1090
6-37	165	410	1390

Note: 1. * In some applications the coupling cover may not be required

Multistrand Post-Tensioning



INTERMEDIATE ANCHORAGE TYPE Z

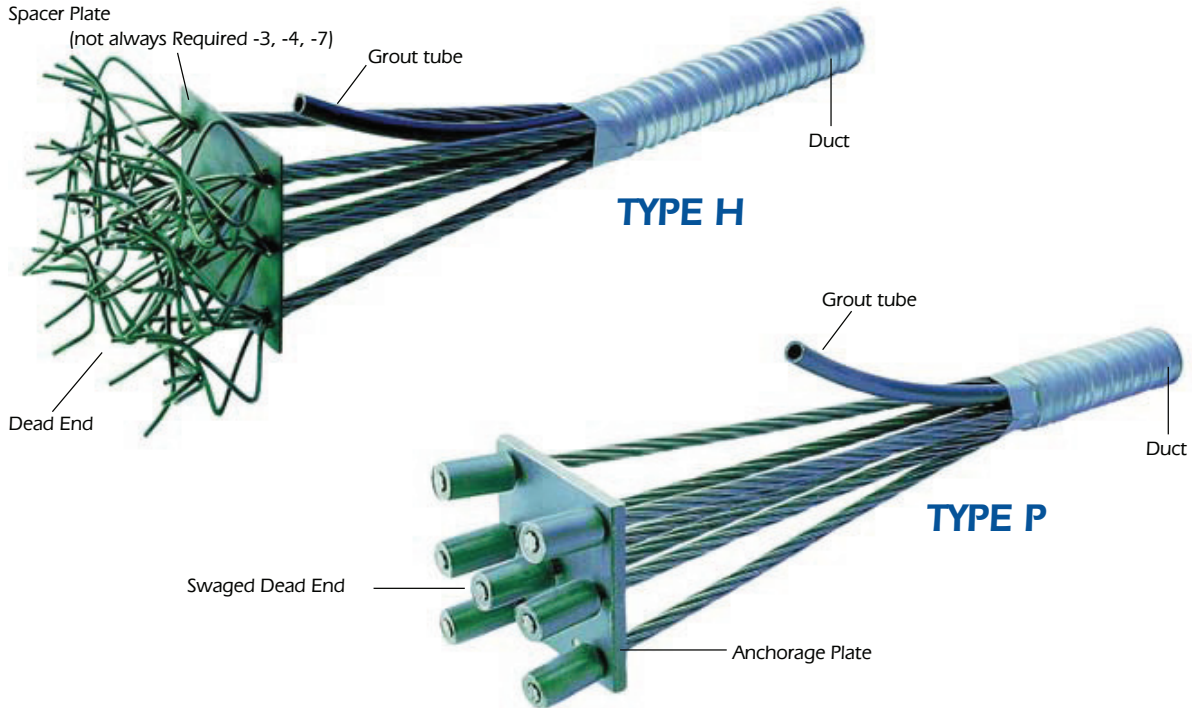


Centre-stressing anchorages are used for ring tendons in circular structures, or for those tendons where the ends cannot be fitted with normal stressing anchorages.

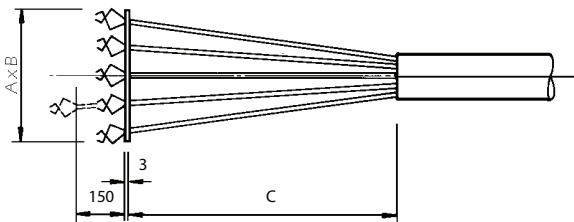
Strand Type	Tendon Type	A	B	C	Dimensions (mm)			
					D	F*	G*	H
12.7mm	5-2	130	60	80	60	400	560	170
	5-4	160	70	90	65	500	720	200
	5-6	200	90	130	85	700	990	240
	5-12	280	140	140	90	1000	1490	320
	5-18	320	160	180	110	1300	1910	360
	5-22	350	160	200	120	1450	2110	390
15.2mm	6-2	140	70	90	65	450	620	180
	6-4	170	80	100	70	900	1180	210
	6-6	210	100	140	90	1000	1400	250
	6-12	300	160	160	100	1350	1960	340
	6-18	380	180	200	120	1450	2280	420
	6-22	400	180	250	145	1500	2380	440

Note: 1. * Dependent upon the shape of the concrete surface. The values stated apply for surfaces which are not curved

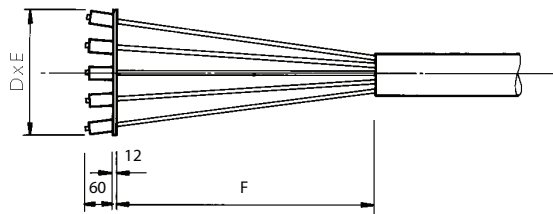
Multistrand Post-Tensioning



VSL DEAD END ANCHORAGE



Dead End Anchorage Type H



Dead End Anchorage Type P

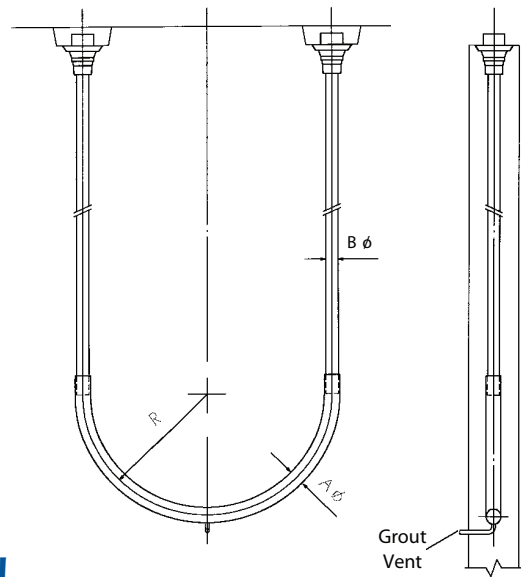
Tendon Type	Strand Type 12.7mm					
	Type 'H'			TYPE 'P'		
	A	B	C	D	E	F
5-4	125	125	600	120	120	150
5-7	175	150	1000	150	150	300
5-12	300	250	1000	200	200	350
5-19	375	300	1000	250	250	450
5-22	400	300	1000	300	250	500
5-27	450	400	1200	300	300	750
5-31	450	425	1200	350	300	750
5-37	525	450	1100	375	350	850
5-42	600	450	1400	375	375	950
5-48	645	450	1200	400	400	1000
5-55	700	500	1700	425	425	1250

Dimensions in mm

Tendon Type	Strand Type 15.2mm					
	Type 'H'			Type 'P'		
	A	B	C	D	E	F
6-3	150	150	600	150	150	250
6-4	150	150	600	150	150	250
6-7	200	170	1000	200	200	350
6-12	350	300	1000	250	250	450
6-19	450	350	1000	300	300	650
6-22	500	350	1000	300	300	500
6-27	550	450	1400	350	350	950
6-31	550	475	1400	350	350	950
6-37	600	550	1100	400	350	850
6-42	700	550	1700	400	350	1250
6-48	745	550	1200	475	475	1000
6-55	800	600	2000	550	475	1550

Dimensions in mm

Multistrand Post-Tensioning



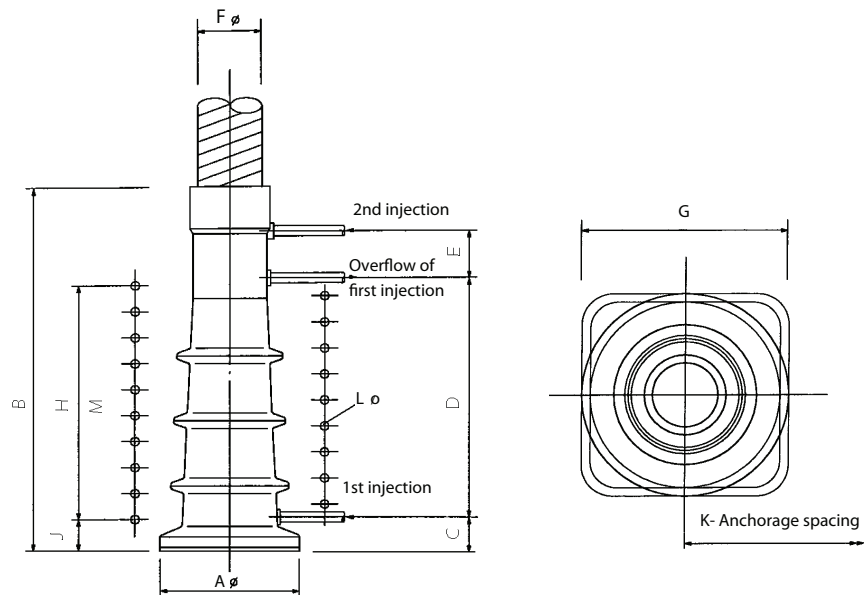
VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE L

Tendon Unit	Stand Type 12.7mm		
	A Int/Ext	B Int/Ext	R min
5-4	50/55	45/50	600
5-7	65/72	55/60	600
5-12	80/87	65/72	900
5-19	90/97	80/87	1100
5-22	95/102	85/92	1200
5-31	110/117	100/107	1400

Dimensions in mm

Tendon Unit	Stand Type 15.2mm		
	A Int/Ext	B Int/Ext	R min
6-2	50/55	45/50	600
6-3	50/55	45/50	600
6-4	55/60	50/55	600
6-7	75/82	60/67	750
6-12	90/97	80/87	1000
6-19	100/117	95/102	1300

Dimensions in mm



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE AF

Tendon Unit	Stand Type 15.2mm											
	A	B	C	D	E	F Int/Ext	G	H	J	K	L Ø	M
6-12	265	700	60	460	90	95/102	380	450	60	410	6	9
6-19	315	700	60	460	90	120/127	480	540	60	510	20	9
6-31	375	900	60	660	90	150/157	620	660	80	650	20	11

Dimensions in mm

M=Number of spiral turns or orthagonal stirrups

Multistrand Post-Tensioning

SHEATHING & CORROSION PROTECTION

For conventional applications, corrugated galvanised steel ducts are used.

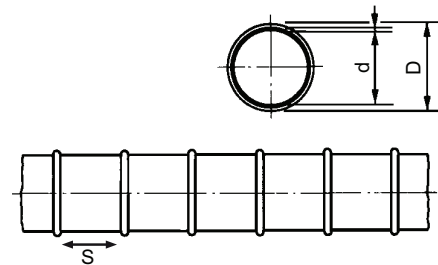
For applications requiring enhanced corrosion protection and improved fatigue resistance of the tendons, the use of the VSL PT-PLUS® System with corrugated plastic duct can provide a number of important advantages. This fully encapsulated, watertight system offers outstanding corrosion protection, and 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 9.

DIMENSIONS OF PT-PLUS® DUCTS

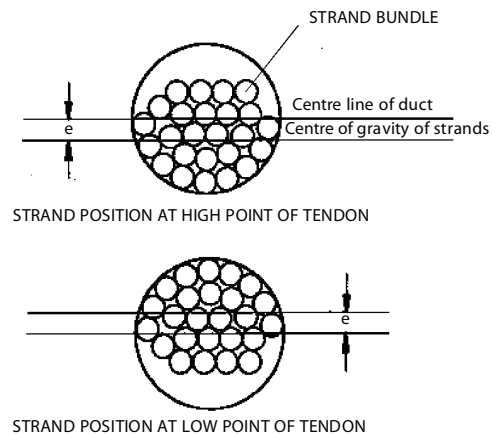
Stand Type 12.7mm	Stand Type 15.2mm	Duct Dimensions (mm)		
Tendon Unit	TENDON UNIT	d	D	s
5-10	6-7	59	73	2
5-18	6-12	76	91	2.5
5-31	6-19/6-22	100	116	3
5-42	6-31	130	146	3
5-55	6-37	140	150	3
Other units on request				



ECCENTRICITY OF TENDONS

Stand Type 12.7mm		
Tendon Unit	Steel Duct e (mm)	Plastic Duct e (mm)
5-4	7	-
5-7	8	-
5-12	11	7
5-19	13	9
5-22	12	22
5-27	13	17
5-31	14	14
5-37	16	32
5-42	18	28
5-48	17	24
5-55	19	14

Stand Type 15.2mm		
Tendon Unit	Steel Duct e (mm)	Plastic Duct e (mm)
6-1	5	
6-3	6	
6-4	6	
6-7	10	9
6-12	14	12
6-19	17	18
6-22	14	15
6-27	13	32
6-31	15	28
6-37	17	19



SELECTED DESIGN CONSIDERATIONS

Tendon Supports

Recommended spacings:

- Conventional steel duct : 0.8 to 1.2m
- PT-PLUS® duct : 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 duct : $\mu = 0.20$
- Tendon in PT-PLUS® duct : $\mu = 0.14$

Irrespective jack or tendon jack, a loss due to wedge draw-in of nominally 6mm occurs at lock-off. If necessary compensation can be provided by appropriate procedures.



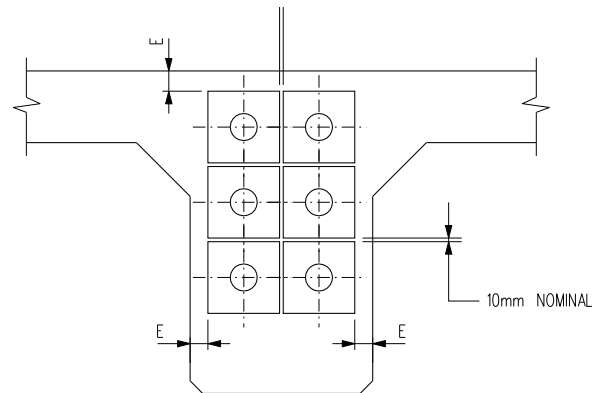
Windsor Flood Evacuation Route, Australia

Antiburst Reinforcement

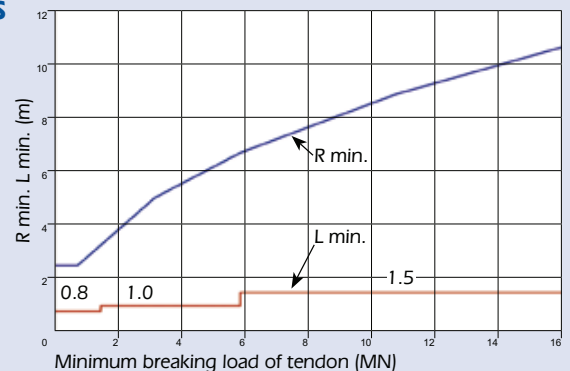
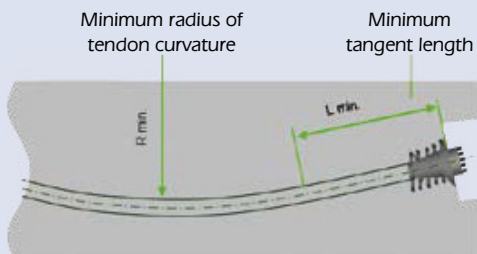
Spiral and/or rectangular stirrup reinforcement is required for all anchorages to control local zone stresses. The design of this reinforcement is the responsibility of the Consulting Engineer. For assistance, please contact your local VSL office.

EDGE DISTANCE

TENDON UNIT			E (mm)
STRAND TYPE	12.7mm	5-7	30
		5-12	50
		5-19	50
		5-27	80
		5-42	80
15.2mm	5-55	80	
	6-7	50	
	6-12	50	
	6-19	80	
	6-27	80	
	6-42	100	
	6-55	100	



Minimum radius of tendon curvatures and minimum straight length for internal bonded tendons



Multistrand Post-Tensioning



Placing of Anchor head



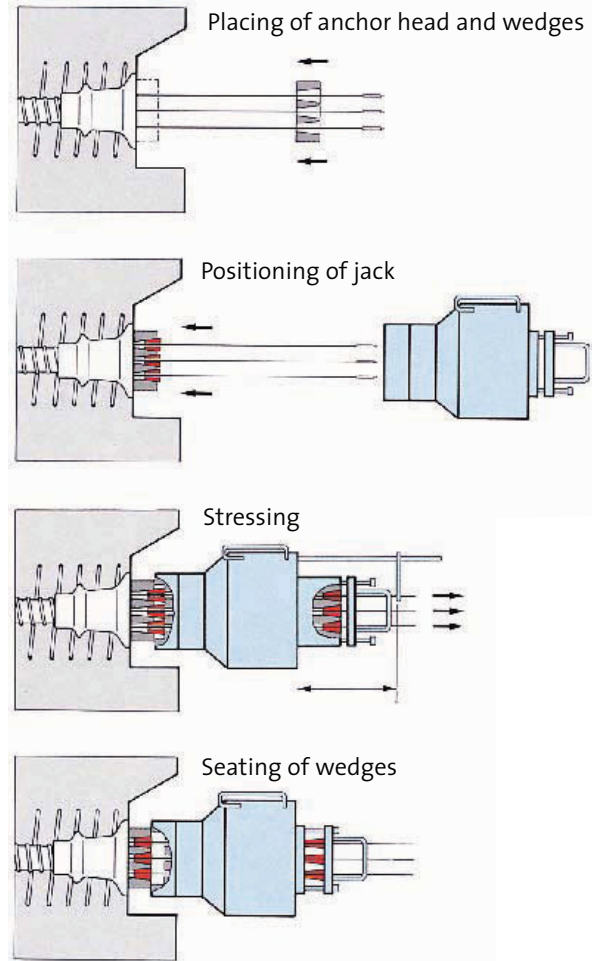
Positioning of Jack



Stressing, Measuring, Seating of Wedges



Grouting of Tendon



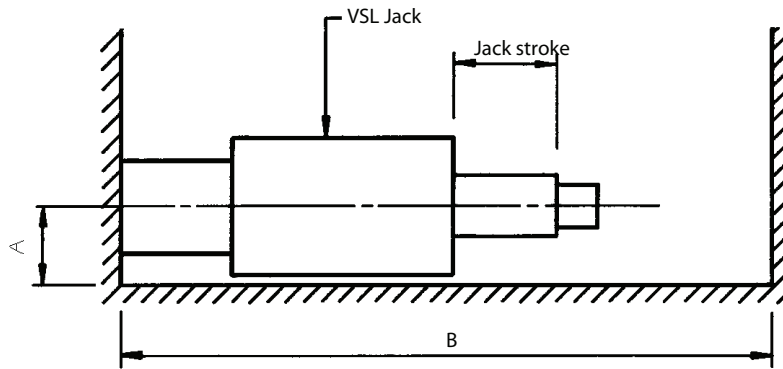
STRESSING

The wedges always remain in contact with the strands during the stressing operation. As the pressure in the jack is released, the wedges automatically lock in the conical holes of the anchor head.

GROUTING

VSL grouting equipment includes combined mixer and pump units to ensure control over the grout quality and delivery on-site. Grouting is usually carried out as soon as possible after stressing. For special applications vacuum assisted grouting procedures can be used.

Multistrand Post-Tensioning



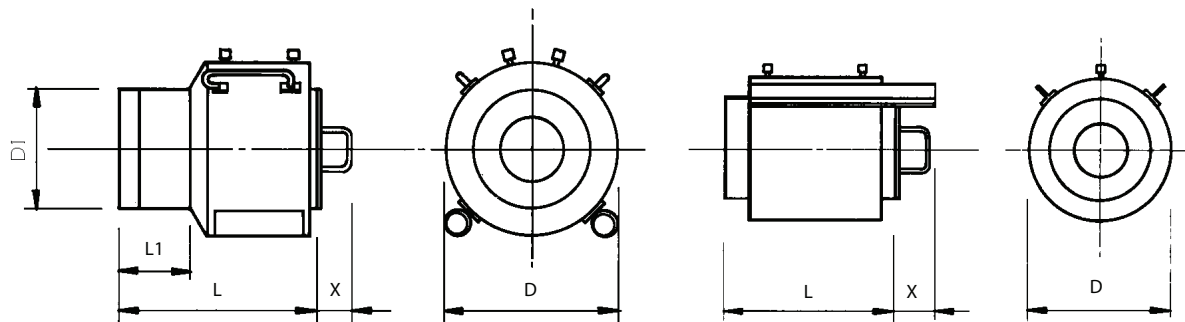
VSL670 JACK



VSL460 JACK

JACK CLEARANCE REQUIREMENTS

Dimensions (mm)	VSL Jack Type					
	VSL50	VSLB7	VSL190	VSL290	VSL460	VSL670
A	145	180	195	235	285	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 Dimensions (mm)			L1	X	Stroke (mm)	Mass (kg)
VSL50	5-4	-	500	210	-	430	-	-	-	-	150	34
VSLB7	5-7	6-3 & 4	1000	275	-	405	-	-	-	-	160	76
VSL190	5-12	6-7	1900	310	230	430	200	135	100	100	151	
VSL290	5-19	6-12	2900	390	270	450	215	240	100	202		
VSL460	5-22, -27, -31	6-19	4600	485	330	510	200	85	100	425		
VSL670	5-42	6-22, -27, -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: 1. Other equipment is available for special situations. Please check with your local VSL office for details

Multistrand Post-Tensioning



Gateway Bridge Upgrade, Brisbane, Australia



Gateway Bridge Upgrade, Brisbane, Australia



Windsor Flood Evacuation, Route, Australia



Westlink M7, Sydney, Australia

Multistrand Post-Tensioning



Multistrand Anchor Stressing



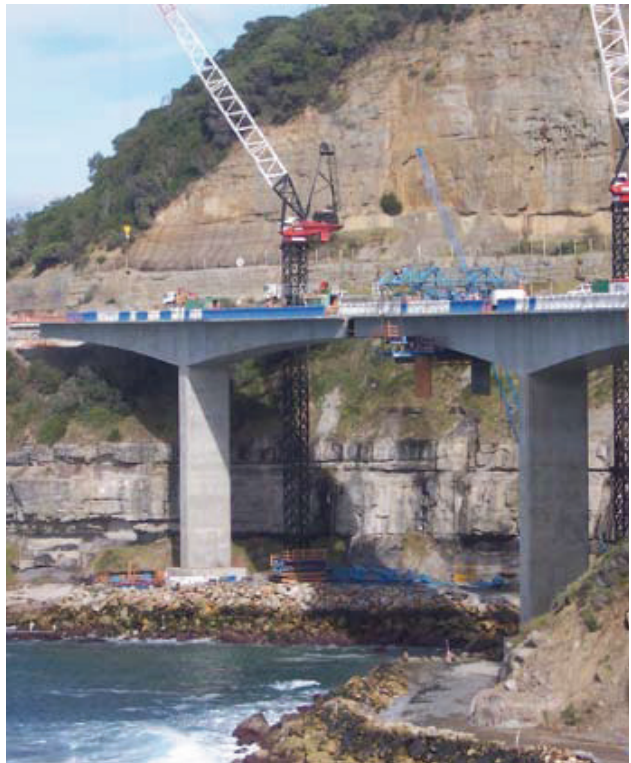
Waiwera Viaduct, New Zealand



Alfords Point Bridge, Australia



Waiwera Viaduct, New Zealand



Lawrence Hargreaves Bridge, Australia

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Kamis** tanggal **24 Januari 2019** jam **09:00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
0311144000096	Hans Benedict Rifali	Desain Modifikasi Struktur Vorza Office Tower Menggunakan Metode Eksternal Prestress

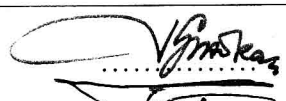
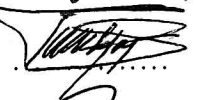


1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- *Slab 1 arah / 2 arah Raker*
- *gaya klu tangga → diagram N, D, q ?*
- *tebal pelat, beban arah tangga → rinau arah tangga.*
- *gambar X, y → eksentrisitas keatukan subu & digaba tendon.*

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E


3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :

- Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

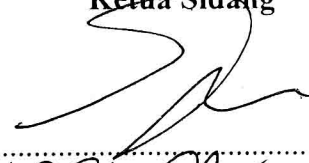
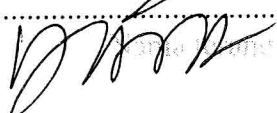
Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing 1)	
Prof. Tavier, ST. MT. PhD (Pembimbing 2)	
Data Iranata, ST. MT. PhD	
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA	

Surabaya, 24 Januari 2019

Mengetahui,
Ketua Program Studi S1


Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc
 NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang


 (.....)


BIODATA PENULIS

Penulis yang bernama lengkap Hans Benedict Rifali ini dilahirkan di Surabaya pada tanggal 1 April 1996. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDK Ruteng 5 Manggarai Tengah, SMPK ST Fransiskus Xaverius Manggarai tengah dan SMAK ST Fransiskus



Xaverius Manggarai. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2014 melalui jalur SBMPTN dengan NRP 03111440000096. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2019 dengan judul Tugas Akhir “*Desain Modifikasi Struktur Gedung Vorza Office Tower Menggunakan Metode Eksternal Prestress*”. Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email: rinodeno01@gmail.com