



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI GEDUNG APARTEMEN
TAMAN SARI ISWARA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN**

DIAS BRAMANTYO FAHMI
NRP. 3114100124

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018

“halaman ini sengaja dikosongkan”



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI GEDUNG APARTEMEN
TAMANSARI ISWARA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN**

DIAS BRAMANTYO FAHMI
NRP. 3114 100 124

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

“halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**MODIFICATION OF DESIGN TAMAN SARI ISWARA
APARTMENT BUILDING USING DUAL SYSTEM
AND PRESTRESSED BEAM**

DIAS BRAMANTYO FAHMI
NRP. 3114 100 124

Academic Supervisor I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

Academic Supervisor II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

“halaman ini sengaja dikosongkan”

**DESAIN MODIFIKASI GEDUNG APARTEMEN TAMAN
SARI ISWARA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM
GANDA DAN BALOK PRATEKAN**

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

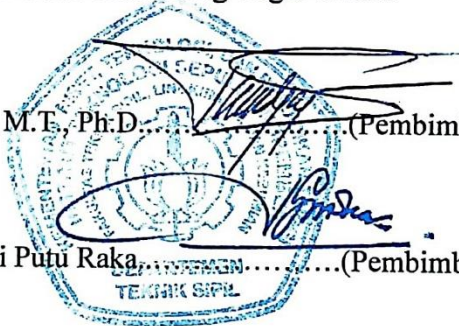
Oleh:

DIAS BRAMANTYO FAHMI
NRP. 3114100124

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D..... (Pembimbing I)

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka..... (Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI, 2018**

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG APARTEMEN TAMAN SARI ISWARA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN

Nama Mahasiswa : Dias Bramantyo Fahmi
NRP : 3114100124
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultasi : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

Abstrak

Gedung Apartemen Taman Sari Iswara merupakan apartemen yang terdiri dari 34 lantai yang terletak di daerah Bekasi. Struktur gedung ini merupakan struktur beton bertulang biasa. Pada lantai 34 gedung ini juga beralih fungsi dari kamar apartemen menjadi *convention hall*. Modifikasi ini dilakukan karena seiring bertambahnya kebutuhan masyarakat akan tempat seperti *convention hall* untuk mengadakan acara, khususnya di daerah Bekasi.

Convention hall didesain dengan luas ruangan 22,8 m x 15,4 m. Balok pratekan yang akan didesain memiliki panjang bentang sebesar 15,4 m sesuai dengan panjang balok yang dibutuhkan untuk meminimalisir kolom, dikarenakan pada lantai 34 juga dimodifikasi fungsinya sebagai *convention hall* sehingga juga membutuhkan balok pratekan dengan sistem monolit pascatarik.

Perencanaan yang dilakukan pada gedung ini juga menghitung antara lain perencanaan struktur sekunder, struktur utama pratekan maupun non-pratekan, dan perhitungan pondasi. Dalam perencanaan beton pratekan penulis menggunakan perhitungan khusus mengenai dimensi dan pemberian gaya pratekan, serta kontrol yang disesuaikan dengan beton pratekan dan kehilangan energinya. Untuk perencanaan beton bertulang biasa penulis menggunakan perhitungan dan peraturan yang sesuai dengan syarat beton bertulang biasa. Dalam perencanaan ini harus memenuhi peraturan mengenai bangunan tahan gempa terbaru,

antara lain SNI 2847:2013, SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, serta aturan lain yang berkaitan dengan bangunan tahan gempa.

Tulisan ini membahas secara lengkap perancangan struktur gedung Apartemen Taman Sari Iswara sehingga menghasilkan perancangan yang berisi spesifikasi dan gambar yang sesuai dengan struktur gedung sesuai dengan persyaratan yang digunakan dalam perancangannya, sehingga menghasilkan struktur yang efisien.

Kata Kunci : Beton Prategang, *Convention hall*, Taman Sari Iswara Bekasi

**MODIFICATION OF DESIGN TAMAN SARI ISWARA
APARTMENT BUILDING USING DUAL SYSTEM AND
PRESTRESSED BEAM**

Students Name : Dias Bramantyo Fahmi
NRP : 3114100124
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Academic Supervisor : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

Abstract

Taman Sari Iswara Apartment is an apartment consisting of 34 floors located in Bekasi area. The structure of this building is a regular reinforced concrete structure. On the 34th floor of this building will also switch the function of the apartment room into a convention hall. This modification is occurred because along with the increasing needs of the community such as convention hall to hold events, especially in Bekasi area.

Convention hall will be designed with length 23 m and width 15 m. Prestressed beam to be designed has a span length of 15 m in accordance with the length of the block required to minimize the column, because on the 20th floor is also modified its function as a convention hall so it also requires prestressed beam. The rapid development of prestressed concrete systems in building planning requires certain considerations, for which post tension system (post tension) is used for the ease of construction of buildings. The design of the roof structure modification using this prestress will be made monolith with the column, so there is a need to review the impact of the result of the monolith prestressing beam with the column.

Planning undertaken in this building also calculates, among other things, secondary structure planning, prestress and non-prestressed main structures, and foundation calculations. In prestressed concrete planning the authors use special calculations on the dimensions and presenting of prestressed styles, as well as

controls that are matched with prestressed concrete and loss of energy. For regular reinforced concrete planning the authors use calculations and regulations according to the usual reinforced concrete requirements. In this plan must comply with the regulations regarding the latest earthquake resistant buildings, including SNI 2847: 2013, SNI 1726: 2012, SNI 1727: 2013, as well as other rules related to earthquake resistant buildings.

This paper will fully discuss the design of Taman Sari Iswara Apartment building structure so that it will produce a design that contains the specifications and drawings in accordance with the building structure in accordance with the requirements used in the design, resulting in an efficient structure.

Keywords : Convention hall, Prestressed Concrete, Taman Sari Iswara Bekasi.

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “DESAIN MODIFIKASI GEDUNG APARTEMEN TAMAN SARI ISWARA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN” ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat agar dapat melanjutkan ke Tugas Akhir sebagai syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Orang tua dan keluarga yang selalu memotivasi saya untuk lebih baik.
2. Bapak Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D. dan Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka sebagai dosen konsultasi yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Seluruh pegawai kampus Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
4. Teman – teman Acikiwier dan S57 yang selalu memberikan dukungan dan pelajaran berharga setiap harinya kepada saya

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya.

Surabaya, Juli 2018

Dias Bramantyo Fahmi

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

Abstrak	iii
<i>Abstract</i>	v
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.2.1 Masalah Utama	5
1.2.2 Detail Masalah	5
1.3 Tujuan Tugas Akhir	5
1.4 Batasan Masalah	6
1.5 Manfaat Tugas Akhir	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Struktur Gedung	7
2.2.1 Sistem Struktur	7
2.2.2 Torsi pada Bangunan Non-Simetris	7
2.3 Beton Pratekan	8
2.3.1 Sistem Beton Pratekan	8
2.3.1.1 Sistem Beton Pratekan Metode Pratarik (<i>Pretension</i>)	8
2.3.1.2 Sistem Beton Pratekan Metode Pascatarik (<i>Post tension</i>) ..	9
2.3.1.3 Full Prestressing	9
2.3.1.4 Partial Prestressing	10
2.3.5 Kehilangan Gaya Pratekan.....	11
2.3.5.1 Perpendekan Elastis Beton	11
2.3.5.2 Kehilangan Akibat Friksi	11
2.3.5.3 Kehilangan Akibat Pengangkuruan	11
2.3.5.3 Kehilangan Akibat Rangkak.....	12
2.3.5.4 Kehilangan Akibat Temperatur dan Relaksasi Baja	12
2.3.5.5 Kehilangan Akibat Susut	13

2.3.7 Hubungan Balok Kolom	13
2.3.7.1 Sistem Monolit	13
2.3.7.2 Sistem Konsol Pendek.....	14
2.5 Dampak Balok Pasca Tarik Terhadap Gedung Bertingkat.....	14
2.6 <i>Shear Wall</i>	15
2.6.1 Tata Letak <i>Shear Wall</i>	15
2.6.2 Pola Keruntuhan Dinding Geser	16
2.7 Pengaruh Gempa Pada Bangunan	17
2.7.1 Beban Gempa Horizontal.....	17
2.7.2 Beban Gempa Vertikal	18
2.8 Perencanaan Pondasi.....	18
BAB III METODOLOGI	19
3.1 Umum	19
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	19
3.3 Pengumpulan Data	22
3.4 Studi Literatur	22
3.5 Preliminary <i>Design</i>	23
3.5.1 Pengaturan Denah.....	23
3.5.2 <i>Preliminary</i> Struktur Sekunder	23
3.5.2.1 Perencanaan Pelat.....	23
3.5.2.2 Perencanaan Tangga.....	25
3.5.2.3 Perencanaan Balok Lift	26
3.5.2.4 Perencanaan Balok Anak.....	26
3.5.3 <i>Preliminary</i> Struktur Primer	26
3.5.3.1 Perencanaan Balok Induk	26
3.5.3.2 Perencanaan Kolom.....	27
3.5.4 <i>Preliminary</i> Dinding Geser.....	27
3.6 Pembebanan	28
3.6.1 Beban Mati	28
3.6.2 Beban Hidup.....	28
3.6.3 Beban Gempa	30
3.6.3.1 Faktor Keutamaan Gempa.....	30
3.6.3.2 Parameter Respon Spektral	31
3.6.3.3 Percepatan Spektral	31

3.6.3.4	Perhitungan Repons Spektrum	31
3.6.3.5	Koefisien Repon Seismik (Cs)	31
3.6.3.6	Simpang antar Lantai (<i>Drift</i>)	32
3.6.4	Kombinasi	32
3.7	Permodelan dan Analisa Struktur	32
3.7.1	Kontrol Sistem Ganda	33
3.7.2	Kontrol Permodelan Struktur	33
3.8	Perencanaan Struktur	33
3.8.1	Desain Struktur Utama Non Pratekan	33
3.8.1.1	Perhitungan Balok Induk	34
3.8.1.2	Pehitungan Kolom	36
3.8.1.3	Perencanaan Struktur Dinding Geser	37
3.8.2	Struktur Balok Kolektor dan Balok Kopel	38
3.8.2.1	Balok Kolektor	38
3.8.2.2	Balok Kopel	38
3.8.2	Analisa Struktur Utama Pratekan	39
3.8.2.1	Penentuan Tegangan Izin Baja dan Beton	39
3.8.2.2	Gaya Pratekan	40
3.8.2.3	Kehilangan Gaya Pratekan	40
3.8.2.4	Kontrol Momen Nominal	45
3.8.2.5	Kontrol Kuat Batas Momen Nominal	46
3.8.2.6	Kontrol Momen Retak	46
3.8.2.7	Kontrol Lentur	47
3.8.2.8	Kontrol Geser	48
3.8.2.9	Kontrol Lendutan	49
3.8.2.10	Indeks dan Rasio Beton Pratekan Parsial	50
3.8.2.11	Daerah Limit Kabel	51
3.8.2.12	Pengangkuruan	51
3.8.2.13	Hubungan Balok Kolom	51
3.9	Perencanaan <i>Basement</i>	52
3.10	Perencanaan Pondasi	52
3.11.1	Daya Dukung Tiang Vertikal	53
3.11.2	Kebutuhan Tiang Pancang	53
3.11.3	Efisiensi Tiang	53

3.11.4 Kontrol Kekuatan Tiang	53
3.11.5 Kontrol Geser Ponds Pada Poer	54
3.11.6 Kontrol Defleksi dan Kontrol Momen Tiang Pancang	54
3.12 Gambar Teknis Hasil Perhitungan	54
3.13 Jadwal Kegiatan	54
BAB IV PEMBAHASAN.....	57
4.1 <i>Preliminary Design</i>	57
4.1.1 Umum	57
4.1.3 <i>Preliminary Design</i> Balok	58
4.1.4 <i>Preliminary</i> Pelat	62
4.1.5 <i>Preliminary Design</i> Kolom.....	64
4.1.6 <i>Preliminary Shear Wall</i>	67
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder	68
4.2.1 Perencanaan Pelat	68
4.2.1.1 Data Perencanaan	68
4.2.1.2 Pembebanan Pelat.....	69
4.2.1.3 Perhitungan Penulangan Pelat	71
4.2.1.4 Kontrol	75
4.2.2 Perencanaan Tangga	81
4.2.2.1 Data Perencanaan	81
4.2.2.2 Pembebanan	82
4.2.2.3 Perhitungan Momen pada Tangga	83
4.2.2.4 Penulangan	85
4.2.3 Perencanaan Balok Lift.....	91
4.2.3.1 Data Perencanaan	91
4.2.3.2 Perencanaan Awal Balok Lift.....	93
4.2.3.3 Pembebanan Balok Lift	94
4.2.3.4 Penulangan Balok Lift.....	98
4.2.4 Perencanaan Balok Kantilever	102
4.2.4.1 Data Perencanaan	102
4.2.4.2 Pembebanan Balok Kantilever Penumpu	103
4.2.4.3 Penulangan Balok Penumpu.....	104
4.2.4.4 Pembebanan Balok Kantilever Peggantung.....	106
4.2.4.5 Penulangan Balok Kantilever Peggantung	107

4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur	109
4.3.1 Umum	109
4.3.2 Permodelan Struktur	109
4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis	109
4.3.3.1 Faktor Keutamaan Gempa	109
4.3.3.2 Kelas Situs	109
4.3.3.3 Parameter Respon Spektral.....	111
4.3.3.4 Parameter Percepatan Spektral <i>Design</i>	111
4.3.3.5 Katategori Desain Seismik.....	112
4.3.3.6 Penentuan Sistem Struktur	112
4.3.3.7 Penentuan Periode Alami Fundamental	113
4.3.3.8 Perhitungan Koefisien Respons Seismik (Cs)	114
4.3.3.9 Merencanakan Respon Spektrum	114
4.3.4 Kontrol Hasil Analisis Struktur	116
4.3.4.1 Kontrol Periode Struktur	116
4.3.4.2 Kontrol Akhir Base Reaction	118
4.3.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum	128
4.3.4.4 Kontrol Partisipasi Massa	130
4.3.4.5 Kontrol Drift.....	131
4.3.4.7 Kontrol Keseimbangan Torsi	138
4.4 Perencanaan Struktur Primer.....	138
4.4.1 Perencanaan Balok Pratekan.....	138
4.4.1.1 Data Perencanaan	139
4.4.1.2 Penentuan Tegangan Izin Baja dan Beton	140
4.4.1.3 Analisa Penampang Global	141
4.4.1.4 Mencari Gaya Pratekan Awal (Fo).....	143
4.4.1.5 Kontrol Gaya Prategang	146
4.4.1.6 Penentuan Tendon yang Digunakan	150
4.4.1.7 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	151
4.4.1.8 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan	161
4.4.1.9 Kontrol Lendutan	161
4.4.1.10 Perencanaan Tulangan Lunak.....	163
4.4.1.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan ...	171
4.4.1.12 Kontrol Momen Retak.....	173

4.4.1.13 Pengukuran Ujung	175
4.4.2 Perencanaan Balok Induk	177
4.4.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk	177
4.4.2.2 Penulangan Geser	189
4.4.2.3 Perencanaan Panjang Penyaluran	193
4.4.2.4 Kontrol Lendutan	194
4.4.2.5 Kontrol Retak	194
4.4.3 Perencanaan Kolom	197
4.4.3.1 Data Perencanaan	197
4.4.3.2 Kontrol Dimensi Kolom	198
4.4.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom	200
4.4.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom	201
4.4.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap	201
4.4.3.6 <i>Kontrol Strong Column Weak Beam</i>	202
4.4.3.7 Tulangan Transversal untuk Pengekangan	205
4.4.3.8 Tulangan Transversal untuk Beban Geser	207
4.4.3.9 Sambungan Lawatan	211
4.4.3.10 Kontrol Kebutuhan Torsi	212
4.4.4 Hubungan Balok Kolom	213
4.4.4.1 Hubungan Balok-Kolom Tengah	213
4.4.5 Perencanaan <i>Shear Wall</i>	218
4.4.5.1 Data Perencanaan	218
4.4.5.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser	219
4.4.5.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser	220
4.4.5.4 Kontrol Ketebalan	220
4.4.5.5 Perhitungan Lapis Tulangan	221
4.4.5.6 Penulangan Geser	221
4.4.5.7 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal	222
4.4.5.8 Kontrol Spasi Tulangan Geser	222
4.4.5.9 Kontrol Komponen Batas	223
4.4.5.11 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser	228
4.6 Perencanaan Elemen Kolektor	231
4.6.1 Perencanaan Balok Kolektor	231
4.6.1.1 Penentuan Gaya Desain (2)	236

4.4.2.1	Perhitungan Penulangan Lentur Balok Kolektor	238
4.4.2.2	Penulangan Geser	251
4.4.2.4	Persyaratan Tulangan Transversal Elemen Kolektor.....	254
4.4.2.3	Perencanaan Panjang Penyaluran	255
4.4.2.4	Kontrol Lendutan	257
4.4.2.5	Kontrol Retak	257
4.7	Perencanaan <i>Basement</i>	259
4.7.1	Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah	259
4.7.1.1	Data Perencanaan	259
4.4.7.2	Kontrol Guling	262
4.4.7.3	Kontrol Geser	265
4.4.7.4	Penulangan Stem Dinding Penahan Tanah.....	265
4.4.7.5	Penulangan Toe Dinding Penahan Tanah.....	267
4.4.8	Perencanaan Pelat Dasar <i>Basement</i>	269
4.4.8.1	Data-Data Perencanaan Pelat Beton:	269
4.4.8.2	Pembebanan Pelat <i>Basement</i>	270
4.4.8.3	Perhitungan Penulangan	272
4.4.8.4	Kontrol	275
4.5	Perencanaan Pondasi.....	279
4.5.1	Spesifikasi Tiang Pancang	280
4.5.2	Data Tanah.....	281
4.5.3	Beban Aksial Hasil Analisa Struktur ETABS.....	281
4.5.4	Daya Dukung	281
4.5.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	282
4.5.4.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	289
4.5.5	Kontrol Tiang Pancang Kelompok	290
4.5.5.1	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (Pmax)	290
4.5.5.2	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Momen	292
4.5.5.3	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	293
4.5.6	Perencanaan Pile Cap Kolom	294
4.5.6.1	Data Perencanaan	295
4.5.6.2	Kontrol Geser Pons pada Pile Cap	295
4.5.6.3	Penulangan Pile Cap Kolom.....	298
4.5.7	Perencanaan Pile Cap <i>Shear Wall</i>	301

4.5.7.1 Data Perencanaan	302
4.5.7.2 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap	302
4.5.7.3 Penulangan Pile Cap <i>Shear Wall</i>	305
4.5.8 Perencanaan Pile Cap <i>Shear Wall</i> dan Kolom	308
4.5.8.1 Data Perencanaan	308
4.5.8.2 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap	309
4.6.8.3 Penulangan Pile Cap	312
4.5.9 Perencanaan Sloof	315
4.5.9.1 Data Perencanaan	315
4.5.9.2 Penulangan Lentur Sloof	316
4.5.9.3 Penulangan Geser Sloof	317
BAB V PENUTUP	319
5.1 Ringkasan	319
5.2 Saran	323
DAFTAR PUSTAKA	325
LAMPIRAN	329

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Tinggi Minimum Balok Non-Prategang.....	27
Tabel 3.2 Beban mati pada struktur.....	28
Tabel 3.3 Beban hidup pada struktur.....	29
Tabel 3.4 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik	41
Tabel 3.5 Nilai K_{re} dan J	42
Tabel 3.6 Nilai C	43
Tabel 3.7 Koefisien Friksi dan <i>Woble effect</i>	45
Tabel 4.1 Rekapitulasi <i>Preliminary</i> Balok Induk.....	60
Tabel 4.2 Beban Mati untuk Kolom.....	66
Tabel 4.3 Beban Hidup untuk Kolom.....	66
Tabel 4.4 Rekapitulasi Dimensi <i>Preliminary</i> Kolom	67
Tabel 4.5 Pembebanan Pelat Lantai	70
Tabel 4.6 Pembebanan Pelat Atap.....	70
Tabel 4.7 Pembebanan Pelat <i>Convention hall</i>	71
Tabel 4.8 Rekapitulasi Penulangan Pelat	80
Tabel 4.9 Rekapitulasi Penulangan Tangga	90
Tabel 4.10 Spesifikasi Lift	92
Tabel 4.11 Rekapitulasi Penulangan Balok Lift.....	101
Tabel 4.12 Data Tanah dan NSPT.....	110
Tabel 4.13 Kategori Desain Sismik Periode Pendek	112
Tabel 4.14 Kategori Desain Sismik Periode 1 detik.....	112
Tabel 4.15 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik.....	113
Tabel 4.16 Tabel T Respon Spektrum.....	115
Tabel 4.17 Nilai Periode Struktur (T) Dari ETABS.....	117
Tabel 4.18 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	118
Tabel 4.19 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	119
Tabel 4.20 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	120
Tabel 4.21 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	121
Tabel 4.22 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	122
Tabel 4.23 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	123
Tabel 4.24 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	124
Tabel 4.25 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	125

Tabel 4.26 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	126
Tabel 4.27 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai	127
Tabel 4.28 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Berat Struktur	128
Tabel 4.29 Base Reactions Terhadap Beban Gempa.....	129
Tabel 4.30 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS	129
Tabel 4.31 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS.....	130
Tabel 4.32 Partisipasi Massa Bangunan.....	131
Tabel 4.33 Simpangan Gedung Sumbu X Terhadap Gempa X.	133
Tabel 4.34 Simpangan Gedung Sumbu Y Terhadap Gempa Y.	135
Tabel 4.35 Joint Reaction Kolom-Shearwall.....	137
Tabel 4.36 Rekapitulasi Penulangan Balok Primer	196
Tabel 4.37 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom.....	199
Tabel 4.38 Rekap Momen Nominal Kolom-Balok Sumbu X ...	205
Tabel 4.39 Rekap Momen Nominal Kolom-Balok Sumbu Y ...	205
Tabel 4.40 Rekapitulasi Spasi Hoops.....	207
Tabel 4.41 Rekapitulasi Kontrol Nilai V_e terhadap nilai V_u	209
Tabel 4.42 Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser	210
Tabel 4.43 Rekapitulasi Panjang Lawatan Kolom	212
Tabel 4.44 Rekapitulasi Penulangan Torsi	213
Tabel 4.45 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom.....	217
Tabel 4.46 Rekapitulasi Gaya Dalam <i>Shear Wall</i>	219
Tabel 4.47 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser	229
Tabel 4.48 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser	230
Tabel 4.49 Perhitungan Momen Akibat DPT.....	264
Tabel 4.50 Rekapitulasi Penulangan Pelat <i>Basement</i> Akibat Beban Parkir	277
Tabel 4.51 Rekapitulasi Penulangan Pelat <i>Basement</i> Akibat Beban Uplift Air	278
Tabel 4.52 Gaya Dalam Pondasi	281
Tabel 4.53 Rekapitulasi Perhitungan DDT	286

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Gambar Potongan Apartemen Taman Sari Iswara	2
Gambar 2.1 Analisa Torsi pada Program Bantu SAP	8
Gambar 2.2 Ilustrasi Proses Pratarik	9
Gambar 2.3 Ilustrasi Proses Pasca-Tarik.....	9
Gambar 2.4 Grafik Hubungan Beban-Defleksi Pratekan Parsial	10
Gambar 2.5 Efek perpendekan akibat geser horizontal.....	13
Gambar 2.6 Bracket (Konsol Pendek).....	14
Gambar 2.7 Layout Shearwall Dalam Gedung.....	16
Gambar 2. 8 Layout Shearwall Diluar Gedung.....	16
Gambar 3.1 Flowchart Perencanaan Tugas Akhir.....	21
Gambar 3.2 Contoh Grafik Daerah Limit Kabel	51
Gambar 3.3 Grafik Faktor Lendutan dan Momen Spun Pile.....	54
Gambar 3.4 Penjadwalan Tugas Akhir.....	55
Gambar 4.1 Denah Tamansari Iswara	58
Gambar 4.2 Denah Lokasi Balok Induk 1 (BI-1)	59
Gambar 4.3 Denah Lokasi Balok Pratekan	60
Gambar 4.4 Denah Lokasi Balok Kantilever	61
Gambar 4.5 Tinjauan Pelat Lantai Tipe A.....	62
Gambar 4.6 Dimensi Potongan Balok.....	63
Gambar 4.7 Daerah Pembebanan Kolom	65
Gambar 4.8 Pelat Tipe 2 (630 x 550) cm	69
Gambar 4.9 Tinggi Efektif Pelat	72
Gambar 4.10 Denah Tangga Tipe 1	81
Gambar 4.11 Sketsa Pembebanan Tangga	83
Gambar 4.12 Denah Lift.....	93
Gambar 4.13 Reaksi Akibat Beban Ruang Mesin.....	94
Gambar 4.14 Beban Mati pada Balok Lift	95
Gambar 4.15 Reaksi Akibat Beban Total Balok Lift	95
Gambar 4.16 Beban Akibat Balok Penggantung.....	97
Gambar 4.17 Reaksi Akibat Beban Total.....	97

Gambar 4.18 Momen <i>Ultimate</i> Hasil Input ETABS	97
Gambar 4.19 Gaya Geser <i>Ultimate</i> Input ETABS	98
Gambar 4.20 Balok Kantilever Perencanaan.....	102
Gambar 4.21 Pembebanan Balok Kantilever Penumpu	104
Gambar 4.22 Pembebanan Balok Kantilver Penggantung	107
Gambar 4.23 Peta untuk Menentukan Nilai S_s	111
Gambar 4. 24 Grafik Respon Spektrum	116
Gambar 4.25 Grafik <i>Displacement Story</i> terhadap Beban Gempa Dinamik X pada ETABS.....	132
Gambar 4.26 Grafik <i>Displacement Story</i> terhadap Beban Gempa Dinamik Y pada ETABS.....	132
Gambar 4.27 Sketsa b_{eff} balok pratekan.....	142
Gambar 4.28 Gaya Dalam Balok Pratekan di ETABS.....	144
Gambar 4.29 Gaya Dalam Balok Pratekan.....	145
Gambar 4.30 Diagram Tegangan Tengah Bentang Transfer.....	147
Gambar 4.31 Diagram Tegangan Tumpuan Transfer.....	148
Gambar 4.32 Diagram Tegangan Tengah Bentang Layan	149
Gambar 4.33 Diagram Tegangan Total Tumpuan Layan.....	150
Gambar 4.34 Portal dengan Balok Pratekan.....	154
Gambar 4.35 Perpendekan Kolom	155
Gambar 4.36 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata	156
Gambar 4.37 Sketsa Perhitungan Luas Daerah Pembebanan....	156
Gambar 4.38 Keseimbangan Prategang Reaksi Perletakan.....	157
Gambar 4.39 Momen Akibat Beban Sendiri	159
Gambar 4.40 Momen Akibat Seluruh Beban Mati.....	159
Gambar 4.41 Lentutan Balok Pratekan <i>Output</i> ETABS.....	163
Gambar 4.42 <i>Output</i> ETABS hasil kombinasi ENVELOPE.....	165
Gambar 4.43 <i>Output</i> Gaya Torsi ETABS.....	167
Gambar 4.44 <i>Output</i> ETABS Gaya Geser Balok Pratekan	169
Gambar 4.45 <i>Output</i> Momen Maksimum Balok Induk.....	177
Gambar 4.46 <i>Output</i> Torsi Maksimum Balok Induk.....	177
Gambar 4.47 <i>Output</i> Geser (1,2D+L) Balok Induk.....	178
Gambar 4.48 Lentutan Maksimum pada Balok.....	194
Gambar 4.49 Denah Kolom yang Ditinjau.....	197
Gambar 4.50 <i>Output</i> spColumn <i>Design</i> Biaxial Kolom.....	200

Gambar 4.51	<i>Output</i> Momen Nominal SpColumn (<i>Bottom & top</i>) ..	202
Gambar 4.52	Hasil Perhitungan spColumn saat $f_s = 1,25 f_y$	208
Gambar 4.53	Denah Peninjauan Hubungan Balok-Kolom	213
Gambar 4.54	Luas Joint Efektif	214
Gambar 4.55	Denah Tinjauan <i>Shear Wall</i>	218
Gambar 4.56	Hasil <i>Tension</i> Kontrol spColumn	224
Gambar 4.57	<i>Output</i> SpColumn Arah X-Y	227
Gambar 4.58	Hasil Perhitungan spColumn	227
Gambar 4.59	Detail Penulangan <i>Shear Wall</i>	228
Gambar 4.60	Peraturan Gempa Elemen Kolektor	231
Gambar 4.61	Denah Balok Kolektor.....	232
Gambar 4.62	Pengaruh Gempa Faktor Kua Lebih	232
Gambar 4.63	Pengaruh Gempa Horizontal Faktor Kuat Lebih.	233
Gambar 4.64	SNI Tabel 9.....	233
Gambar 4.65	Nilai Sds	234
Gambar 4.66	Kombinasi Beban <i>Ultimate</i>	234
Gambar 4.67	Kombinasi Beban <i>Ultimate</i>	235
Gambar 4.68	Gaya Desain Diafragma.....	236
Gambar 4.69	Pengaruh Beban Gempa Horizontal	236
Gambar 4.70	Faktor Redudansi ρ	237
Gambar 4.71	Kombinasai Dasar Desain Tegangan Izin.....	237
Gambar 4.72	<i>Output</i> Momen Maksimum Balok Kolektor.....	238
Gambar 4.73	<i>Output</i> Torsi Maksimum Balok Kolektor.....	238
Gambar 4.74	<i>Output</i> Geser (1,2D+L) Balok Kolektor.....	238
Gambar 4.75	Grafik Faktor Reduksi	243
Gambar 4.76	Syarat Penulangan Geser Elemen Kolektor.....	254
Gambar 4.77	Syarat Tulangan Geser Elemen Kolektor	254
Gambar 4.78	Tulangan Ikat Elemen Kolektor	255
Gambar 4.79	Lendutan Maksimum pada Balok.....	257
Gambar 4.80	Denah Dinding Penahan Tanah	259
Gambar 4.81	Tampak Samping Dinding Penahan Tanah	260
Gambar 4.82	Pa akibat tekanan aktif tanah	262
Gambar 4.83	Pp akibat tekanan aktif tanah.....	263
Gambar 4.84	Jarak titik pusat segmen – titik guling	263
Gambar 4.85	Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah.....	264

Gambar 4.86 Distribusi q maksimum dan minimum	268
Gambar 4.87 Distribusi q pada toe DPT	268
Gambar 4.88 Distribusi q akhir pada toe DPT	269
Gambar 4.89 Denah Tinjauan Pondasi.....	279
Gambar 4.90 Denah Pondasi Tipe 1.....	289
Gambar 4.91 Diagram Gaya Lateral Tiang	293
Gambar 4.92 Denah Tinjauan Pile Cap.....	295
Gambar 4.93 Bidang Kritis pada Pile Cap	298
Gambar 4.94 Letak Pondasi <i>Shear Wall</i> Tinjauan	302
Gambar 4.95 Denah Tinjauan Pile Cap.....	308
Gambar 4.96 Permodelan Pile Cap di ETABS.....	312
Gambar 4.97 Denah Sloof yang Ditinjau	315
Gambar 4.98 Diagram Interaksi spColumn untuk Sloof	317

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Badan Pusat Statistik, Indonesia memiliki jumlah penduduk lebih dari 262 juta jiwa yang menjadikannya negara terpadat keempat di dunia (BPS, 2016). Sedangkan lahan wilayah Indonesia sekitar 192,62 juta m². Selain itu, penambahan jumlah penduduk secara langsung berpengaruh terhadap kebutuhan masyarakat terhadap fasilitas umum. Oleh karena itu, lahan yang cukup luas dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan tersebut. Akan tetapi, saat ini lahan bebas sudah sangat terbatas, karena semakin pesatnya pembangunan dimana-mana. Pembangunan vertikal pun dipilih sebagai solusi, salah satunya pembangunan apartemen di kota-kota besar di Indonesia.

Pembangunan vertikal tersebut didukung seiring dengan bertambahnya para enterpreneur di kalangan pelaku usaha. Kebutuhan akan perkantoran dan perumahan dengan luas wilayah seminim mungkin dan kapasitas sebesar-besarnya dapat diwujudkan dengan membangun baik itu apartemen maupun *office tower*. Sebagai contoh, yaitu salah satu pembangunan Apartemen Taman Sari Iswara di daerah Rawalumbu, Bekasi. Pembangunan apartemen ini juga didukung dengan adanya sejumlah pembangunan berskala nasional seperti Tol Bekasi – Cawang – Kampung Melayu (Becakayu) dan *Light Rail Transit (LRT)*. Hal ini bisa memberikan dampak positif terhadap nilai investasi dari pembangunan apartemen itu sendiri.



Gambar 1. 1 Gambar Potongan Apartemen Taman Sari Iswara
(Sumber: PT Wijaya Karya, Tbk)

Hampir seluruh ruangan apartemen Taman Sari Iswara, Bekasi difungsikan sebagai kamar – kamar. Tentunya hal ini kurang memberikan profit lebih karena pada kenyataannya tidak semua kamar di apartemen akan selalu digunakan. Maka dari itu diperlukan strategi lain dalam mendapatkan pundi-pundi profit, salah satunya dengan menyewakan *convention hall*. *Convention hall* sebagian besar digunakan untuk acara pernikahan, ruang pertemuan, seminar atau acara-acara besar lain. Penyewaan *convention hall* pada apartemen tentunya akan memberikan lebih banyak profit kepada *owner*.

Awalnya perencanaan apartemen Taman Sari Iswara menggunakan beton bertulang. Hal ini mengakibatkan adanya kolom ditengah denah. Adanya kolom tersebut tentunya akan mengurangi fleksibilitas dari gedung karena dengan terdapatnya kolom akan membatasi pembagian ruangan nantinya. Jika tidak terdapat kolom besar di tengah denah, ruangan akan lebih leluasa dan ruangan yang leluasa diperlukan pada perencanaan *convention hall*.

Dalam dekade terakhir penggunaan beton bertulang sangat sering digunakan dalam pembangunan proyek konstruksi. Di lain sisi, penggunaan beton pratekan tengah populer diterapkan dalam struktur bangunan tahan gempa. Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Salah satu metode struktur beton pratekan adalah *post-tensioned prestressed concrete*, yang berarti pemberian gaya konsentris dengan menarik kabel tendon dilakukan setelah beton dicor dan cukup keras (T. Y Lin dan Ned H. Burn, 1981). Metode ini dapat digunakan untuk merencanakan balok pratekan dengan bentang yang panjang.

Jika ditinjau dari keadaan distribusi tegangan, beton pratekan terbagi menjadi dua sistem yakni *full prestressed* dan *partial prestressed*. Balok pratekan parsial lebih sering diimplementasikan dalam perencanaan bangunan tahan gempa ketimbang balok pratekan dengan sistem *full prestressed* yang lebih sering diimplementasikan dalam perencanaan jembatan. Umumnya, strand prategang pada balok pratekan parsial dikombinasikan dengan baja tulangan untuk menjamin daktilitas yang diperlukan dapat tercapai dan mendisipasi energi cukup baik. (Astawa et al, 2013).

Maka dari itu dengan mengutamakan fleksibilitas gedung, diperlukan perencanaan ulang pada gedung ini. Perencanaan tersebut harus mengutamakan fungsi dari gedung, dan masing-masing ruangan dengan mengurangi jumlah kolom terutama dibagian tengah. Struktur dengan balok pratekan memiliki beberapa kelebihan, diantaranya adalah mempunyai bentang layan yang lebih besar dari beton bertulang biasa dan mempunyai dimensi yang lebih kecil. (Astawa et al., 2013) Sehingga dengan adanya balok pratekan, kolom ditengah denah dapat dihindari. Pada lantai 34 Apartemen Taman Sari Iswara akan dimodifikasi fungsinya sebagai ruang *convention hall* sehingga juga membutuhkan balok pratekan.

Pada bangunan gedung beton bertulang, semakin panjang bentang sebuah struktur khususnya balok, lendutan yang dihasilkan akan semakin besar. Terjadinya lendutan ini banyak dijumpai dalam praktek. Beberapa kasus pada bangunan gedung misalnya, partisi berupa eternit akibat lendutan pelat lantai yang terlalu besar. Pada beton pratekan besarnya lendutan jangka panjang banyak ditentukan oleh parameter lain seperti waktu, rangkai, susut, dan relaksasi pada beton pratekan. Lendutan tergantung dari kombinasi antara gaya pratekan dan beban luar sehingga gaya pratekan akan menimbulkan anti lendutan (*camber*), dan beban luar yang akan menyebabkan lendutan (Sutarja, 2006).

Taman Sari Iswara yang terletak di Rawalumbu, Bekasi terdiri dari tiga tower dimana tower tertinggi terdiri dari 34 lantai dengan ketinggian total 279,16 meter (**Gambar 1.1**). Taman Sari Iswara merupakan bangunan dengan jumlah lantai lebih dari 8 lantai sehingga dapat digolongkan sebagai bangunan tinggi (UU No.28 tahun 2002, Pasal 5, Ayat 7). *High Rise Building* biasanya sangat rentan terhadap gempa, maka dari itu diperlukan perencanaan yang matang perihal bangunan tinggi.

Gedung ini juga akan direncanakan dengan menggunakan sistem ganda, yaitu gabungan antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser. Struktur portal sebagai penahan gempa tidak efisien untuk membatasi defleksi lateral akibat gaya gempa, karena dimensi portal (balok dan kolom) akan bertambah besar jika kita merencanakan gedung bertingkat banyak. Dinding geser sebagai dinding struktural sangat efektif dalam memikul gaya lateral, karena kekuatan dinding geser dapat mengontrol simpangan horizontal yang terjadi serta dapat mengontrol stabilitas struktur secara keseluruhan (Purwono, 2006).

Dalam mencakup semua perencanaan bangunan bertingkat itu, maka usulan judul yang ditawarkan pada tugas akhir ini adalah “DESAIN MODIFIKASI GEDUNG APARTEMEN TAMAN SARI ISWARA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN”.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Masalah Utama

Bagaimana memodifikasi struktur atap gedung Taman Sari Iswara dari ruangan apartemen biasa menjadi ruangan *convention hall* menggunakan sistem balok pratekan?

1.2.2 Detail Masalah

Detail masalah dalam perencanaan ini adalah:

1. Bagaimana menentukan *Preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder pada stuktur gedung Taman Sari Iswara setelah dimodifikasi?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada modifikasi gedung Taman Sari Iswara?
3. Bagaimana menganalisa permodelan struktur gedung Taman Sari Iswara dengan menggunakan program bantu ETABS?
4. Bagaimana merencanakan balok pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam gambar teknik sesuai standar?

1.3 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung Taman Sari Iswara ini adalah:

1. Menentukan *Preliminary Design*, struktur primer dan sekunder pada struktur gedung Taman Sari Iswara.
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Taman Sari Iswara.
3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung Taman Sari Iswara dengan menggunakan program bantu ETABS.
4. Merencanakan dimensi beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur.

5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan.
6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Taman Sari Iswara ke dalam gambar teknis.

1.4 Batasan Masalah

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen kontruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS.
4. Tidak memperhatikan pemasangan instalasi listrik, air dan sebagainya.
5. Tidak meninjau aspek arsitektural gedung.

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Manfaat Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah

1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada gedung Taman Sari Iswara, sehingga lebih efisien dan ekonomis.
2. Hasil perencanaan dapat dijadikan acuan untuk perencanaan bangunan yang akan dirancang ulang dengan struktur sistem ganda.
3. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan desain modifikasi gedung apartemen Taman Sari Iswara. Dalam perencanaannya perlu tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton pratekan dan sistem ganda yakni gabungan antara sistem rangka pemikul momen dan dinding geser.

2.2 Struktur Gedung

2.2.1 Sistem Struktur

Perencanaan gedung Tamansari Iswara menggunakan sistem ganda. Sistem Ganda atau dual system adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh space frame (rangka), sedangkan beban lateral dipikul bersama oleh space frame dan *Shear Wall* (dinding geser / dinding struktur).

Dalam sistem ganda, kapasitas perpindahan daktilitas diatur oleh kapasitas daktilitas dinding sebelum sistem rangka bisa mencapai kapasitas deformasi lateralnya. Oleh karena itu dinding geser pada struktur bagian bawah harus dirancang dan dirinci dengan benar. Dengan meningkatkan kapasitas daktilitas dan disipasi energi dalam struktur, gaya seismik yang diinduksi dikurangi dan struktur yang lebih ekonomis dapat diperoleh atau alternatif kemungkinan runtuhnya berkurang. Parameter ini ditingkatkan dalam struktur sistem ganda (Devi, 2013)

2.2.2 Torsi pada Bangunan Non-Simetris

Analisa bentuk struktur perlu dilakukan pada perencanaan struktur bangunan yang mengalami beban torsi untuk menghindari kegagalan pada struktur. Bentuk denah sangat berpengaruh terhadap analisis suatu struktur, dimana untuk bangunan tidak simetris, gaya torsi yang terbesar terjadi pada daerah pertemuan

struktur bangunan pada arah yang tegak lurus sumbu x dan y. (Lumba, 2010)



Gambar 2. 1 Analisa Torsi pada Program Bantu SAP
(Sumber: Lumba, 2010)

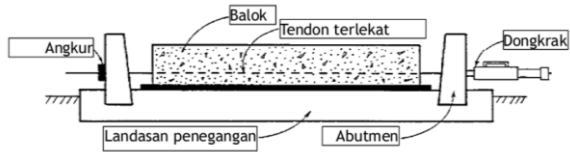
2.3 Beton Patekan

2.3.1 Sistem Beton Patekan

Ada beberapa macam sistem beton prategang ditinjau dari berbagai segi, yaitu ditinjau dari cara penarikan dan distribusi tegangan. Jika ditinjau dari cara penarikan beton pratekan terbagi menjadi dua yakni:

2.3.1.1 Sistem Beton Patekan Metode Pratarik (Pretension)

Sistem pemberian gaya pratekan pada beton pratekan dengan menarik baja pratekan (tendon) terlebih dahulu sebelum dilakukannya pengecoran.



Gambar 2. 2 Ilustrasi Proses Pratarik
(Sumber: Siswanto, 2017)

2.3.1.2 Sistem Beton Patekan metode Pascatarik (Post tension)

Sistem pemberian gaya pratekan pada beton yang metodenya dilakukan dengan cara menarik baja pratekan (tendon) setelah balok dicor dan mencapai sebagian besar dari kuat betonnya.



Gambar 2. 3 Ilustrasi Proses Pasca-Tarik
(Sumber: Siswanto, 2017)

Jika ditinjau dari keadaan distribusi tegangan, beton pratekan terbagi menjadi dua sistem, yakni:

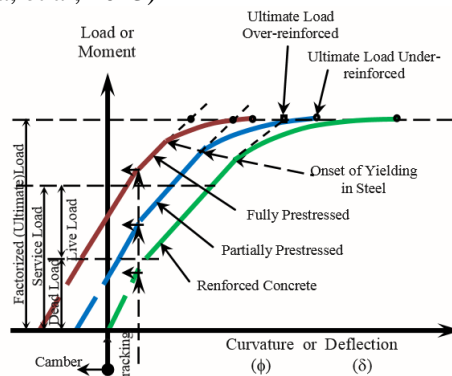
2.3.1.3 Full Prestressing

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah terjadi tekan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok pratekan dengan sistem full prestressing terdapat kemungkinan sebesar $\pm 50\%$ terjadi tegangan tarik pada serat terbawah. Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar $\pm 20\%$ akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup besar akan terjadi retak pada balok

sistem full prestressing. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok prategang telah didisain dengan sistem full prestressing, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

2.3.1.4 Partial Prestressing

Sistem prategang parsial telah umum digunakan pada bangunan gedung untuk mengurangi dimensi elemen struktur dan memperluas ruang. Umumnya, strand prategang dikombinasikan dengan baja tulangan untuk menjamin daktilitas yang diperlukan dapat tercapai dan mendisipasi energi cukup baik. Nilai Partially Prestressed Ratio (PPR) adalah maksimum sebesar 25% dan dipasang secara unbonded di daerah sendi plastis. Dengan direncanakannya balok prategang parsial, hal ini dapat berkontribusi pada ketahanan struktur. Keuntungannya adalah balok prategang parsial memiliki kontrol camber dan defleksi yang lebih baik, dan untuk meningkatkan daktilitas. (Naaman, 1982 dalam Astawa, et al, 2013)



Gambar 2. 4 Grafik Hubungan Beban-Defleksi Pratekan Parsial
(Sumber: Naaman, 1982 dalam Astawa, et al., 2013)

Dalam penelitian yang dilakukan oleh Hussein, dkk. juga dijelaskan bahwa penggunaan partial prestress beam dengan

lekatan tendon memberikan dampak pada daktilitas, kekakuan, dan defleksi maksimum hingga 265%, 13%, dan 199% masing-masing. (Hussein dkk., 2012)

2.3.5 Kehilangan Gaya Pratekan

2.3.5.1 Perpendekan Elastis Beton

Beton memendek pada saat gaya prategang bekerja padanya. Karena tendon yang melekat pada beton di sekitarnya secara simultan juga memendek, maka tendon tersebut akan kehilangan sebagian dari gaya prategang yang dipikulnya.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa perhitungan kehilangan prategang yang disebabkan oleh pemendekan elastis pada balok setelah dilepaskan sesuai dengan data eksperimen. Gaya prategang awal ditemukan memiliki pengaruh besar terhadap kehilangan prategang yang disebabkan oleh pemendekan elastis setelah dilepaskan, namun rasio kehilangan prategang yang disebabkan oleh pemendekan elastis terhadap gaya pratekan awal adalah konstan. (Guo dkk., 2017)

2.3.5.2 Kehilangan Akibat Friksi

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam aliyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble effect*.

2.3.5.3 Kehilangan Akibat Pengangkuran

Kehilangan karena pengangkuran pada komponen struktur pascatarik diakibatkan adanya blok-blok pada angker pada saat gaya pendongkrak ditranfer ke angker. Kehilangan ini juga terjadi pada landasan cetakan prategang pada komponen struktur pratarik akibat dilakukannya penyesuaian pada saat gaya prategang ditransfer ke landasan.

Berdasarkan penelitian yang dilakukan, untuk mengurangi kehilangan prategang yang disebabkan oleh pengangkuran beberapa tindakan yang harus dilakukan (Guo dkk., 2017)

- a. Meningkatkan koefisien friksi antara balok pratekan dan angkur
- b. Menerapkan pretensi balok pratekan pada 2-3% kekuatannya sebelum memuat gaya prategang dan memutar mur longgar sampai mengunci angkur agar tidak bergerak.
- c. Menambah baut pada angkur untuk mengurangi peregerakan angkur dan kehilangan prategang
- d. Meningkatkan kekakuan pada sistem prategang dan sistem jangkar.

2.3.5.3 Kehilangan Akibat Rangkak

Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak. Tegangan rangkak dan kehilangan tegangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elemen struktural. Kehilangan prategang akibat rangkak menurun dengan penurunan rasio prategang parsial (PPR). Namun, kerugian akibat pelepasan baja pratekan meningkat dengan penurunan PPR. (Naaman dan Hamza, 1993).

2.3.5.4 Kehilangan Akibat Temperatur dan Relaksasi Baja

Tendon low relaxation mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu dengan kehilangan yang lebih kecil.

Data relaksasi diperoleh di laboratorium untuk bahan baja yang bekerja sendiri dan tidak memperhitungkan kehilangannya yang mungkin ditumpangkan dengan perpendekan elastis, creep dan susut beton. Ketika seseorang mendesain kriteria 30 atau 40 tahun, validitas penerapan data relaksasi berdasarkan nilai tegangan 70 persen mungkin dipertanyakan ketika kehilangan jangka pendek (satu bulan) yang dilapisi karena penyebab lain dapat mengurangi tekanan awal di tendon prategang. (Podolny dan Meville, 1969)

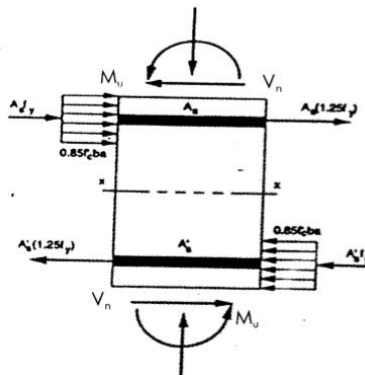
2.3.5.5 Kehilangan Akibat Susut

Seperti halnya pada rangkai beton, besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan. Penyusutan cenderung lebih tinggi pada awalnya untuk beton dengan kekuatan tinggi, namun regangan susut akhir lebih besar untuk beton regangan normal. Perilaku itu tidak ditemukan untuk creep. Kekuatan beton yang lebih tinggi menghasilkan lebih sedikit creep pada semua umur. (Sagara dan Pane, 2015)

2.3.7 Hubungan Balok Kolom

2.3.7.1 Sistem Monolit

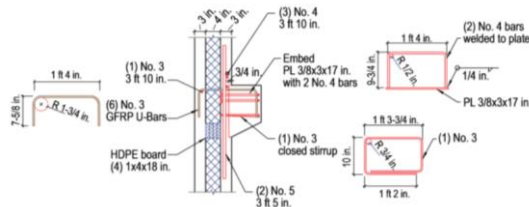
Dampak pratekan terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom. (Fanella dkk., 1998 dalam Astawa dkk., 2015)



Gambar 2. 5 Efek perpendekan akibat geser horizontal
(Sumber: Fanella dkk., 1998 dalam Astawa dkk., 2015)

2.3.7.2 Sistem Konsol Pendek

Tumpuan pada balok prategang dengan sistem konsol pendek atau bracket corbel, sehingga kolom tidak merupakan hubungan yang kaku. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari $0,5d$ karena sifatnya yang seperti kantilever maka akan terbentuk momen negatif dengan daerah tekan berada di bawah dan daerah tarik berada di atas. (Tardos dan Marcous, 2015).



Gambar 2. 6 Bracket (Konsol Pendek)
Sumber: Tardos dan Marcous, 2015

2.5 Dampak Balok Pasca Tarik Terhadap Gedung Bertingkat

Balok pasca tarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak pasca tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan sudah dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989.

Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan pascatarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektivitas pasca tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak di tarik), perpendekan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika

kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pascatarik yang masuk ke balok yang ditarik. (Fintel & Ghoush, 1989)

Adapun penelitian yang dilakukan oleh Guohui Guo pada tahun 2013 tentang efek post tension terhadap gedung bertingkat menyatakan bahwa sebagian dari gaya tendon yang diterapkan di lantai tertentu ke lempengan post tension beam dialihkan ke lantai di bawah oleh kolom dan dinding yang bekerja dalam geser dan lentur. Peningkatan kekakuan anggota vertikal menghasilkan lebih banyak kekuatan yang dialihkan. Kolom atau dinding vertikal yang kaku dan pengekangan kaku oleh pondasi menyebabkan kehilangan tekanan yang lebih besar. (Guo, dkk., 2013)

2.6 Shear Wall

2.6.1 Tata Letak Shear Wall

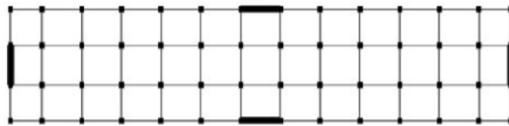
Dinding geser sangat disarankan untuk bangunan di daerah yang cenderung sering mengalami gempa dengan intensitas tinggi atau angin kencang. Desain dinding geser untuk gaya angin didesain seperti dinding beton sederhana. Desain dinding geser untuk gaya gempa memerlukan pertimbangan khusus karena harus aman di bawah beban berulang. Dinding geser menjadi hal yang penting baik itu dilihat dari sudut pandang ekonomi dan kontrol defleksi lateral (Anshuman. S dkk., 2011).

Untuk dapat menahan gaya lateral yang disebabkan oleh gempa atau angin maka dinding geser harus dibentuk sedemikian rupa sehingga memenuhi syarat-syarat yaitu dalam sebuah bangunan paling sedikit terdapat tiga buah dinding geser sebagai penahan gaya lateral dan Garis pengaruh dari dinding geser tersebut tidak boleh berpotongan pada satu titik. Penempatan posisi atau layout dari shearwall tersebut lebih optimum apabila ditempatkan pada sisi gedung yang paling pinggir sehingga dapat menghasilkan kekakuan struktur yang lebih besar daripada apabila dinding geser diletakkan didalam struktur gedung, sehingga semakin tinggi kekakuan yang dimiliki oleh struktur gedung

tersebut maka semakin tinggi pula performance dari daktilitas struktur gedung tersebut (Andalas G. dkk, 2016)



Gambar 2.7 Layout Shearwall Dalam Gedung



Gambar 2. 8 Layout Shearwall Diluar Gedung
(Sumber: Andalas G. dkk, 2016)

2.6.2 Pola Keruntuhan Dinding Geser

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Struktur gedung dengan dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral pada umumnya memiliki performance yang cukup baik pada saat gempa. Hal ini terbukti dari sedikitnya kegagalan yang terjadi pada sistem struktur dinding geser di kejadian-kejadian gempa yang lalu (Fintel, 1991 dalam Imran, 2008).

Perilaku batas yang terjadi pada dinding geser dapat diklasifikasikan sebagai berikut (Pantazopoulou, 1992 dalam Imran, 2008):

1. Flexural behavior, dimana respons yang terjadi pada dinding akibat gaya luar dibentuk oleh mekanisme kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Keruntuhan jenis ini pada umumnya bersifat daktil.
2. Flexural-shear behavior, dimana kelelahan yang terjadi pada tulangan yang menahan lentur diikuti dengan kegagalan geser.

3. Shear behavior, dimana dinding runtuh akibat geser tanpa adanya kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Perilaku batas ini bisa dibagi lagi menjadi diagonal tension shear failure (yang dapat bersifat duktail, karena keruntuhan terjadi terlebih dahulu pada baja tulangan) dan kegagalan geser tekanan diagonal (yang umumnya bersifat rapuh).
4. Sliding shear behavior, dimana di bawah pembebanan siklik bolak balik, sliding shear bisa terjadi akibat adanya flexural *cracks* yang terbuka lebar di dasar.

Pada saat dinding geser mencapai level beban maksimum, ada kemungkinan dinding geser yang didesain dengan menggunakan konsep gaya dalam sudah mencapai level maksimum gaya gesernya, namun keruntuhan yang terjadi masih bisa bersifat duktail. Keruntuhan geser pada struktur dinding pada umumnya dapat bersifat duktail selama penulangannya dipasang dua arah dan tidak menyimpang dari rasio yang ditetapkan oleh SNI 03-2847-2013. (Imran, 2008).

2.7 Pengaruh Gempa Pada Bangunan

Pengaruh gempa pada bangunan memiliki hubungan dengan penentuan sistem sebuah struktur. Prosedur desain modern lebih menekankan pada kapasitas deformasi sistem. Sebagai contoh, desain seismik berbasis kinerja memerlukan pertimbangan eksplisit perpindahan lateral sebagai indikator kinerja, selain memverifikasi desain struktural melalui prosedur berbasis kekuatan (Priestley, 2000 dalam Carrilo dkk., 2014). Pada dasarnya beban gempa terdiri dari dua jenis yakni:

2.7.1 Beban Gempa Horizontal

Beban gempa horizontal bekerja pada 2 sumbu utama dari struktur utama secara bersamaan, oleh karena itu dapat membahayakan struktur bangunan yang terkena gempa horizontal. Untuk dapat tetap kuat dalam menahan beban gempa yang bekerja maka unsur kolom utama perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu

utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya.

2.7.2 Beban Gempa Vertikal

Selain percepatan gerakan tanah pada arah horisontal, pada saat terjadi gempa terdapat juga percepatan gerakan tanah berarah vertikal. Gerakan tanah kearah vertikal ini ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa kearah vertikal yang bekerja pada struktur bangunan.

2.8 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan komponen struktur bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah yang diterima dari kolom. Struktur pondasi sangat penting mengingat sebagai struktur terbawah dalam menahan beban struktur di atasnya. Terdapat dua macam pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dikatakan pondasi dangkal apabila perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) kurang dari 4 atau lima ($\frac{D}{B} < 4$ atau 5). Sedangkan pondasi dalam memiliki perbandingan kedalaman pondasi dengan diameternya lebih besar sama dengan 10 ($\frac{D}{B} \geq 10$) (Wahyudi, 1999).

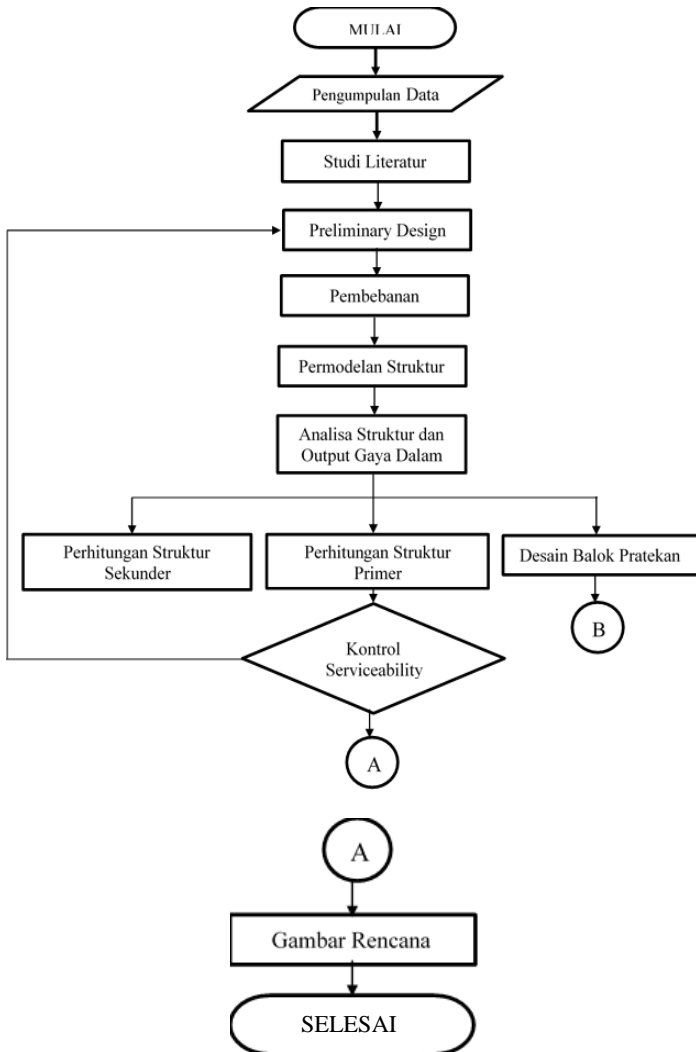
BAB III METODOLOGI

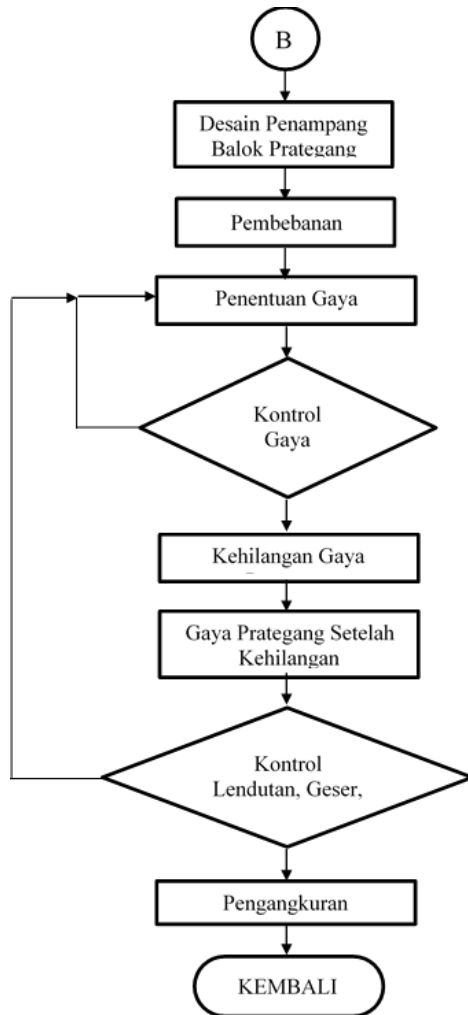
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, perancangan, dan sampai tujuan dari analisa struktur yang akan disajikan.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai bagan alir pada **Gambar 3.1** di bawah ini:





Gambar 3. 1 *Flowchart* Perencanaan Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan existing yang akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir yaitu:

1. Gambar Struktur : Terlampir
2. Data Tanah : Terlampir
3. Data - Data Umum :
 - a. Nama Gedung : Tamansari Iswara Bekasi
 - b. Fungsi : Apartemen
 - c. Jumlah Lantai : 34 lantai
 - d. Panjang Bangunan : 91,1 m
 - e. Tinggi Bangunan : 115,6 m
 - f. Struktur Bangunan : Beton bertulang
 - g. Struktur Pondasi : Pondasi dalam

Data bangunan modifikasi yang akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir yaitu:

1. Gambar Struktur : Terlampir
2. Data Tanah : Terlampir
3. Data - Data Umum :
 - a. Nama Gedung : Tamansari Iswara Bekasi
 - b. Fungsi : Apartemen
 - c. Jumlah Lantai : 20 lantai
 - d. Panjang Bangunan : 64,9 m
 - e. Tinggi Bangunan : 112,3 m
 - f. Struktur Bangunan : Beton bertulang
 - g. Struktur Pondasi : Pondasi dalam

3.4 Studi Literatur

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

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

2. SNI 2847:2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
3. SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa.
4. SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
5. Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1983.
6. ACI 2008 (*American Concrete Institute*) khusus untuk pendetailan beton pratekan.
7. Perancangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (Purnowo, 2003).
8. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y. Lin, 1996).

3.5 Preliminary Design

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

3.5.1 Pengaturan Denah

Dalam pengaturan denah yang perlu mendapat perhatian adalah fungsi bangunan adalah fungsi bangunan dan peruntukan tata ruang.

3.5.2 Preliminary Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

3.5.2.1 Perencanaan Pelat

Dalam perencanaan dimensi pelat, untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

- a. Tebal Minimum Pelat

Berdasarkan SNI 2847: 2013 Pasal 9.5.3.2 Menghitung α_m yang didapatkan dari persamaan berikut:

$$\alpha_m = \frac{\sum \alpha_n}{n} \quad (3.1)$$

$$\alpha = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p} \quad (3.2)$$

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

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \leq 125 \text{ mm} \quad (3.3)$$

Bila $\alpha m \geq 0.2$, maka tebal plat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \leq 90 \text{ mm} \quad (3.4)$$

Dimana:

L_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi 2 arah

β = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat

α_m = nilai rata-rata untuk semua balok pada tepi - tepi dari suatu panel

b. Lebar Efektif Pelat

Menurut SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 disebutkan bahwa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok T (interior):

$$b_e = \frac{1}{4} \times L \quad (3.5)$$

$$b_e = b_w + 8t \quad (3.6)$$

$$b_e = b_w + \frac{1}{2} S \quad (3.7)$$

Pada pasal 8.12.3 untuk balok dengan slab pada satu sisi saja (eksterior):

$$b_e = \frac{1}{12} \times L \quad (3.8)$$

$$b_e = b_w + 6t \quad (3.9)$$

$$b_e = b_w + \frac{1}{2}S \quad (3.10)$$

Dimana:

t = tinggi pelat

S = Setengah jarak bersih badan balok ke badan balok di sebelahnya

L = bentang balok

c. Menentukan Pelat 1 atau 2 Arah

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ (pelat 2 arah)} \quad (3.11)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ (pelat 1 arah)} \quad (3.12)$$

Dimana:

L_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang

β = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat

S_n = panjang bentang bersih dalam arah melintang

3.5.2.2 Perencanaan Tangga

Pembebanan pada tangga dan bordes mengacu SNI 2847:2002. Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

$$64 \leq 2t + i \leq 65 \quad (3.13)$$

dengan syarat kemiringan tangga:

$$20 \leq \alpha \leq 40 \quad (3.14)$$

Dimana :

l = Lebar injakan

t = Tinggi tanjakan

a = Kemiringan tangga

3.5.2.3 Perencanaan Balok Lift

Dalam perencanaan balok lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift. Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift.

3.5.2.4 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

- a. Perencanaan tinggi balok anak

$$h = \frac{1}{21} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) \quad (3.15)$$

- b. Perencanaan lebar balok anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.16)$$

dilakukan pengalihan dengan $\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$ apabila f_y lebih besar dari 420 MPa.

3.5.3 Preliminary Struktur Primer

Preliminary desain struktur utama ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013. Perencanaan struktur primer antara lain meliputi:

3.5.3.1 Perencanaan Balok Induk

Tabel tinggi minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 Mpa.

Tabel 3.1 Tinggi Minimum Balok Non-Prategang

$h_{\min} = \frac{L}{16}$	Digunakan apabila $f_y = 420$ Mpa	(3.17)
$h_{\min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$	Digunakan untuk f_y selain 420 Mpa	
$h_{\min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003 \text{ wc})$	Digunakan untuk nilai W_c 1440 sampai 1840 kg/m^3	

Dimana :

- B = Lebar balok
H = Tinggi balok
Lb = Panjang balok

3.5.3.2 Perencanaan Kolom

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2}) \quad (3.20)$$

Dimana :

- W = Beban aksial yang diterima kolom
 f_c' = Kuat tekan beton karakteristik
A = Luas penampang kolom

3.5.4 Preliminary Dinding Geser

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

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{H}{24}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{L}{24}$$

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

Dimana:

H = Tinggi total dinding

L = Panjang bentang dinding

3.6 Pembebanan

3.6.1 Beban Mati

Beban Mati berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) yang tertera pada **Tabel 3.2**

Tabel 3.2 Beban mati pada struktur

Beban mati	Besar beban
Batu alam	2600 kg/m ²
Beton bertulang	2400 kg/m ²
Dinding pasangan 1/2 bata	250 kg/m ²
Kaca setebal 12 mm	30 kg/m ²
Langit-langit + penggantung	18 kg/m ²
Lantai ubin semen Portland	24 kg/m ²
Spesi per cm tebal	21 kg/m ²

3.6.2 Beban Hidup

Beban hidup untuk struktur gedung didapat dari peraturan pembebanan SNI 1727:2013

Tabel 3. 3 Beban hidup pada struktur

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (89)
Ruang computer	100 (4,79)	2000 (89)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79)	
Lobi	100 (4,79)	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	
Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai podium	150 (7,18)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	

Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 x 2 inch)		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan		200 (8,9)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/parkir	40 (1,92)	
Mobil penumpang saja		
Truk dan bus		

3.6.3 Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 1726:2012, dimana gempa yang digunakan merupakan gempa dinamik, karena bangunan mempunyai ketidakberaturan horizontal. Analisis respon dinamik menggunakan 2 metode, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history).

Pada tugas akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Perhitungan nilai V , menggunakan V_{statik} , yaitu dengan rumus sebagai berikut: (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1)

3.6.3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan SNI 1726 2012 tabel 1 dan 2. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (I) 1,0.

3.6.3.2 Parameter Respons Spektral

Pada daerah Lombok barat mempunyai parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 0,952g dan parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,385g.

3.6.3.3 Percepatan Spektral

Perhitungan percepatan spektral desain sesuai SNI 1726-2012 pasal 6.

$$S_{ds} = \frac{2}{3} \times S_{ms} \quad (3.21)$$

$$S_{d1} = \frac{2}{3} \times S_{m1} \quad (3.22)$$

3.6.3.4 Perhitungan Repons Spektrum

Pada perhitungan ini periode waktu getar alami fundamental (T) sesuai SNI 1726: 2012 pasal 7.8.2 yakni sebagai berikut:

$$T = T_a \times C_u \quad (3.23)$$

Dimana:

T_a = Periode fundamental pendekatan

$$C_u = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{C_w}} \quad (3.24)$$

3.6.3.5 Koefisien Repon Seismik (C_s)

Ditentukan sesuai dengan SNI 17262012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{T}\right)} \quad (3.25)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{d1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)} \quad (3.26)$$

C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{ds}. I_e \geq 0,01 \quad (3.27)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka Cs harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3.28)$$

3.6.3.6 Simpang antar Lantai (Drift)

Ditentukan Sesuai SNI 1726 2012 pasal 7.8.6 dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I} \quad (3.29)$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke -x

Cd = faktor pembesaran defleksi tabel 2.8 SNI 1726 2012

I = faktor keutamaan gedung

Untuk struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, *drift* dibatasi sebesar : $\Delta = 0,02hs_x$.

3.6.4 Kombinasi

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847: 2013 yaitu :

$$U = 1,4D$$

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

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

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

$$U = 1,2D + E + L$$

$$U = 0,9D + W$$

$$U = 0,9D + E$$

3.7 Permodelan dan Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan ETABS untuk mendapatkan reaksi-reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur rangka utama. Pada analisa ini digunakan pembebanan

gempa dinamik, sehingga menggunakan analisa respons dinamik sesuai ketentuan SNI 1726:2012.

3.7.1 Kontrol Sistem Ganda

Untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 % gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya

3.7.2 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh analisa dari program bantu ETABS, hal ini dilakukan agar mengetahui desain yang dilakukan telah memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol permodelan struktur yang dilakukan sebagai berikut:

1. Melakukan pengecekan antara perhitungan manual dan perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS, selisih keakuratan antara kedua metode $\pm 5\%$
2. Menghitung partisipasi massa, dengan syarat partisipasi massa $\geq 90\%$
3. Menghitung lama waktu getar (T)
4. Menghitung Base Shear Statik, harus memenuhi ketentuan yang ada $\pm 85\%$
5. Menghitung simpangan yang terjadi

3.8 Perencanaan Struktur

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

3.8.1 Desain Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan ETABS dilakukan kontrol desain serta penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 2847:2013. Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, sehingga

memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada pertauran. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (*servicibility*) dan beban *ultimate*. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke *output* gambar. Jika tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.8.1.1 Perhitungan Balok Induk

1. Penulangan Lentur

Berikut beberapa langkah penulangan lentur diatur dalam SNI 2947:2013 pasal 10.2.7.3:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f_c' - 28)}{7} \quad (3.30)$$

Adapula menghitung ρ_b diatur dalam SNI 2847:2013 lampiran B pasal 8.4.2 dengan perumusan sebagai berikut:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.31)$$

Dalam menentukan batas ρ_{\max} harus sesuai dengan SNI 2847:2013 lampiran B pasal 10.3.3 dengan perumusan sebagai berikut:

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.32)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.33)$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} \quad (3.34)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.35)$$

Selain itu, dalam menentukan batas ρ_{\min} teratur dalam SNI 2847:2013 pasal 10.5.1 dengan perumusan dan ketentuan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad (3.36)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.37)$$

Untuk rasio tulangan dipakai terbesar antara ρ_{\min} dan ρ_{perlu} ,

$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ (dipakai terbesar)

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \quad (3.38)$$

Setelah didapatkan tulangan lentur, perlu dicek angka ϕ sudah memenuhi apa tidak, dengan Syarat $M_n > M_u$ Berikut cara rumusan untuk mendapatkan momen nominal tulangan terpasang:

$$M_n = (A_s \cdot f_y = A_s' \cdot f_s') \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A_s' \cdot f_s') \cdot (d - d') \quad (3.39)$$

2. Penulangan Geser

Berikut beberapa hal yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan tulangan geser yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.4

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2} \quad (3.40)$$

$$M_{pr1,2} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.41)$$

Kontrol kuat geser nominal

Syarat: $V_{\max} > V_s$

$$V_{\max} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'} \quad (3.42)$$

Pemasangan begel

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d'}{S} \quad (3.43)$$

3. Penulangan Torsi

Persamaan tulangan torsi *ultimate* diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 11.5.1 yang dirumuskan sebagai berikut:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \quad (3.44)$$

4. Panjang Penyaluran

Panjang penyaluran tulangan tarik dirumuskan dalam SNI 2847:2013 pasal 12.2.2 sebagai berikut:

$$I_d = d_b \cdot \frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \quad (3.45)$$

sedangkan untuk panjang penyaluran tulangan tekan dirumuskan dalam SNI 2847:2013 pasal 12.3.2 sebagai berikut:

$$I_{dc} = 0,043 \cdot d_b \cdot f_y \quad (3.46)$$

dimana $I_{dc} > 200$ mm

3.8.1.2 Pehitungan Kolom

Beberapa hal yang perlu dihitung dalam perencanaan kolom:

1. Gaya Tekan Aksial

Perumusan gaya tekan aksial diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.6.1 dimana dimensi kolom terpendek lebih besar dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4.

$$P_u \geq A_g \cdot \frac{f_c'}{10} \quad (3.47)$$

2. Penulangan Memanjang

$$\phi P_{n_{\max}} = 0,8 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) \right) + (f_y \cdot A_{st}) \quad (3.48)$$

$$\phi P_{n_{\max}} \geq \phi P_n \quad (3.49)$$

3. Persyaratan Terhadap Geser

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr}}{h} \quad (3.50)$$

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (3.51)$$

4. Pengekangan Kolom

Peraturan mengenai pengekangan kolom diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4

$$(3.52)$$

$$A_{sh} = 0,3 \cdot \frac{s \cdot h \cdot c \cdot f_c'}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{oh}} - 1 \right)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \left(\frac{f_c'}{6} \right) \cdot b \cdot w \cdot d \quad (3.53)$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.54)$$

$$\phi (V_s + V_c) > V_u \quad (3.55)$$

5. Panjang Lawatan pada Sambungan Tulangan Kolom

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(\frac{C_b + K_{tr}}{db} \right)} \right) \quad (3.56)$$

3.8.1.3 Perencanaan Struktur Dinding Geser

a. Kuat Aksial Rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot A_g - \left[1 - \left(\frac{k \cdot I_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (3.57)$$

b. Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.3.)

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d \geq V_n \quad (3.58)$$

Dimana : $d = 0,8 I_w$

c. Kuat Geser Beton

Dihitung Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.6.

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4l_w} \quad (3.59)$$

atau

$$(3.60)$$

$$V_c = [0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{l_w \cdot h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}$$

Dimana :

l_w = panjang keseluruhan dinding

N_u = positif untuk gaya tekan dan negatif untuk gaya tarik

$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ = jika nilai nya negatif, maka tidak dapat digunakan

d. Keperluan Penulangan Geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan (SNI 03-2847-2013, pasal 13.9.8.)

e. Penulangan Geser Horizontal

Dihitung merdasarkan pada (SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.9)

f. Penulangan Geser Vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002, pasal 11.9.9.4

3.8.2 Struktur Balok Kolektor dan Balok Kopel

Balok kolektor adalah balok yang menyambungkan hubungan antara kolom dan *Shear Wall* sedangkan balok kopel adalah balok yang menyambungkan kedua *Shear Wall*.

3.8.2.1 Balok Kolektor

Kombinasi beban pada balok kolektor berbeda dengan balok biasa, dimana beban gempa diperbesar sesuai peraturan SNI 1726: 2012 Pasal 7.10.2, sedangkan untuk peraturan desainnya diatur dalam SNI 2847: 2013 Pasal 21.11

3.8.2.2 Balok Kopel

Desain balok kopel pada Gedung diatur dalam SNI 2847: Pasal 21.9.7

3.8.2 Analisa Struktur Utama Pratekan

Dalam perencanaan beton pratekan pada Tugas Akhir ini, langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut :

3.8.2.1 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengankuran tendon 0,94 fpy, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan 0,70 fpu (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Berdasarkan SNI 2847:2013, tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin pada saat pemberian gaya pratekan (sebelum kehilangan) yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 sebagai berikut:

- Tegangan tekan:

$$\sigma_{\text{tekan}} = 0,60 \times f_{ci} \quad (3.61)$$

Sedangkan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana

$$\sigma_{\text{tekan}} = 0,70 \times f_{ci} \quad (3.62)$$

- Tegangan tarik

$$\sigma_{\text{tarik}} = 0,50 \times \sqrt{f_{c'}} \quad (3.63)$$

Dimana f_{ci} adalah kuat tekan beton saat *jacking*

- b. Tegangan ijin pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan

- Tegangan tekan (beban tetap) (3.64)

- $\sigma_{\text{tekan}} = 0,45 \times f_c'$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup)
 $\Sigma_{\text{tekan}} = 0,6 \times f_c'$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2) (3.65)
 - Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

Kelas U = $f_t \leq 0,62\sqrt{f_c'}$

Kelas T = $0,62\sqrt{f_c'} < f_t \leq \sqrt{f_c'}$

Kelas U = $f_t \geq \sqrt{f_c'}$

3.8.2.2 Gaya Pratekan

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan eksentrisitas yang digunakan (Lin & Burns, 2000):

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{w_{t,b}} \quad (3.66)$$

Dimana:

F = gaya prategang yang diberikan

A = luasan penampang beton

E = eksentrisitas antara kabel prategang dengan sumbu netral beton

W = momen resisten beton (I/y)

M_{DL} = Momen yg terjadi akibat beban mati

M_{LL} = Momen yang terjadi akibat beban hidup

3.8.2.3 Kehilangan Gaya Pratekan

1. Kehilangan yang Tergantung Oleh Waktu (Kehilangan Tidak Langsung)
 - a. Kehilangan akibat rangkai

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.67)$$

Dimana:

K_{cr} = 2 untuk pratarik 1,69 untuk pascatarik (digunakan)

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat beban tetap (dead load)

$f_{c ds}$ = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal pratekan

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847: 2013 pasal 20.6.1.d)

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH) \quad (3.68)$$

Dimana:

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

Koefisien $0,06 \frac{V}{S}$, dalam satuan inci = $0,0236 \frac{V}{S}$ dalam satuan cm.

K_{sh} = 1 untuk metode pratarik, untuk metode pascatarik ditentukan

dalam tabel dibawah ini

RH = kelembaban relatif udara sekitar

Tabel 3. 4 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

Ksh	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang (hari)
0,92	1
0,85	3
0,8	5
0,77	7
0,73	10
0,64	20
0,58	30
0,45	60

Sumber: (Lin & Burns, 2000)

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.3)

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES) \times C \quad (3.69)$$

Dimana:

K_{re} = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada Tabel 3.4

- J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada Tabel 3.4
 SH = Kehilangan pratekan akibat susut
 CR = Kehilangan pratekan akibat rangkai
 ES = Kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis
 C = Koefisien batang *stress relieve*

Tabel 3. 5 Nilai K_{re} dan J

Tipe Tendon	K_{re} (psi)	J
Kabel wires atau strand relieved mutu 270	20.000	0,15
Kabel wires atau strand relieved mutu 250	18.500	0,14
Kabel wires atau stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0,13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5.000	0,04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 250	4.630	0,037
Kabe wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4.400	0,035
Bar relaksasi rendah mutu 240 atay 235	6.000	0,05

Sumber: (Lin & Burns, 2000)

Tabel 3. 6 Nilai C

$\frac{f_{si}}{f_{pu}}$	Tegangan Kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Kembali
0,8		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	0,9
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
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
0,6	0,49	0,33

Sumber: (Lin & Burns, 2000)

2. Kehilangan Segera

- a. Kehilangan akibat pengangkuruan (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

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

(3.70)

$$\Delta_a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (3.71)$$

Dimana:

- Δ = kehilangan gaya prategang (%)
 Δa = deformasi pada angkur
 σ = tegangan pada beton
 E_s = modulus elastisitas baja prategang
 L = panjang kabel
 S_{rat} = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

$$ES = K_{es} \times n \times F_{cir} \quad (3.72)$$

Dimana:

- K_{es} = 1 untuk komponen pratarik 0.5 untuk komponen pasca tarik (digunakan)
 n = Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (E_s/E_c)
 E_s = Modulus elastisitas baja
 E_c = Modulus elastisitas beton
 F_{cir} = Tegangan pada penampang beton (F_o/A)

- c. Kehilangan akibat gesekan / friksi (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha \cdot KL}) \times 100\% \quad (3.73)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{e}{L} \quad (3.74)$$

Tabel 3. 7 Koefisien Friksi dan *Woble effect*

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	μ/radial
Tendon in flexible metal sheathing:			
-Wire tendon	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.15-0.25
-High-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct			
7-wires strand	0.0002	0.00066	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

Sumber: (Lin & Burns, 2000)

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Kehilangan ini perlu diperhitungkan untuk desain cor monolit, karena pada saat *jacking* beton terkekang oleh kolom. Kehilangan ini didasarkan pada sistem pengecoran *cast in place*.

$$\Delta P = \frac{M_b - M_a}{h} \quad (3.75)$$

Dimana:

M_b & M_a = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja

H = Tinggi kolom

3.8.2.4 Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (fps) yang menghasilkan nilai

momen nominal. Nilai f_{ps} pada balok dihitung dengan rumus pada SNI 2847:2013 Pasal 18.7.

Momen nominal merupakan momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang fungsinya menahan momen *ultimate* dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung dengan rumus, sebagai berikut:

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - 0,59 \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{b f_c'} \right) \quad (3.76)$$

Dengan syarat:

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

Dimana:

M_n = momen nominal

M_u = momen *ultimate*

A_{ps} = luasan tendon prategang

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

d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton

b = lebar penampang beton

f_c' = mutu beton

ϕ = angka reduksi

3.8.2.5 Kontrol Kuat Batas Momen Nominal

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

$$1,2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.77)$$

Dimana:

M_{cr} = momen retak

M_n = kapasitas penampang

M_u = momen *ultimate*

ϕ = angka reduksi

3.8.2.6 Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-retakan kecil pertama pada balok beton prategang yang

dihitung dengan teori elastis, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.78)$$

$$M_1 = F(e + K_t) \quad (3.79)$$

$$M_2 = F_r \times W_b \quad (3.80)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f_c'} \quad (3.81)$$

Dimana:

M_{cr} = Momen *Crack*

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

K_t = daerah kern diatas sumbu netral beton

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

W_b = momen resisten bawah (I/Y_b)

3.8.2.7 Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap yang kritis, baik pada saat *jacking* atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal.18.4.1).

$$\sigma_{ct,b} = -\frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e}{W_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{W_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{W_{t,b}} \leq \sigma_{ijin \ ct,b} \quad (3.82)$$

Dimana:

$\sigma_{ct,b}$ = Tegangan lentur yang terjadi pada serat atas dan bawah

F = Gaya pratekan efektif setelah kehilangan

A = Luas penampang

$W_{t,b}$ = Modulus elastis penampang

e = Eksentrisitas dari garis netral beton pratekan (c.g.c) ke tendon baja (c.g.s)

M_{DL} = Momen akibat berat sendiri

M_{LL} = Momen akibat beban hidup

3.8.2.8 Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.1, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

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

$$V_{ci} = 0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d_p + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \quad (3.83)$$

Dimana:

- V_i = Gaya geser terfaktor akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan M_{max}
- M_{cr} = Momen yang menyebabkan retak lentur penampang
- M_{max} = Momen terfaktor maksimum
- V_d = Gaya geser penampang akibat beban mati tidak terfaktor
- d_p = Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon
- bw = lebar penampang balok

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

$$V_{cw} = \left(0,3f_{pc} + 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \right) \cdot bw \cdot d + V_p \quad (3.84)$$

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

3.8.2.9 Kontrol Lentutan

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

1. Lentutan Akibat Tekanan Tendon

Perhitungan lentutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.85)$$

Dengan nilai P_o sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times l^4}{l^2} \quad (3.86)$$

Dimana:

- F_o = Gaya Pratekan (N)
- F = Fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.s)
- l = panjang efektif (mm)
- c = Modulus elastisitas beton (MPa)
- I = Inersia balok (mm^4)

2. Lentutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lentutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (3.87)$$

Dimana:

- P_o = Gaya Pratekan (N)
- E = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)
- L = panjang efektif (mm)
- E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)
- I = Inersia balok (mm^4)

3. Lendutan Akibat Berat Sendiri

$$\Delta l_{q_0} = \frac{5 \times q_0 \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.88)$$

dimana:

- q_0 = Beban terbagi merata (N/m)
- e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)
- l = panjang efektif (mm)
- E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)
- I = Inersia balok (mm⁴)

3.8.2.10 Indeks dan Rasio Beton Pratekan Parsial

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

$$\lambda = \frac{M_{edc}}{M_d + M_L} \quad (3.89)$$

Keterangan:

M_{edc} = momen dekomresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

M_d = momen beban mati

M_L = momen beban hidup

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad (3.90)$$

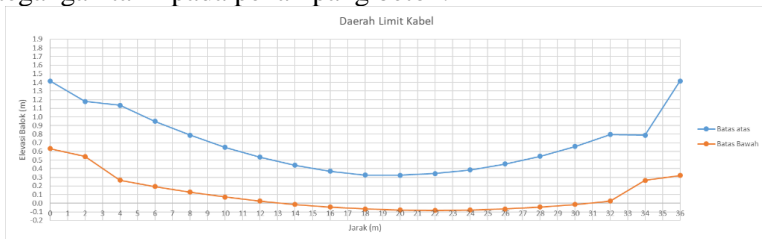
Keterangan:

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

M_n = Total kapasitas momen nominal.

3.8.2.11 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.



Gambar 3. 2 Contoh Grafik Daerah Limit Kabel

3.8.2.12 Pengangkuran

Pada balok Pratekan Pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya Pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum.

Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 20.13.5.

3.8.2.13 Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok pratekan dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2013 Pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 Pasal 17.4.2).

3.9 Perencanaan Basement

Dinding pada *basement* harus di rancang agar kokoh dan kuat, mengingat fungsinya sebagai retaining wall (penahan beban tekanan tanah dan air). Namun pada tugas besar kali ini, dinding *basement* tidak dijadikan sebagai retaining wall, karena yang akan menahan beban tekanan tanah dan air adalah tiang pancang di sekeliling *basement*. Sehingga tekanan tanah dan air hanya akan membebani tiang pancang tersebut. Ketebalan dinding beton untuk *basement* berkisar antara 15-17.5 cm, bergantung pada kedalaman *basement* nya.

Struktur *basement* direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan cor dilokasi. Adapun persyaratan yang lain sebagai berikut :

- Pelat Lantai *Basement*

Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847-2013.

3.10 Perencanaan Pondasi

Pada prosesnya, beban yang bekerja pada struktur atas akan ditransfer ke tanah melalui pondasi. Umumnya ada 2 macam pondasi yang sering dipakai dalam suatu konstruksi gedung, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal pada umumnya digunakan untuk konstruksi gedung sederhana dengan beban standar dan bentang pendek. Beberapa contoh dari pondasi dangkal adalah pondasi tapak, pondasi rollag bata, pondasi batu kali, dan pondasi raft. Sedangkan untuk kasus konstruksi gedung tingkat tinggigitentu menggunakan pondasi dalam, contohnya ialah pondasi tiang pancang dan pondasi Bore Pile.

Pondasi gedung pada tugas akhir ini direncanakan menggunakan tiang pancang beton pracetak. Perhitungan daya dukung tanah vertical menggunakan formula dari Luciano Decourt.

3.11.1 Daya Dukung Tiang Vertikal

Luciano Decourt memberikan formula daya dukung tiang vertical sebagai berikut :

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.91)$$

$$q_p = N_p + K \quad (3.92)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (3.93)$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \quad (3.94)$$

3.11.2 Kebutuhan Tiang Pancang

Banyaknya kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan pada perencanaan gedung ini berdasarkan pada rumusan berikut :

$$n = \frac{\Sigma Pu}{P_{ijin}} \quad (3.95)$$

$$S \geq \frac{1,57(D)\text{min} - 2D}{m + n - 2} \quad (3.96)$$

3.11.3 Efisiensi Tiang

$$(\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \quad (3.97)$$

Dimana, $\theta = \text{arc tg} \left(\frac{D}{S} \right)$

$$P_{maks} = \frac{\Sigma Pu}{n} + \frac{My \times X \text{ max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mx \times Y \text{ max}}{\Sigma y^2} \quad (3.98)$$

$P_{ult} = \text{Efisiensi tiang} \times P_u$ 1 tiang berdiri

3.11.4 Kontrol Kekuatan Tiang

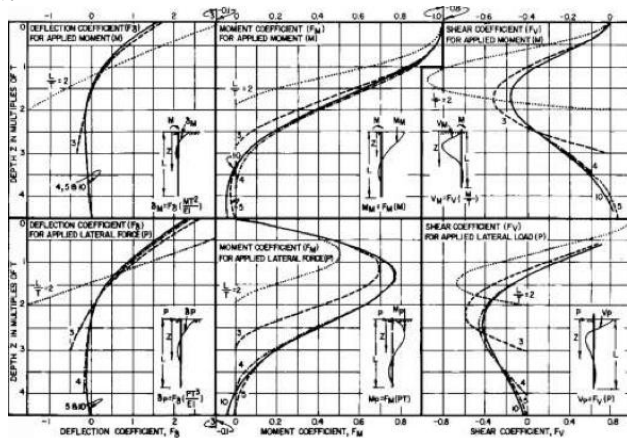
$$\begin{aligned} P_{ult} &\geq P_{perlu} \\ P_{perlu} &= P_{maks} \end{aligned} \quad (3.99)$$

3.11.5 Kontrol Geser Pond pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pond yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari SNI 2847:2013 Pasal 11.11.12

3.11.6 Kontrol Defleksi dan Kontrol Momen Tiang Pancang

Pada kontrol defleksi dan kontrol momen digunakan grafik sebagai berikut



Gambar 3. 3 Grafik Faktor Lenturan dan Momen Tiang Pancang

3.12 Gambar Teknis Hasil Perhitungan

Penggambaran hasil perencanaan dan perhitungan menggunakan software AutoCAD.

3.13 Jadwal Kegiatan

Merencanakan kegiatan agar mempunyai acuan waktu untuk mengerjakan sesuai dengan jadwal yang telah direncanakan.

Kegiatan	Jadwal Rencana Pelaksanaan Tugas Akhir																
	Bulan ke-1				Bulan ke-2				Bulan ke-3				Bulan ke-4				
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
Pengumpulan Data	■																
Studi Literatur	■																
Preliminary Design	■	■															
Perencanaan Struktur Sekunder		■	■	■													
Pembebanan Gempa				■	■												
Analisis Struktur					■	■	■										
Perencanaan Struktur Primer							■	■	■								
Perencanaan Struktur Pratekan								■	■	■							
Kontrol Desain								■	■	■	■						
Perencanaan Pondasi										■	■	■					
Perencanaan Basement										■	■	■					
Perencanaan Sloof										■	■	■					
Gambar														■	■	■	■

Gambar 3. 4 Penjadwalan Tugas Akhir

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 Umum

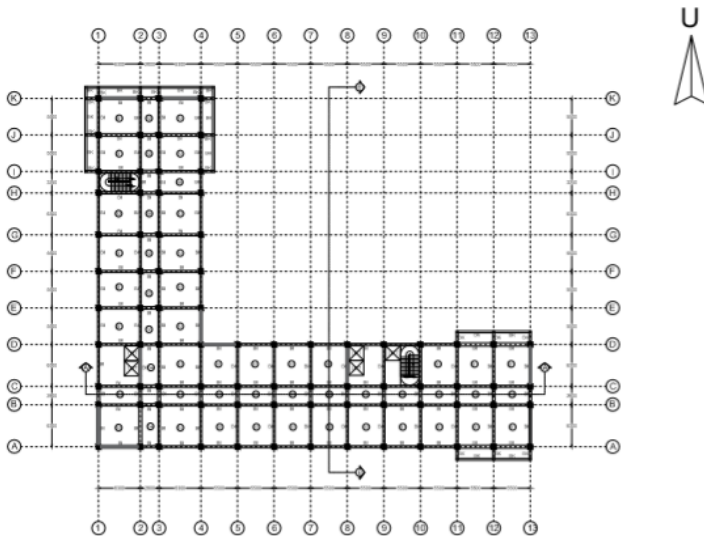
Preliminary design merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. *Preliminary* desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan *Preliminary* sebaiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2 Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Tamansari Iswara menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

Tipe Bangunan	: Gedung Apartemen
Lokasi	: Bekasi
Ketinggian Lantai	:
Lantai 1 dan Lantai 34	: 5 m
Lantai 2-33	: 3.1 m
Luas Bangunan	:
Tinggi Total Bangunan	: ± 112,30 m
Mutu Beton (f_c')	: Menyesuaikan kebutuhan
Mutu Baja (f_y)	: 420 MPa
Data Tanah	: Terlampir
Data Gambar	: Terlampir

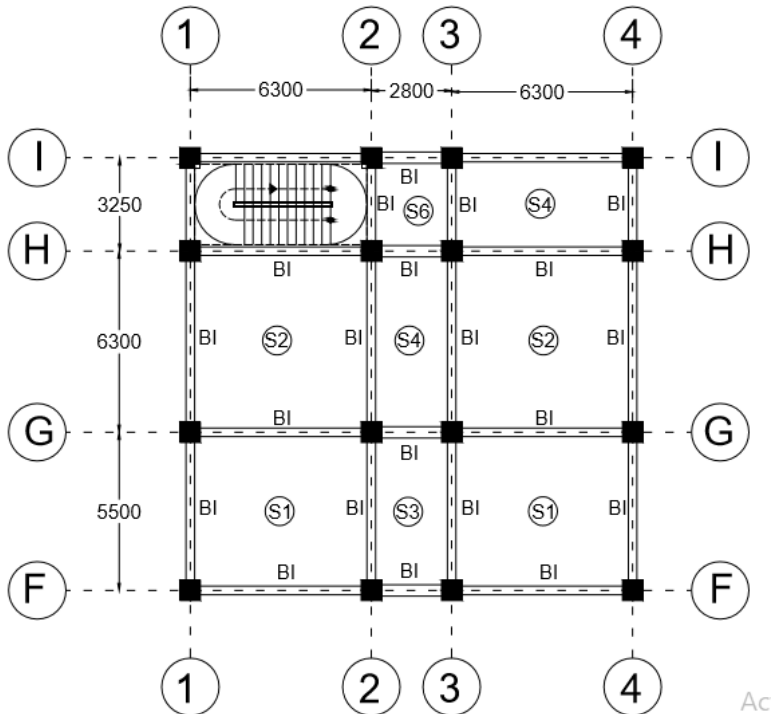
Denah struktur gedung apartemen Tamansari Iswara diperlihatkan sesuai **Gambar 4.1**



Gambar 4.1 Denah Tamansari Iswara

4.1.3 Preliminary Design Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847: 2013 pasal 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada **Gambar 4.2** adalah sebagai berikut:

1. Dimensi balok BI-1 ($L = 630$ cm)

Gambar 4.2 Denah Lokasi Balok Induk 1 (BI-1)

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{630}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 38,25 \text{ cm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 60 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 38,25 = 25,5 \text{ cm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 40 \text{ cm}$$

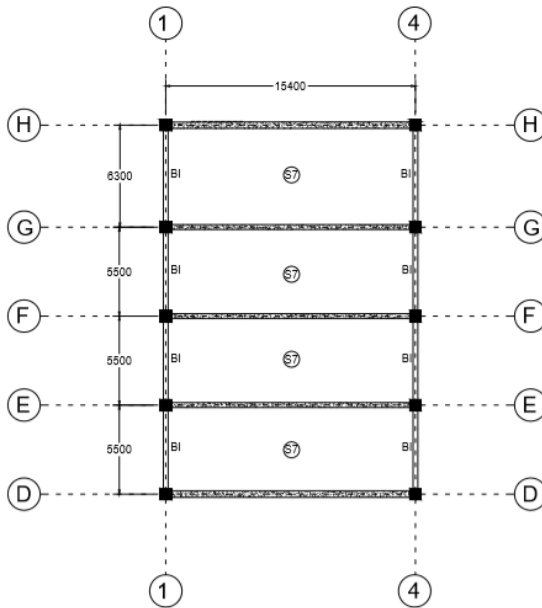
Jadi dimensi balok induk (BI-1) adalah 60/40 cm

Dengan cara yang sama didapatkan dimensi balok induk yang lainnya dengan bentang yang berbeda dalam **Tabel 4.1** dibawah ini:

Tabel 4.1 Rekapitulasi *Preliminary* Balok Induk

Bentang	h _{min}	b _{min}	H	B	f _y
630	38.25	25.5	60	40	400
550	33.39286	22.261905	50	35	400
325	19.73214	13.154762	40	25	400
280	17	11.333333	40	25	400

2. Dimensi Balok Pratekan

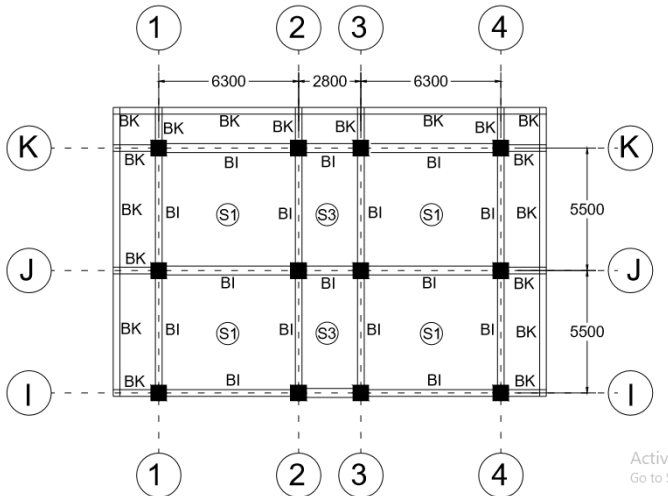
**Gambar 4.3** Denah Lokasi Balok Pratekan

$$h_{\min} = \frac{l}{20} = \frac{1540}{20} = 77\text{cm} \approx 80\text{cm}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2 \times 77}{3} = 51,33 \text{ cm} \approx 55\text{cm}$$

Karena balok pratekan direncanakan pada atap dimana beban yang bekerja tidak terlalu kritis. Jadi dimensi balok pratekan (BP) direduksi menjadi 70/50 cm

3. Balok Kantilever



Gambar 4.4 Denah Lokasi Balok Kantilever

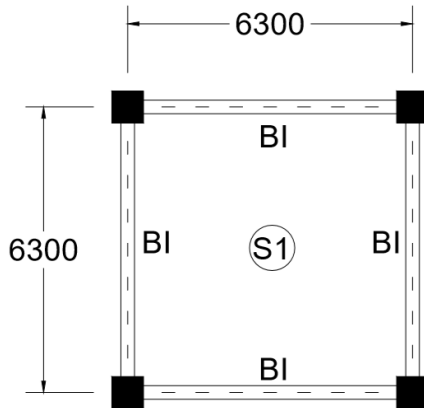
$$h_{\min} = \frac{L}{21} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{550}{21} \times \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 25,44 \text{ cm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 25,44 = 16,96 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Untuk balok kantilever dengan bentang 150 cm dilakukan *Preliminary* dengan cara yang sama sehingga didapatkan dimensi balok sebesar (30/20) cm.

4.1.4 Preliminary Pelat



Gambar 4.5 Tinjauan Pelat Lantai Tipe A

1. Arah Pelat

$$L_y = 630 \text{ cm} ; L_x = 630 \text{ cm}$$

$$L_n = 630 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 590 \text{ cm}$$

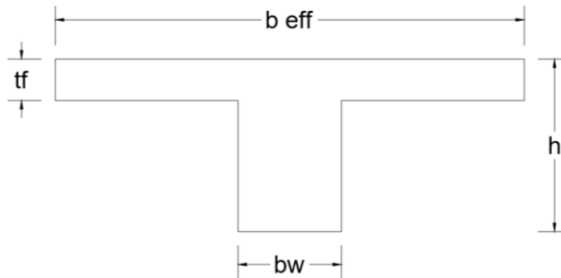
$$S_n = 630 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 590 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{590}{590} = 1$$

2. Tebal Minimum Pelat

Direncanakan tebal pelat setebal 12 cm dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa.

3. Menentukan Lebar Efektif Flens



Gambar 4.6 Dimensi Potongan Balok

$$be_1 = \frac{1}{4} \times Ln = \frac{1}{4} \times 590 = 147,5\text{cm}$$

$$be_2 = bw + 8t_f = 40 + 8 \times 12 = 136\text{cm}$$

$$be_3 = bw + 0,5S_n = 40 + 0,5 \times 590 = 335\text{cm}$$

Maka dipakai $be = 136\text{ cm}$

5. Menentukan k

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

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

$$k = 1,992$$

6. Menentukan α

$$I_{balok} = k \times bw \times \frac{h_w^3}{12} = 1,992 \times 40 \times \frac{60^3}{12} = 716853.603\text{cm}^4$$

$$I_{pelat} = Ly \times \frac{h_f^3}{12} = 590 \times \frac{12^3}{12} = 84960\text{cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{716853.603}{84960} = 8,4375$$

Dikarenakan dimensi balok yang sama antara balok melintang dan memanjang maka $\alpha_m = 8,4375$. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 yang mana $\alpha_m > 2$ maka ketebalan pelat minimum adalah:

$$h = \frac{Ln \times \left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9 \times \beta} = \frac{590 \times \left(0,8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1} = 14,235 \text{ cm}$$

Pada tugas akhir ini pelat lantai dan pelat atap direncanakan memiliki ketebalan yang sama. Dikarenakan pada perencanaan awal, direncanakan tebal pelat setebal 12 cm, pelat akan tetap setebal 12 cm dengan kontrol:

1. Memenuhi syarat lendutan
2. Memenuhi syarat regangan
3. Memenuhi syarat momen kpasitas
4. Memenuhi syarat retak

4.1.5 Preliminary Design Kolom

Berdasarkan denah struktur pada **Gambar 4.1**, desain kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul plat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom yang sebagaimana diperlihatkan pada **Gambar 4.7**.

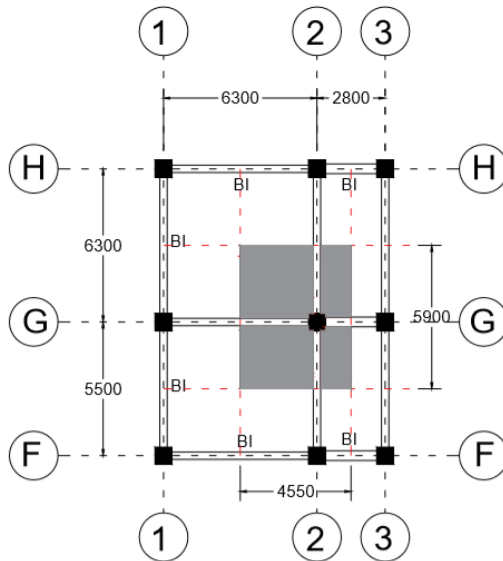
Menurut SNI 2847: 2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

4.1.5.1 Data Perencanaan

Direncanakan:

Tebal pelat	: 12 cm
Tinggi lt. dasar – lt.1	: 500 cm
Tinggi lt.1 – lt. 33	: 310 cm

Tinggi lt.33 – atap : 500 cm
 Dimensi pelat : 590 cm x 455 cm
 Dimensi balok : 60 x 40 cm
 50 x 35 cm
 40 x 25 cm
 Mutu beton : 45 MPa



Gambar 4.7 Daerah Pembebanan Kolom

Pada perencanaan tugas akhir ini akan direncanakan lima jenis dimensi kolom dimana masing masing dimensi diperuntukkan untuk lantai yang berbeda.

4.1.5.2 Pembebanan

1. Beban Mati

Untuk beban mati pada lantai maupun atap yang diterima oleh kolom, dapat dilihat pada **Tabel 4.2**

Tabel 4. 2 Beban Mati untuk Kolom

Jenis Beban	Tipe	Dimensi			BJ bahan kg/m3	Jumlah	Berat kg
		p	l	t			
Pelat	-	5.9	4.55	0.12	2400	34	262866.24
Bl	1	3.15	0.4	0.6	2400	34	61689.6
	2	2.75	0.35	0.5	2400	34	39270
	4	1.4	0.25	0.4	2400	34	11424
Kolom	1	1	1	5	2400	1	12000
	2	1	1	3.1	2400	5	37200
	3	0.85	0.85	3.1	2400	7	37627.8
	4	0.75	0.75	3.1	2400	7	29295
	5	0.65	0.65	3.1	2400	7	22003.8
	6	0.5	0.5	3.1	2400	6	11160
	7	0.5	0.5	5	2400	1	3000
Plafond		5.9	4.55		11	34	10040.03
Penggantung		5.9	4.55		7	34	6389.11
Sanitasi		5.9	4.55		21	34	19167.33
Spesi 1cm		5.9	4.55		21	34	19167.33
Keramik		5.9	4.55		24	34	21905.52
Total							604205.76

2. Beban Hidup

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

$$A_t = 5,9 \times 4,55 = 26,845 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$$

Maka pada perhitungan ini, beban hidup tidak boleh direduksi.

Tabel 4. 3 Beban Hidup untuk Kolom

Jenis Beban	Dimensi			BJ bahan kg/m3	Jumlah	Berat kg
	p	l	t			
LL Convention Hall	5.9	4.55		479	1	12858.755
LL Lantai	5.9	4.55		192	32	164935.68
Total						177794.435

$$W_{\text{total}} = W_{DL} + W_{LL}$$

$$W_{\text{total}} = 604205.76 + 180478.935 = 1013813.208 \text{ kg}$$

$$A = \frac{3P}{f_c' \times 10} = \frac{3 \times 1013813.208}{45 \times 10} = 6758.75472 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{6758,754} = 82,21 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi kolom untuk lantai 1-6 100 cm x 100 cm. Rekapitulasi dimensi *Preliminary* kolom terdapat pada **Tabel 4.4.**

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Dimensi *Preliminary* Kolom

Lantai	Tinggi	Dimensi Perlu (cm)		Dimensi Pakai (cm)	
	(cm)	b	h	b	h
1	500	82.21165	82.21165	100	100
2 s/d 6	310	82.21165	82.21165	100	100
7 s/d 13	310	73.29018	73.29018	85	85
14 s/d 20	310	62.8566	62.8566	75	75
21 s/d 27	310	51.02473	51.02473	65	65
28 s/d 33	310	36.032	36.032	50	50
34	500	36.032	36.032	50	50

4.1.6 *Preliminary Shear Wall*

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

Direncanakan *Shear Wall* 1

Tebal SW : 30 cm

Panjang Bentang : 630 cm

Tinggi : 500 cm

$$30 \text{ cm} \geq H/25 = 20 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$30 \text{ cm} \geq L/25 = 25,2 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$10 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

Direncanakan *Shear Wall* 2

Tebal SW : 40 cm

Panjang Bentang : 550 cm

Tinggi : 500 cm

$$40 \text{ cm} \geq H/25 = 20 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$40 \text{ cm} \geq L/25 = 22 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$10 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

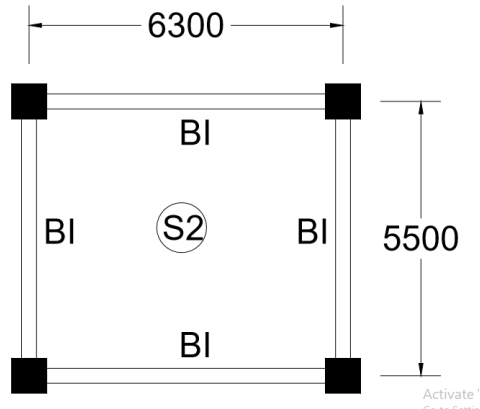
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai dan atap, balok anak, balok lift serta tangga.

4.2.1 Perencanaan Pelat

4.2.1.1 Data Perencanaan

Beban-beban yang bekerja pada pelat disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) dan peraturan pembebanan SNI 1727: 2013. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847: 2013 pasal 9.2.1 yaitu : 1,2 DL + 1,6 LL. Pada bab ini akan direncanakan dua jenis pelat yakni pelat atap dan pelat lantai. Berdasarkan data *Preliminary* dan denah bangunan didapatkan salah satu data perencanaan sebagai berikut:



Gambar 4.8 Pelat Tipe 2 (630 x 550) cm

t pelat	: 12 cm
Mutu Beton	: 30 MPa
Mutu Baja	: 420 MPa
Dimensi Pelat	: 630 cm x 550 cm
Diameter Tulangan	: 13 mm
Diameter Sengkang	: 10 mm
Decking	: 25 mm

4.2.1.2 Pembebanan Pelat

Beban yang bekerja pada pelat terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_{DL}) dan beban hidup (q_{LL}). Beban mati berdasarkan pada PPIUG 1983 tabel 2.1 dan beban hidup berdasarkan SNI 1727: 2013 **Tabel 4.5**

1. Pembebanan Pelat Lantai

Tabel 4. 5 Pembebanan Pelat Lantai

Jenis Beban	Tebal	Berat Volume	Berat Area
	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Berat Sendiri	0.12	2400	288
Penggantung			7
Plafond			11
Spesi (1 cm)			21
Keramik			24
Total			351

Beban hidup (qL) pelat lantai dasar dipakai sebesar 192 kg/m².

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah:

$$Q_u = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}$$

$$Q_u = (1,2 \times 351) + (1,6 \times 192)$$

$$Q_u = 728,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2. Pembebanan Pelat Atap

Tabel 4. 6 Pembebanan Pelat Atap

Jenis Beban	Tebal	Berat Volume	Berat Area
	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Berat Sendiri	0.12	2400	288
Penggantung			7
Plafond			11
Spesi (2 cm)			42
Total			348

Beban hidup (qL) pelat lantai dasar dipakai sebesar 96 kg/m².

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah:

$$Q_u = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}$$

$$Q_u = (1,2 \times 348) + (1,6 \times 96)$$

$$Q_u = 571,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3. Pembebanan Pelat *Convention hall*

Tabel 4. 7 Pembebanan Pelat *Convention hall*

Jenis Beban	Tebal	Berat Volume	Berat Area
	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Berat Sendiri	0.12	2400	288
Penggantung			7
Plafond			11
Spesi (1 cm)			21
Keramik			24
Total			351

Beban hidup (qL) pelat lantai dasar dipakai sebesar 479 kg/m². Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah:

$$Q_u = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}$$

$$Q_u = (1,2 \times 351) + (1,6 \times 479)$$

$$Q_u = 1187,6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

4.2.1.3 Perhitungan Penulangan Pelat

1. Penulangan Pelat *Convention hall* (Kritis)

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 tabel 13.3.1 dimana bergantung pada panjang l_x dan l_y pelat rencana serta pelat diasumsikan terjepit penuh. Pada sub bab ini perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe B (630 cm x 550 cm) :

Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 30 MPa
Diameter tulangan (\emptyset)	: 13 mm (ulir)
Diameter tulangan susut (\emptyset)	: 10 mm (polos)
Tebal pelat (h)	: 12 cm
Tebal decking (d')	: 25 mm
b	: 1000 mm
Bentang arah memendek (L_x)	: 550 cm

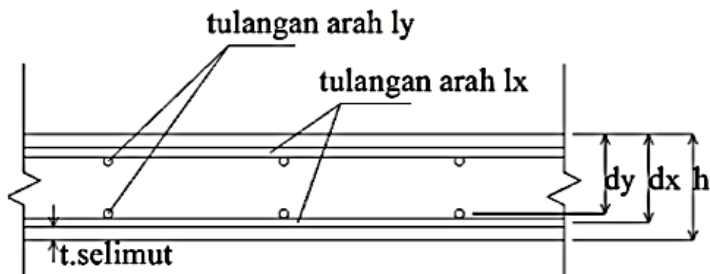
Lebar balok arah X1	: 35 cm
Lebar balok arah X2	: 35 cm
Bentang bersih arah memendek (Lx)	: 515 cm
Bentang arah memanjang pelat (Ly)	: 630 cm
Lebar balok arah Y1	: 35 cm
Lebar balok arah Y2	: 35 cm
Bentang bersih arah memanjang (ly)	: 595 cm
Beban ultimit pelat (qU)	: 728,4 kg/m ²
$\frac{ly}{lx} = \frac{595}{515} = 1,155 < 2$ (pelat dua arah)	

Koefisien:

$M_{lx} = 28$; $M_{ly} = 20$; $M_{tx} = 64$; $M_{ty} = 56$ berdasarkan tabel 13.3.1 PBI 1971

$$dx = h - d' - (0,5 \times \varnothing) = 120 - 25 - (0,5 \times 13) = 88,5 \text{ mm}$$

$$dy = h - d' - (0,5 \times \varnothing) = 120 - 25 - 13 - (0,5 \times 10) = 77 \text{ mm}$$



Gambar 4.9 Tinggi Efektif Pelat

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

$$M_{lx} = 0,001 \times qu \times ly^2 \times c$$

$$M_{lx} = 0,001 \times 1187,6 \times 595^2 \times 28 = 11673603,27 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times qu \times ly^2 \times c$$

$$M_{ly} = 0,001 \times 1187,6 \times 595^2 \times 20 = 8338288,05 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times q_u \times l_y^2 \times c$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 1187,6 \times 595^2 \times 64 = -26682521 \text{ Nmm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times q_u \times l_x^2 \times c$$

$$M_{ty} = -0,001 \times 1187 \times 595^2 \times 56 = -23347206 \text{ Nmm}$$

1. Penulangan Arah X

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Didapatkan momen maksimum $M_{ux} = -26682521,76 \text{ Nmm}$

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{26682521}{0,9 \times 1000 \times 88,5^2} = 3,7852 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 30}{420} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 3,7852}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0098$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 psal 14.3.3 (a)

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,0098 karena ρ perlu > ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0098 \times 1000 \times 88,5 = 867,667 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$S \leq 3h$ atau 450 mm

$S \leq 3$ (120) atau 450 mm

$S \leq 360$ mm atau 450 mm

Maka dipakai jarak 125 mm

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2}{125} = 1061,32 \text{ mm}^2$$

Cek : A_s perlu = 867,67 mm² < A_s pakai = 1061,32 mm² (OKE)

2. Penulangan Arah Y

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Didapatkan momen maksimum untuk penulangan arah Y sebesar - 23347206 Nmm.

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d^2} = \frac{23347206}{0,9 \times 1000 \times 88,5^2} = 3,312 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 30}{420} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 3,312}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00848$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 psal 14.3.3 (a)

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00848 karena ρ perlu > ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d_y$$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00848 \times 1000 \times 77 = 750,3 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

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

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

Maka dipakai jarak 150 mm

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2}{150} = 884,33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek : } A_{s\text{perlu}} = 750,3 \text{ mm}^2 < A_{s\text{pakai}} = 884,33 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

3. Penulangan Susut

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

d_y = tebal pelat – cover - tulangan utama - $\frac{1}{2}$ tul. susut

$$d_y = 120 \text{ mm} - 25\text{mm} - 13\text{mm} - \frac{1}{2} 10\text{mm} = 77 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \rho_{\text{susut}} b d = 0,0020 \times 1000 \times 77 = 154 \text{ mm}^2$$

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

$$s = \frac{b \times d_y}{A_{sh}} = \frac{1000 \times 77}{154} = 509,74\text{mm}$$

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

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

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

Jadi dipakai $s = 300$ mm Dipakai tulangan susut $\phi 10 - 300$

4.2.1.4 Kontrol

1. Kontrol Regangan

Pada Penulangan Arah X

Tinggi tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{spakai} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1061,32 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 17,48 \text{ mm}$$

Rasio dimensi panjang terhadap pendek

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

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{17,48}{0,836} = 20,916 \text{ mm}$$

Regangan Tarik

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

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (88,5 - 20,916)}{20,916} = 0,0097 > 0,003 \text{ (OK)}$$

Pada Penulangan Arah Y

Tinggi tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{spakai} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{884,43 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 14,57 \text{ mm}$$

Rasio dimensi panjang terhadap pendek

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

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{14,57}{0,836} = 17,43 \text{ mm}$$

Regangan Tarik

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

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (77 - 12,45)}{12,45} = 0,0122$$

$$> 0,003 \text{ (OK)}$$

Maka, asumsi $\phi = 0,9$ sudah benar untuk kedua sumbu

2. Kontrol Momen Kapasitas

Pada Penulangan Arah X

Dipakai $\phi = 0,9$

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

$$\phi Mn = 0,9 \times 1061,32 \times 420 \times \left(88,5 - \frac{17,48}{2} \right)$$

$$= 31997920,6 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn > Mux ; 31997920,6 \text{ Nmm} > 16365399,84 \text{ Nmm (OK)}$$

Pada Penulangan Arah Y

Dipakai $\phi = 0,9$

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

$$\phi Mn = 0,9 \times 884,43 \times 420 \times \left(77 - \frac{14,57}{2} \right)$$

$$= 27151936 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn > Muy ; 27151936 \text{ Nmm} > 12833493 \text{ Nmm}$$

3. Kontrol Lentutan

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

$$\delta_{izin} = \frac{L}{180} = \frac{630}{180} = 35 \text{ mm}$$

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

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

$$Y_t = h/2 = 120/2 = 60 \text{ mm}$$

$$fr = 0,062 \times \sqrt{f'c} = 0,062 \times \sqrt{30} = 0,340$$

$$M_{cr} = \frac{fr \times I}{yt} = \frac{0,34 \times 144000000}{60} = 815011,2 \text{ Nmm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times b \times yt^3 + A_s \text{ pakai} \times yt^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times 1000 \times 60^3 + 663,325 \times 60^2 = 74387970 \text{ mm}^4$$

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

$$I_e = \left(\frac{815011,2}{16503795,84}\right)^3 \times I + \left(1 - \left(\frac{815011,2}{16503795,84}\right)^3\right) \times 74387970 = 74396353,46 \text{ mm}^4$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{Q_u \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{1,187 \times 630^4}{25742,96 \times 74396353,46} = 12,81 \text{ mm}$$

$\delta < \delta_{izin}$; 12,81 mm < 35 mm (**OK**)

4. Kontrol Retak

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

$$Z = f_s \times \sqrt{d_x \times A}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Kontrol retak dilakukan pada Pelat tipe B (630x550), dimana:

F_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil : 60% x f_y .

D_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan = $C_c + \frac{1}{2} \times \text{Øtul}$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan = $\frac{2d_c \times b}{n}$

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

$$1,1 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt{d_x \times A}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

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

Dan tidak boleh lebih dari:

$$S \leq 300 \times \frac{252}{f_s}$$

$$d_c = 25 + 0,5 \times 13 = 31,5 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 31,5 \times 1000}{7} = 9000 \text{ mm}^2$$

$$z = 1,1 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 240 \times \sqrt{31,5 \times 9000} = 0,154 \leq 0,3 \text{ (OK)}$$

Spasi max di permukaan tarik :

$$S = \frac{95000}{240} - 2,5 \times 25 = 333,333 \text{ mm} \geq S = 125 \text{ mm}$$

Atau

$$S = 300 \times \frac{252}{240} = 315 \text{ mm} \geq S = 125 \text{ mm (OK)}$$

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat lantai maka didapat rekapitulasi jumlah tulangan yang digunakan dalam perencanaan seperti pada **Tabel 4.8** dibawah ini:

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Pelat

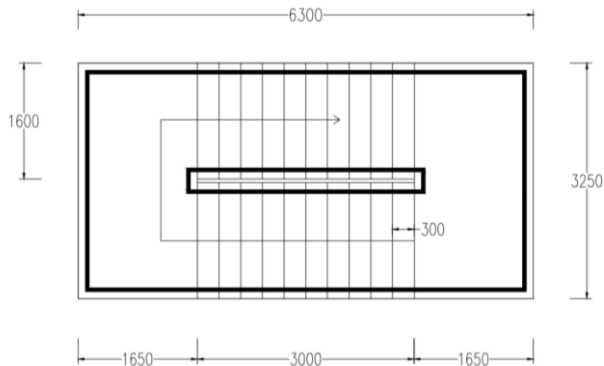
No	Dimensi (cm)		Arah	Jenis	Tulangan Arah X		Tulangan Arah Y	
					Utama	Susut	Utama	Susut
1	630	630	Dua Arah	Pelat Lantai	Ø13-250	Ø10-300	Ø13-250	Ø10-300
				Pelat Atap	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Hall	Ø13-125	Ø10-300	Ø13-125	Ø10-300
2	630	550	Dua Arah	Pelat Lantai	Ø13-250	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Atap	Ø13-250	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Hall	Ø13-125	Ø10-300	Ø13-150	Ø10-300
3	550	280	Satu Arah	Pelat Lantai	Ø13-250	Ø10-300		
				Pelat Atap	Ø13-300	Ø10-300		
				Pelat Hall	Ø13-150	Ø10-300		
4	630	280	Satu Arah	Pelat Lantai	Ø13-150	Ø10-300		
				Pelat Atap	Ø13-250	Ø10-300		
				Pelat Hall	Ø13-125	Ø10-300		
5	280	280	Dua Arah	Pelat Lantai	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Atap	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Hall	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
6	325	280	Dua Arah	Pelat Lantai	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Atap	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300
				Pelat Hall	Ø13-300	Ø10-300	Ø13-300	Ø10-300

4.2.2 Perencanaan Tangga

4.2.2.1 Data Perencanaan

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

Mutu beton ($f'c$)	= 35 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 420 Mpa
Tinggi Lt. 2 - 33	= 3100 mm
Panjang bordes	= 1650 mm
Lebar bordes	= 3250 mm
Lebar injakan	= 300 cm
Tinggi tanjakan	= 150 cm
Tebal pelat tangga	= 150 cm
Tebal pelat bordes	= 150 cm
Tebal selimut beton	= 25 cm



Gambar 4.10 Denah Tangga Tipe 1

Maka didapat,

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1550}{3000}\right) = 27,32$$

Syarat: $25 < \alpha < 40$ (OK)

4.2.2.2 Pembebanan

1. Pembebanan Tangga

Beban Mati

$$\text{Pelat Tangga} : \frac{0,15 \times 2400}{\cos(27,32)} = 405,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Spesi} : 2 \times 21 = 42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Keramik} : 1 \times 24 = 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{qDL} : 471,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1,625 \text{ m} = 795,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Railing} : 30 \text{ kg/m}$$

$$\text{qDL} : 765,7 \text{ kg/m} + 30 = 795,7 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$\text{qLL} : 479 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1,625 = 778,375 \text{ kg/m}$$

Kombinasi (1,2 DL + 1,6LL)

$$: 1,2 \text{ qDL} + 1,6 \text{ qLL}$$

$$: 1,2 \times 795,7 + 1,6 \times 778,375$$

$$: 2200,24 \text{ kg/m}$$

2. Pembebanan Bordes

Beban Mati

$$\text{Pelat Bordes} : 2400 \times 0,15 = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Spesi} : 2 \times 21 = 42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Keramik} : 1 \times 24 = 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{qDL} : 426 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1,625 \text{ m} = 692,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Beban Hidup

$$\text{qLL} : 479 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1,625 \text{ m} = 778,375 \text{ kg/m}$$

Kombinasi (1,2 DL + 1,6LL)

$$: 1,2 \text{ qDL} + 1,6 \text{ qLL}$$

$$: 1,2 \times 692,25 + 1,6 \times 778,375$$

$$: 2076,1 \text{ kg/m}$$

3. Pembebanan Balok Bordes

Direncanakan balok bordes sebagai berikut:

B : 200 mm

H : 300 mm

Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri} : 2400 \times 0,2 \times 0,3 = 144 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Pelat Bordes} : 2400 \times 0,15 \times 1,65 = 594 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Spesi} : 2 \times 21 \times 1,65 = 69,3 \text{ kg/m}$$

$$q_{DL} : 846,9 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$q_{LL} : 479 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1,65 = 778,375 \text{ kg/m}$$

Kombinasi (1,2 DL + 1,6LL)

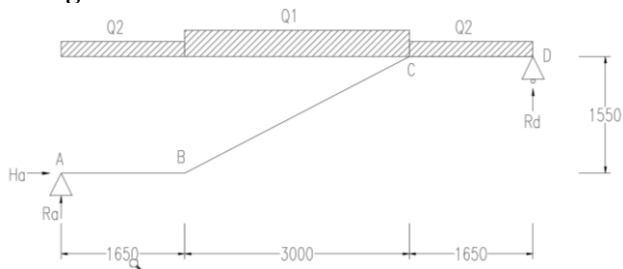
$$: 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}$$

$$: 1,2 \times 846,9 + 1,6 \times 778,375$$

$$: 2261,68 \text{ kg/m}$$

4.2.2.3 Perhitungan Momen pada Tangga

1. Perhitungan Reaksi



Gambar 4.11 Sketsa Pembebanan Tangga

$$Q1 = 2200,24 \text{ kg/m}$$

$$Q2 = 2076,1 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_D \times 6,3 - (2076,1 \times 1,65 \times 5,475) - (2200,24 \times 3 \times 3,15) - (2076,1 \times 1,65 \times 0,825)$$

$$R_D = 6725,93 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_D = 0$$

$$R_A \times 6,3 - (2076,1 \times 1,65 \times 5,475) - (2200,24 \times 3 \times 3,15) - (2076,1 \times 1,65 \times 0,825)$$

$$R_a = 6725,93 \text{ kg}$$

2. Perhitungan Gaya Dalam

a. Perhitungan momen ($0 < x < 3,15$) dari A

Saat $x = 0$, $M_a = 0 \text{ kgm}$

Saat $x = 3,15$ (tengah bentang)

$$M_{\max} = 6725,93 \times 3,15 - (2076,1 \times 1,65 \times 3,825) - \left(\frac{1}{2} \times 2200,24 \times 1,5^2 \right)$$

$$M_{\max} = 10747 \text{ kgm}$$

b. Perhitungan Momen ($0 < x < 1,65$) dari A

Saat $x = 0$, $M_a = 0 \text{ kgm}$

Saat $x = 1,65$, $M_b = R_a \times l - 0,5 \times Q2 \times l^2$

$$M_b = 6725,93 \times 1,65 - 0,5 \times 2076,1 \times 1,65^2 = 8102,7 \text{ kgm}$$

3. Perhitungan Momen pada Balok Bordes

$$M_u = \frac{-1}{10} \times Q_u \times l^2$$

$$M_u = \frac{-1}{10} \times 2261,68 \times 3,25^2 = 2388,9 \text{ kgm}$$

$$V_u = Q_u \times \frac{L}{2} = 2261,8 \times \frac{3,25}{2} = 1130,84 \text{ kg}$$

4.2.2.4 Penulangan

1. Penulangan Pelat Tangga

Penulangan Lentur

$M_u = 10747 \text{ kgm}$

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{107470000}{0,9 \times 1000 \times 115,5^2} = 8,951 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 35}{420} = 14,117$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{14,117} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 8,95}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0261$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,025 karena ρ perlu > ρ maximum

Luas Tulangan Perlu

$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,025 \times 1000 \times 115,5 = 2887,5 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan

(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$S \leq 3h$ atau 450 mm

$S \leq 3(120)$ atau 450 mm

$S \leq 360$ mm atau 450 mm

Maka dipakai jarak 100 mm

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2}{75} = 3117,24 \text{ mm}^2$$

Cek : $A_s \text{ perlu} = 2887,5 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 3117,24 \text{ mm}^2$ **(OKE)**
Maka digunakan tulangan lentur D19-75 mm

Penulangan Geser

$$V_u = 6725,93 \text{ kg (Ra)}$$

$$V_u \leq 0,5\Phi V_c$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{35} \times 3850 \times 357$$

$$0,5\Phi V_c = 8078,6 \text{ kg}$$

$$7119,2 \text{ kg} \leq 8078,6 \text{ kg (TIDAK PERLU)}$$

Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur. Dengan ρ_{susut} untuk mutu tulangan 280 MPa adalah 0,0014.

$$A_s = \rho b d = 0,0014 \times 1000 \times 115,5 = 161,7 \text{ mm}^2$$

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

Jarak Tulangan

(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

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

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

Maka dipakai jarak 300 mm

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2}{300} = 261,67 \text{ mm}^2$$

Cek : $A_s \text{ perlu} = 161,7 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 261,67 \text{ mm}^2$ **(OKE)**
Maka digunakan tulangan susut $\phi 10$ -300

2. Penulangan Bordes

$$M_u = 8102,7 \text{ kgm}$$

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{81027000}{0,9 \times 1000 \times 115,5^2} = 6,74875 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 35}{420} = 14,117$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{14,117} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 6,321}{0,85 \times 35}} \right) \\ = 0,01848$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 psal 14.3.3 (a)

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,01848 karena ρ minimum < ρ perlu < ρ maximum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,01848 \times 1000 \times 115,5 = 2134,3 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan

(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

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

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

Maka dipakai jarak 100 mm

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2}{150} = 2268 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu = 2134,3 mm² < As pakai = 2267,08 mm² (**OKE**)

Maka digunakan tulangan lentur pelat bordes D19-150 mm

3. Penulangan Balok Bordes

Penulangan Lentur

Mu = 2388,9 kgm

Φ = 0,9 diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{23889000}{0,9 \times 200 \times 260,5^2} = 1,95573 \frac{N}{mm^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 35}{420} = 14,1176$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{14,177} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,95}{0,85 \times 35}} \right) \\ = 0,00482$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,0035 dan ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00482 karena ρ minimum < ρ perlu < ρ maksimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00482 \times 300 \times 260,5 = 251,15 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{tul.}} = 3,14 \times 0,25 \times 13^2 = 132,65 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\text{tul.}}} = \frac{251,15}{132,65} = 2 \text{ buah}$$

Jarak Tulangan

$$S = \frac{bw - 2\phi - 2\phi - 2d'}{n - 1} \geq 25\text{mm}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 10 - 2 \times 13 - 2 \times 25}{2 - 1} \geq 25\text{mm}$$

$$S = 108 \text{ mm} > 25\text{mm (OK)}$$

Maka dipakai 2D13 (**OKE**)

Penulangan Geser

$$V_u \leq 0,5\Phi V_c$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{35} \times 3850 \times 357$$

$$= 8078,6 \text{ kg}$$

$$1130,84 \text{ kg} \leq 1964,95 \text{ kg}$$

Maka digunakan tulangan geser praktis:

$d/2 = 260,5/2 = 130,25$ mm sehingga digunakan 125 mm untuk tulangan geser lapangan dan 75 mm untuk tulangan geser tumpuan.

Tumpuan: Ø10-75 mm

Lapangan: Ø10-125 mm

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan tangga pada **Tabel 4.9**

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Penulangan Tangga

	Nama Struktur	Tulangan		
		Lentur	Bagi	Susut
L = 3.1m	Pelat Tangga	D19-75	D10-125	D10-300
	Pelat Bordes	D19-150	D10-150	D10-300
	Nama Struktur	Lentur	Geser	
			Lapangan	Tumpuan
	Balok Bordes	2D13	D8-125	D8-50
L = 5m	Nama Struktur	Tulangan		
		Lentur	Bagi	Susut
	Pelat Tangga	D19-75	D10-125	D10-300
	Pelat Bordes	D19-125	D10-125	D10-150
	Nama Struktur	Lentur	Geser	
			Lapangan	Tumpuan
Balok Bordes	2D13	D8-125	D8-50	

4.2.3 Perencanaan Balok Lift

4.2.3.1 Data Perencanaan

Balok lift merupakan balok yang digunakan untuk keperluan ruang mesin lift. Pada gedung Hotel Dafam Surabaya, lift penumpang yang digunakan adalah lift yang diproduksi oleh “*Hyundai Elevator*” yang memiliki data sebagai berikut :

1. Tipe Lift = Passenger Elevator
2. Kapasitas = 15 orang (1000 kg)
3. Lebar pintu (OP) = 900 mm
4. Dimensi sangkar (car size) :
 - Outside = 1460 x 1505
 - Inside = 1400 x 1350
 - Hoistway = 5600 x 1930
5. Beban ruang mesin :
 - R1 = 4550 kg = 45,5 kN
 - R2 = 2800 kg = 28 kN

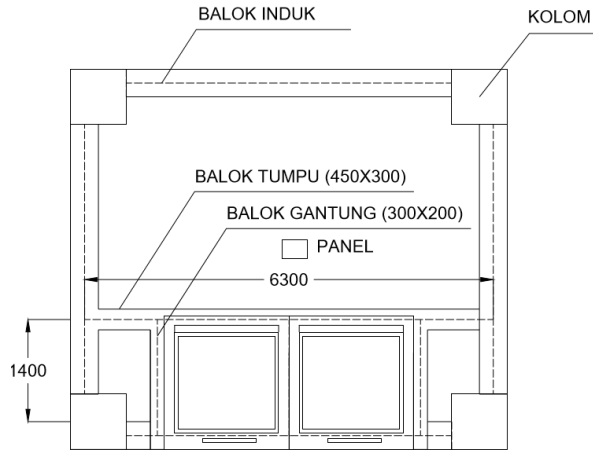
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam **Tabel 4.10** :

Tabel 4. 10 Spesifikasi Lift

■ Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		OP	Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1
			CA × CB		A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY		
60	6	450	800	1400×850	1460×1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400×1030	1460×1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400×1130	1460×1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
	10	700	800	1400×1250	1460×1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
90	11	750	800	1400×1350	1460×1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
105	13	900	900	1600×1350	1660×1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
	15	1000	900	1600×1500	1660×1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
120	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
			1100	2000×1350	2100×1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
150	20	1350	1000	1800×1700	1900×1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			1100	2000×1500	2100×1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000		
	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150×1600	2250×1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		



Gambar 4.12 Denah Lift

Data desain balok lift :

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

4.2.3.2 Perencanaan Awal Balok Lift

1. Balok Penggantung

Panjang Balok Penggantung

$$h = \frac{L}{16} = \frac{140}{16} = 8,75 \text{ cm}$$

$$h \text{ pakai} = 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung 20/30

2. Balok Penumpu

Panjang balok penumpu = 630 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm}$$

h pakai = 45 cm

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

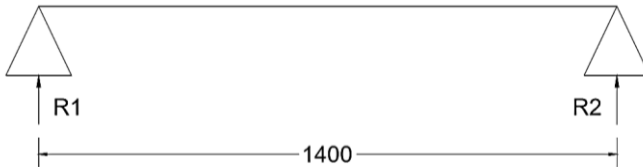
h pakai = 30 cm

Diperoleh dimensi balok penumpu 30/45

4.2.3.3 Pembebanan Balok Lift

1. Beban yang Bekerja pada Balok Penggantung

a. Reaksi Akibat Beban Ruang Mesin



Gambar 4.13 Reaksi Akibat Beban Ruang Mesin

Karena mesin ditumpu oleh dua balok, maka:

$$R1 = 4550/2 = 2275 \text{ kg}$$

$$R2 = 2800/2 = 1400 \text{ kg}$$

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 4.6.3, berat mesin harus meningkat untuk memungkinkan dampak, untuk mesin ringan, poros atau bermotor mesin sebesar 20%.

$$R1 = 2275 + (2275 \times 20\%) = 2730 \text{ kg}$$

$$R2 = 1400 + (1400 \times 20\%) = 1680 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Terpusat Ruang Mesin} = 2730 + 1680 = 4410 \text{ kg}$$

b. Reaksi Akibat Beban Mati

Beban Sendiri Balok

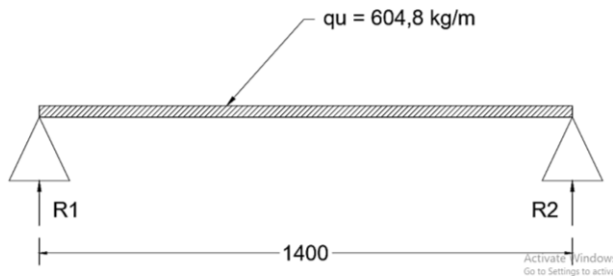
$$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,3 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} = 144 \text{ kg/m}$$

Beban Pelat

$$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,12 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Terfaktor (1,4DL)} = 1,4 \times 432 = 604,8 \text{ kg/m}$$



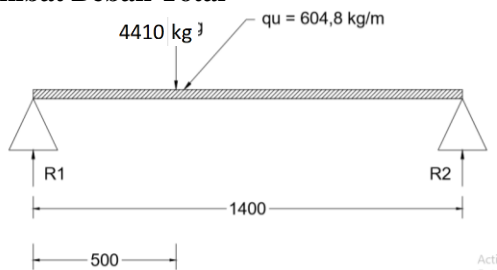
Gambar 4.14 Beban Mati pada Balok Lift

$$604,8 \text{ kg/m} \times 1,4 \text{ m} = 846,72 \text{ kg/m}$$

$$R1_{DL} = (893,76 \times 0,7)/1,4 = 423,36 \text{ kg}$$

$$R2_{DL} = (893,76 \times 0,7)/1,4 = 423,36 \text{ kg}$$

c. Reaksi Akibat Beban Total



Gambar 4.15 Reaksi Akibat Beban Total Balok Lift

$$\begin{aligned}
 R1 &= R1 + R1_{DL} && = 3153,36 \text{ kg} \\
 &= 2730 + 423,36 \\
 R2 &= R2 + R2_{DL} && = 2103,36 \text{ kg} \\
 &= 1690 + 423,36
 \end{aligned}$$

d. Gaya Dalam

$$\begin{aligned}
 V_u &= R1 && = 3153,36 \text{ kg} \\
 M_u &= \left(\frac{1}{8} \times q \times l^2\right) + \left(\left(\frac{b \times a}{L}\right) \times P\right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 638,4 \times 1,4^2\right) + \left(\left(\frac{0,5 \times 0,9}{1,4}\right) \times 4410\right) \\
 &= 1604,76 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

2. Beban yang Bekerja pada Balok Penumpu

a. Beban Mati

Beban Sendiri Balok

$$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,45 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} = 324 \text{ kg/m}$$

Beban Pelat

$$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,12 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}$$

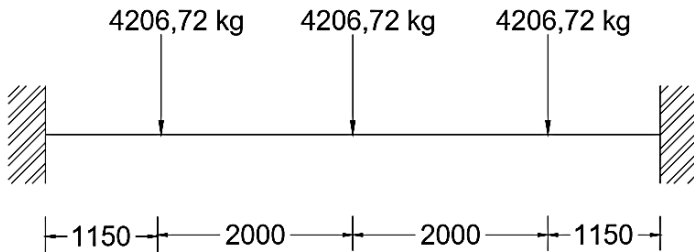
$$\text{Total} = 612 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Terfaktor (1,4DL)} &= 1,4 \times 612 \\
 &= 856,8 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Akibat Balok Penggantung

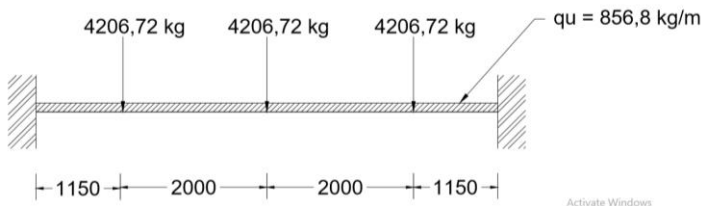
Karena 1 mesin lift ditumpu oleh 2 balok penumpu, maka:

$$R2 \times 2 = 2103,36 \times 2 = 4206,72 \text{ kg}$$



Gambar 4.16 Beban Akibat Balok Pengantung

c. Reaksi Akibat Beban Total

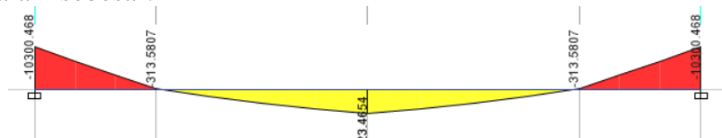


Gambar 4.17 Reaksi Akibat Beban Total

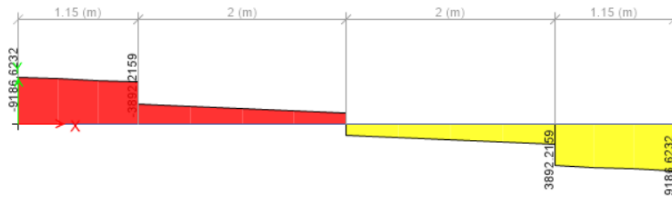
$$\begin{aligned}
 R1 = R2 &= \frac{(P \times 3) + (qu \times L)}{2} \\
 &= \frac{(4206,72 \times 3) + (856,8 \times 6,3)}{2} = 9009 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

d. Gaya Dalam

Dari hasil analisa dengan program bantu ETABS didapat gaya dalam sebesar:



Gambar 4.18 Momen *Ultimate* Hasil Input ETABS



Gambar 4.19 Gaya Geser *Ultimate* Input ETABS

V tumpuan = R1	= 9186 kg
V lapangan = (P/2)	= 3892 kg
M tumpuan	= 10300,47 kgm
M lapangan	= 3465,4 kgm

4.2.3.4 Penulangan Balok Lift

1. Penulangan Balok Penggantung

a. Data Perencanaan

Dimensi	: (200 x 300) mm
Tul. Utama	: 13 mm
Mutu	: 400 MPa
Tul. Sengkang	: 8 mm
Mutu	: 240 MPa
Fc'	: 35 MPa
Selimut	: 25 mm
Dx	: h – decking – tul. Sengkang – 0,5 tul. Utama : 260,5 mm

b. Penulangan Lentur

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

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

$$m = \frac{0,85f'c}{f_y} = \frac{0,85 \times 35}{420} = 14,117$$

Digunakan $\Phi = 0,9$ dengan asumsi awal benar

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times dx^2} = \frac{1604,176 \times 10000}{0,9 \times 200 \times 260,5^2} = 1,313 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,445} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,3133}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00319$$

Karena $\rho_{min} > \rho$ maka digunakan ρ_{min}

$$\begin{aligned} \text{Aspakai} &= \rho b d = 0,0033 \times 200 \times 260,5 \\ &= 173,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D13 (As tul = 132,665 mm²)

$n = \text{Aspakai} / \text{As tulangan}$

$$n = \frac{182,35}{123,665} = 1,374 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

As pasang = 2 x As tulangan = 265,33 mm²

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{decking} - 2 \times \emptyset - 2D}{n - 1}$$

$$s = \frac{200 - 2 \times 25 - 2 \times 8 - 2 \times 13}{2 - 1} = 108 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D13

c. Kontrol Momen Kapasitas dan Tarik

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3, untuk f_c' antara 17 dan 28 Mpa, β_1 harus diambil sebesar 0.85. Untuk f_c' di atas 28 Mpa β_1 harus direduksi sebesar 0.05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 Mpa di atas 28 Mpa, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,65

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 28}{7} = 0,8$$

$$\alpha = \frac{\text{As pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{3,14 \times 0,25 \times 13^2 \times 2 \times 420}{0,85 \times 35 \times 200}$$

$$\alpha = 18,729$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = 23,411$$

$$\varepsilon = 0,003 \times \frac{d - c}{c}$$

$$\varepsilon = 0,003 \times \frac{260,5 - 23,411}{23,411}$$

$$\varepsilon = 0.03205 > 0.005 \text{ (OK)}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times (265,33 \text{ mm}^2) \times 420 \times \left(260,5 - \left(\frac{23,411}{2} \right) \right)$$

$$\phi M_n = 25187560 \text{ Nmm} = 2518,75 \text{ kgm}$$

$$M_u = 1604,17 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ (OK)}$$

Maka dapat digunakan tulangan lentur 2D13

d. Penulangan Geser

Kekuatan geser yang disediakan beton:

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 200 \times 260,5$$

$$\phi V_c = 52398,7 \text{ N} = 5239,87 \text{ kg}$$

$$0,5\phi V_c = 2619,94 \text{ kg} < V_u = 3258,36 \text{ kg}$$

Dibutuhkan tulangan geser minimum dikarenakan $\phi V_c > V_u$

Lapangan ($d/2 = 260,5/2 = 130,25 = 100 \text{ mm}$) Ø8-100

Tumpuan ($d/4 = 260,5/4 = 65 = 50 \text{ mm}$) Ø8-50

2. Penulangan Balok Penumpu

Menggunakan cara yang sama untuk menghitung kebutuhan tulangan longitudinal dan transversal untuk balok penumpu, sehingga didapat:

$$\text{Tulangan lentur tumpuan (-)} = 3D16$$

$$\text{Tulangan lentur tumpuan (+)} = 2D16$$

$$\text{Tulangan lentur lapangan (+/-)} = 2D16$$

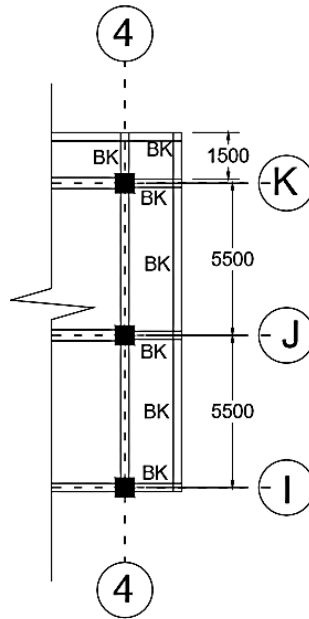
$$\text{Tulangan geser tumpuan} = \text{Ø}10\text{-}100\text{mm}$$

$$\text{Tulangan geser lapangan} = \text{Ø}10\text{-}200\text{mm}$$

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Penulangan Balok Lift

Jenis	Daerah	(-/+)	Tulangan Utama	Tulangan Geser
Balok Penggantung	Lapangan	+	2D13	Ø8-100
	Tumpuan	-	2D13	Ø8-50
Balok Penumpu	Lapangan	+	2D16	Ø10-200
	Lapangan	-	2D16	Ø10-200
	Tumpuan	+	2D16	Ø10-100
	Tumpuan	-	3D16	Ø10-100

4.2.4 Perencanaan Balok Kantilever



Gambar 4.20 Balok Kantilever Perencanaan

4.2.4.1 Data Perencanaan

Dimensi	: (200 x 300) mm
Tul. Utama	: 16 mm
Mutu	: 420 MPa
Tul. Senggang	: 10 mm
Mutu	: 240 MPa
Decking	: 25 mm
Dx	: $h - \text{decking} - \varnothing - 0,5D$
Fc'	: 35 MPa
L	: 1500 mm
	5500 mm

4.2.4.2 Pembebanan Balok Kantilever Penumpu

1. Beban Merata

a. Beban Mati

Berat Sendiri

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,3 \times 0,2 = 144 \text{ kg/m}$$

Beban Pelat

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,12 \times 1,3 = 187,2 \text{ kg/m}$$

Spesi

$$21 \text{ kg/m}^2 \times 1,3/2 = 13,65 \text{ kg/m}$$

Keramik

$$24 \text{ kg/m}^2 \times 1,3/2 = 15,6 \text{ kg/m}$$

Penggantung

$$7 \text{ kg/m}^2 \times 1,3/2 = 6,825 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 365 \text{ kg/m}$$

b. Beban Hidup

Beban Lantai

$$192 \text{ kg/m}^2 \times 1,3/2 = 124,8 \text{ kg/m}$$

c. Beban Berfaktor (1,2 DL + 1,6 LL)

$$1,2 \times 365 \text{ kg/m} + 1,6 \times 124,8 = 637,68 \text{ kg/m}$$

2. Beban Terpusat

Berat Balok Penggantung

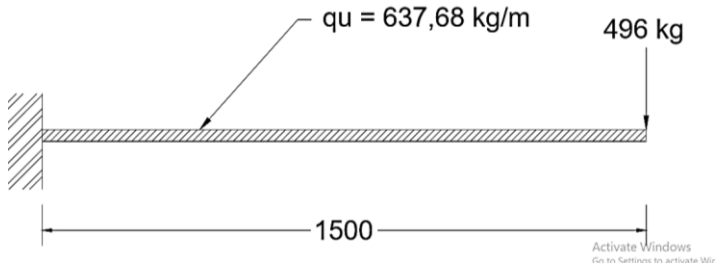
$$2400 \text{ kg/m}^2 \times 0,2 \times 0,3 \times 5,5/2 = 396 \text{ kg}$$

Beban Manusia

$$= 100 \text{ kg}$$

Total

$$= 496 \text{ kg}$$



Gambar 4.21 Pembebanan Balok Kantilever Penumpu

$$M_u = P \times l + \frac{q l^2}{2} = 496 \times 1,5 + \frac{637,8 \times 1,5^2}{2} = 1461,39 \text{ kgm}$$

$$V_u = P + q l = 496 + 637,8 \times 1,5 = 1452,52 \text{ kg}$$

4.2.4.3 Penulangan Balok Penumpu

1. Penulangan Lentur

$$\rho_{\min} : 0,0035$$

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

$$m = \frac{0,85 f'c}{f_y} = \frac{0,85 \times 35}{400} = 13,445$$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d x^2} = \frac{1461,39 \times 10000}{0,9 \times 200 \times 260,5^2} = 1,0054 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{13,445} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,0054}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00229$$

Karena $\rho_{\min} > \rho$ maka digunakan ρ_{\min}

$$\begin{aligned} \text{Aspakai} &= \rho b d = 0,0035 \times 200 \times 257 \\ &= 179,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D16 (As tul = 200,96 mm²)

$n = \text{As pakai} / \text{As tulangan}$

$$n = \frac{179,9}{200,96} = 0,895 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{As pasang} = 2 \times \text{As tulangan} = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{decking} - 2 \times \emptyset - 2D}{n - 1}$$

$$s = \frac{200 - 2 \times 25 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1} = 98 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D16

c. Kontrol Momen Kapasitas dan Tarik

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3, untuk f_c' antara 17 dan 28 Mpa, β_1 harus diambil sebesar 0.85. Untuk f_c' di atas 28 Mpa β_1 harus direduksi sebesar 0.05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 MPa di atas 28 MPa, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,65

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 28}{7} = 0,8$$

$$\alpha = \frac{\text{As pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{3,14 \times 0,25 \times 16^2 \times 2 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200}$$

$$\alpha = 27,019$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = 33,77$$

$$\varepsilon = 0,003 \times \frac{d - c}{c}$$

$$\varepsilon = 0,003 \times \frac{257 - 33,77}{33,77}$$

$$\varepsilon = 0.0198 > 0.005 \text{ (OK)}$$

$$\emptyset Mn = 0,9 \times \text{As} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\emptyset Mn = 0,9 \times 401,92 \times 400 \times \left(257 - \left(\frac{27,019}{2}\right)\right)$$

$$\emptyset Mn = 35230872 \text{ Nmm} = 3523,09 \text{ kgm}$$

$$\text{Mu} = 1461,39 \text{ kgm}$$

$\phi M_n > M_u$ (OK)

Maka dapat digunakan tulangan lentur 2D16

d. Penulangan Geser

Kekuatan geser yang disediakan beton:

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 200 \times 257$$

$$\phi V_c = 51694,7 \text{ N} = 5169,47 \text{ kg}$$

$$0,5\phi V_c = 2584,74 \text{ kg} > V_u = 2583,36 \text{ kg}$$

Tidak dibutuhkan tulangan geser, maka digunakan tulangan geser praktis $\phi 10$ -300

4.2.4.4 Pembebanan Balok Kantilever Punggantung

1. Beban Merata

a. Beban Mati

Berat Sendiri

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,3 \times 0,2 \times 5,5 = 792 \text{ kg}$$

Beban Pelat

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,12 \times 3,15 \text{ m}^2 = 907,2 \text{ kg}$$

Spesi

$$21 \text{ kg/m}^2 \times 3,15 \text{ m}^2 = 66,15 \text{ kg}$$

Keramik

$$24 \text{ kg/m}^2 \times 3,15 \text{ m}^2 = 75,6 \text{ kg}$$

Punggantung

$$7 \text{ kg/m}^2 \times 3,15 \text{ m}^2 = 22,05 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 1863 \text{ kg}$$

$$1863 / 5,5 \text{ m} = 338,72 \text{ kg/m}$$

b. Beban Hidup

Beban Lantai

$$192 \text{ kg/m}^2 \times 3,15 \text{ m}^2 = 604,8 \text{ kg}$$

$$604,8 / 5,5 \text{ m} = 109,96 \text{ kg/m}$$

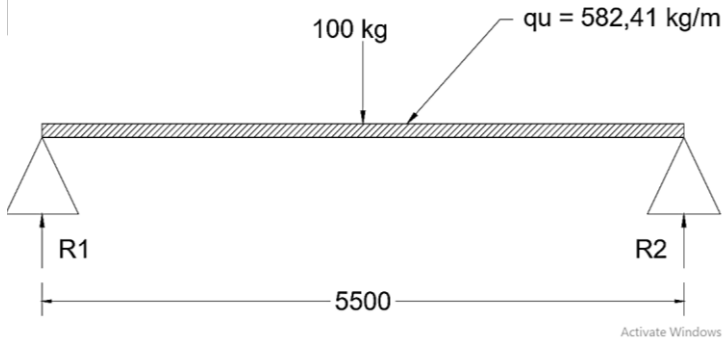
c. Beban Berfaktor (1,2 DL + 1,6 LL)

$$1,2 \times 338,72 \text{ kg/m} + 1,6 \times 109,96 = 582,41 \text{ kg/m}$$

2. Beban Terpusat

Beban Manusia

$$= 100 \text{ kg}$$



Gambar 4.22 Pembebanan Balok Kantilver Penggantung

$$Mu = \frac{1}{8} \times q \times l^2 + \frac{1}{4} \times P \times l$$

$$Mu = \frac{1}{8} \times 582,41 \times 5,5^2 + \frac{1}{4} \times 100 \times 5,5 = 2339,755 \text{ kgm}$$

$$Vu = P + ql = 100 + 582,41 \times 5,5 = 1651,64 \text{ kg}$$

4.2.4.5 Penulangan Balok Kantilever Penggantung

1. Penulangan Lentur

$$\rho_{\min} : 0,0035$$

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

$$m = \frac{0,85f'c}{fy} = \frac{0,85 \times 35}{400} = 13,445$$

$$Rn = \frac{Mu}{\Phi \times b \times dx^2} = \frac{2339,755 \times 10000}{0,9 \times 200 \times 257} = 1,444 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,445} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,444}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0037$$

Karena $\rho_{\min} < \rho$ maka digunakan ρ

$$\begin{aligned} \text{Aspakai} &= \rho b d = 0,0037 \times 200 \times 257 \\ &= 190,33 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D16 (As tul = 200,96 mm²)

$n = \text{Aspakai} / \text{As tulangan}$

$$n = \frac{190,33}{200,96} = 0,9431 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

As pasang = 2 x As tulangan = 401,92 mm²

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{decking} - 2 \times \emptyset - 2D}{n - 1}$$

$$s = \frac{200 - 2 \times 25 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1} = 98 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D16

c. Penulangan Geser

Kekuatan geser yang disediakan beton:

$$\emptyset V_c = \emptyset \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 200 \times 257$$

$$\emptyset V_c = 51694,7 \text{ N} = 5169,47 \text{ kg}$$

$$0,5 \emptyset V_c = 2584,74 \text{ kg} > V_u = 2583,36 \text{ kg}$$

Tidak dibutuhkan tulangan geser, maka digunakan tulangan geser praktis $\emptyset 10-300$

4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012.

4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Tamansari Iswara memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Tamansari Iswara memiliki total 34 lantai dengan 1 lantai *basement*.

4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2016, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung Tamansari Iswara yaitu I atau II dengan faktor keutamaan gempa (I) 1.

4.3.3.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Tamansari Iswara didapatkan berdasarkan nilai N (tes NSPT) yang termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang). Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan

menentukan tahanan penetrasi rata-rata (\bar{N}) seperti yang ditunjukkan pada **Tabel 4.12**

Tabel 4. 12 Data Tanah dan NSPT

No	Jenis Tanah	Tebal Tanah	NSPT
1	Clay Silt	2	10
2	Clay Silt	4	7.5
3	Clay Silt	2	10
4	Clay Silt	2.5	11
5	Cemented Silt	1.5	35
6	Cemented Silt	2	50
7	Cemented Silt	2	50
8	Cemented Sand	2.5	50
9	Silt	1.5	38
10	Cemented Silt	8	50
11	Silt	2	38
Total		30	

Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata sesuai SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 didapat perhitungan:

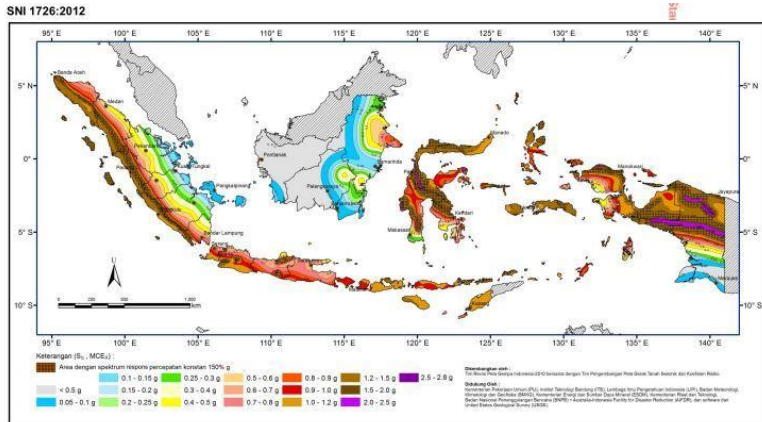
$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_1}{\sum_{i=1}^n \frac{d_1}{N_1}}$$

$$= \frac{30}{\frac{2}{10} + \frac{4}{7.5} + \frac{2}{10} + \frac{2.5}{11} + \frac{1.5}{35} + \frac{2}{50} + \frac{2}{50} + \frac{2.5}{50} + \frac{1.5}{38} + \frac{8}{50} + \frac{2}{38}}$$

$$= 18,921 \text{ (Kelas D)}$$

4.3.3.3 Parameter Respon Spektral

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 4.23 Peta untuk Menentukan Nilai S_s

Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SD. Dari Gambar 4. untuk daerah Denpasar didapatkan nilai $S_s = 0.666 g$.

4.3.3.4 Parameter Percepatan Spektral *Design*

Berdasarkan tabel 4 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter S_s dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan F_a sebesar 1,267.

Berdasarkan tabel 5 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter S_1 dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan F_v sebesar 1,906

Parameter percepatan spectra didisain untuk periode pendek 0,2 detik (SDS) dan periode 1 detik (SD1) adalah sebagai berikut:

$$S_{ms} = F_a \times S_s = 1,267 \times 0,666 = 0,844$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1 = 2,4 \times 0,291 = 0,529$$

Sehingga

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} \times S_{ms} = \frac{2}{3} \times 0,844 = 0,563$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,529 = 0,353$$

4.3.3.5 Katergori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726 : 2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya maka, Apartemen Tamansari Iswara termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada tabel berikut.

Tabel 4. 13 Kategori Desain Sesmik Periode Pendek

Nilai Sds	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$Sds < 0,167$	A	A
$0,167 \leq Sds < 0,33$	B	B
$0,33 \leq Sds < 0,50$	C	C
$0,50 \leq Sds$	D	D

Tabel 4. 14 Kategori Desain Sesmik Periode 1 detik

Nilai Sds	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$Sd1 < 0,167$	A	A
$0,067 \leq Sd1 < 0,133$	B	B
$0,133 \leq Sds < 0,20$	C	C
$0,20 \leq Sds$	D	D

4.3.3.6 Penentuan Sistem Struktur

Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726-2012 sistem struktur Apartemen Tamansari Iswara Bekasi akan menggunakan sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen khusus dimana

dinding geser akan memikul 75% gaya lateral sedangkan rangka bangunan memikul 25% gaya lateral dan beban gravitasi. Pemilihan sistem penahan gempa tersebut diperlihatkan pula pada **Tabel 4.15**

Tabel 4.15 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons R	Faktor Kuat Lebih Sistem Ω	Faktor Pembesar	Batasan Sistem dan Tinggi Struktur h, n (m)				
				Kategori <i>Design</i> Seismik				
				B	C	D	E	F
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2,5	4	T B	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2,5	5,5	T B	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2,5	5,5	T B	TB	TB	TB	TB

Berdasarkan **Tabel 4.15** didapatkan pula data tambahan untuk desain struktur yaitu :

$$R = 7 \quad (\text{Koefisien Modifikasi Respon})$$

$$\Omega = 2,5 \quad (\text{Faktor Kuat Lebih Sistem})$$

$$Cd = 5,5 \quad (\text{Faktor Pembesaran Defleksi})$$

4.3.3.7 Penentuan Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726 : 2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726 : 2012, serta hn merupakan total tinggi bangunan.

$$T_a = C_t \times hn^x = 0,0466 \times 112,3^{0,75} = 1,6834 \text{ detik}$$

Batas atas perioda struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien $C_u = 1,4$.

$$C_u T_a = 1,6834 \times 1,4 = 2,3568 \text{ detik}$$

4.3.3.8 Perhitungan Koefisien Respons Seismik (Cs)

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.8.1.1 koefisien Respon Seismik (C_s) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$C_s = \frac{S_{ds}}{R} = \frac{0,563}{7} = 0,0804$$

Dan C_s tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{S_{ds}}{R_e T} = \frac{0,563}{7 \cdot 2,3568} = 0,0213$$

Dan C_s tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{ds} \times I_e = 0,02477 > 0,01$$

Maka nilai C_s adalah 0,02477

4.3.3.9 Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726 : 2012 Pasal 6.4 dibawah ini

$$T_o = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = 0,125$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,627$$

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_o , spektrum respon percepatan desain (S_a), harus didesain dengan persamaan:

Untuk, $T = 0 \rightarrow T < T_o$, maka :

$$S_a = S_{DS} \times \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_s} \right) = 0,227$$

Perhitungan tersebut juga diperlihatkan pada Tabel 4.24 dengan interval data sebesar 0,1 detik.

Tabel 4. 16 Tabel T Respon Spektrum

T	T	Sa	T	T	Sa
(detik)	(detik)	(detik)	(detik)	(detik)	(detik)
0	0	0.227	Ts + 2.1	2.727	0.131
T_0	0.125	0.568	Ts + 2.2	2.827	0.126
T_s	0.627	0.568	Ts + 2.3	2.927	0.122
Ts + 0.1	0.727	0.49	Ts + 2.4	3.027	0.118
Ts + 0.2	0.827	0.431	Ts + 2.5	3.127	0.114
Ts + 0.3	0.927	0.384	Ts + 2.6	3.227	0.11
Ts + 0.4	1.027	0.347	Ts + 2.7	3.327	0.107
Ts + 0.5	1.127	0.316	Ts + 2.8	3.427	0.104
Ts + 0.6	1.227	0.29	Ts + 2.9	3.527	0.101
Ts + 0.7	1.327	0.268	Ts + 3.0	3.627	0.098
Ts + 0.8	1.427	0.249	Ts + 3.1	3.727	0.095
Ts + 0.9	1.527	0.233	Ts + 3.2	3.827	0.093
Ts + 1.0	1.627	0.219	Ts + 3.3	3.927	0.091
Ts + 1.1	1.727	0.206		4	0.089
Ts + 1.2	1.827	0.195			
Ts + 1.3	1.927	0.185			
Ts + 1.4	2.027	0.176			
Ts + 1.5	2.127	0.167			
Ts + 1.6	2.227	0.16			
Ts + 1.7	2.327	0.153			
Ts + 1.8	2.427	0.147			
Ts + 1.9	2.527	0.141			
Ts + 2.0	2.627	0.135			

Dengan menggunakan interval perioda sebesar 0,1 detik didapatkan grafik respon spektrum desain seperti pada gambar 4.



Gambar 4. 24 Grafik Respon Spektrum

4.3.4 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726 : 2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain:

1. Periode Struktur
2. Kontrol Akhir Base Reaction
3. Kontrol Partisipasi Massa
4. Kontrol Sistem Ganda Gedung
5. Kontrol Simpangan
6. Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

4.3.4.1 Kontrol Periode Struktur

Periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

1. Jika $T_c > C_u T_a$ maka digunakan $T = C_u T_a$
2. Jika $T_a < T_c < C_u T_a$ maka digunakan $T = T$
3. Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Dimana:

T_a = Periode Fundamental pendekatan

C_u = Koefisien untuk batas atas

T_c = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis komputer.

Tabel 4. 17 Nilai Periode Struktur (T) Dari ETABS

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	3.41
Modal	2	3.251
Modal	3	2.749
Modal	4	0.977
Modal	5	0.929
Modal	6	0.779
Modal	7	0.474
Modal	8	0.453
Modal	9	0.374
Modal	10	0.373
Modal	11	0.353
Modal	12	0.301
Modal	13	0.289
Modal	14	0.285
Modal	15	0.233

Pada perhitungan sebelumnya (Bab 4.3.3.7) didapatkan perioda batasan atas sebesar $C_u T_a = 2,357$ detik. Dari hasil analisis

ETABS didapat $T_c = 3,41$ detik, karena $T_c > C_u \times T_a$ maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah $T = 2,357$ detik.

4.3.4.2 Kontrol Akhir Base Reaction

Perhitungan kontrol base reactions harus memberikan rasio maksimal 0,05 antara perhitungan berat struktur menggunakan program bantu dengan perhitungan manual berat struktur.

Tabel 4. 18 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

BASEMENT									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat
			x	y	z	kg/m3	kg/m2	buah	kg
1	Kolom	-	1	1	3.1	2400		76	565440
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	3.10	2400	-	2	32736
		B	6.30	0.30	3.10	2400	-	6	84369.6
		C	5.50	0.30	3.10	2400	-	3	36828
		D	1.80	0.30	3.10	2400	-	4	16070.4
		E	3.25	0.30	3.10	2400	-	2	14508
TOTAL									749952

Tabel 4. 19 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

STORY 1									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat
			x	y	z	kg/m3	kg/m2		
1	Kolom	-	1.00	1.00	5.00	2400	-	76	912000
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400	-	50	113400
		B	0.50	0.30	5.50	2400	-	52	102960
		C	0.35	0.25	3.25	2400	-	4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400	-	19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400	-	4	3225.6
3	Pelat	-	1421.70		0.12	2400	-	1	409449.6
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	5.00	2400	-	2	52800
		B	6.30	0.30	5.00	2400	-	6	136080
		C	5.50	0.30	5.00	2400	-	3	59400
		D	1.80	0.30	5.00	2400	-	4	25920
		E	3.25	0.30	5.00	2400	-	2	23400
TOTAL									1852537.2
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1421.7				11		15638.7
7	Penggantung		1421.7				7		9951.9
8	Sanitasi		1421.7				21		29855.7
9	Spesi 1cm		1421.7				21		29855.7
10	Keramik		1421.7				24		34120.8
11	Batako 1/2		226.7	5.00			120		136020
TOTAL									255442.8
LIVE LOAD									
12	Lantai		1421.7				192		272966.4
TOTAL									2380946.4

Tabel 4. 20 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

STORY 2-6									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat
			x	y	z	kg/m3	kg/m2	buah	kg
1	Kolom	-	1.00	1.00	3.10	2400		76	565440
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		50	113400
		B	0.50	0.30	5.50	2400		52	102960
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2
4	Pelat	A	1515.30		0.12	2400		1	436406.4
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	3.10	2400	-	2	32736
		B	6.30	0.30	3.10	2400	-	6	84369.6
		C	5.50	0.30	3.10	2400	-	3	36828
		D	1.80	0.30	3.10	2400	-	4	16070.4
		E	3.25	0.30	3.10	2400	-	2	14508
TOTAL									1432719.6
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1515.30					11	16668.3
7	Penggantung		1515.3					7	10607.1
8	Sanitasi		1515.3					21	31821.3
9	Spesi 1cm		1515.3					21	31821.3
10	Keramik		1515.3					24	36367.2
11	Batako 1/2		226.7	3.1				120	84332.4
TOTAL									211617.6
LIVE LOAD									
12	Lantai		1515.3					192	290937.6
TOTAL									1935274.8

Tabel 4. 21 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

STORY 7-13									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n buah	Berat kg
			x	y	z	kg/m3	kg/m2		
1	Kolom	-	0.85	0.85	3.10	2400		76	408530.4
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		50	113400
		B	0.50	0.30	5.50	2400		52	102960
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2
4	Pelat	A	1515.30		0.12	2400		1	436406.4
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	3.10	2400	-	2	32736
		B	6.30	0.30	3.10	2400	-	6	84369.6
		C	5.50	0.30	3.10	2400	-	3	36828
		D	1.80	0.30	3.10	2400	-	4	16070.4
		E	3.25	0.30	3.10	2400	-	2	14508
TOTAL								1275810	
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1515.30					11	16668.3
7	Penggantung		1515.3					7	10607.1
8	Sanitasi		1515.3					21	31821.3
9	Spesi 1cm		1515.3					21	31821.3
10	Keramik		1515.3					24	36367.2
11	Batako 1/2		226.7		3.1			120	84332.4
TOTAL								211617.6	
LIVE LOAD									
12	Lantai		1515.3					192	290937.6
TOTAL								1778365.2	

Tabel 4. 22 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

STORY 14-20										
DEAD LOAD										
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat	
			x	y	z	kg/m3	kg/m2		buah	kg
1	Kolom	-	0.75	0.75	3.10	2400		76	318060	
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		50	113400	
		B	0.50	0.30	5.50	2400		52	102960	
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730	
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172	
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6	
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320	
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336	
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4	
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2	
4	Pelat	A	1515.30		0.12	2400		1	436406.4	
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	3.10	2400	-	2	32736	
		B	6.30	0.30	3.10	2400	-	6	84369.6	
		C	5.50	0.30	3.10	2400	-	3	36828	
		D	1.80	0.30	3.10	2400	-	4	16070.4	
		E	3.25	0.30	3.10	2400	-	2	14508	
TOTAL								1185339.6		
DEAD++ LOAD										
6	Plafond		1515.30					11	16668.3	
7	Penggantung		1515.3					7	10607.1	
8	Sanitasi		1515.3					21	31821.3	
9	Spesi 1cm		1515.3					21	31821.3	
10	Keramik		1515.3					24	36367.2	
11	Batako 1/2		226.7	3.1			120		84332.4	
TOTAL								211617.6		
LIVE LOAD										
12	Lantai		1515.3					192	290937.6	
TOTAL								1687894.8		

Tabel 4. 23 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

STORY 21-27									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat
			x	y	z	kg/m3	kg/m2		
1	Kolom	-	0.65	0.65	3.10	2400		76	238898.4
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		50	113400
		B	0.50	0.30	5.50	2400		52	102960
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2
4	Pelat	A	1515.30		0.12	2400		1	436406.4
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	3.10	2400	-	2	32736
		B	6.30	0.30	3.10	2400	-	6	84369.6
		C	5.50	0.30	3.10	2400	-	3	36828
		D	1.80	0.30	3.10	2400	-	4	16070.4
		E	3.25	0.30	3.10	2400	-	2	14508
TOTAL									1106178
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1515.30					11	16668.3
7	Penggantung		1515.3					7	10607.1
8	Sanitasi		1515.3					21	31821.3
9	Spesi 1cm		1515.3					21	31821.3
10	Keramik		1515.3					24	36367.2
11	Batako 1/2		226.7	3.1			120		84332.4
TOTAL									211617.6
LIVE LOAD									
12	Lantai		1515.3					192	290937.6
TOTAL									1608733.2

Tabel 4. 24 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

STORY 28-33									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat
			x	y	z	kg/m3	kg/m2	buah	kg
1	Kolom	-	0.65	0.65	3.10	2400		76	238898.4
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		50	113400
		B	0.50	0.30	5.50	2400		52	102960
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2
4	Pelat	A	1515.30		0.12	2400		1	436406.4
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	3.10	2400	-	2	32736
		B	6.30	0.30	3.10	2400	-	6	84369.6
		C	5.50	0.30	3.10	2400	-	3	36828
		D	1.80	0.30	3.10	2400	-	4	16070.4
		E	3.25	0.30	3.10	2400	-	2	14508
TOTAL								1106178	
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1515.30				11		16668.3
7	Penggantung		1515.3				7		10607.1
8	Sanitasi		1515.3				21		31821.3
9	Spesi 1cm		1515.3				21		31821.3
10	Keramik		1515.3				24		36367.2
11	Batako 1/2		226.7	3.1			120		84332.4
TOTAL								211617.6	
LIVE LOAD									
12	Lantai		1515.3				192		290937.6
TOTAL								1608733.2	

Tabel 4. 25 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

34									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat kg
			x	y	z	kg/m3	kg/m2		
1	Kolom	-	0.65	0.65	5.00	2400		70	354900
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		48	108864
		B	0.50	0.30	5.50	2400		46	91080
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2
4	Prestress		0.70	0.50	15.40	2500		3	40425
5	Pelat	A	1515.30		0.12	2400		1	436406.4
5	Shear Wall	A	5.50	0.40	5.00	2400	-	2	52800
		B	6.30	0.30	5.00	2400	-	6	136080
		C	5.50	0.30	5.00	2400	-	3	59400
		D	1.80	0.30	5.00	2400	-	4	25920
		E	3.25	0.30	5.00	2400	-	2	23400
TOTAL									1359276.6
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1515.30				11		16668.3
7	Penggantung		1515.3				7		10607.1
8	Sanitasi		1515.3				21		31821.3
9	Spesi 1cm		1515.3				21		31821.3
10	Keramik		1515.3				24		36367.2
11	Batako 1/2		226.7	5		120			136020
TOTAL									263305.2
LIVE LOAD									
12	Lantai		1164.2				192		223522.56
13	Convention Hall		351.12				492		172751.04
TOTAL									396273.6
TOTAL									1846104.36

Tabel 4. 26 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

35 ROOF									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat
			x	y	z	kg/m3	kg/m2	buah	kg
1	Kolom		0.65	0.65	3.1	2400		8	25147.2
2	Balok Induk	A	0.50	0.30	6.30	2400		50	113400
		B	0.50	0.30	5.50	2400		52	102960
		C	0.35	0.25	3.25	2400		4	2730
		D	0.35	0.25	2.80	2400		19	11172
		E	0.40	0.30	2.80	2400		4	3225.6
3	Balok Kantilever	A	0.30	0.20	1.50	2400		20	4320
		B	0.30	0.20	5.50	2400		8	6336
		C	0.30	0.20	6.30	2400		2	1814.4
		D	0.30	0.20	2.80	2400		1	403.2
4	Pelat	A	1537.98	0.12		2400		1	442938.24
TOTAL									689299.44
DEAD++ LOAD									
6	Plafond		1537.98					11	16917.78
7	Penggantung		1537.98					7	10765.86
8	Sanitasi		1537.98					21	32297.58
9	Spesi 2cm		1537.98					42	64595.16
10	Batako 1/2		33.95	3.1				120	12629.4
TOTAL									137205.78
LIVE LOAD									
11	Hujan		1537.98					20	30759.6
12	Atap		1537.98					100	153798
TOTAL									184557.6
TOTAL									1011062.82

Tabel 4. 27 Perhitungan Manual Berat Struktur per Lantai

36 ROOF									
DEAD LOAD									
No	Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ		n	Berat kg
			x	y	z	kg/m3	kg/m2		
1	Balok Induk	A	0.60	0.40	6.30	2400		4	14515.2
		B	0.50	0.35	5.50	2400		2	4620
		C	0.40	0.25	3.25	2400		2	1560
2	Pelat	A	55.13		0.12	2400		1	15876
TOTAL									36571.2
DEAD++ LOAD									
3	Plafond		55.13				11		606.375
4	Penggantung		55.125				7		385.875
5	Sanitasi		55.125				21		1157.625
6	Spesi 2cm		55.125				42		2315.25
TOTAL									4465.125
LIVE LOAD									
7	Hujan		55.13				20		1102.5
8	Atap		55.125				100		5512.5
TOTAL									47651.325

Tabel 4. 28 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Berat Struktur

No	Lantai	Base Reactions			
		DL	LL	DL+	Lr
1	B1	36828.0	0.0	0.0	0.0
2	Lt. 1	1852537.2	272966.4	211617.6	0.0
3	Lt. 2-6	7163598.0	1454688.0	6771763.2	0.0
4	Lt. 7-13	8930670.0	2036563.2		0.0
5	Lt. 14-20	8297377.2	2036563.2		0.0
6	Lt. 21-27	7743246.0	2036563.2		0.0
7	Lt. 28-33	6637068.0	1745625.6		0.0
8	Lt. 34	1359276.6	396273.6	263305.2	0.0
9	Lt. 35 (Atap)	689299.4	153798.0	137205.8	30759.6
10	Lt. 36 (Atap)	36571.2	5512.5	4465.1	1102.5
Total		42746472	10138553.7	7388356.9	31862.1
ETABS		42989493	10138553.7	7391616.1	31862.1
Rasio		0.994346971	1	0.999559069	1

Setelah didapatkan hasil rekapitulasi perhitungan berat manual dan perhitungan dengan ETABS, maka dilakukan pengecekan rasio kurang dari 5%. Rasio dilakukan dengan cara dibawah ini:

$$R = \frac{W_{\text{tot (ETABS)}} - W_{\text{tot (manual)}}}{W_{\text{tot (manual)}}$$

$$R = \frac{60551524,4 - 60305244,3}{60465095.75}$$

$$R = 0,00406 = 0,406\% < 5\% \text{ (OK)}$$

4.3.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir V_{dinamik} harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 V_{\text{statik}}$$

Maka nilai akhir base reaction respon spectrum hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada **Tabel 4.29**

Tabel 4. 29 Base Reactions Terhadap Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
Seismic X Max	558988.4	335454	9.95E-07
Seismic Y Max	335663.9	556627.8	1.18E-06

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung Tamansari Iswara sebesar 0,5 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut:

Tabel 4. 30 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS

Load Case / Combo	FZ (kg)
D + 0,3 L	53422674,71

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,0247 \times 53422674,71$$

$$V = 1323386,5 \text{ kg}$$

$$0,85 V_{\text{statik}} = 0,85 \times 1323386,5 = 1124878,5 \text{ kg}$$

$$V_{\text{dinamik}} > 0,85 V_{\text{statik}}$$

$$558988,4 > 1124878,5 \text{ kg (TIDAK OKE)}$$

Dikarenakan $V_{\text{dinamik}} < 0,85 V_{\text{statik}}$ maka dilakukan pembesaran terhadap beban gempa dinamis menggunakan scale factor modifier pada ETABS.

Arah X:

$$\frac{0,85V}{V_{xt}} = \frac{1124878,5}{558988,4} = 2.012996024$$

Arah Y

$$\frac{0,85V}{V_{yt}} = \frac{1124878,5}{556627,8} = 2.020845388$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada scale factor untuk Define Respons Spectra. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah sesuai **Tabel 4.31**.

Tabel 4. 31 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah Scale Factor

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
Seismic X Max	1124879,9	639847,8
Seismic Y Max	609746,9	1124878,7

$V_{dinamik X} > 0,85V_{statik}$
 1124879,9 kg > 1124878,5 kg (**OK**)

$V_{dinamik Y} > 0,85V_{statik}$
 1124878,7 kg > 1124878,5 kg (**OK**)

4.3.4.4 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 4.24)

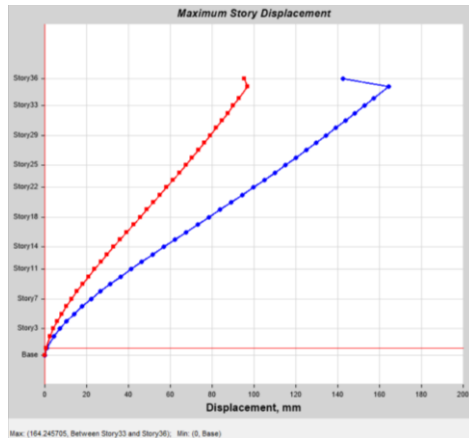
Tabel 4. 32 Partisipasi Massa Bangunan

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	3.181	0.3355	0.3518	0	0.3355	0.3518
Modal	2	2.938	0.344	0.3258	0	0.6796	0.6777
Modal	3	2.548	0.0045	0.0058	0	0.684	0.6835
Modal	4	1.02	0.0687	0.0747	0	0.7527	0.7581
Modal	5	0.926	0.0771	0.0708	0	0.8299	0.829
Modal	6	0.721	0.0038	0.0048	0	0.8337	0.8338
Modal	7	0.553	0.0277	0.0297	0	0.8614	0.8635
Modal	8	0.483	0.0308	0.0285	0	0.8922	0.8921
Modal	9	0.368	0.0048	0.0057	0	0.897	0.8977
Modal	10	0.367	0.009	0.0097	0	0.906	0.9074
Modal	11	0.348	0.0014	0.0013	0	0.9074	0.9087
Modal	12	0.334	0.0002	0.0005	0	0.9076	0.9092

Didapat dari ETABS partisipasi massa pada modal mode 10 sudah mencapai 90%.

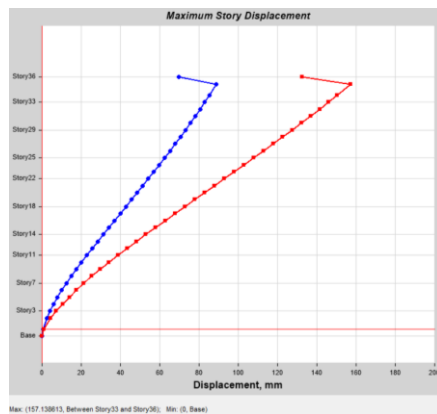
4.3.4.5 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Simpangan Apartemen Tamansari Iswara yang didapatkan dengan program bantu ETABS ditujukan pada grafik dibawah ini.



Gambar 4.25 Grafik *Displacement* Story terhadap Beban Gempa Dinamik X pada ETABS

Didapat dari ETABS simpangan maksimum gedung terhadap gempa dinamik X sebesar 164,24 mm



Gambar 4.26 Grafik *Displacement* Story terhadap Beban Gempa Dinamik Y pada ETABS

Didapat dari ETABS simpangan maksimum gedung terhadap gempa dinamik Y sebesar 157,13 mm.

Tabel 4. 33 Simpangan Gedung Sumbu X Terhadap Gempa X

Tingkat	hi	Drift	Drift	Drift	Syarat
	(m)	Σn (mm)	Δ (mm)	$\Delta.Cd/I$ (mm)	Δ (mm)
35	3100	164.24	7.13	39.215	62
34	5000	157.11	4.41	24.255	100
33	3100	152.7	4.5	24.75	62
32	3100	148.2	4.5	24.75	62
31	3100	143.7	4.55	25.025	62
30	3100	139.15	4.65	25.575	62
29	3100	134.5	5	27.5	62
28	3100	129.5	4.6	25.3	62
27	3100	124.9	4.8	26.4	62
26	3100	120.1	5	27.5	62
25	3100	115.1	5	27.5	62
24	3100	110.1	5.2	28.6	62
23	3100	104.9	5.2	28.6	62
22	3100	99.7	5.2	28.6	62
21	3100	94.5	5.3	29.15	62
20	3100	89.2	5.4	29.7	62
19	3100	83.8	5.4	29.7	62
18	3100	78.4	5.4	29.7	62
17	3100	73	5.4	29.7	62
16	3100	67.6	5.4	29.7	62
15	3100	62.2	5.3	29.15	62
14	3100	56.9	5.4	29.7	62
13	3100	51.5	5.2	28.6	62
12	3100	46.3	5.1	28.05	62

11	3100	41.2	5.1	28.05	62
10	3100	36.1	4.9	26.95	62
9	3100	31.2	4.7	25.85	62
8	3100	26.5	4.4	24.2	62
7	3100	22.1	4.3	23.65	62
6	3100	17.8	4.7	25.85	62
5	3100	13.1	3.46	19.03	62
4	3100	9.64	2.99	16.445	62
3	3100	6.65	2.61	14.355	62
2	5000	4.04	3.09	16.995	100
1	3100	0.95	0.95	5.225	62
Base	0	0	0	0	0

Tabel 4. 34 Simpangan Gedung Sumbu Y Terhadap Gempa Y

Tingkat	hi	Drift	Drift	Drift	Syarat
	(m)	Σn (mm)	Δ (mm)	$\Delta.Cd/I$ (mm)	Δ (mm)
35	3100	157.13	6.7	36.85	62
34	5000	150.43	4.33	23.815	100
33	3100	146.1	4.5	24.75	62
32	3100	141.6	4.7	25.85	62
31	3100	136.9	4.7	25.85	62
30	3100	132.2	5.7	31.35	62
29	3100	126.5	6.1	33.55	62
28	3100	120.4	6.3	34.65	62
27	3100	114.1	5.84	32.12	62
26	3100	108.26	4.71	25.905	62
25	3100	103.55	4.75	26.125	62
24	3100	98.8	4.8	26.4	62
23	3100	94	4.8	26.4	62
22	3100	89.2	4.8	26.4	62
21	3100	84.4	4.9	26.95	62
20	3100	79.5	4.77	26.235	62
19	3100	74.73	4.78	26.29	62
18	3100	69.95	4.75	26.125	62
17	3100	65.2	4.8	26.4	62
16	3100	60.4	4.74	26.07	62
15	3100	55.66	4.66	25.63	62
14	3100	51	4.68	25.74	62
13	3100	46.32	4.52	24.86	62
12	3100	41.8	4.45	24.475	62
11	3100	37.35	4.37	24.035	62
10	3100	32.98	4.26	23.43	62

9	3100	28.72	4.12	22.66	62
8	3100	24.6	3.95	21.725	62
7	3100	20.65	3.75	20.625	62
6	3100	16.9	3.5	19.25	62
5	3100	13.4	3.3	18.15	62
4	3100	10.1	3.08	16.94	62
3	3100	7.02	2.79	15.345	62
2	5000	4.23	3.37	18.535	100
1	3100	0.86	0.86	4.73	62
Base	0	0	0	0	0

4.3.4.6 Kontrol Sistem Ganda

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall (**Tabel 4.27**)

Tabel 4. 35 Joint Reaction Kolom-Shearwall

No	Kombinasi	FX (kgf)		FY (kgf)		FX (%)		FY (%)	
		SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW
1	0.9D+EX+EY Max	545916.6	1086474.2	579385.9	1024586.3	33.44	66.56	36.12	63.88
2	0.9D+EX+EY Min	-524654.7	-1125999.8	-560792.4	-1032146.9	31.78	68.22	35.20	64.80
3	0.9D+EX-EY Max	545916.6	1086474.2	579385.9	1024586.3	33.44	66.56	36.12	63.88
4	0.9D+EX-EY Min	-524654.7	-1125999.8	-560792.4	-1032146.9	31.78	68.22	35.20	64.80
5	0.9D-EX+EY Max	545916.6	1086474.2	579385.9	1024586.3	33.44	66.56	36.12	63.88
6	0.9D-EX+EY Min	-524654.7	-1125999.8	-560792.4	-1032146.9	31.78	68.22	35.20	64.80
7	0.9D-EX-EY Max	545916.6	1086474.2	579385.9	1024586.3	33.44	66.56	36.12	63.88
8	0.9D-EX-EY Min	-524654.7	-1125999.8	-560792.4	-1032146.9	31.78	214.62	35.20	64.80
9	1.2D+1EX+EY+1L Max	553031.6	1075286.7	585360.7	1022490.7	33.96	66.04	36.41	63.59
10	1.2D+1EX+EY+1L Min	-517539.1	-1137187.8	-554817.3	-1034242.7	31.28	68.72	34.91	65.09
11	1.2D+EX-EY+1L Max	553031.6	1075286.7	585360.7	1022490.7	33.96	66.04	36.41	63.59
12	1.2D+EX-EY+1L Min	-517539.1	-1137187.8	-554817.3	-1034242.7	31.28	68.72	34.91	65.09
13	1.2D-EX+EY+L Max	553031.6	1075286.7	585360.7	1022490.7	33.96	66.04	36.41	63.59
14	1.2D-EX+EY+L Min	-517539.1	-1137187.8	-554817.3	-1034242.7	31.28	68.72	34.91	65.09
15	1.2D-EX-EY+L Max	553031.6	1075286.7	585360.7	1022490.7	33.96	66.04	36.41	63.59
16	1.2D-EX-EY+L Min	-517539.1	-1137187.8	-554817.3	-1034242.7	31.28	68.72	34.91	65.09

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

4.3.4.7 Kontrol Keseimbangan Torsi

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Pada sub bab ini ditinjau dari segi torsi yang terjadi pada gedung. Berdasarkan SNI 1726: 2012 pasal 7.3.2.1 disebutkan bahwa simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu dibatasi sesuai yang dicantumkan dalam tabel 10 pada SNI 1726 : 2012.

$$\delta_{rata-rata} = \frac{\delta_x + \delta_y}{2}$$

Dari hasil pemodelan didapatkan $\delta_{max} = \delta_A = 164,24$ mm dan $\delta_B = 157,13$ mm, maka $\delta_{rata-rata} = (164,24 + 157,13)/2 = 160,68$ mm. Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.3.2.1 tabel 10 dikarenakan:

$$\delta_{max} < 1,2 \times \delta_{rata-rata}$$

$$164,24 \text{ mm} < 1,2 \times 160,68 \text{ mm} = 192,8 \text{ mm (OKE)}$$

Maka struktur tidak mengalami ketidak beraturan torsial.

4.4 Perencanaan Struktur Primer

4.4.1 Perencanaan Balok Pratekan

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton pratekan pada Gedung Tamansari Iswara ini direncanakan dengan metode pasca tarik (post tension) dan penulangan sendi pada kepala kolom. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan.

Perencanaan beton pratekan pada lantai 34 pada balok atas, karena ruangan akan dijadikan *convention hall*, sehingga dibutuhkan ruangan yang bebas hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok pratekan yang didesain adalah 1 buah, dengan panjang bentang bersihnya adalah 15,4 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisibility*), dan penggambaran *output*.

4.4.1.1 Data Perencanaan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada *convention hall*:

Panjang bentang total	: 15,4 m
Dimensi balok pratekan	: 50/70 cm
F'c (balok pratekan)	: 40 MPa
F'c (pelat)	: 40 MPa

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI):

f_{ci}	: $0,88 \times 40 = 35,2$ MPa
Tebal pelat	: 12 cm
d'	: 10 cm

4.4.1.2 Penentuan Tegangan Izin Baja dan Beton

1. Tegangan Izin Baja

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkur tendon 0,94 fpy, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan 0,70 fpu (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan. Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

2. Tegangan Izin Beton

a. Sebelum Kehilangan Gaya Pratekan

- Tegangan tekan (SNI 2847: 2013 Pasal 18.4.1)
 $\sigma_{\text{tekan}} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,2 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T (SNI 2847: 2013 Pasal 18.4.1)
 $\sigma_{\text{tarik}} = 0,5 \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana: $0,70 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{\text{tekan}} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana: $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 $\sigma_{\text{tarik}} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$

b. Setelah Kehilangan Gaya Pratekan

- Tegangan tekan (beban tetap) (SNI 2847: 2013 Pasal 18.4.2)

$$\sigma_{\text{tekan}} = 0,45 \times f'c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup) (SNI 2847: 2013 Pasal 18.4.2)

$$\sigma_{\text{tekan}} = 0,6 \times f'c = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847: 2013 Pasal 18.3.3)

$$\begin{aligned} \text{Kelas U} &= f_t \leq 0,62\sqrt{f'c} \\ &= f_t \leq 0,62\sqrt{40} \\ &= f_t \leq 3,92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas T} &= 0,62\sqrt{f'c} < f_t \leq \sqrt{f'c} \\ &= 0,62\sqrt{40} < f_t \leq \sqrt{40} \\ &= 3,92 < f_t \leq 6,32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas C} &= f_t > \sqrt{f'c} \\ &= f_t > \sqrt{40} \\ &= f_t > 6,32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar:

$$0,8\sqrt{f'c'} = 0,8 \times \sqrt{40} = 5,06 \text{ MPa}$$

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.

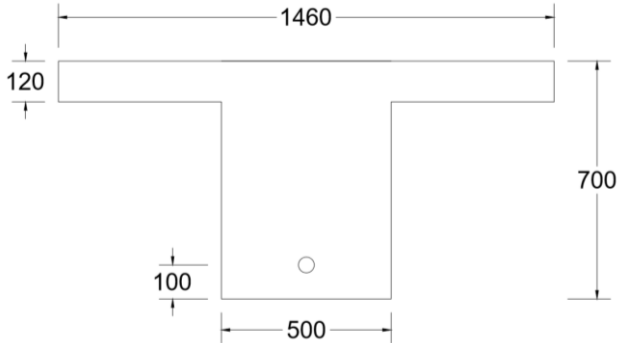
4.4.1.3 Analisa Penampang Global

1. Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- 8 x tebal pelat

- 0,5 jarak bersih antara balok yang bersebelahan



Gambar 4.27 Sketsa b_{eff} balok pratekan

Perhitungan lebar efektif adalah sebagai berikut:

$$b_{eff} = \frac{l}{4} = \frac{15,4}{4} = 3,85 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8t_f) = 0,5 + (8 \times 0,12) = 1,46 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5 \times (L - b) = 0,5 \times (15,4 - 0,5) = 7,45 \text{ m}$$

Maka, dipakai b_{eff} terkecil yakni 1,46 m

Sesuai SNI 2847 : 2013 Pasal. 8.5.1, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_{c\text{pelat}} = 4700\sqrt{f_{c'}} = 4700\sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$E_{c\text{balok}} = 4700\sqrt{f_{c'}} = 4700\sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{29725,4}{29725,4} = 1$$

$$b_{eff} = \frac{1,46}{1} = 1,46 \text{ m}$$

Sehingga, penampang balok prategang:

$$A_{\text{pelat}} = 0,12 \times 1,46 = 0,1752 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 0,5 \times (0,7 - 0,12) = 0,29 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 0,4652 \text{ m}^2$$

2. Mencari Titik Berat Penampang Gabungan

Sisi bawah-kiri berada pada koordinat (0,0)

$$Y_b \text{ balok} = \frac{0,7 - 0,12}{2} = 0,29 \text{ m}$$

$$Y_b \text{ pelat} = \frac{0,12}{2} + (0,7 - 0,12) = 0,06 + 0,58 = 0,64 \text{ m}$$

$$Y_b = \frac{A_{\text{pelat}} \times Y_{b_{\text{pelat}}} + A_{\text{balok}} \times Y_{b_{\text{balok}}}}{A_{\text{total}}}$$

$$Y_b = \frac{0,1752 \times 0,64 + 0,29 \times 0,29}{0,4652} = 0,421814 \text{ m}$$

$$Y_t = h - Y_b = 0,7 - 0,421814 = 0,278185 \text{ m}$$

3. Mencari Momen Inersia

$$I_1 = \frac{1}{12} \times b_{\text{balok}} \times (h_{\text{balok}})^3 + A_{\text{balok}} \times d^2$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 0,5 \times (0,58)^3 + 0,29 \times \left(0,4218 - \frac{0,58}{2}\right)^2$$

$$I_1 = 0,013167 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times b_{\text{pelat}} \times (h_{\text{pelat}})^3 + A_{\text{pelat}} \times d^2$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 1,46 \times (0,12)^3 + 0,1752 \times \left(\frac{0,12}{2} + 0,58 - 0,4218\right)^2$$

$$I_2 = 0,0085517 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{komposit}} = 0,021718 \text{ m}^4$$

4.4.1.4 Mencari Gaya Pratekan Awal (Fo)

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada Saat Transfer

Tengah Bentang : $\sigma_{\text{tarik ijin}} = 2,97 \text{ MPa} \sim 2970 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{\text{tekan ijin}} = -21,2 \text{ MPa} \sim -21200 \text{ kN/m}^2$

Tumpuan : $\sigma_{\text{tarik ijin}} = 2,97 \text{ MPa} \sim 2970 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{\text{tekan ijin}} = -24,64 \text{ MPa} \sim -24640 \text{ kN/m}^2$

- Pada Saat Beban Layan:

Tengah Bentang : $\sigma_{\text{tarik ijin}} = 5,059 \text{ MPa} \sim 5059 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{\text{tekan ijin}} = -18 \text{ MPa} \sim -18000 \text{ kN/m}^2$

Tumpuan : $\sigma_{\text{tarik ijin}} = 5,059 \text{ MPa} \sim 5059 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{\text{tekan ijin}} = -18 \text{ MPa} \sim 18000 \text{ kN/m}^2$

Eksentrisitas Rencana:

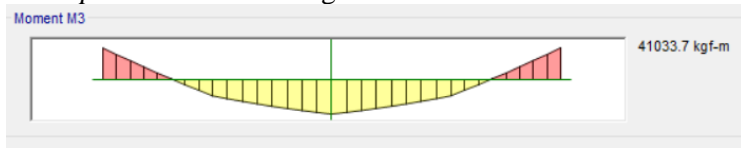
e pada tengah bentang : $y_b - d' = 0,421814 - 0,1 = 0,321814 \text{ m}$

e pada tumpuan : $-0,15 \text{ m}$ (berada di atas gcg)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D:



Gambar 4.28 Gaya Dalam Balok Preakan di ETABS

Momen tumpuan kiri = $-377,12 \text{ kNm}$

Momen lapangan = $410,33 \text{ kNm}$

Momen tumpuan kanan = $-380,16 \text{ kNm}$

• Serat atas:

$$\sigma_{\text{tarik}} \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I_x} - \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x}$$

$$2970 \geq -\frac{F_o}{0,4652} + \frac{F_o \times 0,321814 \times 0,27818}{0,021718} - \frac{410,33 \times 0,27818}{0,021718}$$

$$F_o = 4179,79 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_{\text{tekan}} \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_b}{I_x} + \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x}$$

$$-21120 \leq -\frac{F_o}{0,4652} - \frac{F_o \times 0,321814 \times 0,4218}{0,021718} + \frac{410,33 \times 0,4218}{0,021718}$$

$$F_o = 3627,259 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_{\text{tekan}} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_t}{I_x} + \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x}$$

$$-24640 \geq -\frac{F_o}{0,4652} - \frac{F_o \times (-0,15) \times 0,27818}{0,021718} + \frac{-416,29 \times 0,27818}{0,021718}$$

$$F_o = 7591,96 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

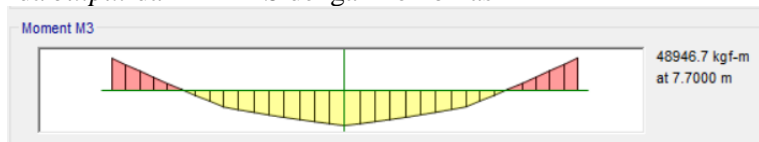
$$\sigma_{\text{tarik}} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I_x} - \frac{M_{\text{tumpuan}} \times y_t}{I_x}$$

$$2970 \leq -\frac{F_o}{0,4652} + \frac{F_o \times (-0,15) \times 0,27818}{0,021718} + \frac{-416,29 \times 0,27818}{0,021718}$$

$$F_o = 16330,24 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L



Gambar 4.29 Gaya Dalam Balok Pratekan

Momen tumpuan kiri = -449,98 kNm
 Momen lapangan = 489,46 kNm
 Momen tumpuan kanan = -455,99 kNm

- Serat atas:

$$\sigma_{\text{tekan}} \leq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times y_t}{I_x} - \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x}$$

$$-18000 \leq -\frac{F_o}{0,4652} + \frac{F_o \times 0,321814 \times 0,27818}{0,021718} - \frac{489,46 \times 0,27818}{0,021718}$$

$F_e = -5999,73 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = -7199,68 \text{ kN}$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_{\text{tarik}} \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e \times y_b}{I_x} + \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_b}{I_x}$$

$$5059 \geq -\frac{F_e}{0,4652} - \frac{F_e \times 0,3218 \times 0,4218}{0,021718} + \frac{489,46 \times 0,4218}{0,021718}$$

$F_e = 510,70 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = 612,85 \text{ kN}$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_{\text{tarik}} \leq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e \times y_t}{I_x} + \frac{M_{\text{tumpuan}} \times y_b}{I_x}$$

$$5059 \leq -\frac{F_e}{1,164} - \frac{F_e \times (-0,15)}{0,30085} + \frac{(-489,23) \times 0,4218}{0,021718}$$

$F_e = 296,62 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = 355,944 \text{ kN}$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_{\text{tekan}} \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times y_t}{I_x} - \frac{M_{\text{tumpuan}} \times y_t}{I_x}$$

$$-18000 \geq -\frac{F_e}{1,164} + \frac{F_e \times (-0,15) \times 0,2781}{0,021718} - \frac{(-489,23) \times 0,2781}{0,021718}$$

$F_e = -11126,9 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = -13352,3 \text{ kN}$

4.4.1.5 Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o dan F_e pada semua kondisi, maka F_o yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah $F_o = 3000 \text{ kN}$. $F_e = 2400 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I_x} - \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x}$$

$$2970 \geq -\frac{F_o}{0,4652} + \frac{F_o \times 0,321814 \times 0,27818}{0,021718} - \frac{410,01 \times 0,27818}{0,021718}$$

$$2970 \geq 665,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

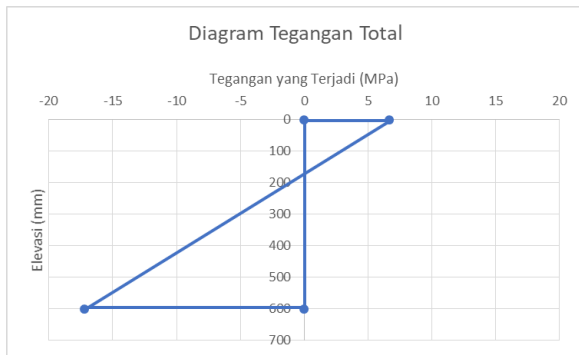
- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e_{xyb}}{I_x} + \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_b}{I_x}$$

$$-21120 \leq -\frac{F_o}{0,4652} - \frac{F_o \times 0,321814 \times 0,4218}{0,021718} + \frac{410,01 \times 0,4218}{0,021718}$$

$$-21120 \leq -17237 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.18):



Gambar 4.30 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Transfer

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D

- Serat atas:

$$\sigma_{\text{tekan}} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e_{xyt}}{I_x} - \frac{M_{\text{tumpuan}} \times y_t}{I_x}$$

$$-24640 \leq -\frac{F_o}{0,4652} + \frac{F_o \times (-0,15) \times 0,27818}{0,021718} - 416,29 \times$$

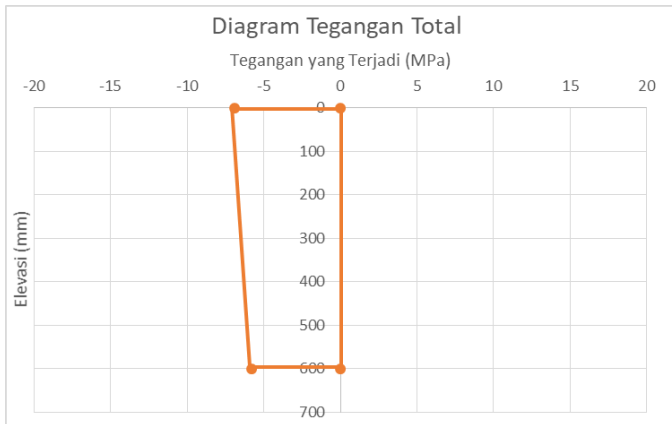
$$0,27818, 0,021718$$

$$-24640 \leq -6881,1 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &\geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e_{xyt}}{I_x} + \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x} \\ 2970 &\geq -\frac{F_o}{0,4652} - \frac{F_o \times (-0.15) \times 0,27818}{0,021718} + \frac{-416,29 \times 0,27818}{0,021718} \\ 2970 &\geq -5794,01 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.19):



Gambar 4.31 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Transfer

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

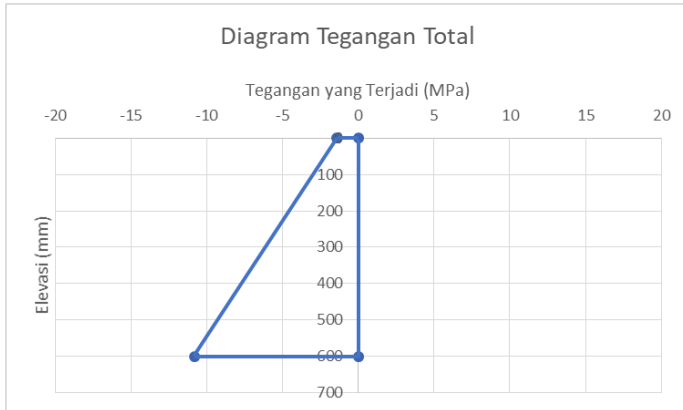
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e_{xyt}}{I_x} - \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_t}{I_x} \\ -18000 &\leq -\frac{F_o}{0,4652} + \frac{F_o \times 0,32181 \times 0,27818}{0,021718} - \frac{481,35 \times 0,27818}{0,021718} \\ -18000 &\leq -1432 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e_{xyb}}{I_x} + \frac{M_{\text{lapangan}} \times y_b}{I_x} \\ 5059 &\geq -\frac{F_o}{0,4652} - \frac{F_o \times 0,3218 \times 0,4218}{0,021718} + \frac{481,35 \times 0,4218}{0,021718} \\ 5059 &\geq -10811 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.20):



Gambar 4.32 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada *output* dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

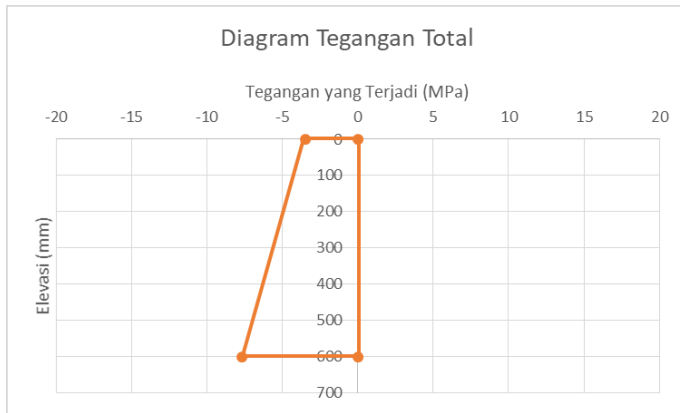
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &\geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times x_{yt}}{I_x} - \frac{M_{\text{lapangan}} \times x_{yt}}{I_x} \\ 5059 &\geq -\frac{F_e}{0,4652} + \frac{F_e \times (-0,15) \times 0,27818}{0,021718} - \frac{481,4 \times 0,27818}{0,021718} \\ 5059 &\geq -3504 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tekan}} &\leq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e \times x_{yb}}{I_x} + \frac{M_{\text{tumpuan}} \times x_{yb}}{I_x} \\ -18000 &\leq -\frac{F_e}{0,4652} - \frac{F_e \times (-0,15) \times 0,422}{0,021718} + \frac{481,4 \times 0,488}{0,021718} \\ -18000 &\leq -7669 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.21):



Gambar 4.33 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan

4.4.1.6 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand *stress-relieved*).

$$F_{pmax} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ Mpa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{F_{pmax}} = \frac{3000000}{1395} = 2151,96 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-19

Jumlah strand : 17

Minimum breaking load: 3130 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \cdot 17 = 2152 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu}$$

$$2152 \text{ mm}^2 > 2151 \text{ mm}^2$$

Nilai tegangan pakai:

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{A_{\text{pakai}}} = \frac{3000000}{2151} = 1394 \text{ MPa}$$

4.4.1.7 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

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

1. Kehilangan Segera (Kehilangan Langsung)

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

a. Kehilangan Akibat Slip Angker (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengankuran/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke ankur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengankuran adalah sebagai berikut:

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{\text{pakai}} \times (\mu_L^\alpha + K)}}$$

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengankuran berpengaruh sampai ke tengah bentang:

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{\text{pakai}} = 1394 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f \text{ (focus)} = e \text{ lap.} + e \text{ tump.} = 471,814 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,2451$$

$$L = 15,4 \text{ m}$$

Maka x:

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1394 \times \left(0,15 \times \frac{0,245}{15400} + 0,016\right)}} = 473,155 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 473,15 \text{ mm} = 0,47315 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 15,4/2 \text{ m}$, 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 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan Akibat Gesekan (*Wobble effect*) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$F_{pf} = F \times (e^{-\mu\alpha - KL})$$

Atau jika dinyatakan sebagai tegangan,

$$\Delta f_{pf} = f_1 - f_2 = f_1 \times (1 - e^{-\mu\alpha - KL})$$

Dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,15 \text{ (wire strand tendon)} \\ K &= 0,016 \text{ (wire strand tendon)} \\ \alpha &= 0,245 \\ L &= 15,4 \text{ m} \\ e &= 2,7183 \text{ (bilangan natural)} \end{aligned}$$

Maka,

$$f_1 = \frac{P}{A_{ps}} = \frac{3000000}{2152} = 1394 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pf} = 1393,78 \times (1 - 2,7183^{-0,15 \times 0,245 - 0,016 \times 15400})$$

$$\Delta f_{pf} = 83,01 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah:

$$\% \Delta f_{pf} = \frac{\Delta f_{pf}}{f_1} = \frac{83,01}{1394} = 5,9557 \%$$

d. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

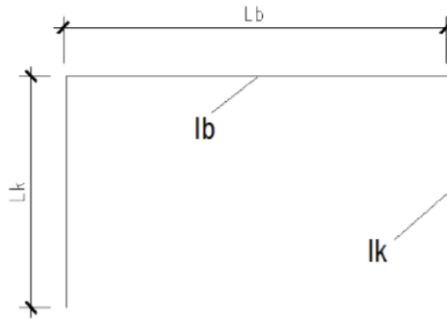
Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan *jacking* beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya *jacking* yang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

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku "*Prestressed Concrete Designer's Handbook*" oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan manual kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut:

- Perhitungan Distribusi Momen Akibat Perpendekan Elastis 1 cm



Gambar 4.34 Portal dengan Balok Pratekan

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{I_k \times I_b}{I_b \times I_k}$$

Dimana:

L_k = tinggi kolom (5 m)

L_b = bentang balok prategang (15,4 m)

I_b = momen inersia dari balok (0,013167 m⁴)

I_k = momen inersia dari kolom (0,059502 m⁴)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{5 \times 0,013167}{15,4 \times 0,059502} = 0,0718462$$

- Perhitungan Momen Akibat yang Diakibatkan Perpendekan Kolom, Susut, dan Rangkak



Gambar 4.35 Perpendekan Kolom

$$\varepsilon_{BB} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{10}{15400} = 0,0006494$$

$$M_A = \frac{3}{(k+2)} \times \frac{E_c \times I_b}{L_k} \times \varepsilon_{BB}$$

$$M_A = \frac{3}{(0,0718+2)} \times \frac{29725,4 \times 0,0132}{5000} \times 0,000649$$

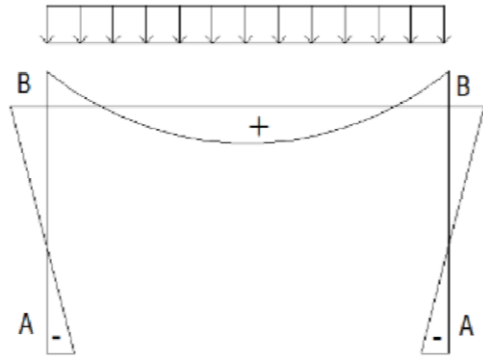
$$M_A = 73601650,6 \text{ Nmm} = 73,60 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{3 \times (k+1)}{k \times (k+2)} \times \frac{E_c \times I_b}{L_k} \times \varepsilon_{BB}$$

$$M_B = \frac{3 \times (0,0718+1)}{0,0718 \times (0,0718+2)} \times \frac{29725,4 \times 0,0132}{5000} \times 0,000649$$

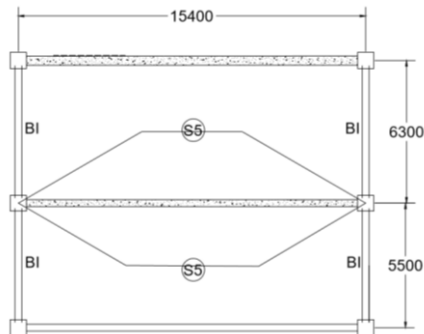
$$M_B = 1098034762 \text{ Nmm} = 1098,034 \text{ kNm}$$

- Perhitungan Distribusi Momen Akibat Beban Merata



Gambar 4.36 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata

Perhitungan Beban Merata:



Gambar 4.37 Sketsa Perhitungan Luas Daerah Pembebanan

Didapatkan luas trapesium $A = 31,33 \text{ m}^2$

Beban Atap : $100 \text{ kg/m}^2 \times 31,33 = 406,88 \text{ kg/m}$

Beban SD+ : $60 \text{ kg/m}^2 \times 31,33 = 244,13 \text{ kg/m}$

Beban Hujan : $20 \text{ kg/m}^2 \times 31,33 = 81,38 \text{ kg/m}$

Beban Sendiri : $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,7 \times 0,5 = 875 \text{ kg/m}$

Total (qu) : $1607,4 \text{ kg/m} = 16,074 \text{ kN/m}$

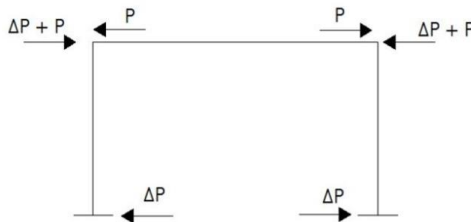
$$M_A = \frac{-1}{(k+2)} \times \frac{qu \times L_b}{12}$$

$$M_A = \frac{1}{(0,0718 + 2)} \times \frac{16,074 \times 15,4}{12} = -153,32 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{2}{(k + 2)} \times \frac{qu \times L_b}{12}$$

$$M_B = \frac{2}{(0,0718 + 2)} \times \frac{16,074 \times 15,4}{12} = 306,66 \text{ kNm}$$

- Perhitungan Distribusi Momen Akibat Eksentrisitas



Gambar 4.38 Keseimbangan gaya prategang dengan reaksi perletakan

$$M_p = F_0 \times e_{\text{tumpuan}} = 3000 \times -0,15 = -450 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{1}{(k + 2)} \times M_p = \frac{1}{(0,0718 + 2)} \times (-450)$$

$$M_A = -217,197 \text{ kNm}$$

$$M_B = -2 \times M_A = -2 \times (-153,32) = 434,395 \text{ kNm}$$

Sehingga didapat kehilangan gaya pratekan total akibat kekangan kolom sebagai berikut:

- Akibat Perpendekan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{L_B} = \frac{1098,03 - 73,6}{15,4} = 66,52 \text{ kN}$$

- Akibat Beban Merata

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{L_B} = \frac{306,65 - (-153,32)}{15,4} = 29,87 \text{ kN}$$

- Akibat Eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{L_B} = \frac{434,39 - (-217,19)}{15,4} = 42,31 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\text{total}} = 66,52 + 29,87 + 42,31 = 138,7 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\text{total}} = 138702,1 \text{ N}$$

$$\Delta f_{\text{pR}} = \frac{\Delta P_{\text{total}}}{A_s} = \frac{138702,1}{2152,4} = 64,4 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta f_{\text{pR}} = \frac{64,4}{1394} \times 100\% = 4,623\%$$

2. Kehilangan yang Tergantung oleh Waktu (Kehilangan Tidak Langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Kehilangan Akibat Rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Akibat rangkak kehilangan dipengaruhi oleh tegangan beban mati tambahan yang bekerja setelah transfer prategang. Sehingga nilai f_{csd} adalah tegangan yang didapat dari momen akibat beban mati tambahan tanpa termasuk berat sendiri balok dan f_{cs} merupakan tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer. Besarnya nilai creep dapat dihitung dengan perumusan berikut:

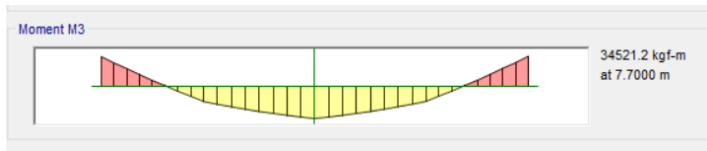
$$CR = K_{\text{cr}} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{\text{cir}} - f_{\text{cfs}})$$

Dimana:

$K_{\text{cr}} = 2$ untuk metode pra-tarik

$= 1,6$ untuk metode pasca-tarik

Nilai f_{cir} merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri sesaat setelah gaya *jacking*. f_{cir} didapat dengan perumusan sebagai berikut:



Gambar 4.39 Momen Akibat Beban Sendiri

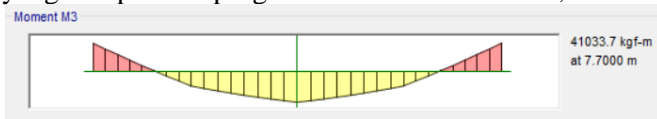
Didapat dari ETABS momen lapangan akibat beban sendiri sebesar 360,6 kNm

$$f_{\text{cir}} = \left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_D \times e}{I_c}$$

$$f_{\text{cir}} = \left(\frac{3000}{0,4625} + \frac{3000 \times 0,3218^2}{0,0217} \right) - \frac{360,6 \times 0,3128}{0,0217}$$

$$f_{\text{cir}} = 9720,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 9,72 \text{ MPa}$$

f_{csd} adalah tegangan didaerah cgs akibat seluruh beban mati yang didapat dari program ETABS sebesar 482,64 kNm



Gambar 4.40 Momen Akibat Seluruh Beban Mati

$$f_{\text{csd}} = \frac{M_{\text{SD}} \times e}{I_c} = \frac{482,64 \times 0,3128}{0,0217} = 7151,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_{\text{csd}} = 7,151 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29725,41} = 6,7283$$

$$CR = K_{\text{cr}} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{\text{cir}} - f_{\text{c ds}})$$

$$CR = 1,6 \times 6,7283 \times (9,72 - 7,151)$$

$$CR = 27,649 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai:

$$\% \Delta f_{CR} = \frac{27,649}{1394} = 1,983\%$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)
Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - 0,0236 \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling beton}}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{0,4652 \times 10000}{432} = 10,77 \text{ cm}$$

$$RH = 80\% \text{ (untuk kota Bekasi)}$$

$$Ksh = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

Koefisien diambil sebesar 0,0236

$$SH = 0,178 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta f_{SH} = \frac{0,178}{1394} = 0,0128 \%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$Kre = 20000 \text{ psi} = 138 \text{ Mpa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{fpi}{fpu} = \frac{1360,5043}{1860} = 0,731454$$

$$C = 0,95$$

$$RE = (138 - 0,15 \times (0,178 + 27,649 + 0)) \times 0,95$$

$$= 134,034 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah:

$$\% \Delta f_{RE} = \frac{134,034}{1394} = 9,6166 \%$$

Total kehilangan prategang:

$$5,955 + 4,623 + 1,984 + 0,012 + 9,616 = \mathbf{22,192\%}$$

4.4.1.8 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan

Besar gaya pratekan setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{(100 - 22,192)}{100} \times 3000 \text{ kN} = 2334,2 \text{ kN}$$

4.4.1.9 Kontrol Lentutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lentutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{480} = \frac{15400}{480} = 32,083 \text{ mm}$$

1. Lentutan Saat *Jacking*

- Lentutan Akibat Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lentutan yang terjadi berupa lentutan keatas (chambre).

$$p' = \frac{8 \times F_o \times f}{L^2} = \frac{8 \times 3000000 \times 471,814}{15400^2}$$

$$p' = 47,746 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\Delta P = \frac{5 \times (p' \times L^4)}{384 \times (E_c \times I_x)} = \frac{5 \times (47,746 \times 15400^4)}{384 \times (29725,41 \times 2,17 \times 10^9)}$$

$$\Delta P = 54,164 \text{ mm (keatas)}$$

$$M(-) = F_o \times e$$

$$M(-) = 3000000 \times 150$$

$$M(-) = -4,5 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\Delta M(-) = \frac{M \times L^2}{8 \times E_c \times I_x} = \frac{-4,5 \times 10^8 \times 15400^2}{8 \times 29725,41 \times 2,17 \times 10^9}$$

$$\Delta M(-) = -20,664 \text{ mm (kebawah)}$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas

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

$$\Delta l_{me} = -\frac{3000000 \times 100 \times 15400^2}{8 \times 29725,41 \times 2,17 \times 10^9}$$

$$\Delta l_{me} = -13,776 \text{ mm (kebawah)}$$

- Lendutan Akibat Beban Sendiri

$$\Delta g = \frac{5 \times (g \times L^4)}{384 \times (E_c \times I_x)}$$

$$\Delta g = \frac{5 \times (2400 \times 0,7 \times 0,5 \times 15400^4)}{384 \times (29725,41 \times 2,17 \times 10^9)}$$

$$\Delta g = -9,926 \text{ mm (kebawah)}$$

Total lendutan saat *jacking*:

$$54,16 - 20,66 - 13,776 - 9,93 = 9,798 \text{ mm (keatas)}$$

2. Lendutan Setelah Fo menjadi Fe

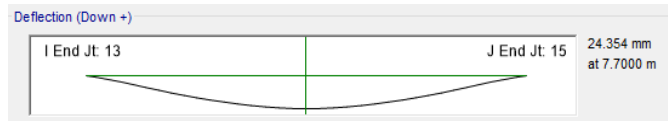
- Lendutan Akibat Tendon

$$\Delta = \frac{F_e}{F_o} \times \Delta p' + \frac{F_e}{F_o} \times \Delta g$$

$$\Delta = \frac{2334,2}{3000} \times 54,164 + \frac{2334,2}{3000} \times (-9,93)$$

$$\Delta = 26,065 \text{ mm (keatas)}$$

- Lentutan Akibat Beban Sendiri



Gambar 4.41 Lentutan Balok Pratekan *Output* ETABS

Didapat dari ETABS sebesar -24,354 mm (kebawah)

- Lentutan Akibat Eksentrisitas

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

$$\Delta l_{me} = -\frac{2334229 \times 100 \times 15400^2}{8 \times 29725,41 \times 2,17 \times 10^9}$$

$$\Delta l_{me} = -10,718 \text{ mm (kebawah)}$$

Total lentutan saat *jacking*:

$$26,065 - 24,354 - 10,718 = -9,007 \text{ mm (kebawah)}$$

Asumsi terjadi rangkak, maka lentutan dikalikan faktor sebesar 1,8

Kontrol:

$$9,007 \times 1,8 \text{ mm} < 32,0833 \text{ mm}$$

$$16,2126 \text{ mm} < 32,0833 \text{ mm (OK)}$$

4.4.1.10 Perencanaan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

1. Penulangan Lentur

- Hitung Momen Nominal (Tumpuan)

Didapat dari perhitungan sebelumnya:

$$A_{ps} : 2152,41 \text{ mm}^2$$

$$d : h - d' = 700 - 100 = 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 b & : 500 \text{ mm} \\
 \beta_1 & : 0,764 \\
 Y'_p & : 0,55 \\
 f_{pu} & : 1860 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \times \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$ dapat diambil tidak kurang dari

0,17. Maka diambil 0,17.

$$f_{ps} = 1860 \times \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right\} = 1632 \text{ MPa}$$

$$f'_c : 40 \text{ Mpa}$$

$$T : A_{ps} \times f_{ps} = 3513535,839 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2152,3 \times 1632}{0,85 \times 40 \times 500} = 206,67 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 3513535,839 \times \left(600 - \frac{206,67}{2} \right)$$

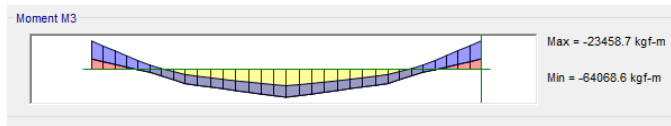
$$M_n = 1745035207 \text{ N}$$

Dikarenakan tendon maksimal menyumbang kekuatan lentur positif/negatif sebesar 25% di penampang kritis pada daerah sendi plastis sesuai dengan SNI Pasal 21.5.2.5 maka:

$$0,25 \times \Phi M_n = 0,25 \times 0,9 \times 1745035207$$

$$0,25 \times \Phi M_n = 436258801,7 \text{ Nmm} \sim 436,259 \text{ kNm}$$

Didapat dari ETABS momen maksimum balok pratekan saat kondisi *ultimate* di tumpuan sebesar -640,68 kNm



Gambar 4.42 Output ETABS hasil kombinasi ENVELOPE

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak
 $M_u - 25\% \cdot \phi M_n = 640,68 - 436,259 = 204,42 \text{ kN.m}$. Jadi
 momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 204,42
 kN.m

- Perhitungan Tulangan

Tumpuan Negatif

Direncanakan tulangan dengan data perencanaan sebagai
 berikut:

M_u : 204,42 kNm

f_y : 420 MPa

f'_c : 40 MPa

Dimensi : 500 mm x 700 mm

L : 15400 mm

D : 19 mm

ϕ : 13 mm

Selimut : 40 mm

d : $700 - 2 \times 40 - 13 - 19/2 = 639 \text{ mm}$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \text{ (PAKAI)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 420} = 0,00376$$

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

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 40}{420} = 12,353$$

Digunakan $\Phi = 0,9$ dengan asumsi awal benar

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d^2} = \frac{204,42 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 639^2}$$

$$R_n = 1,112 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{12,353} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,112}{0,85 \times 40}} \right) = 0,00269$$

Karena $\rho_{min} > \rho$ maka digunakan ρ_{min}

$$\begin{aligned} \text{Aspakai} &= \rho b d = 0,0033 \times 500 \times 639 \\ &= 1065 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D19 (As tul = 283,4 mm²)

$n = \text{Aspakai} / \text{As tulangan}$

$$n = \frac{1065}{283,4} = 3,75 \text{ buah} = 4 \text{ buah}$$

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{decking} - 2 \times \emptyset - 2D}{4 - 1}$$

$$s = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 19}{4 - 1} = 106 \text{ mm}$$

$s = 106 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$ (OK)

Maka digunakan tulangan lentur 4D19 (1133,54 mm²)

Tumpuan Positif

Menentukan luas tulangan bawah (As) dari ρ yang didapat:

$$\begin{aligned} \text{Aspakai} &= 0,5 \rho b d = 0,5 \times 0,0033 \times 500 \times 642 \\ &= 535 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D19 (As tul = 283,4 mm²)

$n = \text{Aspakai} / \text{As tulangan}$

$$n = \frac{535}{283,96} = 1,87 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

$$s = \frac{b_w - 2 \times \text{decking} - 2 \times \phi - 2D}{3 - 1}$$

$$s = \frac{200 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{3 - 1} = 176 \text{ mm}$$

$$s = 176 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D19

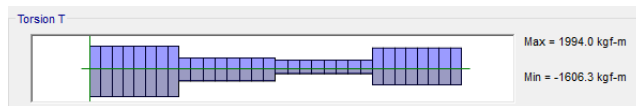
Dikarenakan momen maksimum pada tumpuan sudah menggunakan p_{min} maka tulangan pada lapangan juga akan menggunakan p_{min} dikarenakan momen lapangan $<$ momen tumpuan. Sehingga penulangan pada lapangan akan sama dengan penulangan pada tumpuan. Direncanakan tulangan pada momen lapangan positif sebesar 2D19 dan momen lapangan negatif 4D19.

2. Penulangan Torsi

Data Perencanaan

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

Diameter = 16 mm



Gambar 4.43 Output Gaya Torsi ETABS

Cek Kebutuhan Tulangan Puntir

- Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{balok} \times h_{balok} = 500 \times 700 = 350000 \text{ mm}^2$$
- Parameter luar irisan penampang beton A_{cp}

$$P_{cp} = 2 \times (b_{balok} + h_{balok})$$

$$P_{cp} = 2 \times (500 + 700) = 2400 \text{ mm}^2$$
- Cek kebutuhan tulangan puntir (SNI 2847 : 2013 Pasal 11.5.1)

$$T_u > \Phi \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ (Butuh Tulangan)}$$

$$T_u < \Phi \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ (Tidak Butuh)}$$

$$16963000 > 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times \left(\frac{350000^2}{2400} \right)$$

$$16963000 \text{ Nmm} < 79896921 \text{ Nmm} \text{ (Tidak Butuh Tulangan Torsi)}$$

3. Penulangan Geser

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan.

Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, (M_{pr}) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya

Momen Ujung Negatif Tumpuan Kiri

$$apr_1 = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'c' \times b} = \frac{1,25 \times 1205,76 \times 420}{0,85 \times 40 \times 500}$$

$$apr_1 = 37,23 \text{ mm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{apr_1}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 1,25 \times 1205,76 \times 420 \times \left(639 - \frac{37,23}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 392716471,7 \text{ Nmm}$$

Momen Ujung Positif Tumpuan Kiri

$$apr_2 = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'c' \times b} = \frac{1,25 \times 602,88 \times 420}{0,85 \times 40 \times 500}$$

$$apr_2 = 18,62 \text{ mm}$$

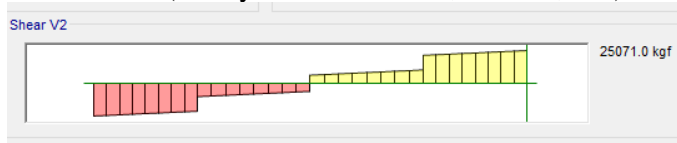
$$M_{pr_2} = 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{apr_1}{2} \right)$$

$$M_{pr_2} = 1,25 \times 602,88 \times 420 \times \left(639 - \frac{18,62}{2}\right)$$

$$M_{pr_2} = 155309533,9 \text{ Nmm}$$

Gaya Geser Akibat Mpr

$V_u = 250710 \text{ N}$ (dari syarat kombinasi 1,2DL + 1,0LL)



Gambar 4.44 Output ETABS Gaya Geser Balok Pratekan

Saat Struktur Bergoyang ke Kiri

$$V_{ki} = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{ln} = \frac{392716471,7 + 155309533,9}{15400}$$

$$V_{ki} = 35586,1 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$V_{ki} + V_u = 35586,1 + 250710 = 286296,1 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ki} - V_u = 35586,1 - 250710 = -215123,9 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{286296,1}{15400} \times (15400 - 639) = 274416,675 \text{ N}$$

Saat Struktur Bergoyang ke Kanan

$$V_{ka} = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{ln} = \frac{155309533,9 + 392716471,7}{15400}$$

$$V_{ka} = 35586,1 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ka} - V_u = 35586,1 - 250710 = -215123,9 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ka} + V_u = 35586,1 + 250710 = 286296,1 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{274416,675}{15400} \times (15400 - 436) = 274416,675 \text{ N}$$

Tulangan Transversal di Sendi Plastis Muka Kolom Tumpuan
 $2 \times h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$ dari muka kolom

$$V_s = \frac{V_e}{\Phi} - V_c = \frac{274416,675}{0,75} - 0 = 365888,9 \text{ N}$$

$$\frac{Av}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{365888,9}{420 \times 639} = 1,3633$$

Tulangan Transversal di Sendi Plastis Muka Kolom Lapangan
 $2 \times h = 1400 \text{ mm}$

$$V_e = \frac{(15400 - 1400) \times (286296,1 - (-215123,9))}{15400}$$

$$V_e = 455836,4 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{40} \times 500 \times 639$$

$$V_c = 343518,2 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 343518,2 \text{ N} = 257638,67 \text{ N}$$

$V_e > \Phi V_c$ (Maka butuh tulangan geser di lapangan)

$$V_s = \frac{V_e}{\Phi} - V_c = \frac{455836,4}{0,75} - 257638,67 = 264263,6 \text{ N}$$

$$\frac{Av}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{455836,4}{420 \times 639} = 0,985$$

Daerah Sendi Plastis Muka Kolom Tumpuan

$$\frac{Av + t}{S} = 1,3633 + 0 = 1,3633$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 13mm ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_s \text{ sengkang}}{\frac{Av + t}{S}} = \frac{265,33}{1,3633} = 194,6 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$$

Syarat pada sendi plastis menurut SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.3.2 sebagai berikut :

1. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.
2. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$150 \text{ mm} < \frac{d}{4} = \frac{639}{4} = 159,75 \text{ mm (OK)}$$

$$150 \text{ mm} < 6D = 6 \times 19 = 96 \text{ mm (NOT OK)}$$

$$150 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm (OK)}$$

Karena syarat pertama tidak oke, digunakan tulangan dengan jarak 75 mm. Maka tulangan 2Ø13-100mm dapat digunakan.

Daerah Luar Sendi Plastis (Lapangan)

$$\frac{Av + t}{S} = 0,9846 + 0 = 0,9846$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 13mm ($As = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{As \text{ sengkang}}{\frac{Av + t}{S}} = \frac{265,33}{0,9846} = 260 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Syarat pada luar sendi plastis menurut SNI 2847: 2013 Pasal 21.5.3.4 sebagai berikut :

$$200 \text{ mm} < \frac{d}{2} = \frac{639}{2} = 319,5 \text{ mm (NOT OK)}$$

Karena syarat pertama tidak oke, digunakan tulangan dengan jarak 200 mm. Maka tulangan 2Ø13-200mm dapat digunakan.

4.4.1.11 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 kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas

penampang rencana apakah telah mampu menahan momen *ultimate* yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal:

$$C = T$$

1. Momen Nominal Oleh Tendon

- Tumpuan & Lapangan

$$\begin{aligned} A_{ps} &: 2152,41 \text{ mm}^2 \\ d &: h - d' = 700 - 100 = 600 \text{ mm} \\ b &: 500 \text{ mm} \\ \beta_1 &: 0,764 \\ Y'_p &: 0,55 \\ f_{pu} &: 1860 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \times \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \text{ dapat diambil tidak kurang dari}$$

0,17. Maka diambil 0,17.

$$f_{ps} = 1860 \times \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right\} = 1632 \text{ MPa}$$

$$f'_c : 40 \text{ Mpa}$$

$$T : A_{ps} \times f_{ps} = 3513535,839 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2152,3 \times 1632}{0,85 \times 40 \times 500} = 206,67 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 3513535,839 \times \left(600 - \frac{206,67}{2} \right)$$

$$M_n = 1745035207 \text{ N}$$

Dikarenakan tendon maksimal menyumbang kekuatan lentur positif/negatif sebesar 25% di penampang kritis pada daerah sendi plastis sesuai dengan SNI Pasal 21.5.2.5 maka:
 $0,25 \times \phi Mn = 0,25 \times 0,9 \times 1745035207$
 $0,25 \times \phi Mn = 436258801.7 \text{ Nmm} \sim 436,259 \text{ kNm}$

2. Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak

$$\begin{aligned} A_s &= 1205,76 \text{ mm}^2 \\ F_y &= 420 \text{ MPa} \\ F_c &= 40 \text{ Mpa} \\ d &= 639 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1205,76 \times 420}{0,85 \times 40 \times 500} = 28,37 \text{ mm}$$

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

$$Mn = 1205,76 \times 420 \times \left(639 - \frac{28,37}{2} \right)$$

$$Mn = 315299286,9 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 315299286,9 = 283769358,2 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 283,77 \text{ kNm}$$

3. Momen Nominal Total

- Tumpuan

$$\begin{aligned} Mn \text{ total} &= 25\% \cdot \phi Mn_{\text{tendon}} + \phi Mn_{\text{lunak}} \\ &= 436,259 + 283,77 \\ &= 720,1 \text{ kNm} > Mu = 676,4 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

- Lapangan

$$\begin{aligned} Mn \text{ total} &= 25\% \cdot \phi Mn_{\text{tendon}} + \phi Mn_{\text{lunak}} \\ &= 436,259 + 283,77 \\ &= 720,1 \text{ kNm} > Mu = 625,7 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

4.4.1.12 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat *ultimate* 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 $\phi M_n > 1,2M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$.

a. Tumpuan

$$\begin{aligned} F_e &= 2334,2 \text{ KN} \\ K_b &= 0,1106 \text{ m} \\ e &= -0,15 \text{ m} \\ W_t &= 0,07807 \text{ m}^3 \\ F_r &= 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa} \\ M_1 &= F \times (e \times K_b) \\ &= 2334200 \times (150 + 110,67) \\ &= 608480750,5 \text{ Nmm} \\ M_2 &= f_r \times W_t \\ &= 3,92 \times 78070348,87 \\ &= 306131349 \text{ N.mm} \\ (M_1 + M_2) &= 914612099,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_n &> 1.2M_{cr} \\ 0,9 \times 3940343655 \text{ N.mm} &> 1.2 \times 914612099,5 \\ 3546309290 \text{ N.mm} &> 1097534519 \text{ N.mm (OK)} \end{aligned}$$

b. Lapangan

$$\begin{aligned} F_e &= 2334,2 \text{ kN} \\ K_b &= 0,1106 \text{ m} \\ e &= 0,32181 \text{ m} \\ W_t &= 0,07807 \text{ m}^3 \\ F_r &= 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa} \\ M_1 &= F \times (e \times K_b) \\ &= 2334200 \times (321,81 + 110,67) \\ &= 1009524565 \text{ Nmm} \\ M_2 &= f_r \times W_t \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,92 \times 78070348,87 \\
 &= 306131349 \text{ N.mm} \\
 (M_1 + M_2) &= 1315655914 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1.2M_{cr} \\
 0,9 \times 3940343655 \text{ N.mm} &> 1.2 \times 1315655914 \\
 3546309290 \text{ N.mm} &> 1578787097 \text{ N.mm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.4.1.13 Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2.

$$P_u = 1,2F_o = 1,2 \times 3000 \text{ kN} = 3600 \text{ kN}$$

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 \times (h - 2e)$$

Dimana:

- P_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau
 a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau
 e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang
 h = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

- a = 265 mm (angkur strand 5-22, VSL tabel)
 e = 150 mm
 h = 700 mm

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times 3600000 \left(1 - \frac{265}{700}\right) = 559285,71 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (700 - 2 \times 150) = 200 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{559285,71}{420} = 1331,63 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D13 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{1331,63}{265,46} = 4,95 \text{ buah} \sim 5 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{200}{5} = 40 \text{ mm}$$

4.4.2 Perencanaan Balok Induk

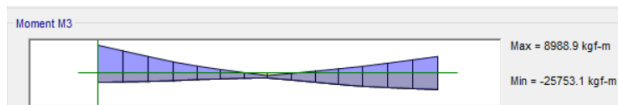
Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Tabel 4.28 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

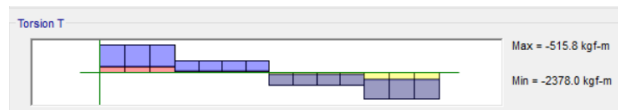
Bentang (mm)	Hmin (mm)	Bmin (mm)	H (cm)	B (cm)	Fy (MPa)
6300	38.25	25.5	50	30	420
5500	33.39	22.26	50	30	420
3250	19.73	13.15	40	25	420
2800	17	11.33	40	30	420

4.4.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

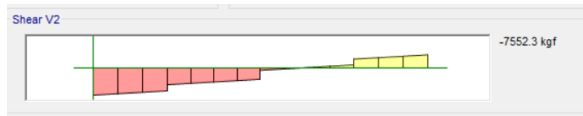
Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk bentang 630 cm. Data perencanaan:



Gambar 4.45 Output Momen Maksimum Balok Induk



Gambar 4.46 Output Torsi Maksimum Balok Induk

Gambar 4.47 *Output Geser (1,2D+L) Balok Induk*

L	= 6300 mm
Mu tumpuan (-)	= 25753.1 kg.m = 252637911 N.mm
Mu tumpuan (+)	= 8988,1 kg.m = 88173261 N.mm
Mu lapangan	= 4868,1 kg.m = 47759004 N.mm
Tu	= 2378 kg.m = 23367420 N.mm
Vu (1.2D+L)	= 7552,3 kg = 74088.063 N
F'c	= 35 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 379.94 mm ²
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,655 mm ²
B	= 300 mm
H	= 500 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur
	= 64 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½
	Ølentur)
	= 436 mm

Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \times A_g \times f_c'$
 $63245,8 \text{ N} < 0,1 \times 500 \times 650 \times 30 = 975000 \text{ N}$ (**OKE**)
2. Bentang bersih minimum $\geq 4d$
 $6500 \text{ Mm} \geq 4d = 4 \times 584,5 = 2338 \text{ mm}$ (**OKE**)

3. Lebar balok tidak boleh kurang dari yang lebih kecil 0,3h
($0,3 \times 650 = 195$) dan 250 mm
 $500 \text{ mm} \geq 195 \text{ mm}$ (OKE)
 $500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$ (OKE)
4. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan 0,75 lebar kolom
 $500 \text{ mm} < 1000 + (0,75 \times 1000) = 1750 \text{ mm}$ (OKE)

a. Penulangan Torsi

Data Perencanaan

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

$$\text{Diameter} = 19 \text{ mm}$$

Cek Kebutuhan Tulangan Puntir

4. Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{balok} \times h_{balok} = 300 \times 500 = 150000 \text{ mm}^2$$

5. Parameter luar irisan penampang beton A_{cp}

$$P_{cp} = 2 \times (b_{balok} + h_{balok})$$

$$P_{cp} = 2 \times (300 + 500) = 1600 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$23367420 > 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{35} \times \left(\frac{150000^2}{1600} \right)$$

$$23367420 \text{ Nmm} < 5197599 \text{ Nmm} \text{ (Butuh Tulangan Torsi)}$$

Cek Dimensi Penampang untuk Menahan Torsi Berfaktor

1. Keliling Penampang yang Dibatasi As Senggang

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

$$P_h = 2 \times ((300 - 2 \times 40 - 13) + (500 - 2 \times 40 - 13))$$

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

2. Luas Penampang Dibatasi As Senggang

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

$$A_{oh} = (300 - 2 \times 40 - 13) \times (500 - 2 \times 40 - 13)$$

$$A_{oh} = 84249 \text{ mm}^2$$

Syarat

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \left(\frac{0,17\sqrt{fc'} \times bw \times d}{bw \times d} + (0,66\sqrt{fc'})\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{74202}{300 \times 436}\right)^2 + \left(\frac{23367420 \times 1228h}{1,7 \times 84249^2}\right)^2} \leq$$

$$\left(\frac{0,17\sqrt{35} \times 300 \times 436}{300 \times 436} + (0,66\sqrt{35})\right)$$

$$2.4448 \leq 3.683 \text{ (OK)}$$

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

Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 84249 = 71611.65 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{\Phi \times 2 \times A_o \times F_y \times \cot\theta}$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{23367420}{0,75 \times 2 \times 71611.65 \times 420 \times \cot 45} = \frac{0.518 \text{ mm}^2}{\text{mm}}$$

Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$A_l = \frac{A_t}{S} \times Ph \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}}\right) \times \cot^2\theta$$

$$A_l = 0,518 \times 1228 \times \left(\frac{420}{420}\right) \times \cot^2 45 = 636,04 \text{ mm}^2$$

Tidak boleh kurang dari

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \times \sqrt{fc'} \times A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{S} \times Ph \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}}\right)$$

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5.3)

$$Al_{\min} = \frac{0,42 \times \sqrt{35} \times 150000}{420} - 636,04 = 251,37$$

Maka digunakan $Al = 636,04 \text{ mm}^2$

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

$$\frac{Al}{4} = \frac{636,04}{4} = 159,01 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{\frac{Al}{4}}{As_{\text{tul.}}} = \frac{159,01}{283,53} = 0,56 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka, pada tumpuan kiri, lapangan dan tumpuan kanan dipasang tulangan puntir sebesar 2D16.

b. Penulangan Tumpuan Negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *Tension* Controlled section (penampang terkontrol tarik), dimana $\Phi = 0.9$

$$Mu = -252637911 \text{ N.mm}$$

Kebutuhan Tulangan Awal

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

$$As \geq \frac{252637911}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 436)} = 1788,4 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{1788,4 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 84,16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(F'c-28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 105, \text{ mm}$$

Syarat: $c \leq 0,375 \text{ dt}$

$$105,2 \text{ mm} \leq 163,5 \text{ mm (OK)}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$\text{As perlu} \geq \frac{Mu}{\Phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\text{As perlu} \geq \frac{252637911}{0,9 \times 420 \times \left(436 - \frac{84,16}{2}\right)} = 1696,67 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{\text{As perlu}}{b \times d} = \frac{1696,67}{300 \times 436} = 0,01297$$

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

$$\text{As min} \geq \frac{0,25 \times f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$\text{As min} \geq \frac{0,25 \times 35 \times 300 \times 436}{420} = 460,61 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\text{As min}}{b \times d} = \frac{460,61}{300 \times 436} = 0,00352 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,0025$$

Syarat:

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

Maka digunakan $\rho = 0,01297$ ($1710,88 \text{ mm}^2$)

Menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$\text{As perlu} = \text{As perlu tul.longitudinal} + \text{As perlu tul.torsi}$$

$$\text{As perlu} = 1696,67 + 159,01 = 1855,42 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal D22 ($379,94 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} = \frac{1855,42}{379,94} = 4,921 \sim 5 \text{ buah}$$

$$\text{Aspasang} = 379,94 \times 5 = 1899,7 \text{ mm}^2$$

Kontrol Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\phi - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 22}{5 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 21 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{ (NOT OK)}$$

Maka, dipasang 2 lapis, 3 tulangan untuk lapis 1 dan 2 tulangan untuk lapis 2.

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\phi - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 22}{3 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 64 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Cek Momen Nominal

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

$$M_n = 0,9 \times 1899,7 \times 420 \times \left(436 - \frac{84,8}{2} \right)$$

$$M_n = 282868509,2 \text{ Nmm} > M_u = 252637911 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

Maka digunakan tulangan 5D22

b. Tulangan Tumpuan Positif

Asumsi awal berada pada kondisi *Tension Controlled* section (penampang terkontrol tarik), dimana $\Phi = 0.9$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut

$$M_u \text{ (ETABS)} = 88173261 \text{ N.mm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 0,5 \times 252637911 = 126318955,5 \text{ N.mm (pakai)}$$

Kebutuhan Tulangan Awal

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

$$A_s \geq \frac{126318955,5}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 436)} = 851,62 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{851,62 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 40,07 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 50,1 \text{ mm}$$

Syarat: $c \leq 0,375 \text{ dt}$

$$61,03 \text{ mm} \leq 163,5 \text{ mm (OK)}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

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

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{126318955,5}{0,9 \times 420 \times \left(436 - \frac{84,8}{2}\right)} = 803,38 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1710,88}{300 \times 436} = 0,00614$$

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

$$A_s \text{ min} \geq \frac{0,25 \times f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{0,25 \times 35 \times 300 \times 436}{420} = 460,61 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{A_s \text{ min}}{b \times d} = \frac{460,61}{300 \times 436} = 0,00352 \text{ (menentukan)min} \\ &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,0025$$

Syarat:

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

Maka digunakan $\rho = 0,00756$ ($989,06 \text{ mm}^2$)

Menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan

As perlu = As perlu tul.longitudinal + As perlu tul.torsi

$$A_s \text{ perlu} = 803,38 + 159,01 = 887,54 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal D22 ($379,94 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tul.}} = \frac{887,54}{379,94} = 2,34 \sim 3 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ pasang} = 379,94 \times 3 = 1139,82 \text{ mm}^2$$

Kontrol Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{b_w - 2 \times \text{deck} - 2\phi - n \times D_{\text{tul.}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 22}{3 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 64 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Cek Momen Nominal

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

$$M_n = 0,9 \times 1139,82 \times 420 \times \left(436 - \frac{40,07}{2} \right)$$

$$M_n = 139268246,2 \text{ Nmm} > M_u = 126318955,5 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka digunakan 3D22

Kontrol Batas Penulangan Tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 436}{420} = 436 \text{ mm}^2$$

$$436 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan atas} = 1899,7 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$436 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan bawah} = 1139,8 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35} \times 300 \times 436}{420} = 461 \text{ mm}^2$$

$$461 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan atas} = 1899,7 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$461 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan bawah} = 1139,8 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

c. Lapangan Positif dan Negatif

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$M_u \text{ lapangan (ETABS)} = 47759004 \text{ Nmm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 0,25 \times 252637911 = 63159477 \text{ Nmm}$$

Karena M_u yang terjadi kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan, maka momen harus diperbesar sampai memenuhi persyaratan yang ditentukan.

Asumsi awal berada pada kondisi *Tension* Controlled section (penampang terkontrol tarik), dimana $\Phi = 0.9$

$$M_u = 63159477 \text{ N.mm}$$

Kebutuhan Tulangan Awal

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

$$As \geq \frac{63159477}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 436)} = 510,97 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{510,97 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 24,04 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7}$$

$$= 0,8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 28,7 \text{ mm}$$

Syarat: $c \leq 0,375 dt$

$$28,92 \text{ mm} \leq 163,5 \text{ mm (OK)}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

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

$$As \text{ perlu} \geq \frac{63636979,5}{0,9 \times 420 \times \left(436 - \frac{24,04}{2}\right)} = 394,1 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{394,1}{300 \times 436} = 0,00301$$

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

$$As \text{ min} \geq \frac{0,25 \times fc' \times bw \times d}{fy}$$

$$As \text{ min} \geq \frac{0,25 \times 35 \times 300 \times 436}{420} = 460,61 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s \min}}{b \times d} = \frac{460,61}{300 \times 436} = 0,00352 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{\max} = 0,0025$$

Syarat:

$$\rho_{\min} > \rho$$

Maka digunakan $\rho = 0,00352$ (460,61 mm²)

Menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan

As perlu = As perlu tul.longitudinal + As perlu tul.torsi

$$As \text{ perlu} = 460,61 + 159,01 = 500,68 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal D22 (379,94 mm²)

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tul.}} = \frac{500,68}{379,94} = 1,34 \sim 2 \text{ buah}$$

$$As_{\text{pasang}} = 379,94 \times 2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

Kontrol Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\emptyset - n \times Dtul.}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 22}{2 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Cek Momen Nominal

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

$$M_n = 0,9 \times 759,88 \times 420 \times \left(436 - \frac{24,04}{2}\right)$$

$$M_n = 80241524,5 \text{ Nmm} > M_u = 63159477,75 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka digunakan 2D22

Kontrol Balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

$$b_e = \frac{1}{4}L_b = \frac{1}{4} \times 6300 = 1575 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8t = 300 + 8 \times 120 = 1260 \text{ mm (menentukan)}$$

$$b_e = \frac{1}{2}(L_b - b_w) = \frac{1}{2}(6300 - 300) = 3000 \text{ mm}$$

Didapat dari perhitungan sebelumnya (As tulangan longitudinal terbesar) $1899,7 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_e} = \frac{1899,7 \times 420}{0,85 \times 35 \times 1260} = 21,3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

$$X = \frac{a}{\beta} = 26,625 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm}$$

$x \leq t$, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan seluruh balok primer dilakukan dengan balok persegi.

4.4.2.2 Penulangan Geser

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan.

Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, (M_{pr}) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya

Momen Ujung Negatif Tumpuan Kiri

$$apr_1 = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 1899,7 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 111,75 \text{ mm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 1,25 \times 1899,7 \times 420 \times \left(436 - \frac{111,75}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 370279335,8 \text{ Nmm}$$

Momen Ujung Positif Tumpuan Kiri

$$a_{pr_2} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 1139,82 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 67,05 \text{ mm}$$

$$M_{pr_2} = 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right)$$

$$M_{pr_2} = 1,25 \times 1139,82 \times 420 \times \left(436 - \frac{67,05}{2} \right)$$

$$M_{pr_2} = 124167352,8 \text{ Nmm}$$

Gaya Geser Akibat Mpr

$$V_u = 74088,06 \text{ N (dari syarat kombinasi 1,2DL + 1,0LL)}$$

Saat Struktur Bergoyang ke Kiri

$$V_{ki} = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{l_n} = \frac{374028834,3 + 151724292,3}{6300}$$

$$V_{ki} = 83452,87 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$V_{ki} + V_u = 83452,87 + 74202,84 = 157655,71 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ki} - V_u = 83452,87 - 74202,84 = 9250,04 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{157655,71}{6300} \times (6300 - 436) = 146744,94 \text{ N}$$

Saat Struktur Bergoyang ke Kanan

$$V_{ka} = \frac{M_{pr_2} + M_{pr_1}}{l_n} = \frac{374028834,3 + 151724292,3}{6300}$$

$$V_{ka} = 83452,87 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$V_{ki} - V_u = 83452,87 - 74202,84 = 9250,04 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ki} + V_u = 83452,87 + 74202,84 = 157655,71 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{157655,71}{6300} \times (6300 - 436) = 146744,94 \text{ N}$$

Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi

$$V_e \geq 0,5 V_u$$

$$146744,94 \text{ N} \geq 0,5 \times 74202,84$$

$$146744,94 \text{ N} \geq 37101,42 \text{ N}$$

$$P_u < A_g \times \frac{f_c}{20}$$

Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan ini dianggap memenuhi. Dikarenakan hanya satu syarat saja yang memenuhi, maka V_c tidak bisa dianggap 0.

Tulangan Transversal di Sendi Plastis Muka Kolom Tumpuan

$2 \times h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$ dari muka kolom

$$V_s = \frac{V_e}{\Phi} - V_c = \frac{146744,94}{0,75} - 0 = 195659,9 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{195659,9}{420 \times 436} = 1,06847$$

Tulangan Transversal di Sendi Plastis Muka Kolom Lapangan

$2 \times h = 1000 \text{ mm}$

$$V_e = \frac{(6300 - 1000) \times (157655,71 - 9250,04)}{6300} = 124849,3 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 300 \times 436 = 131549,95 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 131549,95 \text{ N} = 98662,46 \text{ N}$$

$V_e > \Phi V_c$ (Maka butuh tulangan geser di lapangan)

$$V_s = \frac{V_e}{\Phi} - V_c = \frac{124849,3}{0,75} - 131549,95 = 34915,7 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{34915,7}{420 \times 436} = 0,19067$$

Daerah Sendi Plastis Muka Kolom Tumpuan

$$\frac{A_v + t}{S} = 1,0684 + 0,5179 = 1,5864$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 13mm ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_s \text{ sengkang}}{\frac{A_v + t}{S}} = \frac{265,33}{1,5864} = 167,25 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$$

Syarat pada sendi plastis menurut SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.3.2 sebagai berikut :

1. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.
2. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$150 \text{ mm} < \frac{d}{4} = \frac{436}{4} = 109 \text{ mm} \text{ (NOT OK)}$$

$$150 \text{ mm} < 6D = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$100 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Karena syarat pertama tidak oke, digunakan tulangan dengan jarak 100 mm. Maka tulangan 2Ø13-100mm dapat digunakan.

Daerah Luar Sendi Plastis (Lapangan)

$$\frac{A_v + t}{S} = 0,1906 + 0,5179 = 0,7086$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 13mm ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_s \text{ sengkang}}{\frac{A_v + t}{S}} = \frac{265,33}{0,7086} = 374,44 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

Syarat pada luar sendi plastis menurut SNI 2847: 2013 Pasal 21.5.3.4 sebagai berikut :

$$370 \text{ mm} < \frac{d}{2} = \frac{436}{2} = 218 \text{ mm} \text{ (NOT OK)}$$

Karena syarat pertama tidak oke, digunakan tulangan dengan jarak 200 mm. Maka tulangan 2Ø13-200mm dapat digunakan.

4.4.2.3 Perencanaan Panjang Penyaluran

Perhitungan panjang penyaluran tulangan diatur dalam SNI 2847 : 2013 pasal 12.2.1 adalah sebagai berikut:

1. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik
Diketahui diameter tulangan, $d_b = 22$ mm

$$l_b = d_b \times \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e}{1,7 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 12.2.4 :

$\Psi_t = 1,3$ (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\Psi_e = 1,0$ (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)

$\Lambda = 1,0$ (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$l_b = 22 \times \frac{420 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{30}} > 300 \text{ mm}$$

$$l_b = 1194,35 \text{ mm} > 300 \text{ mm (OK)}$$

2. Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

$$l_b = d_b \times \frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} > 200 \text{ mm}$$

$$l_b = 22 \times \frac{0,24 \times 420}{1 \times \sqrt{35}} = 374,84 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$I_{dc} = 0,043 \times d_b \times f_y = 0,043 \times 22 \times 420 = 387,32 \text{ mm}$$

Karena $I_{dc} > l_b$ maka harus diperpanjang, sehingga dipakai Panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 400 mm

3. Panjang Penyaluran Tulangan Berkait dalam Kondisi Tarik Sesuai dengan SNI 2847:2014 pasal 12.5.1

$$I_{dh} > 8 \times d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$I_{dh} > 150 \text{ mm}$$

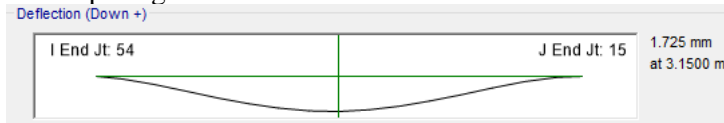
Karena $I_{dc} > I_{dh}$; $400 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$, maka dipakai panjang penyaluran tulangan berkait sebesar 400 mm dengan perpanjangan kait $12 d_b = 264 \text{ mm}$

4.4.2.4 Kontrol Lendutan

Lendutan izin seketika harus memenuhi SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b), yaitu:

$$\delta \text{ ijin} = \frac{ln}{360} = \frac{6300}{360} = 17,5 \text{ mm}$$

Dari *output* ETABS lendutan akibat kombinasi 1D+1L dapat dilihat pada gambar 4.44 berikut ini :



Gambar 4.48 Lendutan Maksimum pada Balok

Dapat dilihat pada gambar 4.53 bahwa lendutan maksimum terjadi pada 3,15 m tengah bentang dengan lendutan sebesar 1,725 mm
Cek:

$$\delta \text{ ijin} > \delta \text{ terjadi} = 17,5 \text{ mm} > 1,725 \text{ mm (OK)}$$

4.4.2.5 Kontrol Retak

Perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan (SNI 28472002 pasal 12.6.4):

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

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

Dan tidak boleh lebih dari:

$$S \leq 300 \times \frac{280}{f_s}$$

Dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil : $60\% \times f_y$.

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan = $C_c + \frac{1}{2} \times \varnothing_{tul}$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan = $\frac{2d_c \times b}{n}$

$$d_c = 40 + 0,5 \times 13 = 51 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 51 \times 300}{2} = 15300 \text{ mm}^2$$

$$W = 1,1 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 240 \times \sqrt{31,5 \times 12600} = 0,165 \leq 0,3 \text{ (OK)}$$

Spasi max di permukaan tarik :

$$S \leq \frac{95000}{280} - 2,5 \times 51 = 252,5 \text{ mm} \geq S = 200 \text{ mm (OK)}$$

Atau

$$S = 300 \times \frac{280}{280} = 380 \text{ mm} \geq S = 200 \text{ mm (OK)}$$

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Penulangan Balok Primer

Penulangan Balok Dekat Shear Wall										
No	Bentang	Jenis Balok	Penampang (mm)		Tulangan Lentur			Tulangan Geser		Tulangan Torsi
			b	h	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (+/-)	Tumpuan	Lapangan	
1	6300	Eksterior	500	300	5D22	3D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
		Interior	500	300	5D22	3D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
2	5500	Eksterior	500	300	5D22	4D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
		Interior	500	300	6D22	4D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
3	2800	Eksterior	400	300	6D22	3D22	2D22	2Ø13-75	2Ø13-150	2D16
		Interior	350	250	4D22	4D22	2D22	2Ø13-75	2Ø13-150	2D16
Penulangan Balok Jauh dari Shear Wall										
No	Bentang	Jenis Balok	Penampang (mm)		Tulangan Lentur			Tulangan Geser		Tulangan Torsi
			b	h	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (+/-)	Tumpuan	Lapangan	
1	6300	Eksterior	500	300	4D22	2D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
		Interior	500	300	4D22	2D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
2	5500	Eksterior	500	300	4D22	3D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
		Interior	500	300	4D22	2D22	2D22	2Ø13-100	2Ø13-200	2D16
3	3250	Eksterior	350	250	2D22	2D22	2D22	Ø13-75	Ø13-150	2D16
		Interior	350	250	2D22	2D22	2D22	Ø13-75	Ø13-150	2D16
4	2800	Eksterior	400	300	3D22	3D22	2D22	2Ø13-75	2Ø13-150	2D16
		Interior	350	250	2D22	2D22	2D22	2Ø13-75	2Ø13-150	2D16

4.4.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

4.4.3.1 Data Perencanaan

1. Dimensi kolom:

Lt. <i>basement</i> - 5	: 100/100 cm
Lt. 6 - 12	: 85/85 cm
Lt. 13 - 19	: 75/75 cm
Lt. 20 - 26	: 65/65 cm
Lt. 27 - 34	: 65/65 cm dan 55/55 cm

2. Tebal decking (d') : 40 mm

3. Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa

4. Mutu beton (f'_c) : 40 Mpa



Gambar 4.49 Denah Kolom yang Ditinjau

4.4.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Contoh perhitungan perencanaan kolom adalah kolom 100/100 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 100/100 cm, yaitu. Rekapitulasi gaya dalam kolom tersaji dalam tabel dibawah ini:

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom

Dimensi Kolom	Story	Kombinasi	P	V2	V3	T	M2	M3
			kg	kg	kg	kg.m	kg.m	kg.m
1000	Story1 (Bottom)	ENVELOPE	912908.3	15438.6	9888	3382.4	42580.1	56989.8
850	Story7 (Bottom)	ENVELOPE	729654.4	13893.2	6788.3	4601.5	14113.3	24397.3
750	Story14 (Bottom)	ENVELOPE	520054.2	17342.7	7498.5	3662.7	12202.4	26438.3
650	Story21 (Bottom)	ENVELOPE	31132.8	17734.3	7586.4	2308.2	11395.2	26125.6
650	Story28 (Bottom)	ENVELOPE	168646.1	19144.8	7985.1	2026.4	12174.9	29426.7
1000	Story1 (Top)	ENVELOPE	117811.1	15438.6	9888	3382.4	18870.1	18533.4
850	Story7 (Top)	ENVELOPE	60739.9	8710.4	1673.9	4303.6	7328.7	12363.5
750	Story14 (Top)	ENVELOPE	40098.5	10167.1	1976.6	3301.6	12117.4	18926
650	Story21 (Top)	ENVELOPE	24828.1	8868.5	1853.4	2003.6	14609.8	20072.7
650	Story28 (Top)	ENVELOPE	18339	7521.6	1443.4	1701.6	15682.7	20380.6

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

1. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
650 mm > 300 mm

2. Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 650/650 = 1 > 0.4$$

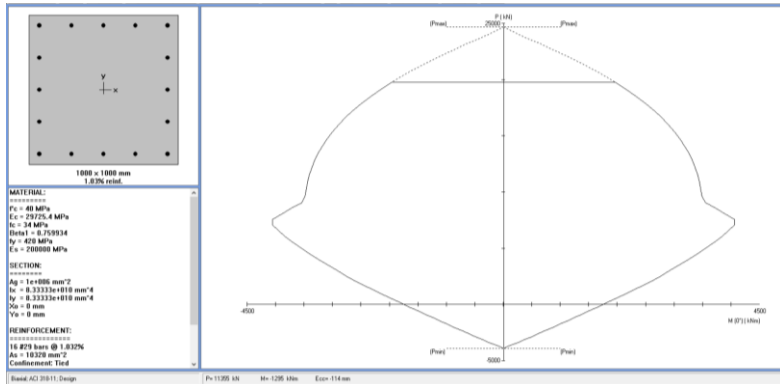
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 912908,3 kg

$$9129,083 \text{ kN} \geq 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$9129,083 \text{ kN} \geq 4000 \text{ kN (OK)}$$

4.4.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4.50 Output spColumn Design Biaxial Kolom 1000/1000

Dari hasil *spColumn Design* diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D29** dengan rasio tulangan 1,03% dan jarak minimal antar tulangan 186.18 mm

Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm}$$

$$186,18 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

4.4.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 10320 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal: 16D29, dengan rasio tulangan = 1,03 %.

$$0.01 A_g < A_{st} < 0.06 A_g$$

$$10000 \text{ mm}^2 < 10320 \text{ mm}^2 < 60000 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.4.3.5 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.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 15124,381 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 29^2 = 10562,96 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P = 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (1000000 - 10562,96) + 420 \times 10562,96) > P_u = 15124,381 \text{ kN}$$

$$19800,197 \text{ kN} > 15124,381 \text{ kN (OK)}$$

4.4.3.6 Kontrol Strong Column Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai ΣM_{nc} dengan pada joint yang ditinjau diperoleh dari diagram interaksi kolom, mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama. Untuk ΣM_{nb} pada joint yang ditinjau nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:										
Design/Required ratio PhiMn/Mu >= 1.00										
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu kNm	NA mm	depth mm	Dt mm	eps_t Phi
1	9156.08	396.02	319.33	2394.20	1930.56	6.046	821	1310	0.00179	0.650
*** End of output ***										
Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:										
Design/Required ratio PhiMn/Mu >= 1.00										
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu kNm	NA mm	depth mm	Dt mm	eps_t Phi
1	1178.11	227.69	262.08	1529.47	1760.56	6.718	411	1305	0.00652	0.500
*** End of output ***										

Gambar 4.51 Output Momen Nominal pada SpColumn (Bottom & top)

Pada **Gambar 4.47** didapat nilai M_{nc} pada sumbu x dan sumbu y. Sehingga didapatkan nilai ΣM_{nc} pada sumbu x seperti berikut:

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &= M_{nc_1} + M_{nc_2} \\ \sum M_{nc} &= 2394,2 + 1529,47 = 3923,47 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Nilai ΣM_{nb} diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama. Perhitungan ditinjau dalam dua sumbu yakni sumbu x dan sumbu y.

Sumbu X

Didapat dari perhitungan sebelumnya:

Dimensi balok : 500 mm x 300 mm

Tulangan Tumpuan (-) : 5D22 (1899.7 mm²)

Tulangan Tumpuan (+) : 3D22 (1139,8 mm²)

$$\begin{aligned}
 \text{Beff} & : 1575 \text{ mm} \\
 \text{As pelat dalam beff} & : \frac{\text{Beff}-b}{s} = \frac{1575-300}{150} = 8 \text{ buah} \\
 & : 8\text{Ø}13-150 (1061,32 \text{ mm}^2) \\
 \text{As total} & : 2901,02 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a & = \frac{1,25 \times \text{As} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 2901,02 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 152,4 \text{ mm} \\
 d & = 500 - 40 - 13 - 22 = 415 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn}_{b1} & = 1,25 \times \text{As} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 \text{Mn}_{b1} & = 1,25 \times 2901,02 \times 420 \times \left(415 - \frac{152,4}{2} \right) \\
 \text{Mn}_{b1} & = 526672398,1 \text{ Nmm} \sim 526,67 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a & = \frac{1,25 \times \text{As} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 1139,8 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 58,67 \text{ mm} \\
 d & = 500 - 40 - 13 - 22 = 415 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn}_{b2} & = 1,25 \times \text{As} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 \text{Mn}_{b2} & = 1,25 \times 2901,02 \times 420 \times \left(415 - \frac{58,67}{2} \right) \\
 \text{Mn}_{b2} & = 230784893,2 \text{ Nmm} \sim 230,78 \text{ kNm} \\
 \text{Mn}_{\text{total}} & = 526,67 + 230,78 = 757,457 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Didapat dari perhitungan sebelumnya:

$$\begin{aligned}
 \text{Dimensi balok} & : 400 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan Tumpuan (-)} & : 6\text{D}22 (2279,64 \text{ mm}^2) \\
 \text{Tulangan Tumpuan (+)} & : 3\text{D}22 (1139,82 \text{ mm}^2) \\
 \text{Beff} & : 700 \text{ mm} \\
 \text{As pelat dalam beff} & : \frac{\text{Beff}-b}{s} = \frac{700-300}{150} = 2 \text{ buah} \\
 & : 2\text{Ø}13-150 (265,32 \text{ mm}^2) \\
 \text{As total} & : 2544,97 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 2544,97 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 130,99 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 13 - 22 = 315 \text{ mm}$$

$$Mn_{b1} = 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn_{b1} = 1,25 \times 2544,97 \times 420 \times \left(315 - \frac{130,9}{2}\right)$$

$$Mn_{b1} = 333365201,6 \text{ Nmm} \sim 333,36 \text{ kNm}$$

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 1139,8 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 58,67 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 13 - 22 = 415 \text{ mm}$$

$$Mn_{b2} = 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn_{b2} = 1,25 \times 2901,02 \times 420 \times \left(315 - \frac{58,67}{2}\right)$$

$$Mn_{b2} = 170944343,2 \text{ Nmm} \sim 170,9 \text{ kNm}$$

$$Mn_{\text{total}} = 333,36 + 170,9 = 504,31 \text{ kN.m}$$

Dari perhitungan kedua balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok ΣMn_b :

$$Mn_{\text{total}} = 757,457 + 504,31 = 1261,77 \text{ kN.m}$$

Syarat strong column weak beam:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$3923,47 \text{ kN.m} \geq 1,2 \times 1261,77$$

$$3923,47 \text{ kN.m} \geq 1421,77 \text{ kN.m (OK)}$$

Sehingga dapat direkapitulasi momen nominal kolom dan balok terhadap sumbu x dalam tabel dibawah ini.

Tabel 4.38 Rekap Momen Nominal Kolom-Balok Sumbu X

Dimensi	Mn atas	Mn bawah	Mnk total	Mn balok	Cek
	kNm	kNm			
100/100	1529.47	2394	3923.47	1421.7	TRUE
85/85	1253.2	1679.73	2932.93	1421.7	TRUE
75/75	1229.06	1203.02	2432.08	1421.7	TRUE
65/65	656.9	862.76	1519.66	1421.7	TRUE
65/65	634.1	829.8	1463.9	1421.7	TRUE

Dengan perhitungan yang sama, didapatkan, rekapitulasi momen nominal kolom dan balok terhadap sumbu y sebagai berikut:

Tabel 4. 39 Rekap Momen Nominal Kolom-Balok Sumbu Y

Dimensi	Mn atas	Mn bawah	Mnk total	Mn balok	Cek
	kNm	kNm			
100/100	1760.56	1930.56	3691.12	680.49	TRUE
85/85	621.3	968.12	1589.42	680.49	TRUE
75/75	529.1	559.98	1089.08	680.49	TRUE
65/65	401.77	461.43	863.2	680.49	TRUE
65/65	375.12	385.7	760.82	680.49	TRUE

4.4.3.7 Tulangan Transversal untuk Pengekangan

Menentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop dibutuhkan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1):

$l_o \geq$ Tinggi komponen struktur di joint, $h = 500$ m (tinggi balok)

$l_o \geq \frac{1}{6}$ x bentang bersih balok = $\frac{1}{6}$ x (6300-1000) = 883,33 mm

$l_o \geq 450$ mm

Maka Panjang l_o dari muka kolom sepanjang 890 mm

Menentukan spasi maksimum hoop, s_{max} pada daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

$$So \leq \frac{1}{4} \times \text{dimensi komponen struktur minimum}$$

$$\frac{1}{4} \times 1000 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$$

$$So \leq 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal terkecil } 6 \times 22 \text{ mm} = 132 \text{ mm}$$

So, dengan so tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

$$So = 100 + \frac{350 - 0,5hx}{3}$$

$$So = 100 + \frac{350 - 0,5 \times 500}{3} = 133,33 \text{ mm}$$

$$So \leq 150 \text{ mm}$$

$$So \geq 100 \text{ mm}$$

Untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom, total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4):

$$A_{sh1} = 0,3 \times \left(\frac{s \cdot bc \cdot fc'}{fyt} \right) \times \left(\frac{Ag}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \times \left(\frac{a \cdot bc \cdot fc'}{fyt} \right)$$

Maka dapat dihitung,

$$bc = b - 2 \times (ts + 0,5ds) = 1000 - 2(40 + 0,5 \times 16)$$

$$bc = 904 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - ts) \times (h - 2ts)$$

$$A_{ch} = (1000 - 2 \times 40) \times (1000 - 2 \times 40) = 846400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \times \left(\frac{s \cdot bc \cdot fc'}{fyt} \right) \times \left(\frac{Ag}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 0,3 \times \left(\frac{100 \times 904 \times 40}{420} \right) \times \left(\frac{1000000}{846400} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 468,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \times \left(\frac{s. \text{ bc. } fc'}{fyt} \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \times \left(\frac{100 \times 904 \times 40}{420} \right)$$

$$A_{sh2} = 774,86 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan tulangan transversal 4Ø16 mm (804,25mm²)

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo di masing-masing ujung kolom), diberi hoops dengan spasi minimum berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.4:

1. $6 \times dt$
 $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

2. 150 mm

Jadi digunakan hoop 4Ø16-150 mm

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Spasi Maksimum & Minimum Hoops

Kolom	bc	Ach	A_{sh1}	A_{sh2}	As pasang	Tulangan	Hoops
	mm	mm	mm	mm	mm	Pasang	Minimum
1000/1000	904	846400	468.723	774.86	803.84	4Ø16-100	4Ø16-150
850/850	754	592900	470.898	646.29	803.84	4Ø16	4Ø16-150
750/750	654	448900	472.866	560.57	803.84	4Ø16-100	4Ø16-150
650/650	554	324900	475.49	474.86	530.66	4Ø13-100	4Ø13-150
550/550	454	220900	479.162	389.14	530.66	4Ø13-100	4Ø13-150

4.4.3.8 Tulangan Transversal untuk Beban Geser

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c).

1. $V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u}$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:										
Design/Required ratio	PhiMn/Mu	>= 1.00								
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA	depth mm	Dt depth mm	eps_t Phi
1	1178.11	227.68	262.08	1729.22	1990.49	7.595	432	1307	0.00607	0.900

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:										
Design/Required ratio	PhiMn/Mu	>= 1.00								
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA	depth mm	Dt depth mm	eps_t Phi
1	9156.08	396.02	319.33	2414.92	1947.26	6.098	819	1310	0.00180	0.650

Gambar 4.52 Hasil Perhitungan spColumn saat $f_s = 1,25$ fy

Diambil yang minimum yakni pada sumbu Y

$$V_{e1} = \frac{1990,49 \text{ kN.m} + 1947,26 \text{ kN.m}}{3,1 \text{ m}} = 1270,24 \text{ kN}$$

$$2. V_{e2} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}$$

Nilai M_{pr}^+ dan M_{pr}^- merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 374,028 kN.m dan 151,724 kN.m. Dan l_n adalah bentang bersih balok.

$$V_{e2} = \frac{368,77 + 151,82}{6,3 - 1,0} = 98,22 \text{ kN}$$

3. V_u hasil Analisa struktur

Berdasarkan ETABS didapatkan nilai $V_u = 154, \text{ kN}$ sedangkan didapatkan V_{maks} hasil perhitungan sebesar 1270,24 kN, maka nilai $V_e > V_u$.

Berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 yaitu nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur. Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan (OK). Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol nilai V_e terhadap nilai V_u (**Tabel 4.47**):

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Kontrol Nilai V_e terhadap nilai V_u

Lantai	Kolom	Mprc		Ve1	Mprb		Ve2	Vu
		Atas (-)	Bawah (+)	kN	+	-	kN	kN
B1 - 6	1000/1000	1729.22	2414.92	1336.82	368.78	151.82	98.23	154.39
7 s/d 13	850/850	722.38	1695.52	779.97	368.78	151.82	95.52	138.93
14 s/d 20	750/750	1192.87	1213.06	776.11	368.78	151.82	93.80	173.43
21 s/d 27	650/650	711.12	865.53	508.60	368.78	151.82	92.14	177.34
28 s/d Atap	650/650	692.26	797.46	480.55	368.78	151.82	90.54	191.45

Untuk menghitung tulangan geser kolom, berdasarkan SNI 2847:2013, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

1. Gaya geser beton dapat diabaikan ($V_c = 0$) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 bila beberapa syarat berikut ini terpenuhi:

$$0,5 V_e \geq V_u$$

$$0,5 \times 1336,82 \text{ kN} \geq 154,39 \text{ kN}$$

$$649,47 \text{ kN} \geq 154,39 \text{ kN (OK)}$$

$$2. P_u \leq \frac{A_g \times f_c'}{10}$$

$$15124,38 \leq \frac{1000000 \times 40}{10}$$

$$15124,38 \text{ kN} \leq 4000 \text{ kN (NOT OK)}$$

Jadi penampang perlu ditinjau terhadap nilai V_c nya. Menurut SNI 2847: 2013 pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, maka nilai V_c nya:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

N_u adalah beban aksial yang didapat dari ETABS sebesar 15124,38 kN, dan d ($1000 - 40 - 16 - 29/2$).

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{15124380}{14 \times 1000000}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1000 \times 929.5$$

$$V_c = 2079011,9 \text{ N} = 2079,01 \text{ kN}$$

Untuk nilai gaya geser tulangan (V_s) dihitung berdasarkan tulangan confinement (Ash) dan spasi (S) terpasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.2, berikut

$$A_v = 4 \times 0,25 \times 3,14 \times 16^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$d = 929,5 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{804 \times 420 \times 929,5}{100} = 3150554,4 \text{ N}$$

$$V_s = 3150,554 \text{ kN}$$

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_e = 0,75 \times (2079,01 + 3150,554) \text{ kN} \geq 1336,82 \text{ kN}$$

$$3912,84 \text{ kN} \geq 1553,2 \text{ kN}$$

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_e = 0,75 \times (0 + 3150,554) \text{ kN} \geq 1336,82 \text{ kN}$$

$$2362,91 \text{ kN} \geq 1336,82 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Maka dapat digunakan tulangan geser 4Ø16-100 mm di daerah sendi plastis akibat beban gempa.

Berikut merupakan rekapitulasi kontrol penulangan transversal penahan geser (**Tabel 4.42**)

Tabel 4. 42 Rekapitulasi Kontrol Tulangan Transversal Penahan Geser

Kolom	V_c	V_s	$\phi(V_c+V_s)$	V_e	Tulangan Terpasang	Ket
	kN	kN	kN	kN		
1000/1000	1650.3	3138.1	3591.3	308.7	4Ø16-100	OK
850/850	1225.5	2631.7	2892.9	779.9	4Ø16-150	OK
750/750	906.9	2294.1	2400.7	776.1	4Ø16-100	OK
650/650	627.1	1291.6	1438.9	508.5	4Ø13-100	OK
550/550	513.7	1291.6	1353.9	480.5	4Ø13-100	OK

Berdasarkan SNI 2847:2013 spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi

kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:

1. 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
6 x 29 = 174 mm
2. 150 mm

Jadi, sengkang diluar daerah plastis adalah 4Ø16 – 150 mm

4.3.3.9 Sambungan Lawatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B.

Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3l_d$ (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.4 dengan menggunakan nilai $K_r = 0$ untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \cdot d_b$$

Dimana:

- Ψ_t = 1 (situasi lainnya)
 Ψ_e = 1 (tulangan tanpa pelapis)
 Ψ_s = 1 (tulangan $\geq D22$)
 λ = 1 (beton biasa)
 d = 29 mm

nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 40 + 16 + 29/2 = 70,5 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{1000 - 2 \times (40 + 16) - (29 \times 5)}{5 - 1} = 185,75 \text{ mm}$$

c pakai = 70,5 mm

$$l_d = \left(\frac{420 \times 1 \times 1 \times 1}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40} \times \left(\frac{70,5 + 0}{29} \right)} \right) \times 29 = 720,17 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 936,21 \text{ mm} = 950 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan tulangan kolom sepanjang 950 mm.

Tabel 4. 43 Rekapitulasi Panjang Lawatan Kolom

Kolom	C1	C2	Cpakai	Ld	1,3 Ld	Ld pakai
	mm	mm	Mm	mm	mm	mm
1000/1000	70.5	185.75	70.5	720.167	936.22	950
850/850	68.5	153.25	68.5	550.828	716.08	720
750/750	68.5	68.5	68.5	550.828	716.08	720
650/650	65.5	65.5	65.5	576.057	748.87	750
550/550	65.5	65.5	65.5	576.057	748.87	750

4.3.3.10 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

$$P_u = 15124,381 \text{ kN}$$

$$T_u = 26,88 \text{ kN.m}$$

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 150000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 1600 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33 \sqrt{f'_c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{150000^2}{1600} \right) \sqrt{1 + \frac{15124,381}{0.33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 1624114441 \text{ Nmm}$$

$$T_n = 1624 \text{ kNm}$$

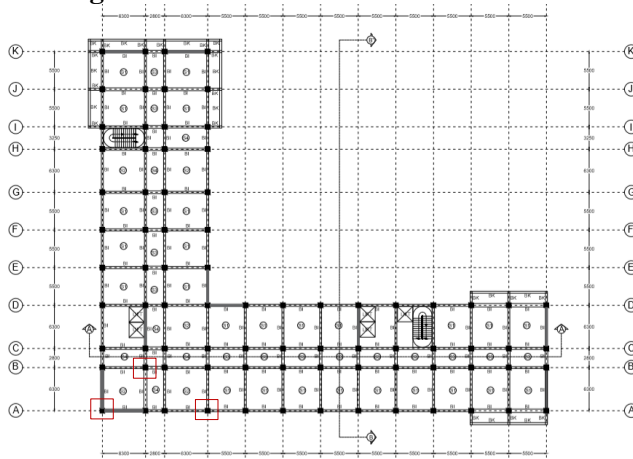
$$1624 \text{ kNm} > 26,88 \text{ KNm}$$

Maka tulangan torsi **diabaikan**

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Torsi

Kolom	Pu	Tu	Tn	Ket
	kN	kNm	kNm	
1000/1000	9129.083	33.824	1261.8597	Tidak Perlu
850/850	7296.544	46.015	1128.1545	Tidak Perlu
750/750	5200.542	36.627	952.48752	Tidak Perlu
650/650	3113.28	23.082	737.05938	Tidak Perlu
650/650	1686.461	20.264	542.63097	Tidak Perlu

4.4.4 Hubungan Balok Kolom

**Gambar 4.53** Denah Peninjauan Hubungan Balok-Kolom

4.4.4.1 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

$$B = H = 1000 \text{ mm}$$

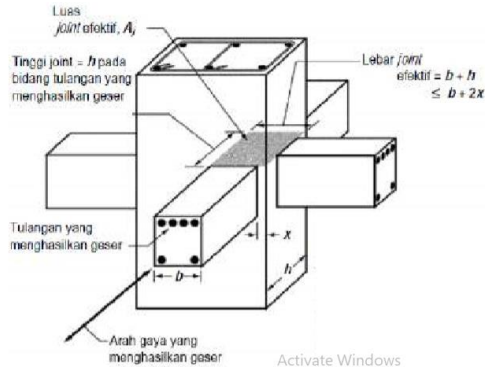
$$1000 \text{ mm} > 20d_b$$

$$1000 \text{ mm} > 20 \times 29 \text{ mm}$$

1000 mm > 580 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 4.54 Luas Joint Efektif

Mengacu pada **Gambar 4.54** 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 4.54**

$$B + H = 300 + 1000 = 1300 \text{ mm}$$

$$B + 2x = 300 + 2 \times 350 = 1000 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$$

$$A_j = 1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 1000000 \text{ mm}^2$$

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 $4\emptyset 16 (804 \text{ mm}^2)$

$$s = \frac{804}{3,874} = 207,53 \text{ mm} > 150 \text{ mm}$$

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 dimensi balok pada sumbu x dan y sama yakni $500 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ dengan bentang 6,3 m. Maka hanya ditinjau salah satu sumbu saja.

- Nilai M_{pr-}

As tulangan atas balok : $5D22 (1899,7 \text{ mm}^2)$

$$T_1 = A_s \times 1,25 \times f_y = 1899,7 \times 1,25 \times 420$$

$$T_1 = 997342,5 \text{ N} = 997,342 \text{ kN}$$

$$a_{pr} = \frac{T_1}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{997342,5}{0,85 \times 40 \times 300} = 98 \text{ mm}$$

$$M_{pr-} = T_1 \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 1287890,63 \times \left(436 - \frac{98}{2} \right)$$

$$M_{pr-} = 386081915,2 \text{ Nmm} = 386,082 \text{ kNm}$$

- Nilai M_{pr+}

As tulangan bawah balok $3D22 (1139,82 \text{ mm}^2)$

$$T_2 = A_s \times 1,25 \times f_y = 1139,82 \times 1,25 \times 420$$

$$T_2 = 598405,5 \text{ N}$$

$$a_{pr} = \frac{T_1}{0,85 \times f'c' \times b} = \frac{598405,5}{0,85 \times 40 \times 300} = 59 \text{ mm}$$

$$M_{pr+} = T_1 \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2}\right) = 598405,5 \times \left(436 - \frac{59}{2}\right)$$

$$M_{pr+} = 243251835 \text{ Nmm} = 243,25 \text{ kNm}$$

Maka gaya geser arah X adalah:

$$V_u = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L_n} = \frac{498,41 + 243,25}{3,1 - 0,5} = 285,25 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = T_1 + T_2 - V_u$$

$$V_{ux} = 997,342 + 598,405 - 285,25 = 1310,497 \text{ kN}$$

e. Cek Kuat Geser Joint

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{f'c} \times A_j$$

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{40} \times 1000000$$

$$V_n = 10751744,04 \text{ N} = 10751,74 \text{ kN}$$

Cek,

$$V_{ux} \leq \Phi V_n$$

$$1310,497 \text{ kN} \leq 0,75 \times 10751,74 \text{ kN}$$

$$1310,497 \text{ kN} \leq 8063,81 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

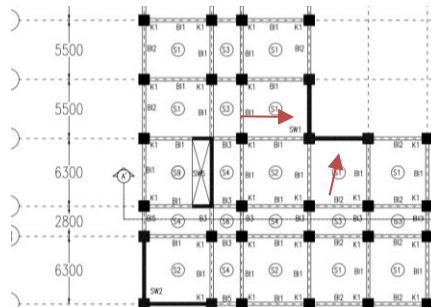
Tabel 4. 45 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom

Hubungan Balok Kolom Tepi (2 Joint)															
Kolom	20db	Aj	Ln	Sumbu X						Sumbu Y					
				T1	T2	MPr+	Mpr-	Vjx	ϕVnx	T1	T2	MPr+	Mpr-	Vjy	ϕVny
	mm	mm	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	
1000/1000	580	1000000	2600	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	8063.81	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	8063.81
850/850	500	722500	2600	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	5826.10	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	5826.10
750/750	500	562500	2600	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	4535.89	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	4535.89
650/650	500	422500	2600	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	3406.96	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	3406.96
550/550	500	302500	2600	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	2439.30	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	2439.30
Hubungan Balok Kolom Tepi (3 Joint)															
1000/1000	580	1000000	2600	1196.81	997.34	451.60	386.08	1871.97	8063.81	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	8063.81
850/850	500	722500	2600	1196.81	997.34	451.60	386.08	1871.97	5826.10	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	5826.10
750/750	500	562500	2600	1196.81	997.34	451.60	386.08	1871.97	4535.89	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	4535.89
650/650	500	422500	2600	1196.81	997.34	451.60	386.08	1871.97	3406.96	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	3406.96
550/550	500	302500	2600	1196.81	997.34	451.60	386.08	1871.97	2439.30	997.34	598.41	386.08	243.35	1353.66	2439.30
Hubungan Balok Kolom Tengah (4 Joint)															
1000/1000	580	1000000	2600	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	8063.81	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	8063.81
850/850	500	722500	2600	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	5826.10	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	5826.10
750/750	500	562500	2600	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	4535.89	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	4535.89
650/650	500	422500	2600	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	3406.96	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	3406.96
550/550	500	302500	2600	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	2439.30	1595.75	1196.81	629.43	486.70	2363.28	2439.30

4.4.5 Perencanaan *Shear Wall*

4.4.5.1 Data Perencanaan

Tinggi dinding	: 3100 mm & 5000 mm
Tebal dinding	: 350 mm
Panjang dinding	: 5500 mm
Mutu beton	: 40 MPa
Mutu baja	: 420 MPa
D tulangan longitudinal	: 22 mm
Ø Transversal	: 19 mm



Gambar 4.55 Denah Tinjauan *Shear Wall*

Gambar diatas menunjukkan lokasi dinding geser yang akan ditinjau untuk cara perhitungan, dinding geser tersebut memiliki gaya dalam seperti pada **Tabel 4.57**.

Tabel 4. 46 Rekapitulasi Gaya Dalam *Shear Wall*

Load Case/Combo	Bottom/ Top	P	V2	V3	T	M2	M3
		kg	kg	kg	kg	kg	kg
1.4D	Top	-2415961	7369.1	-2047	-7570	43889	9966
	Bot	-2423575	3724.7	395	-5782	45694	13533.8
1.2D + 1.6 L + 0.5Lr	Top	-2500652	7536	-2014	-7897	47380	1809
	Bot	-2501776	4429.1	-123	-6053	48699	6161
1.2D + EX + EY + L	Top	-2644070	-303472	-325489	-727763	-2557295	-2466920
	Bot	-2671203	-231592	-244078	-559380	-2901398	-2788312
1.2D + EX - EY + L	Top	-2644070	-303472	-325489	-727763	-2557295	-2466920
	Bot	-2671203	-231592	-244078	-559380	-2901398	-2788312
1.2D - EX + EY + L	Top	-2644070	-303472	-325489	-727763	-2557295	-2466920
	Bot	-2671203	-231592	-244078	-559380	-2901398	-2788312
1.2D - EX - EY + L	Top	-2644070	-303472	-325489	-727763	-2557295	-2466920
	Bot	-2671203	-231592	-244078	-559380	-2901398	-2788312
0.9D + EX + EY	Top	-1856957	-305815	-324888	-725259	-2572814	-2464845
	Bot	-1885847	-233163	-243874	-557454	-2917162	-2787811
0.9D + EX - EY	Top	-1856957	-305815	-324888	-725259	-2572814	-2464845
	Bot	-1885847	-233163	-243874	-557454	-2917162	-2787811
0.9D - EX + EY	Top	-1856957	-305815	-324888	-725259	-2572814	-2464845
	Bot	-1885847	-233163	-243874	-557454	-2917162	-2787811
0.9D - EX - EY	Top	-1856957	-305815	-324888	-725259	-2572814	-2464845
	Bot	-1885847	-233163	-243874	-557454	-2917162	-2787811
ENVELOPE	Top	-2644070	-305815	-325489	-727763	-2572814	-2466920
	Bot	-2671203	-233163	-244078	-559380	-2917162	-2788312

4.4.5.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga:

$$\Phi P_{nv} = \Phi \times 0,75 \times f'_c \times A_g \times \left(1 - \left(\frac{klc}{31h} \right)^2 \right)$$

Dimana: nilai $k = 0,8$ untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya, dan $\Phi = 0,75$ terkontrol tekan (SNI 2847: 2013 Pasal 14.5.2 dan Pasal 9.3.2.2) maka diperoleh:

$$\Phi P_{nv} = \Phi \times 0,75 \times f'_c \times A_g \times \left(1 - \left(\frac{klc}{31h} \right)^2 \right)$$

$$\Phi P_{nv} = 0,55 \times 0,75 \times 40 \times (5500 \times 350) \times \left(1 - \left(\frac{8}{31 \times 3100} \right)^2 \right)$$

$$\Phi P_{nv} = 30205165 \text{ N}$$

$$\Phi P_{nv} > P_u = 30205165 \text{ N} > 26712032 \text{ N (OK)}$$

4.4.5.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Untuk semua segmen shearwall harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, dimana nilai V_n tidak boleh lebih besar dari $0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$.

Untuk dinding arah X

$$V_{nx} = \frac{V_u}{\Phi} = \frac{3254893}{0,6} = 5424821,7 \text{ N} \sim 5424,82 \text{ kN}$$

$$A_{cv} = 5500 \times 350 = 1925000 \text{ mm}^2$$

$$0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} = 0,66 \times 1925000 \times \sqrt{40} = 8035347 \text{ N}$$

$$0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} > V_{nx} = 8035347 \text{ N} > 5424821 \text{ N (OK)}$$

Dengan perhitungan yang sama untuk dinding arah Y

$$0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} > V_{ny} = 8035347 \text{ N} > 5096910 \text{ N (OK)}$$

4.4.5.4 Kontrol Ketebalan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. $35 \text{ cm} \geq H / 25 = 310 / 25 = 12,4 \text{ cm (OK)}$

$$2. \quad 35 \text{ cm} \geq L / 25 = 630 / 25 = 25,2 \text{ cm (OK)}$$

Jadi, ketebalan *Shear Wall* 350 mm sudah memenuhi persyaratan.

4.4.5.5 Perhitungan Lapis Tulangan

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 $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 350 \times 4000 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$1641,51 \text{ KN} < 1290,21 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- 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.

$$350 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

4.4.5.6 Penulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{3,1}{5,5} = 0,492 < 2$$

Maka, sesuai peraturan digunakan $\alpha_c = 0.25$

Untuk dinding arah X

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 300 \text{ mm}$.

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{236 \times 300} = 0,0046884$$

$$V_n = A_{cv} \times \left((\alpha \times \sqrt{f_c'}) + (\rho_n \times f_y) \right)$$

$$V_n = 1890000 \times \left((0,25 \times \sqrt{40}) + (0,0046884 \times 420) \right)$$

$$V_n = 6831015 \text{ N}$$

$$V_n > V_u = 6831015 \text{ N} > V_u = 3254893 \text{ N}$$

Untuk dinding arah Y

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 300 \text{ mm}$.

$$V_n > V_u = 6831015 \text{ N} > V_u = 3058148 \text{ N}$$

4.4.5.7 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 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{236 \times 300} = 0,0046884 > 0,0025$$

4.4.5.8 Kontrol Spasi Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{6300}{5} = 1260 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3 \times 300 = 900 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm (OK)}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5: Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{5500}{5} = 1100 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm (OK)}$$

4.4.5.9 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{M_u}{W} + \frac{P_u}{A_c} > 0.2 f'c$$

$$\frac{29171,6 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 350 \times 3100^2} + \frac{26712,1 \times 10^3}{350 \times 3100} > 0.2 \times 40$$

$$74,3 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa (Butuh Komponen Batas)}$$

Nilai δ_u adalah nilai *displacement* pada lantai tertinggi pada masing-masing arah dan hw adalah ketinggian lantai paling tertinggi.

$$c > \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{hw} \right)} ; \frac{\delta_u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{hw} = \frac{164,24}{112500} = 0,00146 < 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{hw} \text{ pakai} = 0,007$$

$$c > \frac{5500}{600 \times 0,007}$$

$$c > 1310 \text{ mm}$$

Control Points:
=====

Bending about	Axial Load P kN	X-Moment kNm	Y-Moment kNm	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
X # Max compression	156322.5	708.89	-674.43	21251	6372	-0.00210	0.650
# Allowable comp.	124258.0	114927.36	48983.51	6437	6372	-0.00003	0.650
# fs = 0.0	123794.7	116218.40	49724.47	6372	6372	0.00000	0.650
# fs = 0.5*fy	111380.8	144485.02	69569.04	4720	6372	0.00105	0.650
# Balanced point	102828.7	188736.33	83224.34	3748	6372	0.00210	0.650
# Tension control	128815.8	230875.91	141094.02	2390	6372	0.00500	0.900 *
# Pure bending	0.0	54444.27	34657.35	384	6372	0.04681	0.900
# Max tension	-29239.0	-1067.58	1016.23	0	6372	9.95959	0.900
Y # Max compression	156322.5	708.89	-674.53	21251	6372	-0.00210	0.650
# Allowable comp.	124258.0	33256.17	53231.65	8049	6372	-0.00063	0.650
# fs = 0.0	59270.3	91997.57	145462.52	6372	6372	-0.00000	0.650
# fs = 0.5*fy	42564.8	80822.70	152031.34	4720	6372	0.00105	0.650
# Balanced point	29731.0	75837.04	153550.81	3748	6372	0.00210	0.650
# Tension control	22916.2	82306.05	189532.97	2390	6372	0.00500	0.900
# Pure bending	-0.0	45772.72	118080.97	965	6372	0.01682	0.900
# Max tension	-29239.0	-1067.59	1016.23	0	6372	9.95959	0.900
-X # Max compression	156322.5	708.89	-674.46	21251	6372	-0.00210	0.650
# Allowable comp.	124258.0	-53244.15	-35231.34	8049	6372	-0.00063	0.650
# fs = 0.0	59263.7	-145435.17	-91983.75	6372	6372	-0.00000	0.650
# fs = 0.5*fy	42554.6	-152007.28	-80820.87	4720	6372	0.00105	0.650
# Balanced point	29717.2	-188530.11	-75847.06	3748	6372	0.00210	0.650
# Tension control	22895.6	-188513.97	-82324.75	2390	6372	0.00500	0.900
# Pure bending	0.0	-118134.59	-48724.46	965	6372	0.01681	0.900
# Max tension	-29239.0	-1067.59	1016.23	0	6372	9.95959	0.900
-Y # Max compression	156322.5	708.85	-674.40	21251	6372	-0.00210	0.650
# Allowable comp.	124258.0	-48949.53	-114896.42	6438	6372	-0.00003	0.650
# fs = 0.0	123788.0	-49700.78	-114206.27	6372	6372	0.00000	0.650
# fs = 0.5*fy	111370.7	-49550.84	-144484.33	4720	6372	0.00105	0.650
# Balanced point	102824.3	-83211.53	-158757.34	3748	6372	0.00210	0.650
# Tension control	128795.0	-141079.42	-23098.39	2390	6372	0.00500	0.900 *
# Pure bending	-0.0	-34719.74	-54456.00	384	6372	0.04681	0.900
# Max tension	-29239.0	-1067.59	1016.23	0	6372	9.95959	0.900

* Axial load capacity increase in transition zone between Balanced Point and Tension Control is not represented graphically and is not considered in section design and investigation.
*** End of output ***

Gambar 4.56 Hasil *Tension* Kontrol spColumn

Dari *output* SpColumn didapatkan nilai C pada neutral axis (NA depth) sebesar 2390 mm
 $2390 \text{ mm} > 1310 \text{ mm}$ (**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 $(c - 0.11w)$ dan $C/2$.

$$C - 0.1 Lw = 2390 - 0.1(5500) = 1840 \text{ mm (menentukan)}$$

$$C/2 = 2390/2 = 1195 \text{ mm}$$

Digunakan jarak komponen pembatas $> 1760 = \mathbf{1900 \text{ mm}}$ dari sisi terluar boundary element.

Sesuai dengan SNI 2847: 2013 Pasal 21.9.6.4 (a) rasio tulangan geser elemen pembatas tidak boleh kurang dari yang disyaratkan, yaitu sebesar:

$$\rho = \frac{0,12 \times f'c}{f_y} = \frac{0,12 \times 40}{420} = 0,0114$$

Digunakan tulangan sengkang elemen batas 2D16-75

$$\rho \text{ pakai} = \frac{A_s \text{ tul.}}{b \times s} = \frac{401,92}{350 \times 75} = 0,0153 > 0,0114 \text{ (OK)}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(b) bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s \times bc \times f'c}{f_y} \times \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{s \times bc \times f'c}{f_y}$$

Dimana:

s = Spasi tulangan transversal (mm)

bc = Dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_y = kuat leleh tulangan transversal

Direncanakan tulangan sengkang untuk elemen batas 2D16-75.

$$bc = b - 2 \times \text{selimut} - 2 \times (0,5 \times \emptyset)$$

$$bc = 350 - 2 \times 40 - 2 \times (0,5 \times 16)$$

$$bc = 254 \text{ mm}$$

$$A_g = (1900-1000) \times 350 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (900 - (2 \times 40)) \times (350 - (2 \times 40))$$

$$A_{ch} = 221400 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$\text{Ash} = 0,3 \times \frac{75 \times 350 \times 40}{420} \times \left[\frac{315000}{221400} - 1 \right]$$

$$\text{Ash} = 302,25 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$\text{Ash} = 0,09 \times \frac{75 \times 350 \times 40}{420}$$

$$\text{Ash} = 225 \text{ mm}^2$$

Kontrol:

$$2\text{D}16 (\text{As} = 401,92 \text{ mm}^2) > \text{Ash}$$

$$401,92 \text{ mm}^2 > 302,25 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 23.6.6.2, spasi tulangan elemen batas tidak boleh melebihi dari:

$$\frac{b}{4} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ mm}$$

$$6 \times \text{db} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$h_x = \frac{350 - (2 \times 22) + (2 \times 16)}{3} = 91,33 \text{ mm}$$

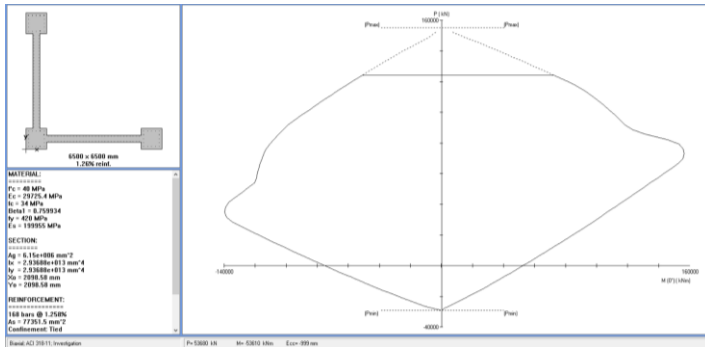
$$S_x = 75 + \frac{350 - 91,33}{3} = 161,233 \text{ mm}$$

Dikarenakan $S_x > 150 \text{ mm}$, maka dipakai $S_x = 150 \text{ mm}$

Sehingga, sengkang 2D16 – 75 dapat digunakan (OK)

4.4.5.10 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 menggunakan program bantu spColumn. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke Ms. excel dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 4.57 Output SpColumn Arah X-Y

Pada boundary element shearwall dipasang tulangan 60D22. Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan sebelumnya, yaitu D22-150. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M hasil program SpColumn. Dari Gambar 4.67 diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu NA	depth mm	Dc mm	eps_u	Phi
1	26712.00	27883.10	29171.60	97000.63	101483.11	3.479	762	6726	0.02635	0.900

*** End of output ***

Gambar 4.58 Hasil Perhitungan spColumn

Kontrol Momen Nominal *Shear Wall*

Arah X

Didapatkan bahwa $\mu < \phi M_n$.

$$0,9 M_{nx} > M_{ux} = 0,9 \times 97000,92 \text{ kNm} > 27883,1 \text{ kNm}$$

$$87387,23 \text{ kNm} > 27883,1 \text{ kNm}$$

Arah Y

Didapatkan bahwa $\mu < \phi M_n$.

$$0,9 M_{ny} > M_{uy} = 0,9 \times 101483,85 \text{ kNm} > 29171,6 \text{ kNm}$$

$$91425,5 \text{ kNm} > 29171,6 \text{ kNm}$$

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

No	Bentuk	Dimensi		Tebal	Pu	ΦP_{nv}	Vu	Vn	Tulangan Geser
		x	y						
		mm	mm						
1	L	5500	5500	350	26712	27711.16	3254.89	6831.015	2D16-300
2	L	6300	6300	300	25737.7	25770.94	2539.45	7494.625	2D16-300
3	I	6300	-	300	13344.2	25770.94	2566.74	7494.625	2D16-300
4	I	-	5500	300	12399.6	22498.44	1326.87	6542.927	2D16-300
5	C	1800	6300	300	18314.6	25770.94	1993.85	7494.625	2D16-300
6	C	3250	6300	300	24215.5	25770.94	2619.65	7494.625	2D16-300

Tabel 4. 48 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

No	C	Elemen Batas	Tul. Geser Elemen Batas	Tul. Longitudinal	Mux	Muy	ΦM_{nx}	ΦM_{ny}
	mm	mm	mm	mm	kNm	kNm	kNm	kNm
1	2390	1900	2D16-75	120D22-150	27883,12	29171.62	97000,03	101483
2	2690	2100	2D16-75	140D22-150	33073,27	31223.1	101495,5	95818,18
3	2375	1800	2D16-75	64D22-150	30,6	17380.22	-	30539,7
4	1665	1200	2D16-75	56D22-150	8652,57	46.436	21040,2	-
5	2690	2100 & 900	2D16-75	106D22-150	31323,21	3183.975	107410,9	10914,96
6	2690	2100 & 900	2D16-75	147D22-150	52050,31	12422.59	139818	33368

4.6 Perencanaan Elemen Kolektor

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.11.1 slab yang bekerja sebagai diafragma struktur untuk menyalurkan beban gempa terutama pada KDS D, E, atau F harus didesain sendiri. Elemen kolektor ini juga berlaku pada rangka batang yang membentuk bagian sistem gaya penahan gempa.

4.6.1 Perencanaan Balok Kolektor

7.10.2.1 Elemen-elemen kolektor yang memerlukan kombinasi beban dengan faktor kuat lebih untuk kategori desain seismik C hingga F

Pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, elemen-elemen kolektor (lihat Gambar 6) dan sambungan-sambungannya, termasuk sambungan-sambungan ke komponen vertikal harus didesain untuk menahan nilai maksimum diantara nilai-nilai berikut:

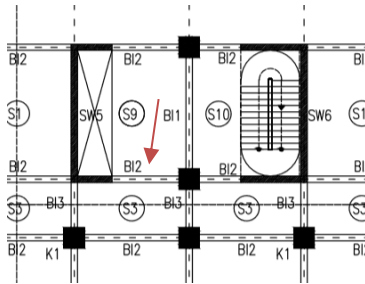
1. Gaya-gaya yang dihitung menggunakan pengaruh beban gempa, termasuk faktor kuat lebih dalam 7.4.3 dengan gaya-gaya gempa ditetapkan berdasarkan prosedur gaya lateral ekuivalen dalam 7.8 atau prosedur analisis spektrum respons ragam dalam 7.9;
2. Gaya-gaya yang dihitung menggunakan pengaruh beban gempa, termasuk faktor kuat lebih dalam 7.4.3 dengan gaya-gaya gempa ditetapkan berdasarkan Persamaan 37;
3. Gaya-gaya yang dihitung menggunakan kombinasi beban dalam 7.4.2.3, dengan gaya gempa ditetapkan oleh Persamaan 38.

Gambar 4. 60 Peraturan Gempa Elemen Kolektor

Pada peraturan gempa untuk, sesuai dengan SNI 1726: 2012 Pasal 7.10.2.1, elemen kolektor dan sambungannya harus didesain untuk menahan nilai maksimum diantara:

1. Gaya – gaya yang dihitung menggunakan pengaruh beban gempa, termasuk faktor kuat lebih Pasal 7.4.3, berdasarkan prosedur gaya lateral ekuivalen atau prosedur analisis spektrum respons.
2. Gaya – gaya yang dihitung menggunakan pengaruh beban gempa termasuk faktor kuat lebih berdasarkan gaya desain diafragma
3. Gaya gaya yang dihitung berdasarkan kombinasi beban gempa Pasal 7.4.2.3 dengan gaya gempa yang ditetapkan oleh:

$$F_{px} = 0,4Sds \times Ie \times W$$



Gambar 4. 61 Denah Balok Kolektor

4.6.1.1 Penentuan Gaya Desain (1)

7.4.3 Pengaruh beban gempa termasuk faktor kuat-lebih

Jika disyaratkan secara spesifik, kondisi yang mensyaratkan penerapan faktor kuat-lebih harus ditentukan sesuai dengan berikut:

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dalam 4.2.2 atau kombinasi beban 5 dan 6 dalam 4.2.3, E harus diambil sama dengan E_m seperti ditentukan sesuai dengan Persamaan 18 sebagai berikut:

$$E_m = E_{mh} + E_v \quad (18)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 7 dalam 4.2.2 atau kombinasi beban 8 dalam 4.2.3, E harus diambil sama dengan E_m seperti ditentukan sesuai dengan Persamaan 19 sebagai berikut:

$$E_m = E_{mh} - E_v \quad (19)$$

Keterangan:

E_m = pengaruh beban gempa termasuk faktor kuat-lebih

E_{mh} = pengaruh beban gempa horisontal termasuk kuat-lebih struktur seperti didefinisikan dalam 7.4.3.1

E_v = pengaruh beban gempa vertikal seperti didefinisikan dalam 7.4.2.2

Gambar 4. 62 Pengaruh Gempa Faktor Kua Lebih

$$E_m = E_{mh} \pm E_v$$

7.4.3.1 Pengaruh beban gempa horizontal dengan faktor kuat-lebih

Pengaruh beban gempa horizontal dengan faktor kuat-lebih, E_{mh} , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 20 sebagai berikut:

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \quad (20)$$

Keterangan:

Q_E = pengaruh beban gempa horizontal dari V , F_{px} atau F_p seperti ditetapkan masing-masing dalam 7.8.1, 7.10 dan 9.2.1. Jika disyaratkan dalam 7.5.3 atau 7.5.4, pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain;

Ω_0 = faktor kuat-lebih.

Gambar 4. 63 Pengaruh Gempa Horizontal Faktor Kuat Lebih

$$E_m = \Omega E \pm 0,2 S_d s D$$

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan									
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB	TB

Gambar 4. 64 SNI Tabel 9

Jenis Batuan Tanah Sedang (D)	
Variabel	Nilai
F_A	1.267
F_V	1.818
PSA (g)	0.403
S_{MS} (g)	0.844
S_{M1} (g)	0.529
S_{DS} (g)	0.563

Gambar 4. 65 Nilai Sds

$$E_m = 2,5E \pm 0,2 \times 0,563 \times D$$

$$E_m = 2,5E \pm 0,113D$$

4.2.2 Kombinasi beban untuk metoda ultimate

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(L, \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(L, \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L, \text{ atau } R)$

© BSN 2012

15 dari 138

SNI 1726:2012

$$5. 1,2D + 1,0E + L$$

$$6. 0,9D + 1,0W$$

$$7. 0,9D + 1,0E$$

Gambar 4. 66 Kombinasi Beban *Ultimate*

$E_m = 2,5E + 0,113D$ hanya digunakan untuk kombinasi 5 sesuai dengan SNI 1726: 2013 Pasal 7.4.3 (1) sehingga,

$$1. \quad 1,313D \pm 2,5 E_x \pm 2,5E_y + L$$

4.2.2 Kombinasi beban untuk metoda ultimit

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(L, \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(L, \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L, \text{ atau } R)$

© BSN 2012

15 dari 138

SNI 1726:2012

5. $1,2D + 1,0E + L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Gambar 4. 67 Kombinasi Beban *Ultimate*

$E_m = 2,5E - 0,113D$ hanya digunakan untuk kombinasi 7 sesuai dengan SNI 1726: 2013 Pasal 7.4.3 (2) sehingga,

$$2. \quad 0,787D \pm 2,5 E_x \pm 2,5E_y$$

Sehingga untuk perhitungan balok kolektor digunakan beberapa kombinasi beban ultimit yang akan diinput di ETABS:

$$5. \quad 1,313D \pm 2,5 E_x \pm 2,5E_y + L$$

$$7. \quad 0,787D \pm 2,5 E_x \pm 2,5E_y$$

4.6.1.1 Penentuan Gaya Desain (2)

7.10.1.1 Gaya desain diafragma

Diafragma lantai dan atap harus didesain untuk menahan gaya gempa desain dari analisis struktur, tetapi tidak boleh kurang dari yang ditentukan sesuai dengan Persamaan 37 sebagai berikut:

$$F_{ps} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n W_{pi}} W_{ps} \quad (37)$$

Keterangan:

F_{ps} = gaya desain diafragma;

F_i = gaya desain yang diterapkan di tingkat i

W_i = tributary berat sampai tingkat i

W_{ps} = tributary berat sampai diafragma di tingkat x .

Gaya yang ditentukan dari Persamaan 37 tidak boleh kurang dari:

$$F_{ps} = 0,2 S_{22} I_p W_{ps} \quad (37)$$

dan tidak boleh melebihi:

$$F_{ps} = 0,4 S_{22} I_p W_{ps} \quad (38)$$

Gambar 4. 68 Gaya Desain Diafragma

Penentuan gaya desain pada pasal 7.10.1.1 tidak diberlakukan karena hanya untuk elemen diafragma (pelat kolektor)

4.6.1.1 Penentuan Gaya Desain (3)

7.4.2.1 Pengaruh beban gempa horisontal

Pengaruh beban gempa horisontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 16 sebagai berikut:

$$E_h = \rho Q_E \quad (16)$$

Keterangan:

Q_E adalah pengaruh gaya gempa horisontal dari V atau F_p . Jika disyaratkan dalam 7.5.3 dan 7.5.4, pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horisontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain;

ρ adalah faktor redundansi, seperti didefinisikan dalam 7.3.4.

Gambar 4. 69 Pengaruh Beban Gempa Horizontal

Menentukan pengaruh beban gempa horizontal diambil $\rho = 1,3$

7.3.4.2 Faktor redundansi, ρ , untuk kategori desain seismik D sampai F

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, di mana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0:

$$F_{px} = 0,4S_{DS}I_eW_{px} \quad (38)$$

Gambar 4. 70 Faktor Redudansi ρ

Dikarenakan pada ETABS menggunakan respon spektrum, maka perhitungan F diabaikan karena nilai Q_e dianggap sebagai nilai kuat gempa (E_x dan E_y) di respon spektrum.

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan (lihat 4.2.2 dan 3.67 untuk notasi).

5. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + L$
7. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + 1,6H$

CATATAN:

1. Faktor beban pada L dalam kombinasi 5 diijinkan sama dengan 0,5 untuk semua hunian di mana besarnya beban hidup merata kurang dari atau sama dengan 5 kN/m^2 , dengan pengecualian garasi atau ruang pertemuan.
2. Faktor beban pada H harus ditelapkan sama dengan nol dalam kombinasi 7 jika aksi struktur akibat H berlawanan dengan aksi struktur akibat E . Jika tekanan tanah lateral memberikan tahanan terhadap aksi struktur dari gaya lainnya, faktor beban tidak boleh dimasukkan dalam H tetapi harus dimasukkan dalam tahanan desain.

Kombinasi Dasar untuk Desain Tegangan Ijin (lihat 4.2.3 dan 3.67 untuk notasi).

5. $(1,0 + 0,14S_{DS})D + H + F + 0,7\rho Q_E$
6. $(1,0 + 0,10S_{DS})D + H + F + 0,525\rho Q_E + 0,75L + 0,75(L, \text{ atau } R)$
8. $(0,6 - 0,14S_{DS})D + 0,7\rho Q_E + H$

Gambar 4. 71 Kombinasi Dasar Desain Tegangan Ijin

Dikarenakan nilai H dapat dianggap 0, maka kombinasi pakai yang digunakan adalah sebagai berikut:

B Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.10.2.1 (3) kombinasi ultimit gaya gempa mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 7.4.2.3

5. $(1,2 + 0,2 \times 0,563)D \pm 1,3E_x \pm 1,3E_y + L$
 $1,3126 D \pm 1,3E_x \pm 1,3E_y + L$
7. $(0,9 - 0,2 \times 0,563)D \pm 1,3E_x \pm 1,3E_y$
 $0,7874D \pm 1,3E_x \pm 1,3E_y$

Maka, kombinasi keseluruhan yang dipakai dalam ETABS yakni sebagai berikut:

1. 1,4D

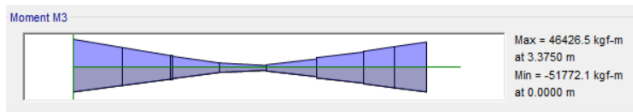
2. $1,2D + 1,6L + 0,5Lr$
3. $1,2D + 1,6Lr + L$
4. $1,313D \pm 2,5 Ex \pm 2,5Ey + L$
5. $0,787D \pm 2,5 Ex \pm 2,5Ey$
6. $1,3126 D \pm 1,3Ex \pm 1,3Ey + L$
7. $0,7874D \pm 1,3Ex \pm 1,3Ey$

4.4.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Kolektor

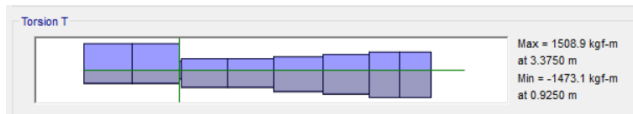
Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk bentang 370 cm.

Data perencanaan:

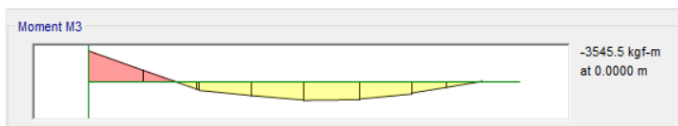
Didapatkan hasil ENVELOPE dari kombinasi yang sudah dirancang



Gambar 4.72 Output Momen Maksimum Balok Kolektor



Gambar 4.73 Output Torsi Maksimum Balok Kolektor



Gambar 4.74 Output Geser (1,2D+L) Balok Kolektor

L	= 3700 mm
Mu tumpuan (-)	= 51772,1 kg.m = 507883320 N.mm
Mu tumpuan (+)	= 45589,2 kg.m = 455439060 N.mm
Mu lapangan	= 6148,3 kg.m = 60311880 N.mm

Tu	= 1509 kg.m = 14802309 N.mm
Vu (1.2D+L)	= 3545,3 kg = 34776 N
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 25 mm
As tulangan	= 490,635 mm ²
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,655 mm ²
B	= 300 mm
H	= 550 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur
	= 64 mm
d	= 484,5 mm

Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \times A_g \times f_c'$
 $3739 \text{ N} < 0,1 \times 500 \times 650 \times 30 = 525000 \text{ N}$ (**OKE**)
- Bentang bersih minimum $\geq 4d$
 $5500 - 1000 = 4500 \text{ mm} \geq 4d = 4 \times 434,5 = 1738 \text{ mm}$ (**OKE**)
- Lebar balok tidak boleh kurang dari yang lebih kecil $0,3h$
 $(0,3 \times 500 = 150 \text{ dan } 250 \text{ mm})$
 $550 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm}$ (**OKE**)
 $550 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$ (**OKE**)
- Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan $0,75$ lebar kolom
 $400 \text{ mm} < 1000 + (0,75 \times 1000) = 1750 \text{ mm}$ (**OKE**)

a. Penulangan Torsi

Data Perencanaan

Φ	= 0,75 (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
Diameter	= 16 mm

Cek Kebutuhan Tulangan Puntir

7. Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{balok} \times h_{balok} = 300 \times 550 = 165000 \text{ mm}^2$$

8. Parameter luar irisan penampang beton A_{cp}

$$P_{cp} = 2 \times (b_{balok} + h_{balok})$$

$$P_{cp} = 2 \times (300 + 550) = 1700 \text{ mm}^2$$

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

$$Tu > \Phi \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ (Butuh Tulangan)}$$

$$Tu < \Phi \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ (Tidak Butuh)}$$

$$14802309 > 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{40} \times \left(\frac{165000^2}{1700} \right)$$

$$14802309 \text{ Nmm} > 5919148.749 \text{ Nmm} \text{ (Butuh Tulangan Torsi)}$$

Cek Dimensi Penampang untuk Menahan Torsi Berfaktor

3. Keliling Penampang yang Dibatasi As Senggang

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

$$P_h = 2 \times ((300 - 2 \times 40 - 13) + (550 - 2 \times 40 - 13))$$

$$P_h = 1328 \text{ mm}^2$$

mm

4. Luas Penampang Dibatasi As Senggang

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

$$A_{oh} = (300 - 2 \times 40 - 13) \times (550 - 2 \times 40 - 13)$$

$$A_{oh} = 94559 \text{ mm}^2$$

Syarat

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \left(\frac{0,17 \sqrt{f'c'} \times bw \times d}{bw \times d} + (0,66 \sqrt{f'c'}) \right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{34776}{300 \times 434,5}\right)^2 + \left(\frac{27323793 \times 1228}{1,7 \times 84249^2}\right)^2} \leq$$

$$\left(\frac{0,17\sqrt{35} \times 300 \times 434,5}{300 \times 434,5} + (0,66\sqrt{35})\right)$$

1,314 ≤ 3.683 (OK)
(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.1)

Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi

$$A_0 = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 84249 = 80409 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{\Phi \times 2 \times A_0 \times F_y \times \cot\theta}{14802309} = \frac{0,2922 \text{ mm}^2}{\text{mm}}$$

Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$A_l = \frac{A_t}{S} \times Ph \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}}\right) \times \cot^2\theta$$

$$A_l = 0,2922 \times 1328 \times \left(\frac{420}{420}\right) \times \cot^2 45 = 388 \text{ mm}^2$$

Tidak boleh kurang dari

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \times \sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{S} \times Ph \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}}\right)$$

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5.3)

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \times \sqrt{40} \times 165000}{420} - 388 = 588,11$$

Maka digunakan $A_l = 588,11 \text{ mm}^2$

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

$$\frac{A_l}{4} = \frac{588,11}{4} = 147,07 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_l/4}{A_{s \text{ tul.}}} = \frac{147,07}{283,53} = 0,56 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka, pada tumpuan kiri, lapangan dan tumpuan kanan dipasang tulangan puntir sebesar 2D16.

b. Penulangan Tumpuan Negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *Tension Controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\Phi = 0.9$

$$Mu = -507883320 \text{ N.mm}$$

Kebutuhan Tulangan Awal

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

$$As \geq \frac{507883320}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 484,5)} = 3081,31 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{3081,31 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 145 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7}$$

$$= 0,8375$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 173,13 \text{ mm}$$

Syarat: $c \leq 0,375 dt$

$$173,13 \text{ mm} \leq 0,375 \times 25 = 181,69 \text{ mm (OK)}$$

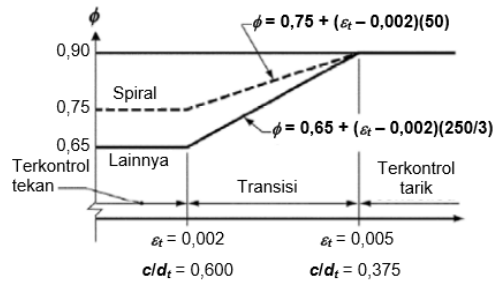
Regangan Tarik

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

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (434,5 - 181,69)}{181,69} = 0,00517$$

$$> 0,003 \text{ (OK)}$$

SNI 2847: 2013 pasal 9.3



Gambar 4.75 Grafik Faktor Reduksi

Maka asumsi penampang terkendali dalam kondisi **Tarik** sudah benar

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

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

$$As \text{ perlu} \geq \frac{507883320}{0.9 \times 420 \times \left(484,5 - \frac{145}{2}\right)} = 3261,19 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{3261,19}{300 \times 484,5} = 0,0212$$

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

$$As \text{ min} \geq \frac{0,25 \times fc' \times bw \times d}{fy}$$

$$As \text{ min} \geq \frac{0,25 \times 40 \times 300 \times 484,5}{420} = 511,847 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ min}}{b \times d} = \frac{511,847}{300 \times 484,5} = 0,00352 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho \text{ max} = 0,0025$$

Syarat:

$$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0212$ ($3261,19 \text{ mm}^2$)

Menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan

As perlu = As perlu tul.longitudinal + As perlu tul.torsi

$$\text{As perlu} = 3261,19 + 147,03 = 3408,22 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal D25 ($490,6 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} = \frac{3408,68}{490,6} = 6,91 \sim 7 \text{ buah}$$

$$\text{Aspasang} = 490,625 \times 7 = 3434,8 \text{ mm}^2$$

Kontrol Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\emptyset - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 25}{7 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 3,12 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{ (NOT OK)}$$

Maka, dipasang 2 lapis, 4 tulangan untuk lapis 1 dan 3 tulangan untuk lapis 2.

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\emptyset - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25}{4 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 31,33 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\emptyset - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 25}{3 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 59,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm (OK)}$$

Kontrol Kondisi Penampang dengan Tulangan Pakai

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{3444,8 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 160,39 \text{ mm}$$

$$< 0,375dt = 181,7 \text{ mm (OK)}$$

Cek Momen Nominal

$$Mn = \Phi \times As_{pakai} \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0,9 \times 3434,38 \times 420 \times \left(484,5 - \frac{160,39}{2} \right)$$

$$Mn = 520871095,6 \text{ Nmm} > Mu = 507883320 \text{ (OK)}$$

Maka tulangan 7D25 dapat digunakan

b. Tulangan Tumpuan Positif

Asumsi awal berada pada kondisi *Tension Controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\Phi = 0.9$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut

$$Mu \text{ (ETABS)} = 455439060 \text{ N.mm (pakai)}$$

$$Mu \text{ tumpuan} = 0,5 \times 507883320 = 253941660 \text{ N.mm}$$

Kebutuhan Tulangan Awal

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

$$As \geq \frac{455439060}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 484,5)} = 2763,13 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{2763,13 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 130,03 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(F'c-28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} \\ &= 0,8375 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 155,26 \text{ mm}$$

Syarat: $c \leq 0,375 \text{ dt}$

$$155,26 \text{ mm} \leq 181,69 \text{ mm (OK)}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &\geq \frac{Mu}{\Phi \times fy \times (d - a/2)} \\ As \text{ perlu} &\geq \frac{455439060}{0,9 \times 420 \times \left(484,5 - \frac{130,03}{2}\right)} = 2763,14 \text{ mm}^2 \\ \rho &= \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{2763,14}{300 \times 436} = 0,01901 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} As \text{ min} &\geq \frac{0,25 \times fc' \times bw \times d}{fy} \\ As \text{ min} &\geq \frac{0,25 \times 40 \times 300 \times 484,5}{420} = 460,61 \text{ mm}^2 \\ \rho \text{ min} &= \frac{As \text{ min}}{b \times d} = \frac{460,61}{300 \times 436} = 0,00352 \text{ (menentukan)} \\ \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \\ \rho \text{ max} &= 0,0025 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

Maka digunakan $\rho = 0,01901$ ($2763,14 \text{ mm}^2$)

Menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan

As perlu = As perlu tul.longitudinal + As perlu tul.torsi

$$\text{As perlu} = 1763,14 + 147,03 = 2923.52234 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal D25 ($490,6 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} = \frac{2923,52}{490,6} = 5,95 \sim 6 \text{ buah}$$

$$\text{Aspasang} = 490,6 \times 6 = 2943,75 \text{ mm}^2$$

Kontrol Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\phi - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 22}{6 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 8,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \text{ (NOT OK)}$$

Maka, dipasang 2 lapis, 3 tulangan untuk lapis 1 dan 3 tulangan untuk lapis 2.

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\phi - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25}{4 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 31,33 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Cek Momen Nominal

$$Mn = \Phi \times \text{Aspakai} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0,9 \times 2943,75 \times 420 \times \left(436 - \frac{137,8}{2} \right)$$

$$M_n = 459398933.7 \text{ Nmm} > M_u = 455439060 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

Maka digunakan 6D25

Kontrol Batas Penulangan Tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 484,5}{420} = 484,5 \text{ mm}^2$$

$$484,5 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan atas} = 3434.375 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$484,5 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan bawah} = 2943.75 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40} \times 300 \times 484,5}{420} = 547,2 \text{ mm}^2$$

$$547,2 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan atas} = 3434.375 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$547,2 \text{ mm}^2 < \text{As tumpuan bawah} = 2943.75 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

c. Lapangan Positif dan Negatif

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$M_u \text{ lapangan (ETABS)} = 60311880 \text{ Nmm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 0,25 \times 507883320 = 126970830 \text{ Nmm}$$

Karena M_u yang terjadi kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan, maka momen harus diperbesar sampai memenuhi persyaratan yang ditentukan.

Asumsi awal berada pada kondisi *Tension Controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\Phi = 0.9$

$$M_u = 126970830 \text{ N.mm}$$

Kebutuhan Tulangan Awal

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

$$A_s \geq \frac{126970830}{0.9 \times 420 \times (0.9 \times 484,5)} = 770,33 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{770,33 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 36,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(F_c' - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} \\ &= 0.8375 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 43,28 \text{ mm}$$

Syarat: $c \leq 0,375 \text{ dt}$

$$43,28 \text{ mm} \leq 163,5 \text{ mm (OK)}$$

Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

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

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{126970830}{0.9 \times 420 \times \left(484,5 - \frac{36,25}{2}\right)} = 720,4 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{720,4}{300 \times 484,5} = 0.00503$$

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

$$A_s \text{ min} \geq \frac{0,25 \times f_c' \times b \times w \times d}{f_y}$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{0,25 \times 40 \times 300 \times 484,5}{420} = 511,8 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{A_s \text{ min}}{b \times d} = \frac{511,8}{300 \times 484,5} = 0,00352 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{\max} = 0,0025$$

Syarat:

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Maka digunakan $\rho = 0,00503$ ($720,4 \text{ mm}^2$)

Menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan

As perlu = As perlu tul.longitudinal + As perlu tul.torsi

$$\text{As perlu} = 720,4 + 147,03 = 857,81 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal D22 ($379,94 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} = \frac{857,81}{490,6} = 1,748 \sim 2 \text{ buah}$$

$$\text{Aspasang} = 490,6 \times 2 = 981,25 \text{ mm}^2$$

Kontrol Jarak Tulangan

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

$$s = \frac{bw - 2 \times \text{deck} - 2\emptyset - n \times \text{Dtul.}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 25}{2 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = 144 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Cek Momen Nominal

$$Mn = \Phi \times \text{Aspakai} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0,9 \times 981,25 \times 420 \times \left(436 - \frac{40,37}{2} \right)$$

$$Mn = 150556816 \text{ Nmm} > Mu = 455439060 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

Maka digunakan 2D25

Kontrol Balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk kontruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

$$be = \frac{1}{4}Lb = \frac{1}{4} \times 6300 = 1575 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8t = 300 + 8 \times 120 = 1260 \text{ mm (menentukan)}$$

$$be = \frac{1}{2}(Lb - bw) = \frac{1}{2}(6300 - 300) = 3000 \text{ mm}$$

Didapat dari perhitungan sebelumnya (As tulangan longitudinal terbesar) $1899,7 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times be} = \frac{1899,7 \times 420}{0,85 \times 35 \times 1260} = 21,3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 0,85 - 0,05 \frac{(F'c-28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

$$X = \frac{a}{\beta} = 26,625 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm}$$

$x \leq t$, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan seluruh balok primer dilakukan dengan balok persegi.

4.4.2.2 Penulangan Geser

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan.

Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, (M_{pr}) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya

Momen Ujung Negatif Tumpuan Kiri

$$apr_1 = \frac{1,25 \times As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{1,25 \times 3408,38 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 200,48 \text{ mm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25 \times As \times Fy \times \left(d - \frac{apr_1}{2}\right)$$

$$M_{pr_1} = 1,25 \times 3408,38 \times 420 \times \left(484,5 - \frac{200,48}{2}\right)$$

$$M_{pr_1} = 687559244,6 \text{ Nmm}$$

Momen Ujung Positif Tumpuan Kiri

$$apr_2 = \frac{1,25 \times As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{1,25 \times 2943,75 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300} = 171,9 \text{ mm}$$

$$Mpr_2 = 1,25 \times As \times Fy \times \left(d - \frac{apr_1}{2} \right)$$

$$Mpr_2 = 1,25 \times 2943,75 \times 420 \times \left(484,5 - \frac{171,9}{2} \right)$$

$$Mpr_2 = 328479297,7 \text{ Nmm}$$

Gaya Geser Akibat Mpr

$$Vu = 34776,45 \text{ N (dari syarat kombinasi 1,2DL + 1,0LL)}$$

Saat Struktur Bergoyang ke Kiri

$$V_{ki} = \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{ln} = \frac{687559244,6 + 328479297,7}{3700}$$

$$V_{ki} = 274605 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$V_{ki} + Vu = 274605 + 34776,45 = 309381,8 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ki} - Vu = 83452,87 - 34776,45 = 239828,56 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{157655,71}{3700} \times (3700 - 484,5) = 268869,2 \text{ N}$$

Saat Struktur Bergoyang ke Kanan

$$V_{ki} = \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{ln} = \frac{687559244,6 + 328479297,7}{3700}$$

$$V_{ka} = 83452,87 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$V_{ki} - Vu = 83452,87 - 34776,45 = 239828,6 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$V_{ki} + Vu = 83452,87 + 34776,45 = 309381,4 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{157655,71}{3700} \times (3700 - 484,5) = 268869,2 \text{ N}$$

Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi SNI 2847: 2013 Pasal 21.6.5.2

$$V_e \geq 0,5 V_u$$

$$309381,4 \text{ N} \geq 0,5 \times 34776,45$$

$$309381,4 \text{ N} \geq 17388,2 \text{ N (OK)}$$

$$P_u < A_g \times \frac{f_c}{20} \text{ (OK)}$$

Karena gaya aksial kecil sekali, maka kedua persyaratan ini dianggap memenuhi. Dikarenakan dua syarat sudah memenuhi, maka V_c bisa dianggap 0.

Tulangan Transversal di Sendi Plastis Muka Kolom Tumpuan

$$2 \times h = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{146744,94}{0,75} - 0 = 195659,9 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{195659,9}{420 \times 484,5} = 1,7617$$

Tulangan Transversal di Sendi Plastis Muka Kolom Lapangan

$$2 \times h = 1100 \text{ mm}$$

$$V_e = \frac{(3700 - 1100) \times (309381,4 - 268869,2)}{3700} = 48875 \text{ N}$$

$V_e > \phi V_c$ (Maka butuh tulangan geser di lapangan)

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{48875}{0,75} - 0 = 65166,7 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{34915,7}{420 \times 436} = 0,3205$$

Daerah Sendi Plastis Muka Kolom Tumpuan

$$\frac{A_v + t}{S} = 1,7617 + 0,2922 = 2,0539$$

Digunakan Senggang 2 kaki diameter 13mm ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{As \text{ sengkang}}{Av + t} = \frac{265,33}{2,0539} = 129,18 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

4.4.2.4 Persyaratan Tulangan Transversal Elemen Kolektor

21.11.7.5 Elemen-elemen kolektor (*collector*) dengan tegangan tekan melebihi $0,2f_c$ pada sebarang penampang harus mempunyai tulangan transversal yang memenuhi 21.9.6.4(c) sepanjang panjang elemen. Tulangan transversal yang ditetapkan diizinkan untuk dihentikan pada penampang dimana tegangan tekan yang dihitung kurang dari $0,15f_c$.

Gambar 4. 76 Syarat Penulangan Geser Elemen Kolektor

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{507883320}{\frac{1}{6} \times 350 \times 550^2} + \frac{15089}{350 \times 550} > 0.2 \times 40$$

$$28,86 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa}$$

Maka digunakan syarat 21.9.6.4

21.9.6.4 Bila elemen pembatas khusus disyaratkan oleh 21.9.6.2 atau 21.9.6.3, (a) sampai (e) harus dipenuhi:

(a) Elemen pembatas harus menerus secara horisontal dari serat tekan terluar suatu jarak tidak kurang dari $c - 0,1d_w$ dan $c/2$, dimana c adalah tinggi sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan δ_i ;

(b) Dalam penampang bersayap (*flanged*), elemen pembatas harus mencakup lebar sayap (*flange*) efektif dalam kondisi tekan dan harus menerus paling sedikit 300 mm ke dalam badan (*web*);

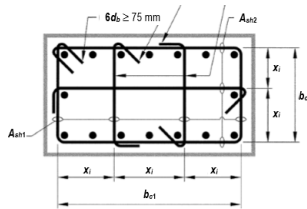
(c) Tulangan transversal elemen pembatas harus memenuhi persyaratan dari 21.6.4.2 hingga 21.6.4.4, kecuali Pers. (21-4) tidak perlu dipenuhi dan batas spasi tulangan transversal dari 21.6.4.3(a) harus sebesar sepertiga dari dimensi terkecil dari elemen pembatas;

Gambar 4. 77 Syarat Tulangan Geser Elemen Kolektor

Maka digunakan syarat 21.9.6.4

21.6.4.2 Tulangan transversal harus disediakan dengan salah satu dari spiral tunggal atau saling tumpang yang memenuhi 7.10.4, sengkang bulat, atau sengkang persegi dengan atau tanpa pengikat silang. Pengikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil seperti begelnya diizinkan. Setiap ujung pengikat silang harus memegang batang tulangan longitudinal terluar. Pengikat silang yang berurutan harus diseling ujung-ujungnya sepanjang tulangan longitudinal. Spasi pengikat silang atau kaki-kaki sengkang persegi, h_x ,

Tulangan balok kolektor harus diberi tulangan ikat seperti pada gambar s21.6.4.2



Dimensi x_i dari garis pusat ke garis pusat kaki-kaki pengikat tidak melebihi 350 mm. Rumus h_e yang digunakan dalam persamaan 21-2 diambil sebagai nilai terbesar dari x_i .

Gambar 4. 78 Tulangan Ikat Elemen Kolektor

21.6.4.3 Spasi tulangan transversal sepanjang panjang ℓ_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), dan (c):

- (a) Seperempat dimensi komponen struktur minimum;
- (b) Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil; dan
- (c) s_o , seperti didefinisikan oleh Pers. (21-2)

$$1. \frac{b}{4} = \frac{300}{4} = 75 \text{ mm}$$

$$2. 6 \times dt = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$3. s_o = 100 + \frac{350 - 500}{3} = 50 \text{ mm}$$

Nilai s_o minimum sebesar 75 mm

Dikarenakan pada peraturan SNI 2847:2013 Pasal 21.11.7.5 menyatakan bahwa tulangan transversal harus dipasang sepanjang elemen maka tulangan transversal $2\emptyset 13-75$ mm dipasang sepanjang elemen

4.4.2.3 Perencanaan Panjang Penyaluran

Perhitungan panjang penyaluran tulangan diatur dalam SNI 2847: 2013 pasal 12.2.1 adalah sebagai berikut:

1. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik
Diketahui diameter tulangan, $d_b = 25$ mm

$$l_b = d_b \times \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e}{1,7 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 12.2.4 :

$\Psi_t = 1,3$ (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\Psi_e = 1,0$ (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)

$\Lambda = 1,0$ (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$l_b = 25 \times \frac{420 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{40}} > 300 \text{ mm}$$

$$l_b = 1357,22 \text{ mm} > 300 \text{ mm (OK)}$$

2. Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

$$l_b = d_b \times \frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} > 200 \text{ mm}$$

$$l_b = 25 \times \frac{0,24 \times 420}{1 \times \sqrt{40}} = 429,96 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$I_{dc} = 0,043 \times d_b \times f_y = 0,043 \times 25 \times 420 = 451,5 \text{ mm}$$

Karena $I_{dc} > I_b$ maka harus diperpanjang, sehingga dipakai Panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 460 mm

3. Panjang Penyaluran Tulangan Berkait dalam Kondisi Tarik

Sesuai dengan SNI 2847:2014 pasal 12.5.1

$$I_{ah} > 8 \times d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$I_{ah} > 150 \text{ mm}$$

Karena $I_{dc} > I_{ah}$; 460 mm > 200 mm, maka dipakai panjang penyaluran tulangan berkait sebesar 460 mm dengan

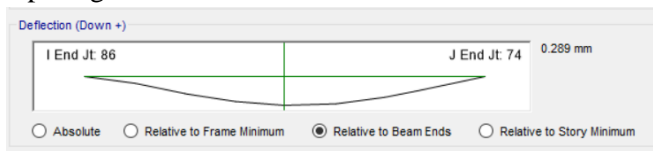
Untuk mempermudah pengecoran dan pemasangan, tulangan pada joint shearwall-balok tidak ditekuk sepanjang $12d_b$, cukup disalurkan memanjang sepanjang l_{dh}

4.4.2.4 Kontrol Lendutan

Lendutan izin seketika harus memenuhi SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b), yaitu:

$$\delta_{ijin} = \frac{ln}{360} = \frac{3700}{360} = 10,27 \text{ mm}$$

Dari *output* ETABS lendutan akibat kombinasi 1D+1L dapat dilihat pada gambar 4.44 berikut ini :



Gambar 4.79 Lendutan Maksimum pada Balok

Dapat dilihat pada gambar 4.53 bahwa lendutan maksimum terjadi pada 1,85 m tengah bentang dengan lendutan sebesar 0,289 mm
Cek:

$$\delta_{ijin} > \delta_{terjadi} = 10,27 \text{ mm} > 0,289 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

4.4.2.5 Kontrol Retak

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

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

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

Dan tidak boleh lebih dari:

$$S \leq 300 \times \frac{280}{f_s}$$

Dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil : $60\% \times f_y$.

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan = $C_c + \frac{1}{2} \times \phi_{tul}$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi

jumlah batang tulangan = $\frac{2d_c \times b}{n}$

$$d_c = 40 + 0,5 \times 13 = 51 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 51 \times 300}{2} = 15300 \text{ mm}^2$$

$$W = 1,1 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 240 \times \sqrt{31,5 \times 12600} = 0,165 \leq 0,3 \text{ (OK)}$$

Spasi max di permukaan tarik :

$$S \leq \frac{95000}{280} - 2,5 \times 51 = 252,5 \text{ mm} \geq S = 75 \text{ mm (OK)}$$

Atau

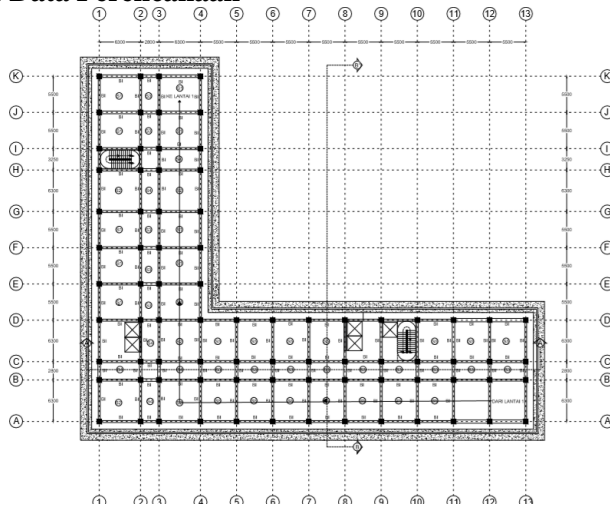
$$S = 300 \times \frac{280}{280} = 380 \text{ mm} \geq S = 75 \text{ mm (OK)}$$

4.7 Perencanaan *Basement*

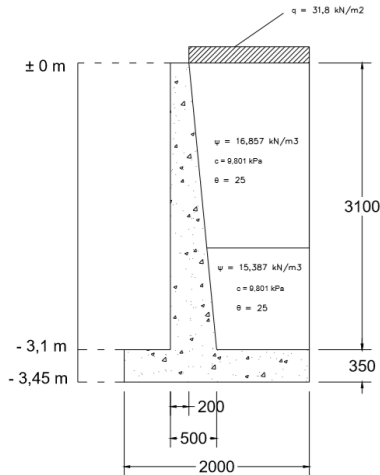
4.7.1 Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi.

4.7.1.1 Data Perencanaan



Gambar 4.80 Denah Dinding Penahan Tanah



Gambar 4.81 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{tanah}} = 16,857 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 15,387 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{air}} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\theta = 25^\circ$$

$$c = 9,801 \text{ kPa}$$

a. Tekanan Aktif Tanah

Dalam perencanaan direncanakan beban pada elevasi ± 0 m beban area aspal (22 kN/m^2) dan hujan ($9,8 \text{ kN/m}^2$) sehingga beban total sebesar $31,8 \text{ kN/m}^2$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) = 0,406$$

$$\sigma_v'(0) = 31,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v'(-2) = \gamma'x h + \sigma_v'$$

$$= 16,857 \times 2 + 31,8 = 65,514 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v'(-3,45) = \gamma'x h + \sigma_v'$$

$$\begin{aligned}
 &= 15,387 \times 1,45 + 65,514 = 87,825 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \sigma_h'(0) &= 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \sigma_h'(-2) &= (\sigma_v' \times Ka) - (2xc' \times \sqrt{Ka}) \\
 \sigma_h'(-2) &= (65,514 \times 0,406) - (2 \times 9,801 \times \sqrt{0,406}) \\
 &= 14,102 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \sigma_h'(-3,45) &= (87,825 \times 0,406) - (2 \times 9,801 \times \sqrt{0,406}) \\
 &= 23,157 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Pada data tanah didapat muka air tanah berada di elevasi -5 m sehingga retaining wall tidak menerima beban tekanan akibat air.

$$\begin{aligned}
 \sigma_h \text{ total } (0) &= 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \sigma_h \text{ total } (-2) &= 14,102 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \sigma_h \text{ total } (-3,45) &= \frac{23,157 \text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

b. Tekanan Pasif Tanah

$$Kp = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 2,464$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v'(-3,1) &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_v'(-3,45) &= \gamma \times h + \sigma_v' \\
 &= 15,387 \times 0,35 + 0 = 5,383 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_h'(3,1) &= (\sigma_v' \times Kp) + (2xc' \times \sqrt{Kp}) \\
 \sigma_h'(3,1) &= 0 + (2 \times 9,801 \times \sqrt{2,464}) = 30,768 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \sigma_h'(3,45) &= (5,386 \times 2,464) + (2 \times 9,801 \times \sqrt{2,464})
 \end{aligned}$$

$$= 44,038 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pada data tanah didapat muka air tanah berada di elevasi -5 m sehingga retaining wall tidak menerima beban tekanan akibat air.

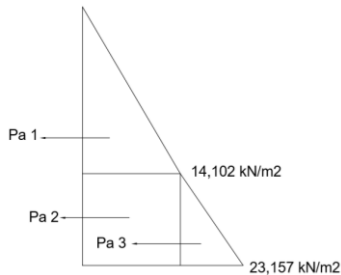
$$\sigma_h \text{ total } (-3,1) = 30,768 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_h \text{ total } (-3,45) = 44,038 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 105 dan harus mampu menahan geser dan guling

4.4.7.2 Kontrol Guling

a. Akibat tekanan aktif tanah



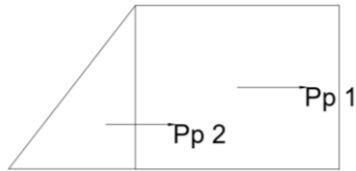
Gambar 4.82 Pa akibat tekanan aktif tanah

$$Pa 1 = \frac{1}{2} \times \sigma_h \times h = \frac{1}{2} \times 14,102 \times 2 = 14,102 \text{ kN}$$

$$Pa 2 = \sigma_h \times h = 14,102 \times 1,45 = 20,448 \text{ kN}$$

$$Pa 3 = \frac{1}{2} \times \sigma_h \times h = \frac{1}{2} \times 9,055 \times 1,45 = 6,565 \text{ kN}$$

b. Akibat tekanan pasif tanah

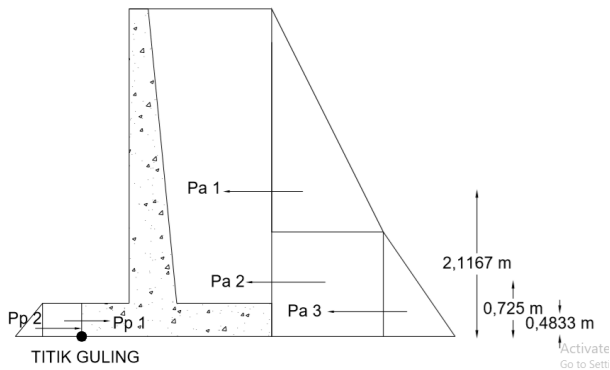


Gambar 4.83 Pp akibat tekanan aktif tanah

$$Pp\ 1 = \sigma h \times h = 30.768 \times 0,35 = 10,768 \text{ kN}$$

$$Pp\ 2 = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (44.038 - 30.768) \times 0,3 \\ = 7,706 \text{ kN}$$

Lalu, mencari jarak dari titik berat tiap segmen diagram tekanan aktif dan pasif terhadap titik guling untuk mendapatkan momen total.



Gambar 4. 84 Jarak titik pusat segmen – titik guling

Momen Akibat Tekanan Aktif

$$l_1 = 2,1167 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,725 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,4833 \text{ m}$$

$$M_{Pa1} = Pa1 \times l_1 = 14,102 \times 2,1167 = 29,849 \text{ kNm}$$

$$M_{Pa2} = Pa2 \times l_2 = 20,448 \times 0,725 = 14,825 \text{ kNm}$$

$$M_{Pa3} = Pa3 \times l_3 = 6,565 \times 0,4833 = 13,173 \text{ kNm}$$

$$M_{total} = M_{Pa1} + M_{Pa2} + M_{Pa3} = 47,847 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Tekanan Pasif

$$l_1 = 2,1167 \text{ m}$$

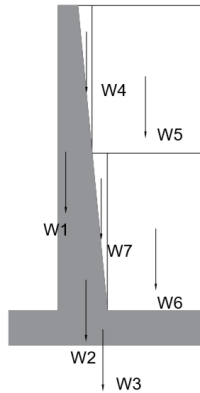
$$l_2 = 0,725 \text{ m}$$

$$M_{Pp1} = Pa1 \times l_1 = 10,768 \times 2,1167 = 1,256 \text{ kNm}$$

$$M_{Pp2} = Pa2 \times l_2 = 7,706 \times 0,725 = 0,899 \text{ kNm}$$

$$M_{total} = M_{Pa1} + M_{Pa2} = 2,155 \text{ kNm}$$

b. Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4.85 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4. 49 Perhitungan Momen Akibat Dinding Penahan Tanah

No	Dimensi			Massa kN/m ³	W kN/m	Jarak m	Momen ((kN/m)/m)
	X	Y	Z				
1	0.2	3.1	1	24.0	14.88	0.6	8.928
2	0.3	3.1	1	24.0	22.32	0.866667	19.344
3	2	0.35	1	24.0	16.8	1	16.8

4	0.2178	2	1	16.857	3.67148	0.9	3.304332
5	1.0822	2	1	16.857	36.48555	1.5	54.72832
6	1	1.1	1	15.387	16.92572	1.5	25.38858
7	0.842	1.1	1	15.387	7.125729	0.9857	7.023831
				W	118.2085	Momen	135.5171

$$FS_{\text{guling}} = \frac{\sum M_{\text{penahan}}}{\sum M_{\text{pendorong}}} = \frac{135.52 + 2,155}{47,847} = 2,87$$

$$FS_{\text{guling}} = 2,87 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

4.4.7.3 Kontrol Geser

$W_{\text{beton}} = 118,2085 \text{ kN}$

$$FS_{\text{geser}} = \frac{(W_{\text{beton}}) \tan 25^\circ}{Pa - Pp} = \frac{118,208 \tan 25^\circ}{41,115 - 18,475} = 2,435$$

$$FS_{\text{geser}} = 2,435 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

4.4.7.4 Penulangan Stem Dinding Penahan Tanah

a. Penulangan Lentur

$$Mu = 1,4 \times Mo = 1,4 \times 47,847 = 66.986 \text{ kNm} = 66986334 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 500 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 35 Mpa

Mutu tulangan = 400 Mpa

Diameter tulangan = 16 mm

$dx = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ diameter tulangan}$

$$dx = 500 - 40 - (0,5 \times 16) = 452 \text{ mm}$$

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

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{66986334}{0,9 \cdot 1000 \cdot 452^2} = 0,364$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,364}{400}} \right) =$$

$$\rho = 0,000916412$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 452 = 1582 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1582} = 127,16 \text{ mm}$$

$$S = 120,16 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100

Untuk penulangan retaining wall (stem) pada ketinggian 2/3 dari muka tanah menggunakan $\rho = 0,0018$.

$$A_s = \rho b d = 0,0018 \times 1000 \times 452 = 813,6 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{813,6} = 247,01 \text{ mm}$$

$$S = 247,01 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200.

Sedangkan untuk penulangan retaining wall (stem) pada ketinggian 1/3 dari muka tanah dilakukan reduksi penulangan, sehingga menggunakan tulangan lentur D16-300.

b. Penulangan Geser

$$V_u = 1,4 \times P_a = 1,4 \times 41.115 = 57.561 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 452 = 334,26 \text{ kN}$$

Jadi tidak diperlukan tulangan geser

4.4.7.5 Penulangan Toe Dinding Penahan Tanah

a. Tulangan Lentur

$$Mu = 1,4 \times Mo = 1,6 \times 47,847 = 66.986 \text{ kNm} = 66986334 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 350 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 35 Mpa

Mutu tulangan = 400 Mpa

Diameter tulangan = 13 mm

$dx = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ diameter tulangan}$

$$dx = 350 - 40 - (0,5 \times 13) = 303,5 \text{ mm}$$

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

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

$$m = \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{66986334}{0,9 \cdot 1000 \cdot 303,5^2} = 0,808$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,808}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00204$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$As = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 303,5 = 1062,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1062,25} = 124,9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-100.

b. Cek Geser di Joint Stem – Toe Dinding Penahan Tanah\

$$Lr = \frac{Mw}{W} = \frac{135.517}{118.2} = 1,1464$$

$$e = Lr - \frac{B}{2} = 1,1464 - \frac{2}{2} = 0,1464$$

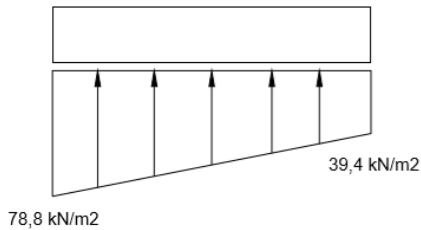
$$\frac{6e}{L} = \frac{6 \times 0,1464}{2} = 0,43927 \text{ m} \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2}{6} = 0,333 \text{ m}$$

Maka digunakan $6e/L$ sepanjang 0,333 m

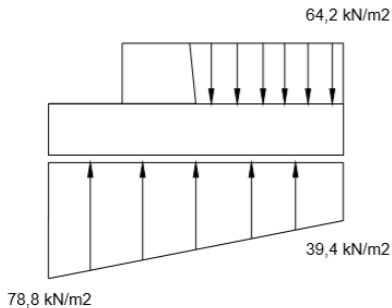
$$q_{\max} = \frac{W}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{118,2}{2} \times (1 + 0,333) = 78,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\min} = \frac{W}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{118,2}{2} \times (1 - 0,333) = 39,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



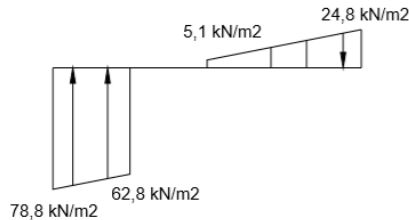
Gambar 4.86 Distribusi q maksimum dan minimum

Akibat beban gravitasi kumulatif tanah pada tabel sebelumnya, didapat q_t sebesar 64,2 kN/m.



Gambar 4.87 Distribusi q pada toe DPT

Sehingga menyebabkan perubahan distribusi tekanan geser sebagai berikut



Gambar 4.88 Distribusi q akhir pada toe DPT

$$V_u = 1,6 \times \left(\frac{\sum s}{2} (B - dx) \right)$$

$$V_u = 1,6 \times \left(\frac{(78,8 + 62,8)}{2} \times (0,5 - 0,3035) \right) = 22,26 \text{ kN}$$

$$V_u = 1,6 \times \left(\frac{(5,1 + 24,8)}{2} \times (1 - 0,3035) \right) = 16,67 \text{ kN}$$

$$V_u = 22,26 \text{ kN}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 303,5 = 224,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi tidak diperlukan tulangan geser

4.4.8 Perencanaan Pelat Dasar *Basement*

4.4.8.1 Data-Data Perencanaan Pelat Beton:

Tebal pelat = 220 mm

Selimut beton = 40 mm

L_x = 630 cm

L_y = 550 cm

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{592,5}{512,5} = 1,15 \text{ (pelat 2 arah)}$$

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan	= 400 Mpa
Diameter Tulangan	= 13 mm
dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah	
dx = 220 - 40 - (0,5 x 13)	= 173,5 mm
dy = tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas	
dy = 220 – 50 – 13 - (0,5 x 13)	= 152 mm
Elevasi Muka Air Tanah	= -5 m
Berat Jenis Air	= 1000 kg/m ³

Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu:

1. Pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement*.
2. Terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan.

Namun, case pertama tidak berlaku dikarenakan muka air tanah saat musim hujan berada pada elevasi -5m sedangkan elevasi *basement* berada pada -3,1m.

4.4.8.2 Pembebanan Pelat *Basement*

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati

Berat beton (0.22x2400)	= 528 kg/m ²
Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m ² +
Total	= 549 kg/m ²

Beban Hidup

Lantai	= 800 kg/ m ²
Total (q _L)	= 800 kg/ m ²

Beban Berfaktor

$$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(549) + 1,6(800) = 1938,8 \text{ kg/m}^2$$

Pada perhitungan ini menggunakan pelat tipe B dengan dimensi (630cm x 550cm). Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 \cdot 1938,8 \cdot 630^2 \cdot 28 \\ = 19057580,01 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0,001 \cdot 1938,8 \cdot 630^2 \cdot 64 \\ = -43560182,88 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 \cdot 1938,8 \cdot 630^2 \cdot 20 \\ = 13612557,15 \text{ Nmm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0,001 \cdot 1938,8 \cdot 5^2 \cdot 56 \\ = -38115160,02 \text{ Nmm}$$

Maka didapat momen untuk penulangan arah X sebesar -43560183 Nmm dan untuk penulangan arah Y sebesar -38115160,02Nmm.

Sedangkan untuk beban akibat uplift air dihitung sendiri, dengan cara sebagai berikut:

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 3,1 \times 1000 = 3100 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa $q_{\text{air}} = 3100 \text{ kg/m}^2$. Nilai q_{air} tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

Pada perhitungan ini menggunakan pelat tipe B dengan dimensi (630cm x 550cm). Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 \cdot 3100 \cdot 630^2 \cdot 28$$

$$= 30988142.5 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 X = -0.001 \cdot 3100 \cdot 630^2 \cdot 64 \\ &= -70830040 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 X = 0.001 \cdot 3100 \cdot 630^2 \cdot 20 \\ &= 22134387.5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 X = -0.001 \cdot 3100 \cdot 5^2 \cdot 56 \\ &= -61976285 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

4.4.8.3 Perhitungan Penulangan

Penulangan Arah X

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi \times b \times dx^2} = \frac{43560183}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 1,607 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'c}{f_y} = \frac{0,85 \times 30}{400} = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'c}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,607}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$\rho = 0,00415$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00415 karena ρ perlu > ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00415 \times 1000 \times 173,5 = 721 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

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

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

Maka dipakai jarak 150 mm

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2}{150} = 885 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek : } A_{s\text{perlu}} = 720 \text{ mm}^2 < A_{s\text{pakai}} = 885 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

Penulangan Arah Y

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{38115160}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 1.406 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{0,85f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 30}{400} = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,406}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$\rho = 0,0036$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

ρ minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 psal 14.3.3 (a)

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,0036 karena ρ perlu > ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_y$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0036 \times 1000 \times 173,5 = 586 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

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

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

Maka dipakai jarak 200 mm

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2}{200} = 664 \text{ mm}^2$$

Cek : $A_{s_{\text{perlu}}} = 586 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{pakai}}} = 664 \text{ mm}^2$ (**OKE**)

Penulangan Susut

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

d_y = tebal pelat – cover - tulangan utama - $\frac{1}{2}$ tul. susut

$$d_y = 220 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - \frac{1}{2} 10 \text{ mm} = 162 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \rho b d = 0,0020 \times 1000 \times 162 = 324 \text{ mm}^2$$

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

$$s = \frac{b \times d_y}{A_{sh}} = \frac{1000 \times 162}{154} = 242,3 \text{ mm}$$

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

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

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

Jadi dipakai $s = 200$ mm Dipakai tulangan susut $\phi 10 - 200$

4.4.8.4 Kontrol

1. Kontrol Regangan

Pada Penulangan Arah X

Tinggi tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s_{pakai}} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{885 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 13,88 \text{ mm}$$

Rasio dimensi panjang terhadap pendek

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

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{12,486}{0,836} = 16,61 \text{ mm}$$

Regangan Tarik

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

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (173,5 - 12,45)}{14,94} = 0,0283$$

$> 0,003$ (OK)

Pada Penulangan Arah Y

Tinggi tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s_{pakai}} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{664 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 10,4 \text{ mm}$$

Rasio dimensi panjang terhadap pendek

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

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{8,324}{0,836} = 12,45 \text{ mm}$$

Regangan Tarik

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

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (77 - 12,45)}{12,45} = 0,0388$$

$$> 0,003 \text{ (OK)}$$

2. Kontrol Momen Kapasitas

Pada Penulangan Arah X

Dipakai $\phi = 0,9$

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

$$\phi M_n = 0,9 \times 885 \times 400 \times \left(173,5 - \frac{13,88}{2} \right)$$

$$= 53065641 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u ; 53065641 \text{ Nmm} > 16503795.43 \text{ Nmm}$$

Pada Penulangan Arah Y

Dipakai $\phi = 0,9$

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

$$\phi M_n = 0,9 \times 664 \times 400 \times \left(173,5 - \frac{10,405}{2} \right)$$

$$= 17393486.52 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u ; 40229834,4 \text{ Nmm} > 38115160.02 \text{ Nmm}$$

Tabel 4. 50 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* Akibat Beban Parkir

No	Dimensi Pelat (cm)		Arah	Tulangan Arah X		Tulangan Arah Y	
				Utama	Susut	Utama	Susut
1	630	630	Dua Arah	D13-200	ø10-200	D13-200	ø10-200
2	630	550	Dua Arah	D13-150	ø10-200	D13-200	ø10-200
3	550	280	Satu Arah	D13-150	ø10-200		
4	630	280	Satu Arah	D13-125	ø10-200		
5	280	280	Dua Arah	D13-300	ø10-200	D13-300	ø10-200
6	325	280	Dua Arah	D13-300	ø10-200	D13-300	ø10-200

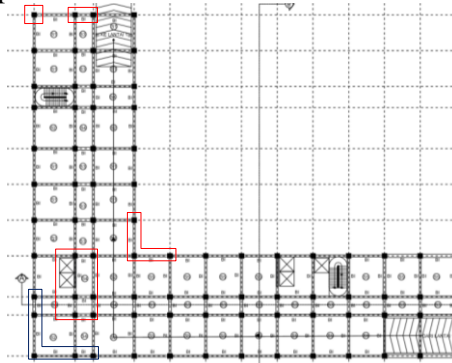
Tabel 4. 51 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* Akibat Beban Uplift Air

No	Dimensi Pelat (cm)		Arah	Tulangan Arah X		Tulangan Arah Y	
				Utama	Susut	Utama	Susut
1	630	630	Dua Arah	ø13-125	ø10-200	ø13-125	ø10-200
2	630	550	Dua Arah	ø13-100	ø10-300	ø13-100	ø10-300
3	550	280	Satu Arah	ø13-100	ø10-300		
4	630	280	Satu Arah	ø13-75	ø10-300		
5	280	280	Dua Arah	D13-300	ø10-300	D13-300	ø10-300
6	325	280	Dua Arah	D13-300	ø10-300	D13-300	ø10-300

4.5 Perencanaan Pondasi

Pada perhitungan pondasi Apartemen Taman Sari Iswara dibagi menjadi beberapa tipe poer, diantaranya poer untuk titik kolom, shearwall dan penggabungan pile antara kolom dan shearwall yang dikarenakan jaraknya terlalu dekat.

Untuk contoh perhitungan digunakan pile pada titik shearwall (Tipe 1) Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil *output* semua reaksi perletakkan (dalam hal ini, nilai beban yang dimasukkan bukanlah beban *ultimate*, tetapi beban awal sebelum ditambah faktor beban.



Gambar 4.89 Denah Tinjauan Pondasi

Keterangan:

Garis Biru : Tipe pondasi yang ditinjau

Garis Merah : Tipe pondasi lainnya

Dari kombinasi beban di atas dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan Pijin 1 tiang. Berikut ini adalah *output* dari joint reaction pada pondasi.

4.5.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (precast concrete pile) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $F_c' = 52 \text{ Mpa}$ (concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- Diameter tiang : 800 mm
- Tebal tiang : 120 mm
- Klasifikasi : A1
- Concrete cross section : 2563 cm²
- Section Inersia : 1527.869.6cm⁴
- Berat : 641 kg/m
- Panjang : 6 – 20 m
- Bending moment *crack* : 40,00 t.m
- Bending momen *ultimate* : 60,00 t.m
- Allowable axial load : 415 ton
- Decompression tension : 119,34 ton

4.5.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun.

Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Apartemen Tamansari Iswara Bekasi adalah hasil analisa PT. Tarumanegara Bumiayasa.

4.5.3 Beban Aksial Hasil Analisa Struktur ETABS

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

Tabel 4. 52 Gaya Dalam Pondasi

No	Kombinasi	Gaya Dalam (kN-m)				
		P (kN)	V _x	V _y	M _x	M _y
1	D	9323.9	35.5	30.1	2.7	35.5
2	D+L	12469.3	60.8	51.6	4.3	56.5
3	D+L+EX+EY	22178.1	500.6	736.1	850.8	1531.06
4	D+0.75L	12086.3	56.8	48.2	3.9	53.1
5	D+0.75EX+0.75EY	19980.4	872.5	866.9	122.1	1794.5
6	0.6D+0.6EX+0.6EY	17335.8	736.3	733.2	103.9	1081.2

4.5.4 Daya Dukung

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 dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Meyerhoff. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

4.5.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Meyerhoff dan Bazara, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$. Contoh, pada data tanah kedalaman 18 m, jenis tanah pasir:

$$N_1 = 15 + 0,5(N - 15)$$

$$N_1 = 15 + 0,5(50 - 15)$$

$$N_1 = 32,5$$

$$N1 = 0,6N$$

$$N1 = 0,6 \times 50$$

$$N1 = 30 \text{ (menentukan)}$$

2. Mencari Beban Aksial Overburden

$$Po_n = (\gamma' \times d) + \sum (\gamma' \times d)_{n-1}$$

$$\gamma' = \gamma^t - 1 = 1,71 - 1 = 0,71 \frac{t}{m^3}$$

$$d = 0,5 \text{ m (tanah ditinjau per } 0,5 \text{ m)}$$

$$Po = \gamma' \times d = 0,71 \times 0,5 = 0,355 \frac{t}{m^2}$$

$$\sum (\gamma' \times d)_{n-1} = 11,675 \frac{t}{m^2}$$

$$Po_n = 0,71 + 11,675 = 12,03 \frac{t}{m^2}$$

3. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal:

$$2N = 30 \times 2 = 60$$

- a. Jika $Po < 7,5$

$$N2 = \frac{4N1}{(1 + 0,4Po)}$$

- b. Jika $Po > 7,5$ (menentukan)

$$N2 = \frac{4N1}{(3,25 + 0,1Po)}$$

$$N2 = \frac{4 \times 30}{(3,25 + 0,1 \times 12,03)}$$

$$N2 = 26,95 < 60 \text{ maka dipakai } N2 = 26,95$$

4. Mencari N rata-rata SPT sekitar 8D atas dan 4D bawah
Diameter yang digunakan dalam perencanaan ini adalah setebal 80cm

$$N = \frac{\sum N}{n} = \frac{773,43}{21} = 36,83$$

5. Mencari Q ujung

$$Q_{ujung} = 40N_p \times A_p$$

Dimana:

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 8D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

$$A_p = \text{Luas penampang dasar tiang} \\ = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 = 0,5024 \text{ m}^2$$

$$Q_{ujung} = 40 \times 36,83 \times 0,5024$$

$$Q_{ujung} = 740,43 \text{ ton}$$

6. Mencari $\sum R_{si}$

$$\sum R_{si} = \sum f_{si} \times A_s$$

Dimana:

f_{si} = tekanan tanah berdasarkan nilai NSPT (N_2)
($N/5$ untuk pasir, $N/2$ untuk lempung atau lanau)

$$A_p = \text{Luas selimut tiang per segmen} \\ = 3,14 \cdot 0,8 \cdot 0,5 = 1,256 \text{ m}^2$$

$$f_{si_{1,6m}} = \frac{N_2}{5} = \frac{27,88}{5} = 5,4$$

$$R_{si} = 5,4 \times 1,256 = 6,78$$

$$\sum R_{si_n} = R_{si} + \sum R_{si_{n-1}}$$

$$\sum R_{si_n} = 7,01 + 449,66 = 484,613 \text{ ton}$$

7. Mencari Pijin satu tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ujung} + \sum R_{si}}{SF}; (SF = 3)$$

$$Q_{ijin} = \frac{740,43 + 482,58}{3} = 412,66 \text{ ton}$$

Pada perencanaan Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 120 cm (kelas A1) diperoleh $\bar{P} = 415 \text{ ton}$. Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil P terkecil, yaitu = 412,66 ton / 4126,6 kN. Berikut adalah hasil perhitungan daya dukung tanah metode Meyerhoff:

Tabel 4. 53 Rekapitulasi Perhitungan DDT

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N>=sand 15+...	N>=sand 0,6 N	N>=sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	fsi (ton/m2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
1	9	L	9.000	9.000	9	1.72	0.72	0.36	31.469	18	18.00	19.50	392.07	9.00	11.31	11.31	403.38	
1.5	11.75	L	11.750	11.750	11.75	1.72	0.72	0.72	36.491	23.5	23.50	18.98	381.67	11.75	14.77	26.08	407.75	
2	11	L	11.000	11.000	11	1.72	0.72	1.08	30.726	22	22.00	18.43	370.58	11.00	13.82	39.90	410.48	136.83
2.5	10.25	L	10.250	10.250	10.25	1.57	0.57	1.365	26.520	20.5	20.50	17.87	359.30	10.25	12.88	52.78	412.08	137.36
3	9.5	L	9.500	9.500	9.5	1.57	0.57	1.65	22.892	19	19.00	17.30	347.93	9.50	11.94	64.72	412.64	137.55
3.5	8.75	L	8.750	8.750	8.75	1.57	0.57	1.935	19.729	17.5	17.50	16.88	339.33	8.75	11.00	75.71	415.04	138.35
4	8	L	8.000	8.000	8	1.61	0.61	2.24	16.878	16	16.00	16.55	332.79	8.00	10.05	85.77	418.56	139.52
4.5	7.75	L	7.750	7.750	7.75	1.61	0.61	2.545	15.362	15.5	15.36	16.30	327.80	7.68	9.65	95.42	423.22	141.07
5	7.5	L	7.500	7.500	7.5	1.61	0.61	2.85	14.019	15	14.02	16.11	323.99	7.01	8.81	104.23	428.21	142.74
5.5	7.25	L	7.250	7.250	7.25	1.61	0.61	3.155	12.821	14.5	12.82	15.93	320.28	6.41	8.06	112.28	432.56	144.19
6	7	L	7.000	7.000	7	1.71	0.71	3.51	11.647	14	11.65	15.75	316.70	5.82	7.32	119.60	436.30	145.43
6.5	7.75	L	7.750	7.750	7.75	1.71	0.71	3.865	12.176	15.5	12.18	15.58	313.24	6.09	7.65	127.25	440.49	146.83
7	8.5	L	8.500	8.500	8.5	1.71	0.71	4.22	12.649	17	12.65	15.41	309.91	6.32	7.95	135.20	445.10	148.37
7.5	9.25	L	9.250	9.250	9.25	1.71	0.71	4.575	13.074	18.5	13.07	15.57	312.98	6.54	8.21	143.41	456.39	152.13
8	10	L	10.000	10.000	10	1.71	0.71	4.93	13.459	20	13.46	15.87	319.07	6.73	8.46	151.87	470.94	156.98
8.5	10.25	L	10.250	10.250	10.25	1.71	0.71	5.285	13.166	20.5	13.17	16.16	324.85	6.58	8.27	160.14	484.99	161.66
9	10.5	L	10.500	10.500	10.5	1.71	0.71	5.64	12.899	21	12.90	16.79	337.68	6.45	8.10	168.25	505.93	168.64
9.5	10.75	L	10.750	10.750	10.75	1.71	0.71	5.995	12.655	21.5	12.65	17.68	355.43	6.33	7.95	176.20	531.62	177.21
10	11	L	11.000	11.000	11	1.71	0.71	6.35	12.429	22	12.43	18.80	378.03	6.21	7.81	184.01	562.04	187.35
10.5	17	L	17.000	17.000	17	1.71	0.71	6.705	18.468	34	18.47	20.16	405.43	9.23	11.60	195.61	601.04	200.35
11	23	L	23.000	23.000	23	1.71	0.71	7.06	24.059	46	24.06	21.76	437.57	12.03	15.12	210.73	648.30	216.10
11.5	29	L	29.000	29.000	29	1.71	0.71	7.415	29.249	58	29.25	23.37	469.95	14.62	18.38	229.10	699.06	233.02
12	35	L	35.000	35.000	35	1.71	0.71	7.77	34.765	70	34.77	25.03	503.28	17.38	21.84	250.95	754.23	251.41

Tabel 4.53 Rekapitulasi Perhitungan DDT

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N _{>15sand} 15+...	N _{>15sand} 0,6 N	N _{>15sand}	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	po (ton/m ²)	N _{Corr}	2N	N _{Corr}	N _{rata2 ujung}	Qujung (ton)	fsi (ton/m ²)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 : (ton)
12	35	L	35.000	35.000	35	1.71	0.71	7.77	34.765	70	34.77	25.03	503.28	17.38	21.84	250.95	754.23	251.41
12.5	38.75	L	38.750	38.750	38.75	1.71	0.71	8.125	38.154	77.5	38.15	26.73	537.42	19.08	23.97	274.92	812.34	270.78
13	42.5	L	42.500	42.500	42.5	1.71	0.71	8.48	41.484	85	41.48	27.54	553.69	20.74	26.06	300.99	854.68	284.89
13.5	46.25	L	46.250	46.250	46.25	1.71	0.71	8.835	44.756	92.5	44.76	28.31	569.21	22.38	28.12	329.11	898.31	299.44
14	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.19	47.973	100	47.97	29.05	584.02	23.99	30.14	359.25	943.27	314.42
14.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.545	47.568	100	47.57	29.75	598.19	23.78	29.89	389.14	987.32	329.11
15	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.9	47.170	100	47.17	30.43	611.75	23.58	29.64	418.78	1030.52	343.51
15.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	10.255	46.778	100	46.78	31.86	640.62	23.39	29.39	448.17	1088.78	362.93
16	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	10.61	27.836	60	27.84	33.16	666.76	5.57	7.00	455.16	1121.92	373.97
16.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	10.965	27.608	60	27.61	34.33	690.20	5.52	6.94	462.10	1152.30	384.10
17	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	11.32	27.385	60	27.38	35.36	710.96	5.48	6.88	468.98	1179.94	393.31
17.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	11.675	27.165	60	27.16	36.19	727.56	5.43	6.83	475.81	1203.37	401.12
18	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	12.03	26.948	60	26.95	36.83	740.43	5.39	6.77	482.58	1223.02	412.66
18.5	47	L	47.000	47.000	47	1.71	0.71	12.385	41.885	94	41.88	37.30	749.95	20.94	26.32	508.90	1258.85	419.62
19	44	L	44.000	44.000	44	1.71	0.71	12.74	38.904	88	38.90	37.59	755.74	19.45	24.44	533.34	1289.09	429.70
19.5	41	L	41.000	41.000	41	1.71	0.71	13.095	35.969	82	35.97	37.71	758.25	17.98	22.60	555.94	1314.20	438.07
20	38	L	38.000	38.000	38	1.71	0.71	13.45	33.079	76	33.08	37.68	757.53	16.54	20.78	576.73	1334.26	444.75
20.5	40.5	L	40.500	40.500	40.5	1.71	0.71	13.805	34.985	81	34.99	37.48	753.63	17.49	21.98	598.71	1352.34	450.78
21	43	L	43.000	43.000	43	1.71	0.71	14.16	36.862	86	36.86	36.31	730.13	18.43	23.16	621.87	1352.00	450.67
21.5	45.5	L	45.500	45.500	45.5	1.71	0.71	14.515	38.711	91	38.71	35.16	706.86	19.36	24.32	646.20	1353.05	451.02
22	48	L	48.000	48.000	48	1.71	0.71	14.87	40.532	96	40.53	34.82	700.06	20.27	25.47	671.66	1371.72	457.24
22.5	48.5	L	48.500	48.500	48.5	1.71	0.71	15.225	40.650	97	40.65	34.48	693.36	20.32	25.54	697.20	1390.56	463.52
23	49	L	49.000	49.000	49	1.71	0.71	15.58	40.765	98	40.77	35.08	705.42	20.38	25.61	722.82	1428.24	476.08
23.5	49.5	L	49.500	49.500	49.5	1.71	0.71	15.935	40.880	99	40.88	35.68	717.43	20.44	25.69	748.50	1465.93	488.64
24	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	16.29	24.595	60	24.60	36.28	729.38	4.92	6.18	754.68	1484.07	494.69

Tabel 4.53 Rekapitulasi Perhitungan DDT

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N>15sand 15+...	N>30sand 0,6 N	N>45sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N _{Corr}	2N	N _{Corr}	N rata2 ujung	Qujung (ton)	f _{si} (ton/m2)	R _{si} (ton)	Σ R _{si} (ton)	Qult = Qujung Σ R _{si}	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
24.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	16.645	24.418	60	24.42	36.87	741.29	4.88	6.14	760.82	1502.11	500.70
25	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17	40.404	100	40.40	37.46	753.14	20.20	25.39	786.21	1539.35	513.12
25.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17.355	40.116	100	40.12	37.17	747.39	20.06	25.21	811.41	1558.80	519.60
26	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17.71	39.833	100	39.83	36.91	742.08	19.92	25.03	836.44	1578.52	526.17
26.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.065	39.553	100	39.55	36.67	737.21	19.78	24.85	861.29	1598.50	532.83
27	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.42	39.277	100	39.28	36.44	732.76	19.64	24.68	885.97	1618.73	539.58
27.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.775	39.005	100	39.01	36.52	734.30	19.50	24.51	910.48	1644.78	548.26
28	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	19.13	38.737	100	38.74	36.50	733.92	19.37	24.34	934.82	1668.74	556.25
28.5	47	L	47.000	47.000	47	1.71	0.71	19.485	36.164	94	36.16	36.37	731.31	18.08	22.72	957.54	1688.85	562.95
29	44	L	44.000	44.000	44	1.71	0.71	19.84	33.626	88	33.63	36.11	726.08	16.81	21.13	978.67	1704.75	568.25
29.5	41	L	41.000	41.000	41	1.71	0.71	20.195	31.122	82	31.12	35.81	720.00	15.56	19.55	998.22	1718.22	572.74
30	38	L	38.000	38.000	38	1.71	0.71	20.55	28.652	76	28.65	35.46	712.88	14.33	18.00	1016.23	1729.11	576.37

4.5.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 800 mm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini:

Jumlah tiang pancang minimum ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{P_u}{Q_{ijin \text{ tanah}}} = \frac{22178,06}{4126,6} = 6 \text{ buah} \sim 7 \text{ buah}$$

Untuk jarak antar tiang minimum:

$$S \geq (3 D = 3 \times 800 = 2400 \text{ mm})$$

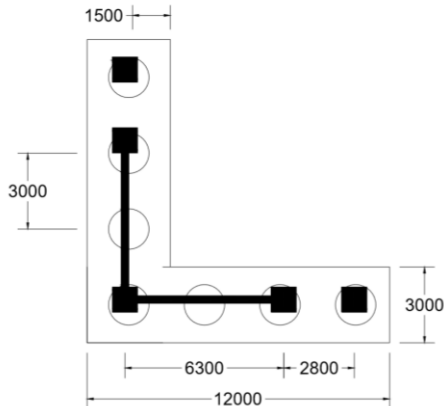
Untuk jarak tepi tiang pancang:

$$1,5D \leq S_1 \leq 2D$$

$$1200 \text{ mm} \leq S_1 \leq 1600 \text{ mm}$$

Dipakai:

1. Jarak antar tiang pancang (S) = 3000 mm
2. Jarak tepi tiang pancang (S_1) = 1500 mm



Gambar 4.90 Denah Pondasi Tipe 1

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

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana:

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak antar tiang pancang

Pada perhitungan konfigurasi efisiensi tiang pancang berbentuk L akan dilakukan dua kali berdasarkan dua sumbu yakni sumbu X dan Y dan dicari yang paling kritis.

1. Sumbu X

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{800}{3000}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{1}\right)$$

$$\eta = 0,8521$$

2. Sumbu Y

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{800}{3033}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{1}\right)$$

$$\eta = 0,8685$$

Sehingga:

$$Q_{ijinX(\text{grup})} = \eta \times Q_{ijin(1\text{tiang})} \times n$$

$$Q_{ijinX(\text{grup})} = 0,8521 \times 5304,2 \times 12$$

$$Q_{ijinX(\text{grup})} = 24164,75 \text{ kN} > P_u = 22178,1 \text{ kN}(\text{OK})$$

4.5.5 Kontrol Tiang Pancang Kelompok

4.5.5.1 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (Pmax)

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:

$$P_{\max/\min} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x^2}$$

- a. Menentukan Titik Berat Konfigurasi

$$A_1 = 12 \times 3 = 36 \text{ m}^2$$

$$y_{b1} = \frac{12}{2} = 6 \text{ m}$$

$$A_2 = 9 \times 3 = 27 \text{ m}^2$$

$$y_{b2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$y_b = \frac{(A_1 \times y_{b1}) + (A_2 \times y_{b2})}{(A_1 + A_2)}$$

$$y_b = \frac{(36 \times 6) + (27 \times 3)}{(27 + 36)}$$

$$y_b = \mathbf{4,0714 \text{ m}}$$

$$A_1 = 9 \times 3 = 27 \text{ m}^2$$

$$x_{b1} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$A_2 = 9 \times 3 = 27 \text{ m}^2$$

$$x_{b2} = \frac{3}{2} + 3 = 4,5 \text{ m}$$

$$x_b = \frac{(A_1 \times x_{b1}) + (A_2 \times x_{b2})}{(A_1 + A_2)}$$

$$x_b = \frac{(27 \times 1,5) + (27 \times 4,5)}{(27 + 27)}$$

$$x_b = \mathbf{2,7857 \text{ m}}$$

b. Mencari P_{max}/P_{min}

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{22178,1}{7} + \frac{1531,06 \times 6,429}{91,374} + \frac{850,82 \times 7,714}{91,374}$$

$$P_{\max} = 3347,84 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} - \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y^2} - \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{22178,1}{7} - \frac{1531,06 \times 6,429}{91,374} - \frac{850,82 \times 7,714}{91,374}$$

$$P_{\max} = 2988,74 \text{ kN}$$

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}} \text{ (OK)}$$

4.5.5.2 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)”

$$M_{\max} = H \times (e + 1,5d + 0,5f)$$

Dimana:

H = Lateral Load (kg)

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah (cm)

d = diameter pondasi (cm)

dari lampiran data tanah di ketahui $C_u = 1 \text{ k/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 \times C_u \times d} = \frac{73611,7}{9 \times 1 \times 80} = 102,23 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 73611,7 \times (0 + (1,5 \times 80) + (0,5 \times 102,23))$$

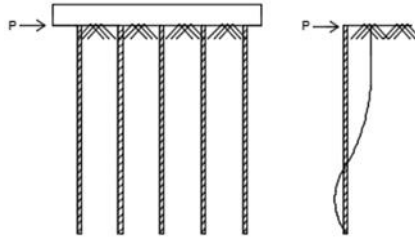
$$M_{\max} = 12596377,87 \text{ kgcm}$$

$$M_{\max} = 1259,6 \text{ kNm}$$

Untuk diameter 800 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 40 \text{ tm} = 4000 \text{ kNm}$

$$M_{\max} = 1259,6 \text{ kNm} < 4000 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

4.5.5.3 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.91 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Jumlah tiang = 7 tiang

H_{\max} = 73611,7 kg

H_{\max} 1 tiang = 10515,957 kg

C_u = 1 kg/cm²

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan $f = 10 \text{ t/ft}^3 = 0,32 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{f_c} = 338921,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (80)^4 = 2009600 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 2009600}{122,8}\right)^{\frac{1}{5}} = 91,65 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

L = 18 m = 1800 cm (kedalaman tiang pancang)

T = 97,44 cm

L/T = 16,42

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fd = 0.9

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left(\frac{10515,96 \times 97,44}{338921,82 \times 2009600}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,128 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

$M_{crack} = 40 \text{ tm}$ (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))

L/T = 16,42

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fm = 3

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding \text{ crack}}$$

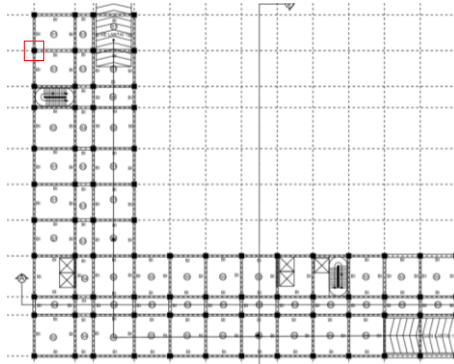
$$M = 3 \times (10,515 \times 97,44) \leq 40 \text{ tm}$$

$$M = 30,74 \text{ tm} \leq 40 \text{ tm (OK)}$$

4.5.6 Perencanaan Pile Cap Kolom

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur. Data perancangan pile cap. Berikut adalah denah pile cap yang ditinjau:

4.5.6.1 Data Perencanaan



Gambar 4.92 Denah Tinjauan Pile Cap

- | | | |
|----|------------------------|-----------------------------|
| a. | Dimensi Kolom | : 1000 x 1000 |
| b. | Dimensi Pile Cap | : 4800 x 4800 |
| c. | Selimut Beton | : 70 cm |
| d. | D tulangan | : 25 mm |
| e. | Mutu Beton | : 420 MPa |
| f. | Mutu Baja | : 30 MPa |
| g. | Diameter tiang pancang | : 800 mm |
| h. | Tebal Pile Cap rencana | : 1200 mm |
| i. | λ | : 1 (Beton Normal) |
| j. | αs | : 30 (Kolom Eksterior/Tepi) |
| k. | β | : $4800/4800 = 1$ |

Tinggi efektif pile cap

$$d_x = 1200 - 70 - 0,5 \times 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - 0,5 \times 25 = 1092,5 \text{ mm}$$

4.5.6.2 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

a. Terhadap Tiang Pancang

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut:

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} B_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times 3,14 \times (D \text{ tiang} + dx/2) \\ &= 2 \times 3,14 \times (600 + 917,5/2) \\ &= 6648,95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6648,95 \times 917,5$$

$$V_c = 17040798,6 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 917,5}{6648,95} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6648 \times 917,5$$

$$V_c = 17027412 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 6648,95 \times 917,5$$

$$V_c = 11026399 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 11026399 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 11026399 \text{ N} = 8269799 \text{ N} = 8269,8 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u pada pondasi kelompok ini bernilai 10413 kN

$$P_u < \Phi V_c$$

$$5134,8 \text{ kN} < 8269,8 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

b. Terhadap Kolom

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} B_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times (b \text{ kolom} + dx) + 2 \times (h \text{ kolom} + dx) \\ &= 2 \times (1000 + 1117,5) + 2 \times (1000 + 1117,5) \\ &= 7670 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7670 \times 917,5$$

$$V_c = 19657679 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 1417,5}{9000} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7670 \times 917,5$$

$$V_c = 28412814 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 7670 \times 917,5$$

$$V_c = 12719674 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 12719674 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 12719674 = 9539756 \text{ N} = 9539,76 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u pada pondasi kelompok ini bernilai 10413 kN

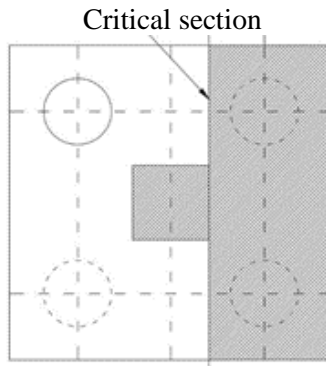
$$P_u < \Phi V_c$$

$$5134,8 \text{ kN} < 9539,76 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser pons.

4.5.6.3 Penulangan Pile Cap Kolom

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pada pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu (Gambar 4.49).



Gambar 4. 93 Bidang Kritis pada Pile Cap

$e = 0,5$ m (jarak dari sisi kolom terluar ke titik pusat penampang tiang pancang)

Pembebanan

$$\text{Berat Sendiri} : 12 \times 9 \times 2400 = 175,1 \text{ kN/m}$$

$$P_t : 2 \times P \text{ (1 tiang)} = 2 \times 1283,7 = 2567,4 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja:

$$M_u = (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot e^2 \right)$$

$$M_u = (5206,6 \times 0,5) - \left(\frac{1}{2} \cdot 175,1 \cdot 0,5^2 \right)$$

$$M_u = 1204,46 \text{ kNm}$$

Penulangan Arah X

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{3328591720}{0,9 \times 4800 \times 1117,5^2} = 0,2925 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f_c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,2925}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00148$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00333 karena ρ perlu < ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,00333 \times 4000 \times 1117,5 = 14900 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25 (490,625 mm²)

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}} = \frac{14900}{490,625} = 31 \text{ buah}$$

$$S = \frac{4800 - 2 \times 70 - 2 \times 25 - 31 \times 25}{31 - 1} = 101 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan 31D25-100 mm

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$S \leq 3h$ atau 450 mm

$S \leq 3$ (1200) atau 450 mm

$S \leq 4800$ mm atau 450 mm

$100 \text{ mm} \leq 4800 \text{ mm}$ atau 450 mm

Penulangan Arah Y

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d x^2} = \frac{3328591720}{0,9 \times 4800 \times 1092,5^2} = 0,2925 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,2925}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0016$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00333 karena ρ perlu < ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d_x$$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00333 \times 4000 \times 1092,5 = 14567 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25 (490,625 mm²)

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\text{tul.}}} = \frac{14567}{490,625} = 30 \text{ buah}$$

$$S = \frac{4800 - 2 \times 70 - 2 \times 25 - 30 \times 25}{30 - 1} = 105 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan 30D25-100 mm

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

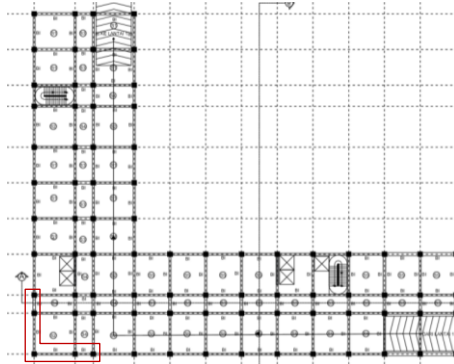
$$S \leq 3 (1200) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm (OK)}$$

4.5.7 Perencanaan Pile Cap *Shear Wall*

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada shearwall AS E-I;13 sebagaimana ditunjukkan pada **Gambar 4.77**.



Gambar 4. 94 Letak Pondasi *Shear Wall* Tinjauan

4.5.7.1 Data Perencanaan

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| a. Dimensi <i>Shear Wall</i> | : 3100 x 6300 x 300 |
| b. Dimensi Pile Cap (B x L) | : 12000 x 6000 |
| c. Selimut Beton | : 70 cm |
| d. D tulangan | : 25 mm |
| e. Mutu Beton | : 420 MPa |
| f. Mutu Baja | : 30 MPa |
| g. Diameter tiang pancang | : 800 mm |
| h. Tebal Pile Cap rencana | : 2100 mm |
| i. λ | : 1 (Beton Normal) |
| j. αs | : 30 (Kolom Eksterior/Tepi) |
| k. β | : $12000/6000 = 2$ |

Tinggi efektif pile cap

$$dx = 2100 - 70 - 0,5 \times 25 = 2017,5 \text{ mm}$$

$$dy = 2100 - 70 - 25 - 0,5 \times 25 = 1992,5 \text{ mm}$$

4.5.7.2 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

a. Terhadap Tiang Pancang

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut:

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} B_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times 3,14 \times (D \text{ tiang} + dx/2) \\ &= 2 \times 3,14 \times (1000 + 2017,5/2) \\ &= 12614,95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{2}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 12614,95 \times 2017,5$$

$$V_c = 55868120 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{20 \times 2017,5}{12614,95} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 12614,95 \times 2017,5$$

$$V_c = 60148252 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 12614,95 \times 2017,5$$

$$V_c = 46001675 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 46001675 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 46001675 = 34501,26 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u satu tiang pada pondasi kelompok ini bernilai 3287,4 kN

$$P_u < \Phi V_c$$

$$3287,4 \text{ kN} < 34501,26 \text{ kN (OK)}$$

b. Terhadap *Shear Wall*

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} Bo &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times (b \text{ SW} + dx) + 2 \times (h \text{ SW} + dx) \\ &= 2 \times (300 + 2017,5) + 2 \times (3100 + 2017,5) \\ &= 14870 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times bo \times dx$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{2}\right) \times 1\sqrt{30} \times 14870 \times 2017,5 \\ V_c &= 55868119 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{bo} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times bo \times dx$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \times \left(\frac{20 \times 2017,5}{14870} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 14870 \\ &\quad \times 2017,5 \end{aligned}$$

$$V_c = 73135887 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times bo \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 14870 \times 2017,5$$

$$V_c = 54224939 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 54224939 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 54224939 = 40668,7 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u pada pondasi kelompok ini bernilai 39449 kN

$$P_u < \Phi V_c$$

$$39449 \text{ kN} < 40668,7 \text{ kN (OK)}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser ponds

4.5.7.3 Penulangan Pile Cap *Shear Wall*

Dalam menghitung momen maksimum yang terjadi dapat menggunakan hasil yang didapat pada ETABS:

M_{ux} : 1842,2 kNm

M_{uy} : 1805,1 kNm

Penulangan Arah X

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{1842,2 \times 10^6}{0,9 \times 12000 \times 2017,5^2} = 0,11 \frac{N}{mm^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,11}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00026$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00333 karena ρ perlu < ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00333 \times 6000 \times 1117,5 = 40350 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25 (490,625 mm²)

$$S = \frac{6000 \times 490,625}{40350} = 72,95 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D25-70 mm

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 3 (1200) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Penulangan Arah Y

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{2406,7 \times 10^6}{0,9 \times 12000 \times 1992,5^2} = 0,056 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2R_n}{0,85f'_c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,056}{0,85 \times 30}} \right) \\ = 0,0001$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00333 karena ρ perlu < ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,00333 \times 12000 \times 1992,5 = 79700 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25 (490,625 mm²)

$$S = \frac{490,625 \times 12000}{79700} = 73,8 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D25-70 mm

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

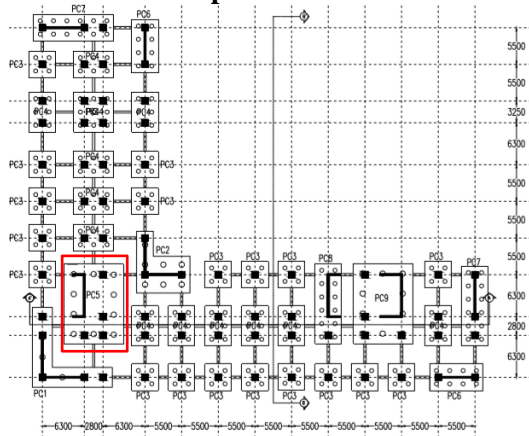
$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 3 (1200) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm (OK)}$$

4.5.8 Perencanaan Pile Cap *Shear Wall* dan Kolom



Gambar 4. 95 Denah Tinjauan Pile Cap

4.5.8.1 Data Perencanaan

- Dimensi Pile Cap (B x L) : 12000 x 9000
- Selimut Beton : 70 cm
- D tulangan : 29 mm
- Mutu Beton : 30 MPa
- Mutu Baja : 420 MPa
- Diameter tiang pancang : 800 mm
- Tebal Pile Cap rencana : 1500 mm
- λ : 1 (Beton Normal)
- α : 40 (Kolom Tengah)
- β : 12000/9000 = 1,33

Tinggi efektif pile cap

$$dx = 1500 - 70 - 0,5 \times 29 = 1415,5 \text{ mm}$$

$$dy = 1500 - 70 - 29 - 0,5 \times 29 = 1386,5 \text{ mm}$$

4.5.8.2 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

a. Terhadap Tiang Pancang

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut:

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} B_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times 3,14 \times (D \text{ tiang} + dx/2) \\ &= 2 \times 3,14 \times (800 + 1415,5/2) \\ &= 9468,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,33}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 9468,7 \times 1415,5$$

$$V_c = 31199555 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times dx}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1415,5}{9468,7} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 9468,7 \times 1415,5$$

$$V_c = 48621153 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 9468,7 \times 1415,5$$

$$V_c = 24225537 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 24225537 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 24225537 = 18169,15 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u pada pondasi kelompok ini bernilai 17175 kN

$\Phi V_c > P_u$

18169,15 kN > 17175 kN (OK)

b. Terhadap *Shear Wall*

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} B_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times (b \text{ SW} + dx) + 2 \times (h \text{ SW} + dx) \\ &= 2 \times (300 + 1415,5) + 2 \times (3100 + 1415,5) \\ &= 12462 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,33}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 12462 \times 1415,5$$

$$V_c = 41062669 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{20 \times 1415,5}{12462} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 12462 \times 1415,5$$

$$V_c = 52473569 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 12462 \times 1415,5$$

$$V_c = 31883955 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 31883955 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 31883955 = 23912,9 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u pada pondasi kelompok ini bernilai 17175 kN

$$P_u < \Phi V_c$$

$$17175 \text{ kN} < 23912,9 \text{ kN (OK)}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser ponds

c. Terhadap Kolom

Cek Penampang Kritis

$$\begin{aligned} B_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 \times (b \text{ kolom} + dx) + 2 \times (h \text{ kolom} + dx) \\ &= 2 \times (1000 + 1415,5) + 2 \times (1000 + 1415,5) \\ &= 9662 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,33}\right) \times 1\sqrt{30} \times 9662 \times 1415,5$$

$$V_c = 31836584 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 1417,5}{9662} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 9662 \times 1415,5$$

$$V_c = 41771221 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times dx$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{30} \times 9662 \times 1415,5$$

$$V_c = 24720171 \text{ N}$$

Jadi, V_c yang digunakan adalah $V_c = 24720171 \text{ N}$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 24720171 = 18540,13 \text{ kN}$$

Kontrol Geser Pons

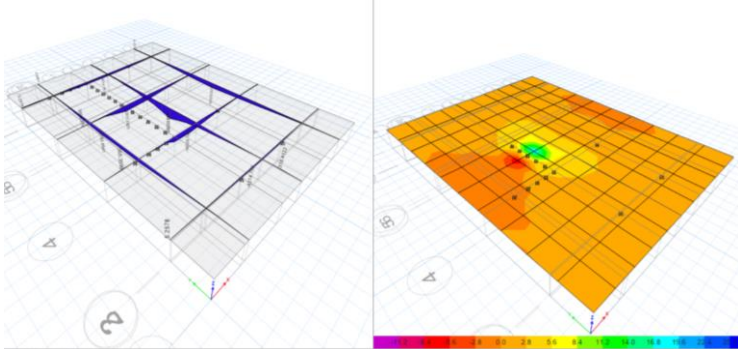
Diketahui dari perhitungan sebelumnya, P_u pada pondasi kelompok ini bernilai 17175 kN

$$P_u < \Phi V_c$$

$$17175 \text{ kN} < 18540,13 \text{ kN (OK)}$$

4.6.8.3 Penulangan Pile Cap

Dalam menghitung momen maksimum yang terjadi dapat menggunakan hasil yang didapat pada ETABS:



Gambar 4.96 Permodelan Pile Cap di ETABS

$$M_{ux} : 25233,6 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} : 14457,3 \text{ kNm}$$

Penulangan Arah X

$$\Phi = 0,9 \text{ diasumsikan dahulu}$$

Koefisien Tahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times d_x^2} = \frac{25233,6 \times 10^6}{0,9 \times 9000 \times 1415,5^2} = 1,554 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

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

$$\rho = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,554}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00382$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00382 karena ρ max > ρ perlu > ρ minimum

Luas Tulangan Perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,00382 \times 9000 \times 1415,5 = 48693,13 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}} = \frac{48693,13}{660,18} = 74$$

Digunakan tulangan D29 (660,18 mm²)

$$S = \frac{9000 - 2 \times 70 - 74 \times 29}{48693,13} = 91,97 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D29-75 mm

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 3 (1200) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq 4800 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Penulangan Arah Y

$\Phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

Koefisien Tahanan

$$Rn = \frac{Mu}{\Phi \times b \times dx^2} = \frac{14457,3 \times 10^6}{0,9 \times 12000 \times 1386,5^2} = 0,696 \frac{N}{mm^2}$$

Rasio tulangan Perlu

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2Rn}{0,85f'c}} \right) = \frac{1}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,696}{0,85 \times 30}} \right) \\ = 0,00168$$

Rasio Tulangan Minimum dan Maximum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{fc}}{fy} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

ρ maximum = 0,025 berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1:

Rasio Tulangan Pakai

ρ pakai = 0,00333 karena ρ perlu < ρ minimum = 0,00333

Luas Tulangan Perlu

$$As_{perlu} = \rho \text{ pakai} \times b \times dx$$

$$As_{perlu} = 0,00333 \times 12000 \times 1386,5 = 55460 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tul.}} = \frac{55460}{660,185} = 85$$

Digunakan tulangan D29 (660,185 mm²)

$$S = \frac{12000 - 2 \times 70 - 2 \times 29 - 85 \times 29}{55460} = 111,155 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D29-100 mm

Jarak Tulangan (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$S \leq 3h$ atau 450 mm

$S \leq 3$ (1200) atau 450 mm

$S \leq 4800$ mm atau 450 mm

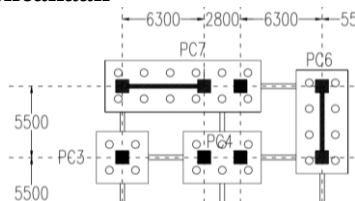
100 mm \leq 4800 mm atau 450 mm (OK)

4.5.9 Perencanaan Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom eksterior

4.5.9.1 Data Perencanaan



Gambar 4. 97 Denah Sloof yang Ditinjau

Gaya Aksial	: 4348,05 kN
Pu	: 4348,05 kN x 10% = 434,8 kN
Dimensi Sloof	: (350 x 500) mm
Panjang Sloof	: 6300 mm
Mutu Beton (f'_c)	: 30 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 420 MPa
D. Tul. Utama	: 19 mm
Ø Sengkang	: 13 mm
Selimut Beton	: 40 mm

Tegangan izin tarik beton

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,834 \text{ MPa}$$

Tegangan izin tarik yang terjadi

$$f_r = \frac{P_u}{\Phi b h} = \frac{434805}{0,8 \times 350 \times 500} = 3,105 \text{ MPa}$$

4.5.9.2 Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara poer harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{6300}{20} = 315 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Maka perencanaan awal b sloof sebesar 350 mm dapat digunakan.

Adapun pembebanan sloof sebagai berikut:

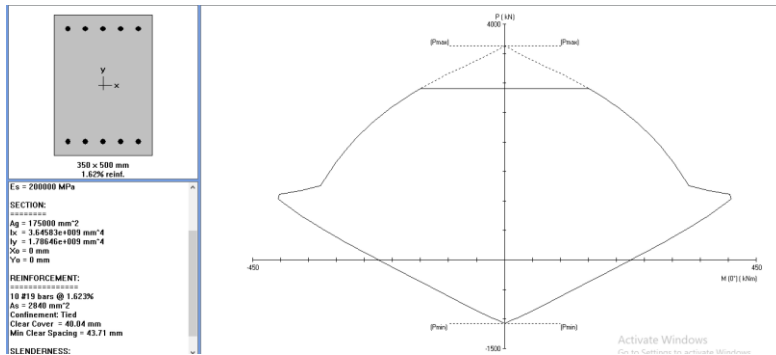
Berat sendiri sloof:

$$Q_u = 1,4D$$

$$Q_u = 1,4 \times (0,3 \times 0,5) \times 2400 = 588 \text{ kg/m}$$

Panjang Sloof = 6,3 m

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{588 \times 6,3^2}{8} = 2917,215 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 98 Diagram Interaksi spColumn untuk Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 4.71 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,62% (10D19) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah:

$$s = \frac{b - 2\text{deck} - 2\emptyset - n \cdot D}{n - 1}$$

$$s = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5 - 1} = 43 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

4.5.9.3 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} qL = \frac{1}{2} \times 588 \times 6,3 = 852,6 \text{ kg} = 85,26 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 - \frac{P_u}{14A_g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$d = 500 - 40 - 13 - 19/2 = 427,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 - \frac{434805}{14 \times 350 \times 500}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 427,5$$

$$V_c = 149752,3 \text{ N} = 149,75 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 149,75 \geq 85,26$$

$$112,31 \text{ kN} \geq 85,26 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Maka digunakan tulangan geser minimum sesuai dengan SNI

2847: 2103 Pasal 21.12.3

$$S = d/2 = 427,5/2 = 213,75 \text{ mm}$$

Maka direncanakan tulangan sloof $\text{Ø}13\text{-}200 \text{ mm}$

BAB V PENUTUP

5.1 Ringkasan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Apartemen Tamansari Iswara menggunakan sistem balok pratekan pada lantai atap yang berfungsi sebagai *Convention hall* sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok penumpu lift : 30/45 cm
- Balok penggantung lift : 20/30 cm
- Tebal pelat:
 - Hotel, Hall ,dan Atap : 120 mm
 - *Basement* : 220 mm

Struktur Utama:

- Balok induk:
 - B1 (630 cm) : 30/50 cm
 - B2 (550 cm) : 30/50 cm
 - B3 (280 cm) : 25/35 cm
 - B4 (325 cm) : 25/35 cm
 - B5 (280 cm) : 30/40 cm
- Balok prategang : 50/70 cm
- Balok kolektor : 30/55 cm
- Kolom:
 - Lantai *Basement* – 6 : 100/100 cm
 - Lantai 7 – 13 : 85/85 cm
 - Lantai 14 - 20 : 75/75 cm
 - Lantai 21 – 27 : 65/65 cm
 - Lantai 28 – Atap : 65/65 cm
- Dinding geser : 300 mm dan 350 mm

Pondasi:

- Tipe 1 (PC1) : 12 m x 3 m x 1,7 m
 - Tipe 2 (PC2) : 9,25 m x 8 m x 1,5 m
 - Tipe 3 (PC3) : 4 m x 4 m x 1 m
 - Tipe 4 (PC4) : 6 m x 4 m x 1,5 m
 - Tipe 5 (PC5) : 12 m x 9 m x 1,5 m
 - Tipe 6 (PC6) : 8 m x 4 m x 1,5 m
 - Tipe 7 (PC7) : 12 m x 4 m x 1,5 m
 - Tipe 8 (PC8) : 12 m x 4 m x 1,5 m
 - Tipe 9 (PC9) : 12 m x 9 m x 1,5 m
 - Tiang pancang (*Prestressed Concrete Spun Piles PT. Wijaya Karya Beton*)
 - Tipe 1 (PC1) : 7 buah
 - Tipe 2 (PC2) : 7 buah
 - Tipe 3 (PC3) : 4 buah
 - Tipe 4 (PC4) : 6 buah
 - Tipe 5 (PC5) : 10 buah
 - Tipe 6 (PC6) : 8 buah
 - Tipe 7 (PC7) : 12 buah
 - Tipe 8 (PC8) : 10 buah
 - Tipe 9 (PC9) : 12 buah
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
 3. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi maka kolom dibuat pipih dan seefektif mungkin.
 4. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasarkan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.
 5. Penggunaan prategang efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulangan dengan bentang yang sama.
 6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.

7. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem Ganda (SRPMK dan Dinding Khusus)
8. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
9. Hasil analisa struktur telah dilakukan pada perencanaan apartemen Tamansari Iswara dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.
10. Peraturan yang dipakai pada masing-masing perhitungan:
 - a) *Preliminary Design*
 - SNI 2847: 2013 9.5 (a) Desain dimensi minimum
 - SNI 2847: 2013 9.5.3.3 Tebal pelat minimum
 - SNI 2847: 2013 10.8.4 Syarat kolom
 - SNI 2847: 2013 14.5.3 Tebal *Shear Wall*
 - b) Perhitungan Pelat
 - SNI 2847: 2013 14.3.3 Rasio tul.minimum
 - SNI 2847: 2013 21.5.2.1 Rasio tul.maksimum
 - SNI 2847: 2013 10.5.4 Jarak tulangan
 - SNI 2847: 2013 10.2.3 Regangan tarik
 - SNI 2847: 2013 9.5.3.1 Ledutan
 - SNI 1727: 2012 Pembebanan
 - PBI 1983 Tabel 13.31 Momen Pelat
 - c) Perhitungan Tangga
 - SNI 2847: 2013 14.3.3 Rasio tul.minimum
 - SNI 2847: 2013 21.5.2.1 Rasio tul.maksimum
 - SNI 2847: 2013 10.5.4 Jarak tulangan
 - d) Perhitungan Balok Lift
 - SNI 1727: 2012 4.6.3 Beban Mesin
 - e) Perhitungan Balok Kantilever
 - SNI 2847: 2013 14.3.3 Rasio tul.minimum
 - SNI 2847: 2013 21.5.2.1 Rasio tul.maksimum
 - SNI 2847: 2013 10.5.4 Jarak tulangan
 - SNI 2847: 2013 10.2.3 Regangan tarik

- f) Perhitungan Balok Pratekan
 - SNI 2847: 2013 18.4 Tegangan izin
 - SNI 2847: 2013 8.12.2 B efektif
 - SNI 2847: 2013 8.5.1 Elastisitas
 - SNI 2847: 2013 18.6 Kehilangan gaya pratekan
 - SNI 2847: 2013 21.5.2.5 Sumbangan tendon
 - SNI 2847: 2013 9.5 (b) Lendutan
 - SNI 2847: 2013 21.5.4.1 Gaya geser desain
 - SNI 2847: 2013 18.8.2 Kuat Retak
 - SNI 2847: 2013 18.12.3.2 Pegangkuruan
- g) Perhitungan Balok Induk
 - SNI 2847: 2013 21.5.1 Syarat SRPMK
 - SNI 2847: 2013 9.3.2.3 Faktor reduksi
 - SNI 2847: 2013 11.5.3.1 Puntir
 - SNI 2847: 2013 10.5.1 Kebutuhan punter
 - SNI 2847: 2013 7.6.1 Jarak tulangan
 - SNI 2847: 2013 21.5.2.2 Syarat kuat momen
 - SNI 2847: 2013 21.5.2.1 Batas tulangan tumpuan
 - SNI 2847: 2013 21.5.4.1 Gaya geser desain
 - SNI 2847: 2013 21.5.3.2 Syarat sendi plastis
 - SNI 2847: 2013 21.5.3.4 Syarat luar sendi plastis
- h) Perhitungan Kolom
 - SNI 2847: 2013 21.6.1 Syarat komponen
 - SNI 2847: 2013 21.6 Syarat luas tul.longitudinal
 - SNI 2847: 2013 10.3.6.2 Kapasitas aksial
 - SNI 2847: 2013 21.6.2 Strong column weak beam
 - SNI 2847: 2013 21.6.4 Hoops
 - SNI 2847: 2013 21.6.5.4 Hoops minimum
 - SNI 2847: 2013 21.6.5.2 V_e desain
 - SNI 2847: 2013 12.6 Sambungan lawatan
- i) Perhitungan HBK
 - SNI 2847: 2013 21.7.2.3 Cek syarat panjang joint
 - SNI 2847: 2013 21.7.3.2 Luas joint
- j) Perhitungan *Shear Wall*
 - SNI 2847: 2013 14.5.2 Kapasitas aksial

- SNI 2847: 2013 21.9.2.2 Lapis tulangan
 - SNI 2847: 2013 21.9.4 Kuat geser penampang
 - SNI 2847: 2013 11.9.9 Rasio dan spasi tulangan
 - SNI 2847: 2013 21.9.6.3 Komponen batas
 - SNI 2847: 2013 21.9.6.4 Komponen batas
 - SNI 2847: 201323.6.6.2 Spasi komponen batas
- k) Perhitungan Balok Kolektor
- SNI 2847: 2013 21.11 Desain elemen kolektor
 - SNI 1726: 2012 7.10.2.1 Gaya desain kolektor
- l) Perhitungan *Basement*
- SNI 1727: 2012 Pembebanan
- m) Perhitungan Pondasi
- SNI 1726: 2012 Kombinasi tegangan izin
 - SNI 2847 11.11.2.1 Geser pons

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan menggunakan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan agar tidak adanya crossing antara elemen prategang dan tulangan lunak.
2. Rasio dimensi kolom terhadap hubungan balok-kolom yang diijinkan sebaiknya lebih diperhatikan dari awal perencanaan.
3. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif.
4. Data tanah yang dimiliki sebaiknya harus ada di setiap titik dari tiang pancang agar perencanaan bisa lebih efektif.
5. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar, dan sesuai dengan perencanaan.
6. Pengembangan pada teknologi balok prategang perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam

pengerjaannya, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

7. Perhitungan balok kolektor harus lebih dilihat dalam pengerjaan tugas akhir karena sambungan antar elemen baik itu elemen kolektor maupun balok kopel sangat penting bagi *high rise building*.

DAFTAR PUSTAKA

- Made D. Astawaa, Tavio, I.G.P. Raka. 2013. Ductile Structure Framework of Earthquake Resistant of Highrise Building on Exterior Beam-Column Joint with the Partial *Prestressed* Concrete Beam-Column Reinforced Concrete. Elsevier Procedia Engineering 54 (2013) 413 – 427.
- Made D. Astawaa, Tavio, I.G.P. Raka. 2013. Behavior of Partially-*Prestressed* Concrete Interior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones. International Journal of ICT-aided Architecture and Civil Engineering Vol.2.
- Made D. Astawaa, Tavio, I.G.P. Raka. 2016. Shear Behavior and Ductility Connections in Partial *Prestressed* Concrete Beam-Column Reinforced Concrete Frame Structure Story Building Due to Cyclic Lateral Loads. Journal of Basic and Applied Scientific Research.
- Darmawan, M. Sigit. 2009. Kemungkinan Terjadinya Retak pada Balok Pratekan Full *Prestressing*. Jurnal APLIKASI ISSN.1907-753X. Surabaya
- Siswanto, Tono. 2017. Modifikasi Perencanaan Gedung Kantor BNL Patern Surabaya Menggunakan Metode Balok Pratekan Dengan Berdasarkan SNI 2847:2013. Rekayasa Teknik Sipil Vol. 03 Nomor 03/rekat/17. Surabaya
- Lumba, Pada. 2010. Analisis Bangunan Tidak Simetris Dalam Memikul Gaya Gempa Dengan Menggunakan SAP 2000. Jurnal Aptek Vol. 2 No. 1.
- Imran, Iswandi. 2014. Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang. Seminar dan Pameran HAKI. Jakarta

- Anshuman. S, Dipendu Bhunia, Bhavin Ramjiyani. 2011. Solution of *Shear Wall* Location in Multi-Storey Building. International Journal of Civil And Structural Engineering Volume 2, No 2 (2011).
- Devi, Govindan Nandini. 2013. Behaviour of Reinforced Concrete Dual Structural System: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. IACSIT International Journal of Engineering and Technology, Vol. 5, No. 1.
- Guohui Guo, Leonard M. Joseph, David Darwin. 2013. Effects of Story-by-Story Post-Tensioning on Multi-Story Buildings. ACI Structural Journal
- Sagara and Pane. 2015. A Study on Effects of Creep and Shrinkage in High Strength Concrete Bridges. Procedia Engineering 125 (2015) 1087 – 1093
- Hussien et al., 2012. Behavior of Bonded and Unbonded *Prestressed* Normal and High Strength Concrete Beams. Elsevier HBRC Journal
- Carillo et al., 2014. Analysis of the Earthquake-Resistant *Design* Approach for Buildings in Mexico. Engineering Research and Technology, Volume XV (No. 1).
- Podolny and Melville. 1969. Understanding The Relaxation In *Prestressing*. PCI Journal
- Naaman and Hamza. 1993. *Prestress* Losses in Partially *Prestressed* High Strength Concrete Beams. PCI Journal

- Wahyudi, H. 1999. Daya dukung Pondasi Dalam. Surabaya: DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Purwono, R. 2006. Perencanaan Struktur Brton Bertulang tahan Gempa. Surabaya: ITS Press.
- Sutarja, I Nyoman. 2006. Pengaruh Rangkak, Susut, dan Relaksasi Baja Terhadap Lendutan Balok Jembatan Komposit Beton Prategang. Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 10 No.1 (2006)
- F. Mark, dan Ghosh S.K. 1978. Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung. SNI 1726 – 2012.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. SNI 1727 – 2013.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 2847 – 2013.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).

“halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

“halaman ini sengaja dikosongkan”

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

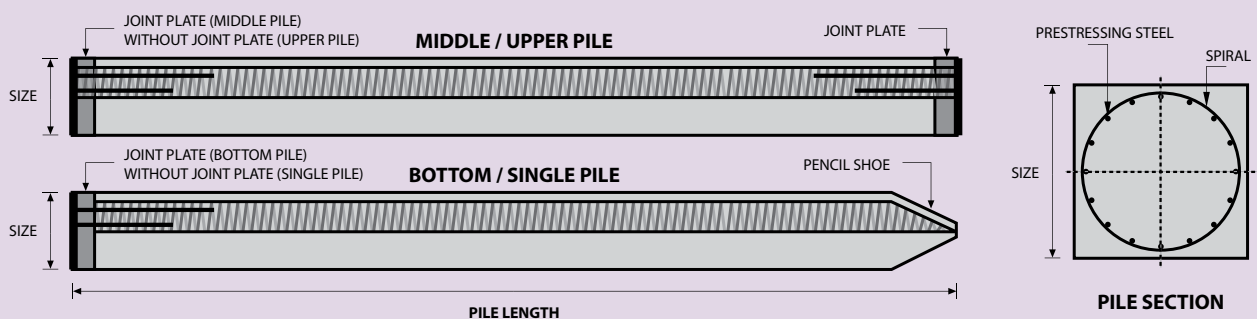
Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

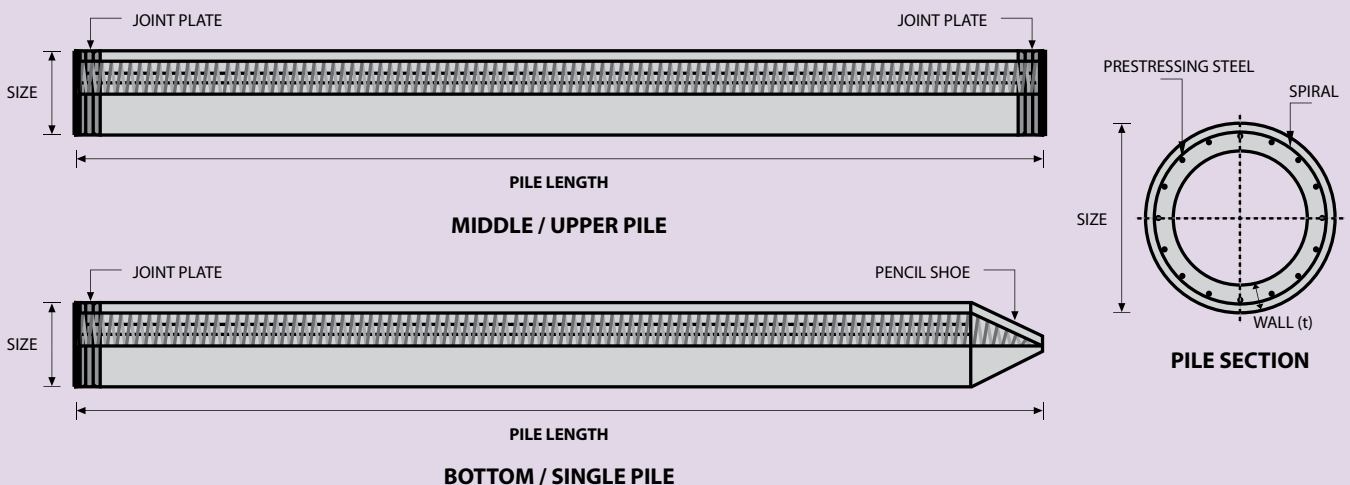
PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



Standard Dimensions & Reactions

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening OP	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
			CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY					
1.0	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400 × 1100	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
1.5	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
1100			2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800					
1.75	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200				

- Notes:**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

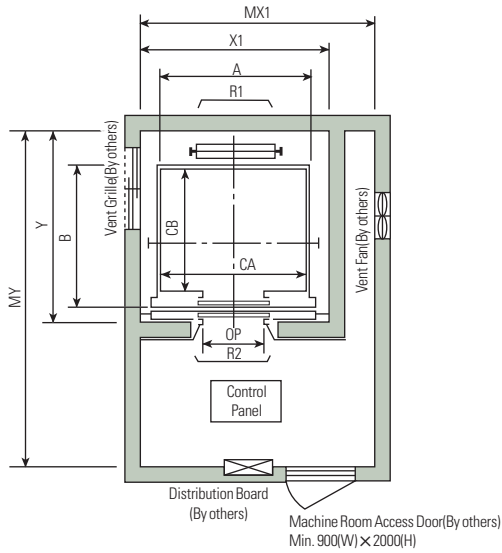
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

- Notes:**
- The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

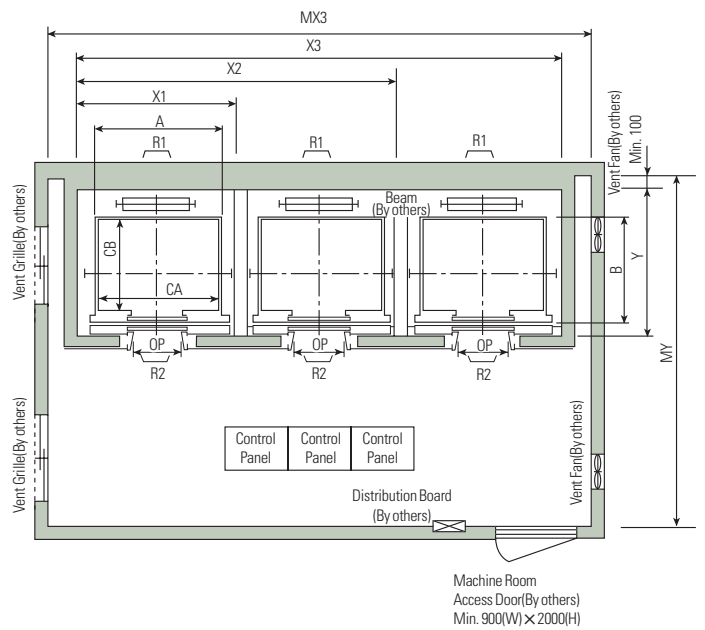
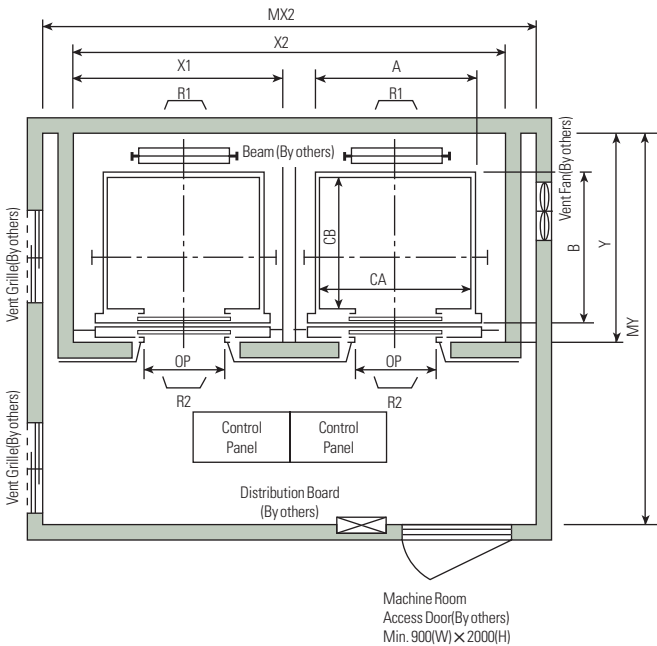
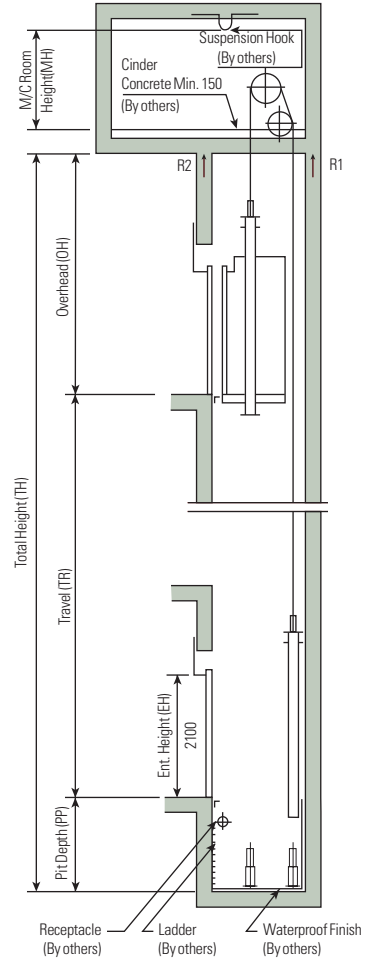
Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



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

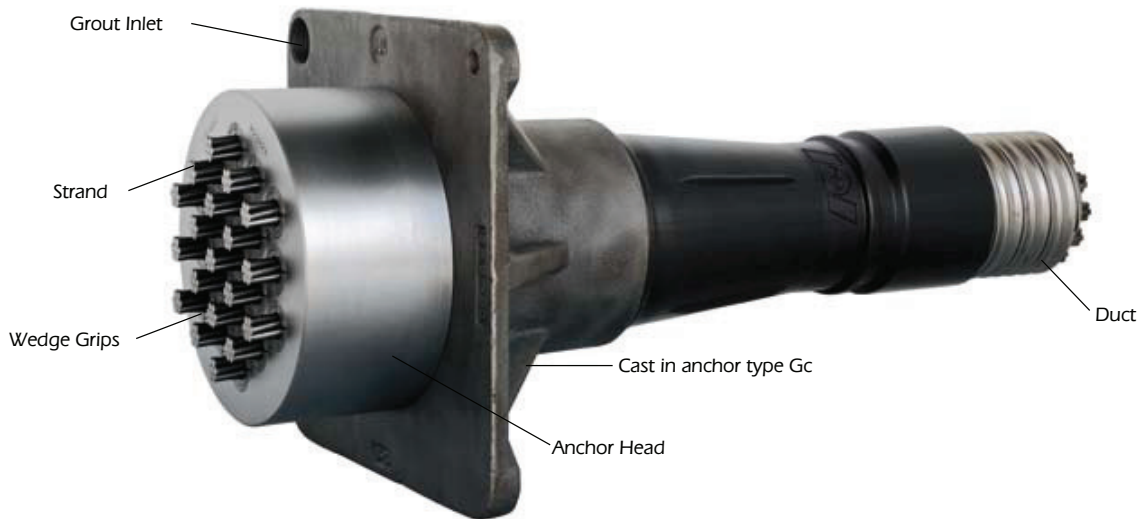
Strand Type 12.7mm Super			
Tendon Unit	No. of strands	Minimum Breaking Load (kN)	Steel Duct. Internal Diameter (mm)
5-4	2	368	40
	3	552	40
	4	736	40
5-7	5	920	50
	6	1100	50
	7	1290	50
5-12	8	1470	70
	9	1660	70
	10	1840	70
	11	2020	70
	12	2210	70
5-19	13	2390	85
	14	2580	85
	15	2760	85
	16	2940	85
	17	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
6-55	50	12500	155
	51	12750	155
	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

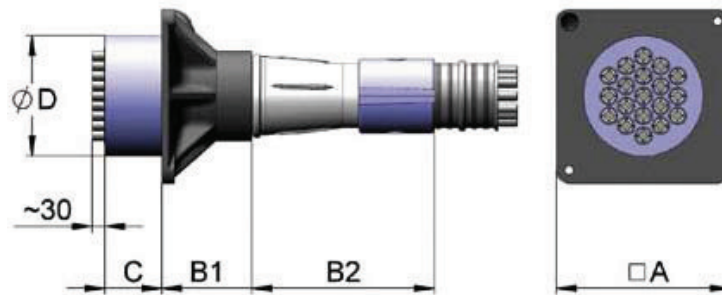
6. Anchorages for 15.2mm system are compatible with 261 EHT strand
 7. Anchorage size up to 6-91 available on special order from overseas
 8. 12-9mm, 15-7mm and 15-2mm minimum 300kN breaking load strand available as special order from overseas

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

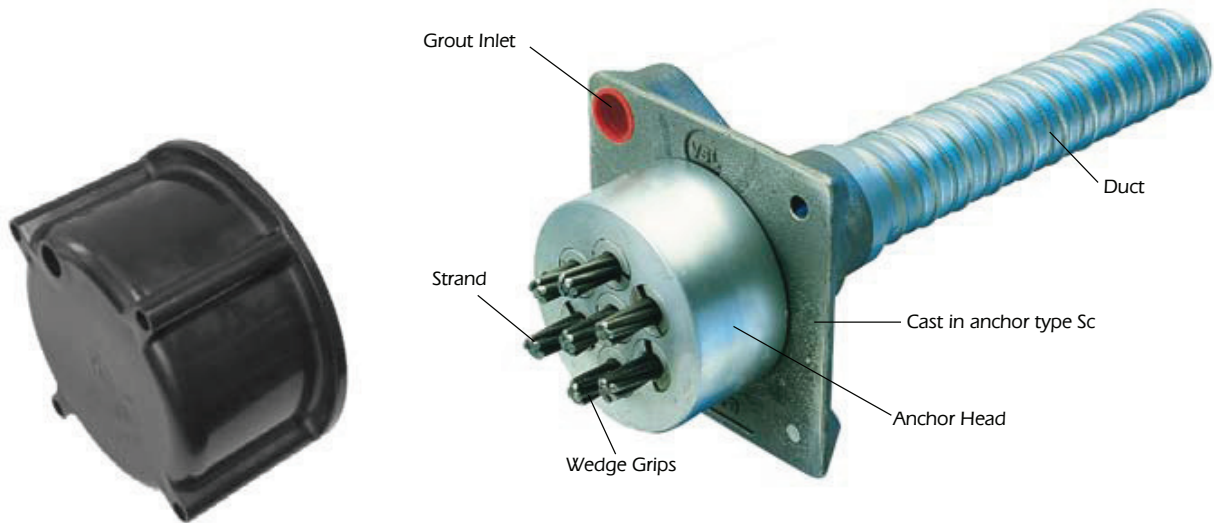
Note: 1. * These castings have no trumpet

2. Max. prestressing force may be applied when concrete reaches 80% of its nominal strength

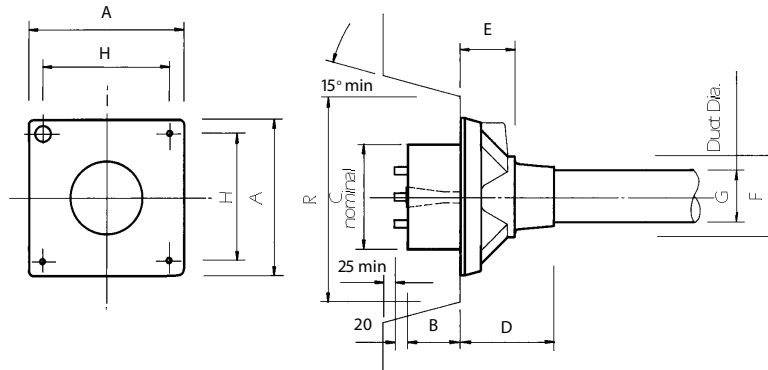
3. Max. prestressing force is 75% of min. tendon breaking load (temporary overstressing to 80%)

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



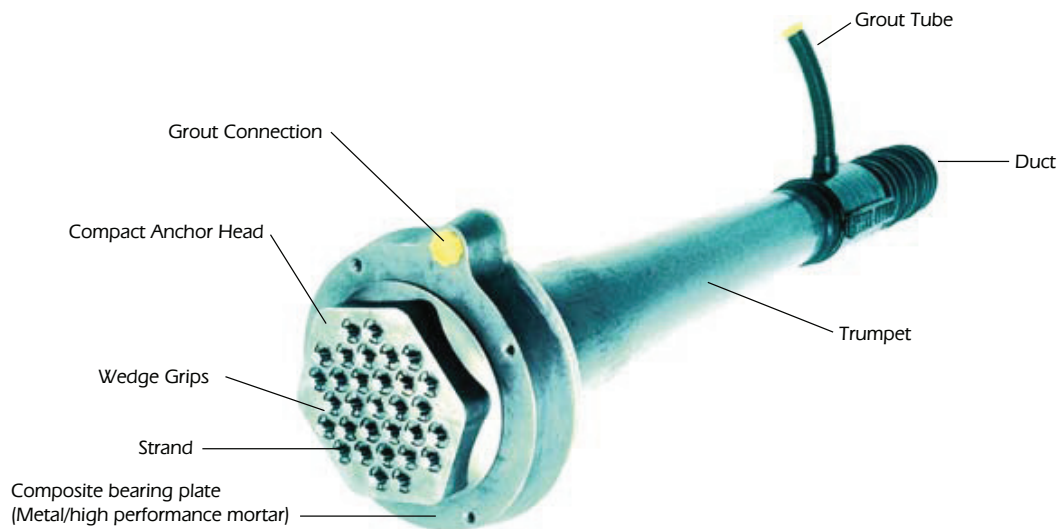
Note: Antiburst reinforcement to Engineers details not shown

	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

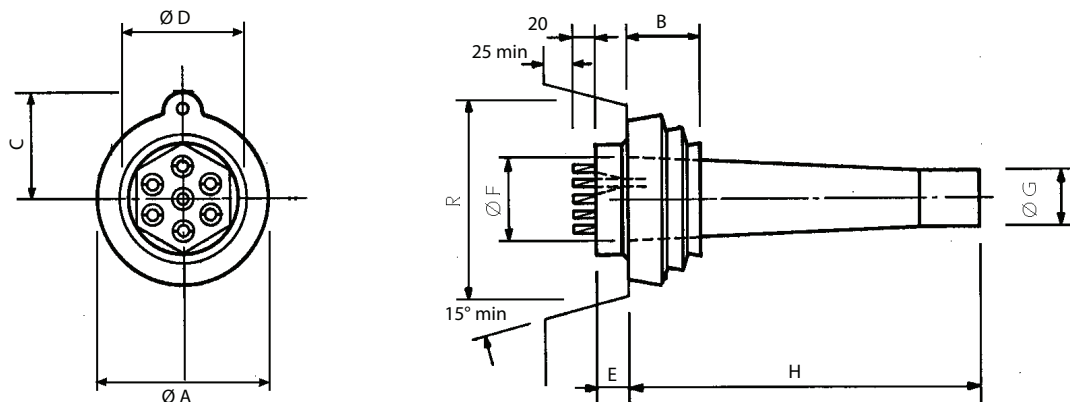
Note: 1. Dimension R does not allow for Lift off force check. Small recesses can be provided for special cases. Please check with your local VSL office for details

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	

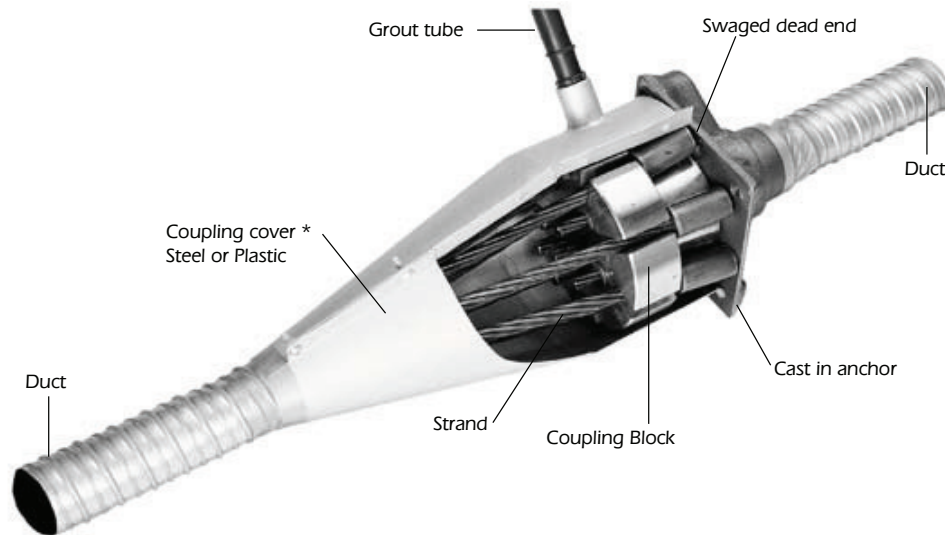
Note: 1. * Please check with your local VSL office for details. The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS® duct coupling

TENDON CONFIGURATIONS

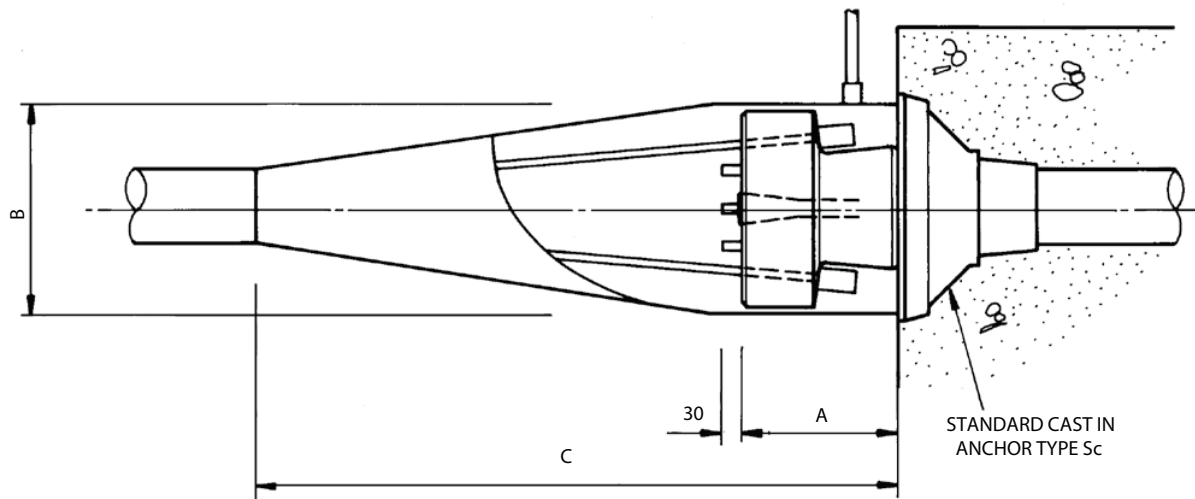
VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS®		
Conventional PT-PLUS®	•		•			
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•		•

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

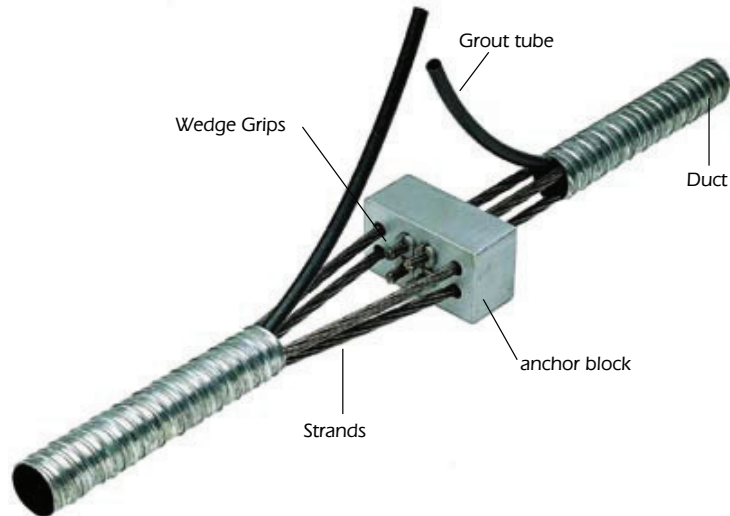


TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm		
	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-4	108	150	500
5-7	108	170	550
5-12	108	200	650
5-19	108	230	740
5-22	108	250	830
5-27	108	300	1000
5-31	108	340	1140
5-37	148	380	1320
5-42	148	385	1320
5-48	148	410	1370
5-55	168	480	1370

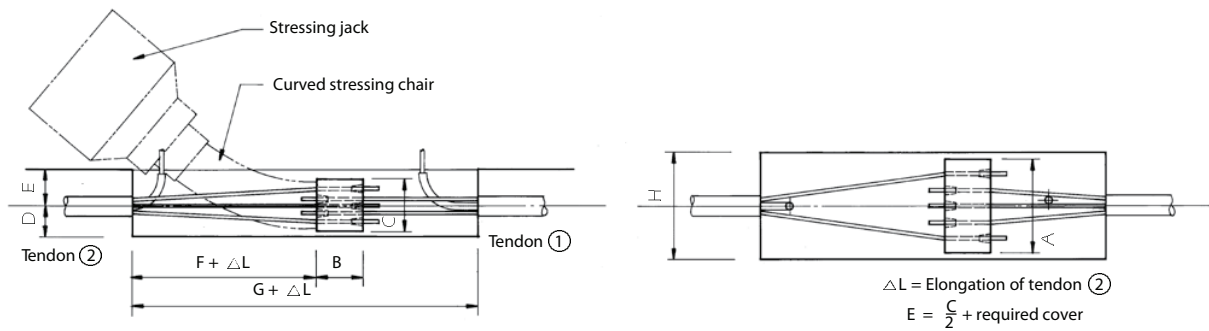
TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm		
	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	125	150	490
6-4	125	160	520
6-7	125	200	630
6-12	125	230	730
6-19	125	270	860
6-22	125	300	930
6-27	135	320	1000
6-31	145	350	1090
6-37	165	410	1390

Note: 1. * In some applications the coupling cover may not be required

Multistrand Post-Tensioning



INTERMEDIATE ANCHORAGE TYPE Z

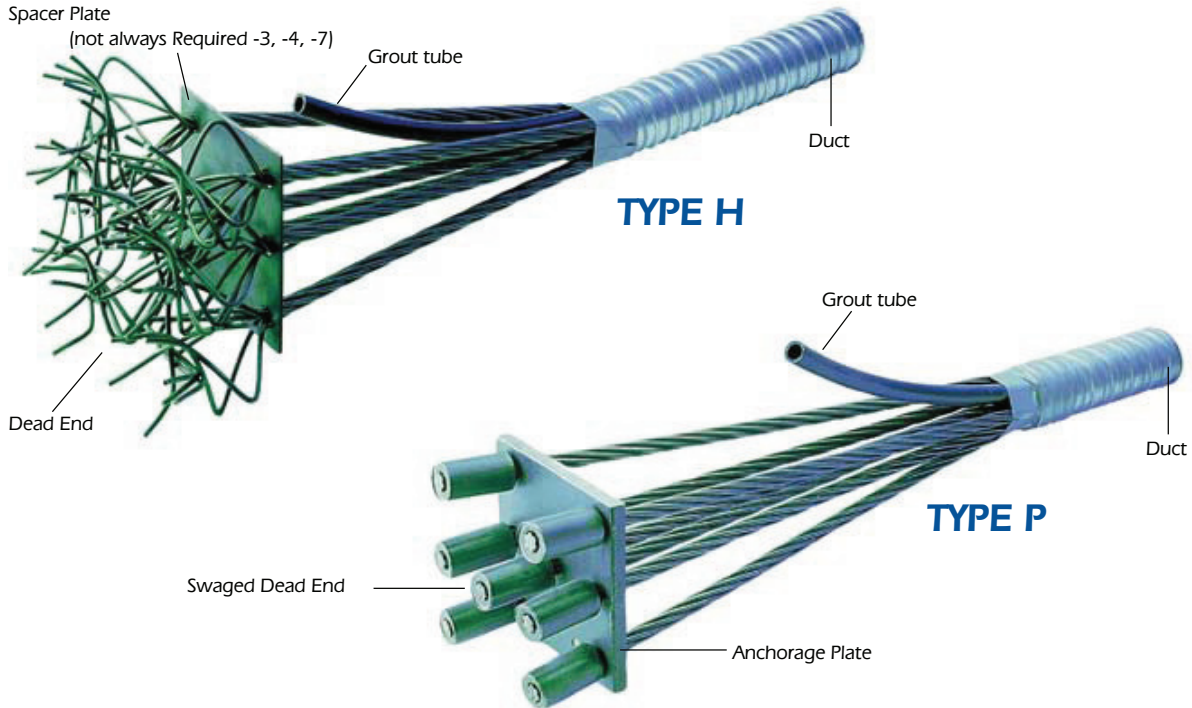


Centre-stressing anchorages are used for ring tendons in circular structures, or for those tendons where the ends cannot be fitted with normal stressing anchorages.

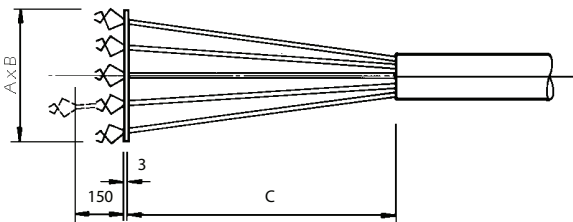
Strand Type	Tendon Type	A	B	C	Dimensions (mm)			
					D	F*	G*	H
12.7mm	5-2	130	60	80	60	400	560	170
	5-4	160	70	90	65	500	720	200
	5-6	200	90	130	85	700	990	240
	5-12	280	140	140	90	1000	1490	320
	5-18	320	160	180	110	1300	1910	360
	5-22	350	160	200	120	1450	2110	390
15.2mm	6-2	140	70	90	65	450	620	180
	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

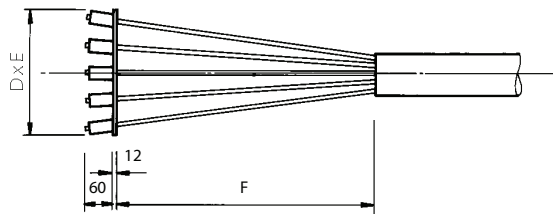
Multistrand Post-Tensioning



VSL DEAD END ANCHORAGE



Dead End Anchorage Type H



Dead End Anchorage Type P

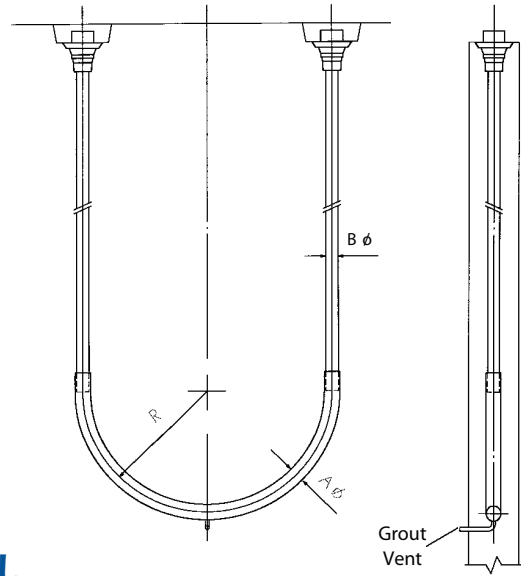
Tendon Type	Strand Type 12.7mm					
	Type 'H'			TYPE 'P'		
	A	B	C	D	E	F
5-4	125	125	600	120	120	150
5-7	175	150	1000	150	150	300
5-12	300	250	1000	200	200	350
5-19	375	300	1000	250	250	450
5-22	400	300	1000	300	250	500
5-27	450	400	1200	300	300	750
5-31	450	425	1200	350	300	750
5-37	525	450	1100	375	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



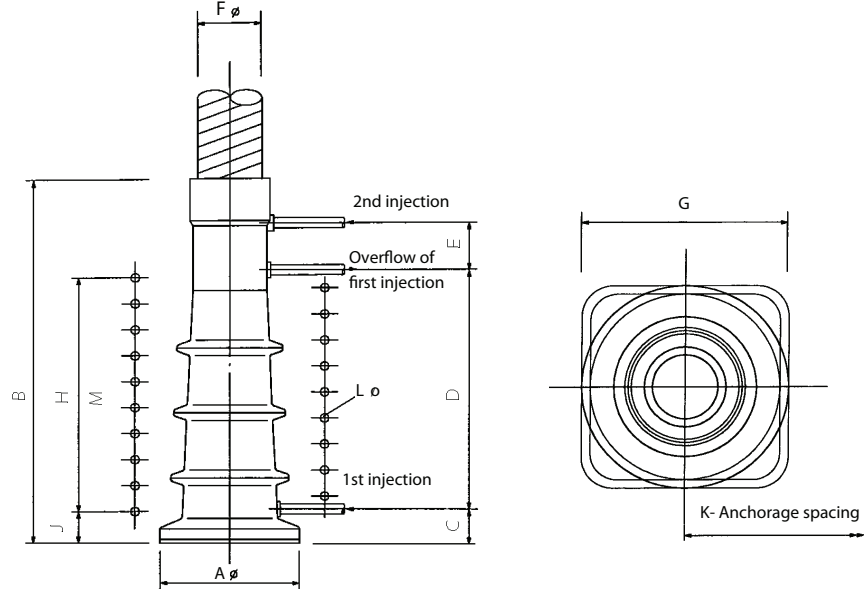
VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE L

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	LØ	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.

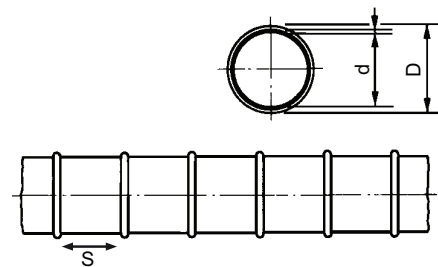
For applications requiring enhanced corrosion protection and improved fatigue resistance of the tendons, the use of the VSL PT-PLUS® System with corrugated plastic duct can provide a number of important advantages. This fully encapsulated, watertight system offers outstanding corrosion protection, and 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

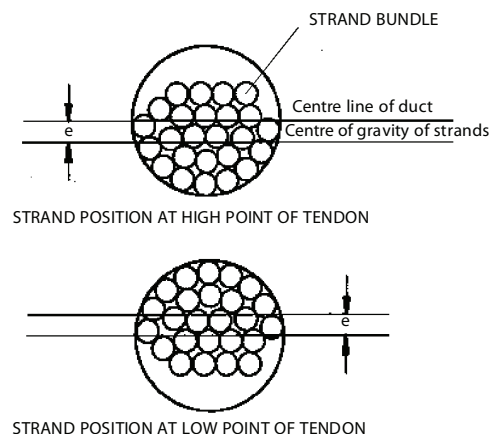
Stand Type 12.7mm	Stand Type 15.2mm	Duct Dimensions (mm)		
Tendon Unit	TENDON UNIT	d	D	s
5-10	6-7	59	73	2
5-18	6-12	76	91	2.5
5-31	6-19/6-22	100	116	3
5-42	6-31	130	146	3
5-55	6-37	140	150	3
Other units on request				



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.



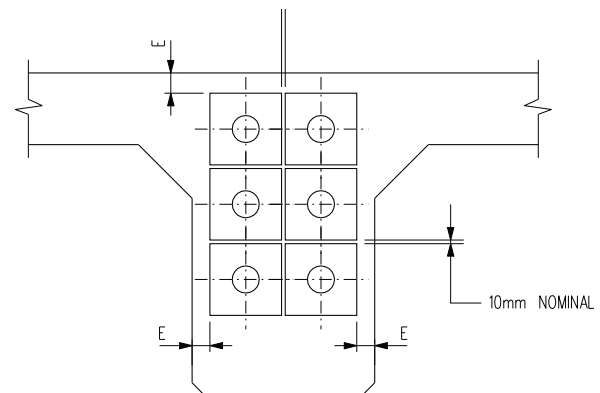
Windsor Flood Evacuation Route, Australia

Antiburst Reinforcement

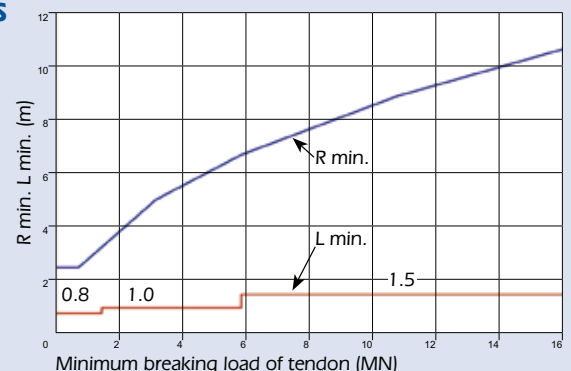
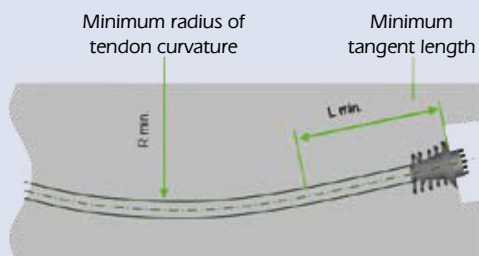
Spiral and/or rectangular stirrup reinforcement is required for all anchorages to control local zone stresses. The design of this reinforcement is the responsibility of the Consulting Engineer. For assistance, please contact your local VSL office.

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



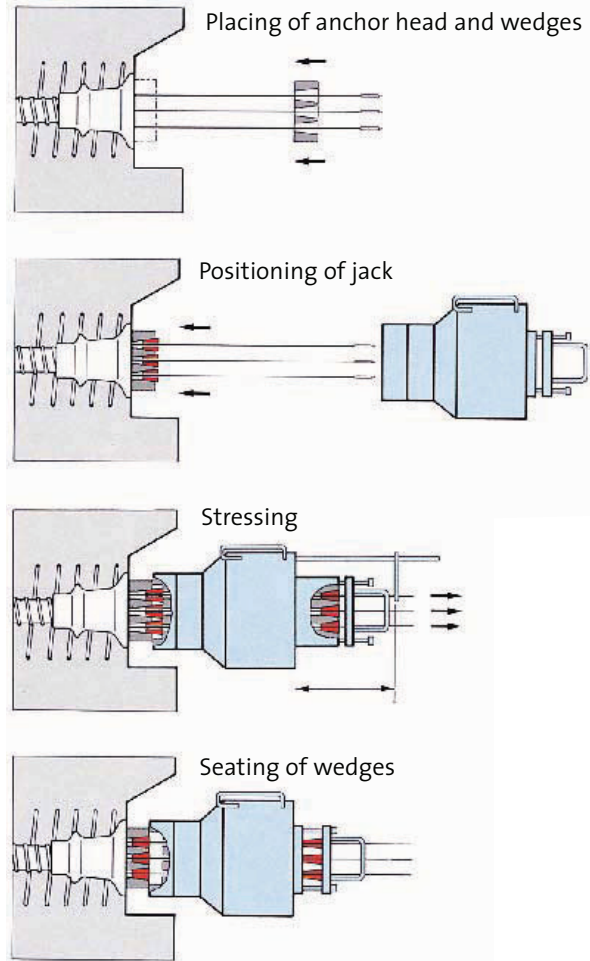
Positioning of Jack



Stressing, Measuring, Seating of Wedges



Grouting of Tendon



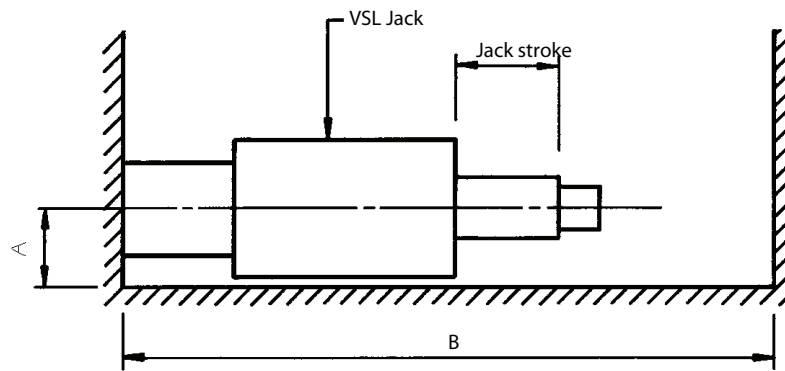
STRESSING

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



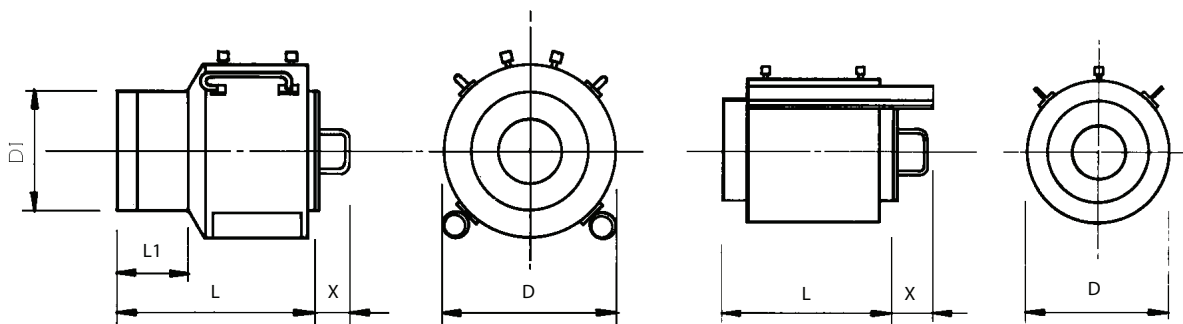
VSL670 JACK



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	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



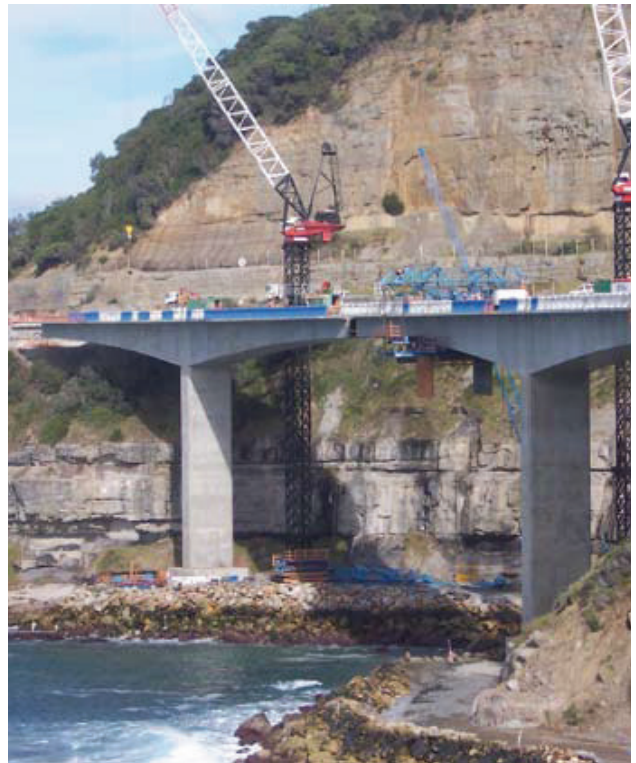
Waiwera Viaduct, New Zealand



Alfords Point Bridge, Australia



Waiwera Viaduct, New Zealand



Lawrence Hargreaves Bridge, Australia

HASIL ANALISA DAYA DUKUNG TANAH METODE MEYERHOOF

BOR NO : DB 1
PROJECT : GRAND DHIKA CITY
LOCATION : JATIWARNA, BEKASI, JAWA BARAT
PILE DIM. : Ø 800 mm

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N>15sand 15+..	N>15sand 0,6 N	N>15sand	γ _{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	po (ton/m ²)	N _{Corr}	2N	N _{Corr}	N rata2 ujung	Qujung (ton)	fsi (ton/m ²)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
1	9	L	9.000	9.000	9	1.72	0.72	0.36	31.469	18	18.00	19.50	392.07	9.00	11.31	11.31	403.38	
1.5	11.75	L	11.750	11.750	11.75	1.72	0.72	0.72	36.491	23.5	23.50	18.98	381.67	11.75	14.77	26.08	407.75	
2	11	L	11.000	11.000	11	1.72	0.72	1.08	30.726	22	22.00	18.43	370.58	11.00	13.82	39.90	410.48	136.83
2.5	10.25	L	10.250	10.250	10.25	1.57	0.57	1.365	26.520	20.5	20.50	17.87	359.30	10.25	12.88	52.78	412.08	137.36
3	9.5	L	9.500	9.500	9.5	1.57	0.57	1.65	22.892	19	19.00	17.30	347.93	9.50	11.94	64.72	412.64	137.55
3.5	8.75	L	8.750	8.750	8.75	1.57	0.57	1.935	19.729	17.5	17.50	16.88	339.33	8.75	11.00	75.71	415.04	138.35
4	8	L	8.000	8.000	8	1.61	0.61	2.24	16.878	16	16.00	16.55	332.79	8.00	10.05	85.77	418.56	139.52
4.5	7.75	L	7.750	7.750	7.75	1.61	0.61	2.545	15.362	15.5	15.36	16.30	327.80	7.68	9.65	95.42	423.22	141.07
5	7.5	L	7.500	7.500	7.5	1.61	0.61	2.85	14.019	15	14.02	16.11	323.99	7.01	8.81	104.23	428.21	142.74
5.5	7.25	L	7.250	7.250	7.25	1.61	0.61	3.155	12.821	14.5	12.82	15.93	320.28	6.41	8.06	112.28	432.56	144.19
6	7	L	7.000	7.000	7	1.71	0.71	3.51	11.647	14	11.65	15.75	316.70	5.82	7.32	119.60	436.30	145.43
6.5	7.75	L	7.750	7.750	7.75	1.71	0.71	3.865	12.176	15.5	12.18	15.58	313.24	6.09	7.65	127.25	440.49	146.83
7	8.5	L	8.500	8.500	8.5	1.71	0.71	4.22	12.649	17	12.65	15.41	309.91	6.32	7.95	135.20	445.10	148.37
7.5	9.25	L	9.250	9.250	9.25	1.71	0.71	4.575	13.074	18.5	13.07	15.57	312.98	6.54	8.21	143.41	456.39	152.13
8	10	L	10.000	10.000	10	1.71	0.71	4.93	13.459	20	13.46	15.87	319.07	6.73	8.46	151.87	470.94	156.98
8.5	10.25	L	10.250	10.250	10.25	1.71	0.71	5.285	13.166	20.5	13.17	16.16	324.85	6.58	8.27	160.14	484.99	161.66
9	10.5	L	10.500	10.500	10.5	1.71	0.71	5.64	12.899	21	12.90	16.79	337.68	6.45	8.10	168.25	505.93	168.64
9.5	10.75	L	10.750	10.750	10.75	1.71	0.71	5.995	12.655	21.5	12.65	17.68	355.43	6.33	7.95	176.20	531.62	177.21
10	11	L	11.000	11.000	11	1.71	0.71	6.35	12.429	22	12.43	18.80	378.03	6.21	7.81	184.01	562.04	187.35
10.5	17	L	17.000	17.000	17	1.71	0.71	6.705	18.468	34	18.47	20.16	405.43	9.23	11.60	195.61	601.04	200.35
11	23	L	23.000	23.000	23	1.71	0.71	7.06	24.059	46	24.06	21.76	437.57	12.03	15.12	210.73	648.30	216.10
11.5	29	L	29.000	29.000	29	1.71	0.71	7.415	29.249	58	29.25	23.37	469.95	14.62	18.38	229.10	699.06	233.02
12	35	L	35.000	35.000	35	1.71	0.71	7.77	34.765	70	34.77	25.03	503.28	17.38	21.84	250.95	754.23	251.41
12.5	38.75	L	38.750	38.750	38.75	1.71	0.71	8.125	38.154	77.5	38.15	26.73	537.42	19.08	23.97	274.92	812.34	270.78
13	42.5	L	42.500	42.500	42.5	1.71	0.71	8.48	41.484	85	41.48	28.47	572.35	20.74	26.06	300.99	873.33	291.11
13.5	46.25	L	46.250	46.250	46.25	1.71	0.71	8.835	44.756	92.5	44.76	29.24	587.86	22.38	28.12	329.11	916.97	305.66
14	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.19	47.973	100	47.97	29.97	602.68	23.99	30.14	359.25	961.93	320.64
14.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.545	47.568	100	47.57	30.68	616.84	23.78	29.89	389.14	1005.98	335.33
15	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.9	47.170	100	47.17	31.35	630.40	23.58	29.64	418.78	1049.18	349.73
15.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	10.255	46.778	100	46.78	32.79	659.27	23.39	29.39	448.17	1107.44	369.15
16	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	10.61	46.393	100	46.39	34.09	685.42	23.20	29.15	477.32	1162.73	387.58
16.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	10.965	27.608	60	27.61	35.26	708.85	5.52	6.94	484.25	1193.11	397.70
17	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	11.32	27.385	60	27.38	36.29	729.61	5.48	6.88	491.14	1220.75	406.92
17.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	11.675	27.165	60	27.16	37.11	746.22	5.43	6.83	497.96	1244.18	412.60
18	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	12.03	26.948	60	26.95	37.75	759.09	5.39	6.77	504.74	1263.83	421.28
18.5	47	L	47.000	47.000	47	1.71	0.71	12.385	41.885	94	41.88	38.23	768.60	20.94	26.32	531.05	1299.66	433.22
19	44	L	44.000	44.000	44	1.71	0.71	12.74	38.904	88	38.90	38.52	774.40	19.45	24.44	555.50	1329.90	443.30
19.5	41	L	41.000	41.000	41	1.71	0.71	13.095	35.969	82	35.97	38.64	776.91	17.98	22.60	578.10	1355.01	451.67
20	38	L	38.000	38.000	38	1.71	0.71	13.45	33.079	76	33.08	38.60	776.19	16.54	20.78	598.88	1375.07	458.36
20.5	40.5	L	40.500	40.500	40.5	1.71	0.71	13.805	34.985	81	34.99	38.41	772.29	17.49	21.98	620.86	1393.15	464.38
21	43	L	43.000	43.000	43	1.71	0.71	14.16	36.862	86	36.86	38.06	765.27	18.43	23.16	644.03	1409.30	469.77
21.5	45.5	L	45.500	45.500	45.5	1.71	0.71	14.515	38.711	91	38.71	37.72	758.36	19.36	24.32	668.35	1426.71	475.57
22	48	L	48.000	48.000	48	1.71	0.71	14.87	40.532	96	40.53	37.38	751.56	20.27	25.47	693.82	1445.38	481.79
22.5	48.5	L	48.500	48.500	48.5	1.71	0.71	15.225	40.650	97	40.65	37.05	744.86	20.32	25.54	719.36	1464.22	488.07
23	49	L	49.000	49.000	49	1.71	0.71	15.58	40.765	98	40.77	36.72	738.27	20.38	25.61	744.97	1483.24	494.41
23.5	49.5	L	49.500	49.500	49.5	1.71	0.71	15.935	40.880	99	40.88	37.32	750.28	20.44	25.69	770.66	1520.93	506.98
24	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	16.29	40.992	100	40.99	37.91	762.23	20.50	25.76	796.41	1558.64	519.55
24.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	16.645	40.696	100	40.70	38.50	774.14	20.35	25.57	821.98	1596.12	532.04
25	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17	40.404	100	40.40	39.09	785.99	20.20	25.39	847.37	1633.36	544.45

HASIL ANALISA DAYA DUKUNG TANAH METODE MEYERHOOF

BOR NO : DB 1
PROJECT : GRAND DHIKA CITY
LOCATION : JATIWARNA, BEKASI, JAWA BARAT
PILE DIM. : Ø 800 mm

25.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17.355	40.116	100	40.12	38.81	780.24	20.06	25.21	872.57	1652.81	550.94
26	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17.71	39.833	100	39.83	38.54	774.93	19.92	25.03	897.60	1672.53	557.51
26.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.065	39.553	100	39.55	38.30	770.06	19.78	24.85	922.45	1692.51	564.17
27	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.42	39.277	100	39.28	38.08	765.61	19.64	24.68	947.13	1712.74	570.91
27.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.775	39.005	100	39.01	38.24	768.88	19.50	24.51	971.64	1740.52	580.17
28	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	19.13	38.737	100	38.74	38.32	770.42	19.37	24.34	995.98	1766.40	588.80
28.5	47	L	47.000	47.000	47	1.71	0.71	19.485	36.164	94	36.16	38.29	769.96	18.08	22.72	1018.70	1788.66	596.22
29	44	L	44.000	44.000	44	1.71	0.71	19.84	33.626	88	33.63	38.15	767.14	16.81	21.13	1039.83	1806.97	602.32
29.5	41	L	41.000	41.000	41	1.71	0.71	20.195	31.122	82	31.12	37.99	763.80	15.56	19.55	1059.39	1823.18	607.73
30	38	L	38.000	38.000	38	1.71	0.71	20.55	28.652	76	28.65	37.79	759.81	14.33	18.00	1077.39	1837.20	612.40

Keterangan :

*) $P_{ijin} = P_{ujung}/3 + \sum R_{si}/3$

N	=	Harga SPT lapangan	N rata2 ujung	=	N corr rata-rata ujung tiang
L/P	=	Lempung / Pasir	P ujung	=	Daya dukung tiang
N > 15sand	=	Koreksi N > 15 untuk lapisan pasir	f _{si}	=	Daya lekatan per-satuan luas
γ _{sat}	=	Berat volume tanah jenuh	R _{si}	=	Daya lekatan per-meter panjang selimut
γ'	=	Berat volume tanah efektif	Σ R _{si}	=	Kumulatif R _{si}
p _o	=	Overburden pressure	P _{ult}	=	P ujung + Σ R _{si}
N Corr	=	N terkoreksi	P _{ijin}	=	Daya dukung ijin

Catatan : Perkiraan daya dukung teoritis dengan kenyataan kedalaman tiang pancang di lapangan biasanya selisih ± 1-2 meter

HASIL ANALISA DAYA DUKUNG TANAH METODE MEYERHOOF

BOR NO : DB 1
PROJECT : GRAND DHIKA CITY
LOCATION : JATIWARNA, BEKASI, JAWA BARAT
PILE DIM. : Ø 600 mm

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N _{>15sand} 15+..	N _{>15sand} 0,6 N	N _{>15sand}	γ _{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N _{Corr}	2N	N _{Corr}	N rata2 ujung	Qujung (ton)	fsi (ton/m2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
1	9	L	9.000	9.000	9	1.72	0.72	0.36	31.469	18	18.00	20.08	227.14	9.00	8.48	8.48	235.62	
1.5	11.75	L	11.750	11.750	11.75	1.72	0.72	0.72	36.491	23.5	23.50	19.50	220.54	11.75	11.07	19.56	240.10	
2	11	L	11.000	11.000	11	1.72	0.72	1.08	30.726	22	22.00	18.98	214.69	11.00	10.37	29.92	244.61	81.54
2.5	10.25	L	10.250	10.250	10.25	1.57	0.57	1.365	26.520	20.5	20.50	18.43	208.45	10.25	9.66	39.58	248.04	82.68
3	9.5	L	9.500	9.500	9.5	1.57	0.57	1.65	22.892	19	19.00	17.87	202.11	9.50	8.95	48.54	250.64	83.55
3.5	8.75	L	8.750	8.750	8.75	1.57	0.57	1.935	19.729	17.5	17.50	17.30	195.71	8.75	8.25	56.78	252.49	84.16
4	8	L	8.000	8.000	8	1.61	0.61	2.24	16.878	16	16.00	16.88	190.87	8.00	7.54	64.32	255.20	85.07
4.5	7.75	L	7.750	7.750	7.75	1.61	0.61	2.545	15.362	15.5	15.36	16.55	187.20	7.68	7.24	71.56	258.76	86.25
5	7.5	L	7.500	7.500	7.5	1.61	0.61	2.85	14.019	15	14.02	16.30	184.39	7.01	6.61	78.17	262.56	87.52
5.5	7.25	L	7.250	7.250	7.25	1.61	0.61	3.155	12.821	14.5	12.82	16.11	182.24	6.41	6.04	84.21	266.45	88.82
6	7	L	7.000	7.000	7	1.71	0.71	3.51	11.647	14	11.65	15.93	180.16	5.82	5.49	89.70	269.86	89.95
6.5	7.75	L	7.750	7.750	7.75	1.71	0.71	3.865	12.176	15.5	12.18	15.61	176.55	6.09	5.74	95.44	271.99	90.66
7	8.5	L	8.500	8.500	8.5	1.71	0.71	4.22	12.649	17	12.65	14.93	168.89	6.32	5.96	101.40	270.28	90.09
7.5	9.25	L	9.250	9.250	9.25	1.71	0.71	4.575	13.074	18.5	13.07	14.33	162.12	6.54	6.16	107.56	269.68	89.89
8	10	L	10.000	10.000	10	1.71	0.71	4.93	13.459	20	13.46	14.21	160.69	6.73	6.34	113.90	274.59	91.53
8.5	10.25	L	10.250	10.250	10.25	1.71	0.71	5.285	13.166	20.5	13.17	14.52	164.26	6.58	6.20	120.11	284.37	94.79
9	10.5	L	10.500	10.500	10.5	1.71	0.71	5.64	12.899	21	12.90	15.26	172.57	6.45	6.08	126.18	298.75	99.58
9.5	10.75	L	10.750	10.750	10.75	1.71	0.71	5.995	12.655	21.5	12.65	16.43	185.83	6.33	5.96	132.15	317.98	105.99
10	11	L	11.000	11.000	11	1.71	0.71	6.35	12.429	22	12.43	17.86	201.94	6.21	5.86	138.00	339.95	113.32
10.5	17	L	17.000	17.000	17	1.71	0.71	6.705	18.468	34	18.47	19.57	221.36	9.23	8.70	146.71	368.06	122.69
11	23	L	23.000	23.000	23	1.71	0.71	7.06	24.059	46	24.06	21.57	243.93	12.03	11.34	158.05	401.97	133.99
11.5	29	L	29.000	29.000	29	1.71	0.71	7.415	29.249	58	29.25	23.84	269.61	14.62	13.78	171.83	441.43	147.14
12	35	L	35.000	35.000	35	1.71	0.71	7.77	34.765	70	34.77	26.05	294.62	17.38	16.38	188.21	482.83	160.94
12.5	38.75	L	38.750	38.750	38.75	1.71	0.71	8.125	38.154	77.5	38.15	28.21	319.03	19.08	17.98	206.19	525.22	175.07
13	42.5	L	42.500	42.500	42.5	1.71	0.71	8.48	41.484	85	41.48	30.31	342.85	20.74	19.55	225.74	568.59	189.53
13.5	46.25	L	46.250	46.250	46.25	1.71	0.71	8.835	44.756	92.5	44.76	32.37	366.13	22.38	21.09	246.83	612.96	204.32
14	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.19	47.973	100	47.97	33.28	376.34	23.99	22.61	269.44	645.77	215.26
14.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.545	47.568	100	47.57	34.18	386.58	23.78	22.42	291.85	678.43	226.14
15	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	9.9	47.170	100	47.17	35.09	396.83	23.58	22.23	314.08	710.91	236.97
15.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	10.255	46.778	100	46.78	36.00	407.10	23.39	22.04	336.12	743.22	247.74
16	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	10.61	46.393	100	46.39	37.46	423.65	23.20	21.86	357.99	781.64	256.44
16.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	10.965	27.608	60	27.61	38.39	434.14	5.52	5.20	363.19	797.33	265.78
17	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	11.32	27.385	60	27.38	38.81	438.89	5.48	5.16	368.35	807.24	269.08
17.5	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	11.675	27.165	60	27.16	38.70	437.70	5.43	5.12	373.47	811.17	270.39
18	50	P	32.500	30.000	30	1.71	0.71	12.03	26.948	60	26.95	38.50	435.46	5.39	5.08	378.55	814.01	271.34
18.5	47	L	47.000	47.000	47	1.71	0.71	12.385	41.885	94	41.88	38.21	432.19	20.94	19.74	398.29	830.48	276.83
19	44	L	44.000	44.000	44	1.71	0.71	12.74	38.904	88	38.90	37.84	427.92	19.45	18.33	416.62	844.54	281.51
19.5	41	L	41.000	41.000	41	1.71	0.71	13.095	35.969	82	35.97	37.37	422.66	17.98	16.95	433.57	856.23	285.41
20	38	L	38.000	38.000	38	1.71	0.71	13.45	33.079	76	33.08	36.94	417.77	16.54	15.59	449.16	866.93	288.98
20.5	40.5	L	40.500	40.500	40.5	1.71	0.71	13.805	34.985	81	34.99	36.54	413.24	17.49	16.49	465.65	878.89	292.96
21	43	L	43.000	43.000	43	1.71	0.71	14.16	36.862	86	36.86	36.17	409.07	18.43	17.37	483.02	892.09	297.36
21.5	45.5	L	45.500	45.500	45.5	1.71	0.71	14.515	38.711	91	38.71	35.83	405.26	19.36	18.24	501.26	906.52	302.17
22	48	L	48.000	48.000	48	1.71	0.71	14.87	40.532	96	40.53	36.65	414.51	20.27	19.10	520.36	934.87	311.62
22.5	48.5	L	48.500	48.500	48.5	1.71	0.71	15.225	40.650	97	40.65	37.46	423.71	20.32	19.16	539.52	963.23	321.08
23	49	L	49.000	49.000	49	1.71	0.71	15.58	40.765	98	40.77	38.27	432.86	20.38	19.21	558.73	991.59	330.53
23.5	49.5	L	49.500	49.500	49.5	1.71	0.71	15.935	40.880	99	40.88	39.08	441.97	20.44	19.26	577.99	1019.96	339.99
24	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	16.29	40.992	100	40.99	38.93	440.32	20.50	19.32	597.31	1037.63	345.88
24.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	16.645	40.696	100	40.70	38.96	440.59	20.35	19.18	616.49	1057.07	352.36
25	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17	40.404	100	40.40	39.15	442.73	20.20	19.04	635.53	1078.26	359.42

HASIL ANALISA DAYA DUKUNG TANAH METODE MEYERHOOF

BOR NO : DB 1
PROJECT : GRAND DHIKA CITY
LOCATION : JATIWARNA, BEKASI, JAWA BARAT
PILE DIM. : Ø 600 mm

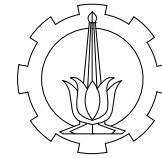
25.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17.355	40.116	100	40.12	39.50	446.73	20.06	18.90	654.43	1101.16	367.05
26	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	17.71	39.833	100	39.83	39.57	447.57	19.92	18.77	673.20	1120.77	373.59
26.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.065	39.553	100	39.55	39.37	445.28	19.78	18.64	691.84	1137.12	379.04
27	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.42	39.277	100	39.28	38.90	439.92	19.64	18.51	710.35	1150.26	383.42
27.5	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	18.775	39.005	100	39.01	38.15	431.52	19.50	18.38	728.73	1160.25	386.75
28	50	L	50.000	50.000	50	1.71	0.71	19.13	38.737	100	38.74	37.99	429.64	19.37	18.25	746.98	1176.62	392.21
28.5	47	L	47.000	47.000	47	1.71	0.71	19.485	36.164	94	36.16	37.79	427.39	18.08	17.04	764.03	1191.42	397.14
29	44	L	44.000	44.000	44	1.71	0.71	19.84	33.626	88	33.63	37.55	424.71	16.81	15.85	779.87	1204.58	401.53
29.5	41	L	41.000	41.000	41	1.71	0.71	20.195	31.122	82	31.12	37.27	421.46	15.56	14.67	794.54	1216.00	405.33
30	38	L	38.000	38.000	38	1.71	0.71	20.55	28.652	76	28.65	36.95	417.94	14.33	13.50	808.04	1225.98	408.66

Keterangan :

*) $P_{ijin} = P_{ujung}/3 + \sum Rsi/3$

N	=	Harga SPT lapangan	N rata2 ujung	=	N corr rata-rata ujung tiang
L/P	=	Lempung / Pasir	P ujung	=	Daya dukung tiang
N > 15sand	=	Koreksi N > 15 untuk lapisan pasir	fsi	=	Daya lekatan per-satuan luas
γ_{sat}	=	Berat volume tanah jenuh	Rsi	=	Daya lekatan per-meter panjang selimut
γ'	=	Berat volume tanah efektif	$\sum Rsi$	=	Kumulatif Rsi
po	=	Overburden pressure	Pult	=	P ujung + $\sum Rsi$
N Corr	=	N terkoreksi	Pijin	=	Daya dukung ijin

Catatan : Perkiraan daya dukung teoritis dengan kenyataan kedalaman tiang pancang di lapangan biasanya selisih $\pm 1-2$ meter



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 1-6

NOMOR

SKALA

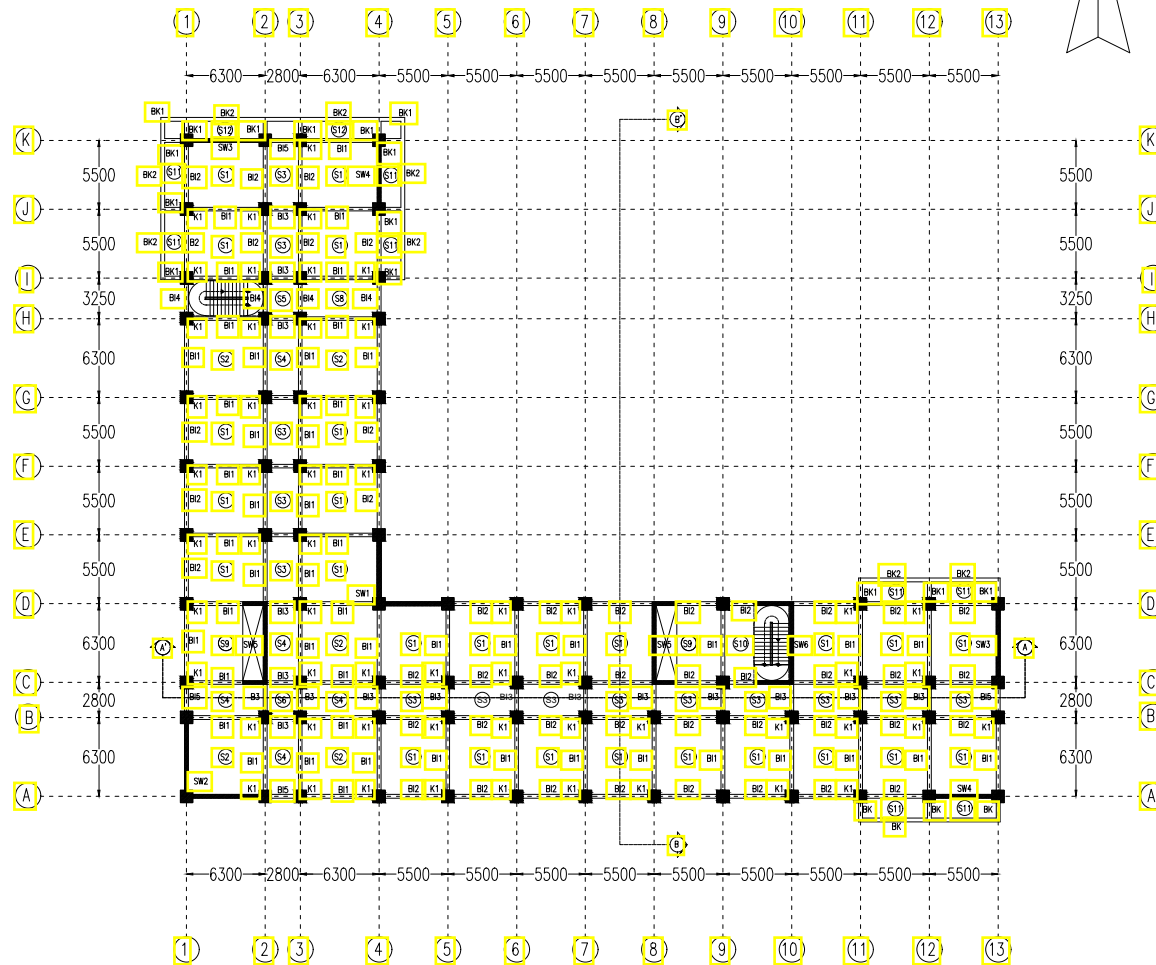
KODE

1

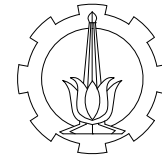
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI
B1	BALOK INDUK 1 50/30
B2	BALOK INDUK 2 50/30
B3	BALOK INDUK 3 35/25
B4	BALOK INDUK 4 35/25
B5	BALOK INDUK 5 40/30
BP	B. PRATEKAN 70/50
BK1	B. KANTILEVER 1 30/20
BK2	B. KANTILEVER 2 30/20
Sn	PELAT t = 12
SW	SHEAR WALL 1 t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6 t = 30
K4	KOLOM TIPE 1 100/100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 7-13

NOMOR

SKALA

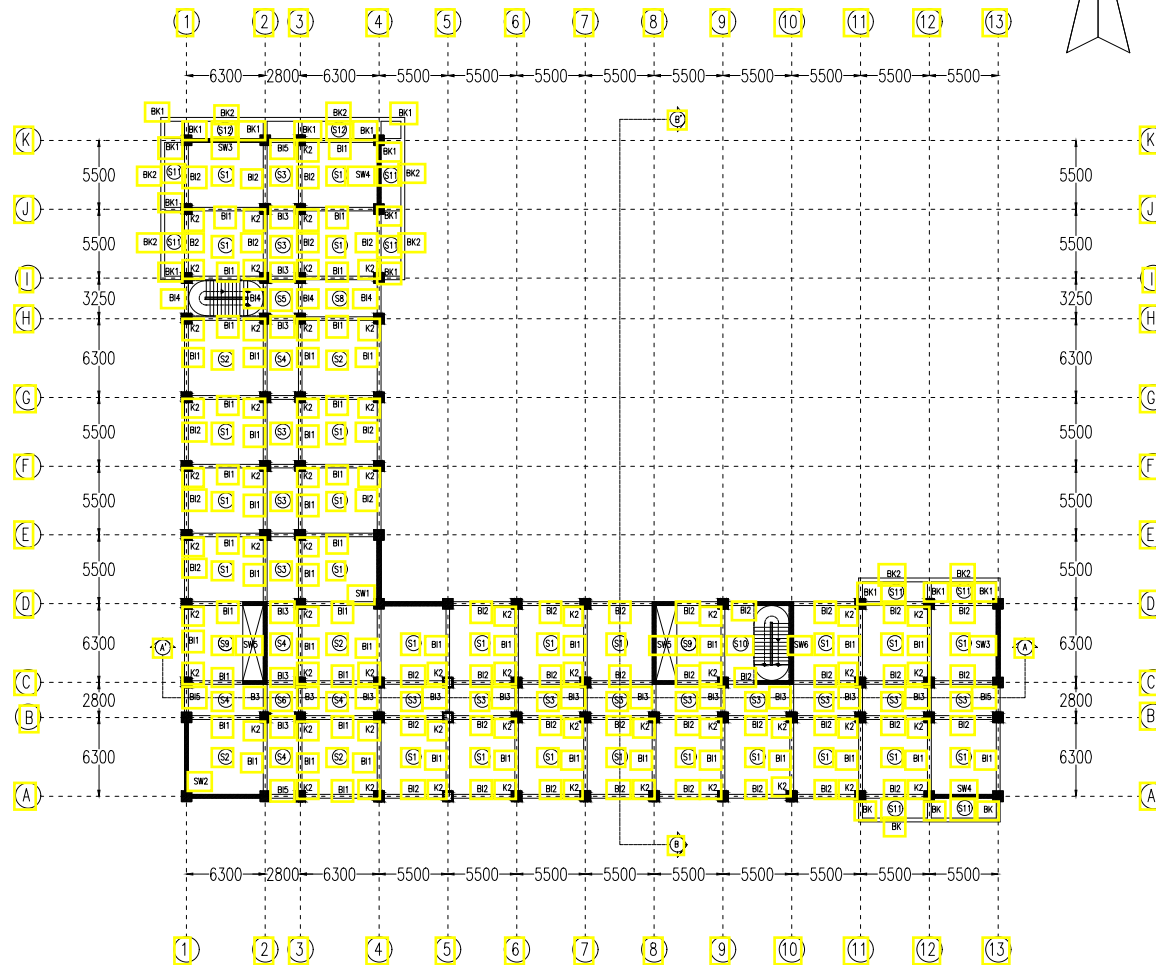
KODE

2

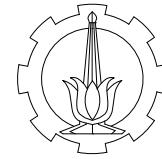
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI	
B11	BALOK INDUK 1	50/30
B12	BALOK INDUK 2	50/30
B13	BALOK INDUK 3	35/25
B14	BALOK INDUK 4	35/25
B15	BALOK INDUK 5	40/30
BP	B. PRATEKAN	70/50
BK1	B. KANTILEVER 1	30/20
BK2	B. KANTILEVER 2	30/20
Sn	PELAT	t = 12
SW	SHEAR WALL 1	t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6	t = 30
K4	KOLOM TIPE 2	85/85



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 14-20

NOMOR

SKALA

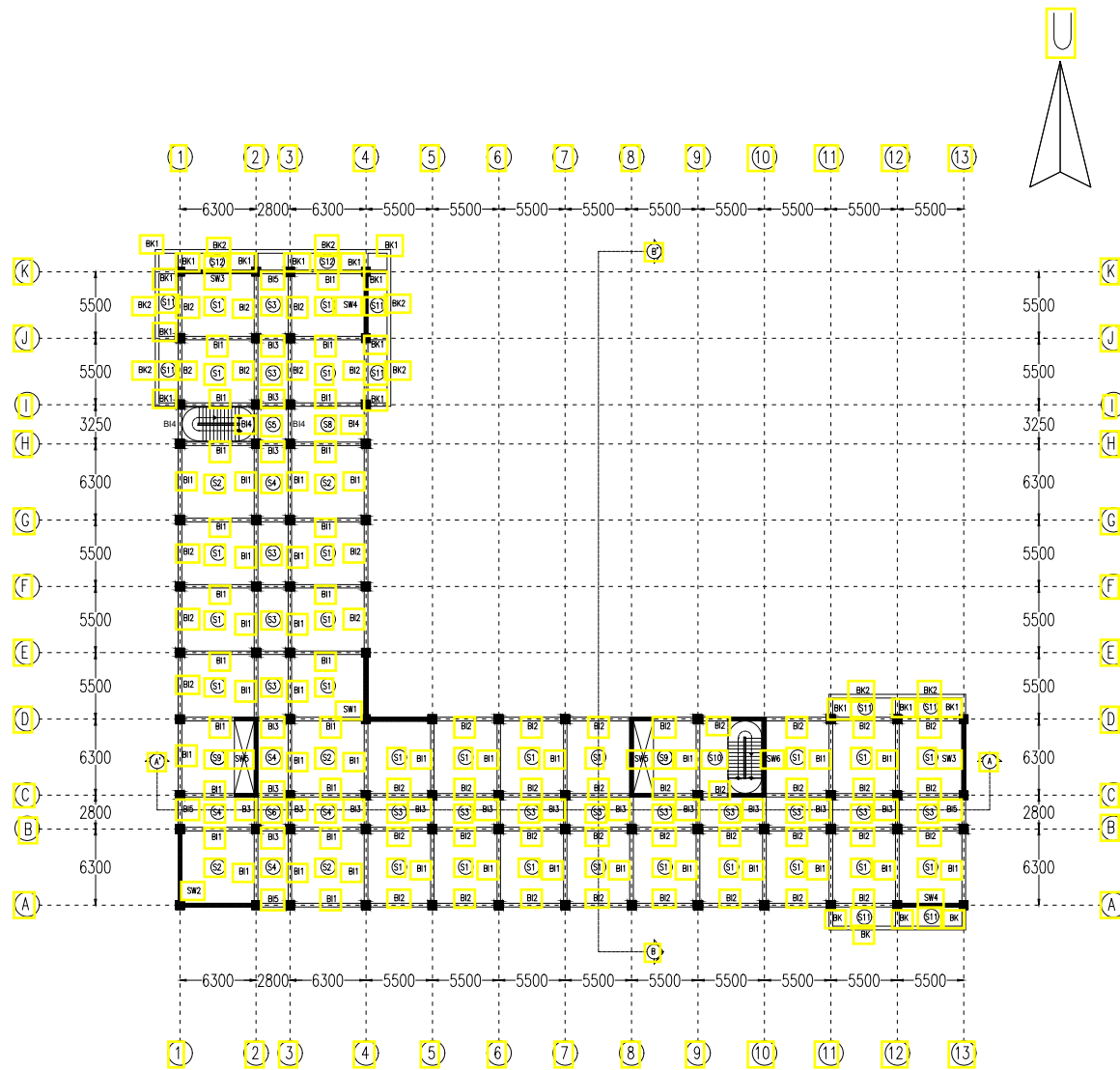
KODE

3

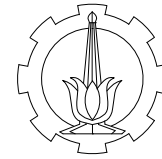
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI	
B11	BALOK INDUK 1	50/30
B12	BALOK INDUK 2	50/30
B13	BALOK INDUK 3	35/25
B14	BALOK INDUK 4	35/25
B15	BALOK INDUK 5	40/30
BP	B. PRATEKAN	70/50
BK1	B. KANTILEVER 1	30/20
BK2	B. KANTILEVER 2	30/20
Sn	PELAT	t = 12
SW	SHEAR WALL 1	t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6	t = 30
K4	KOLOM TIPE 3	75/75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 21-33

NOMOR

SKALA

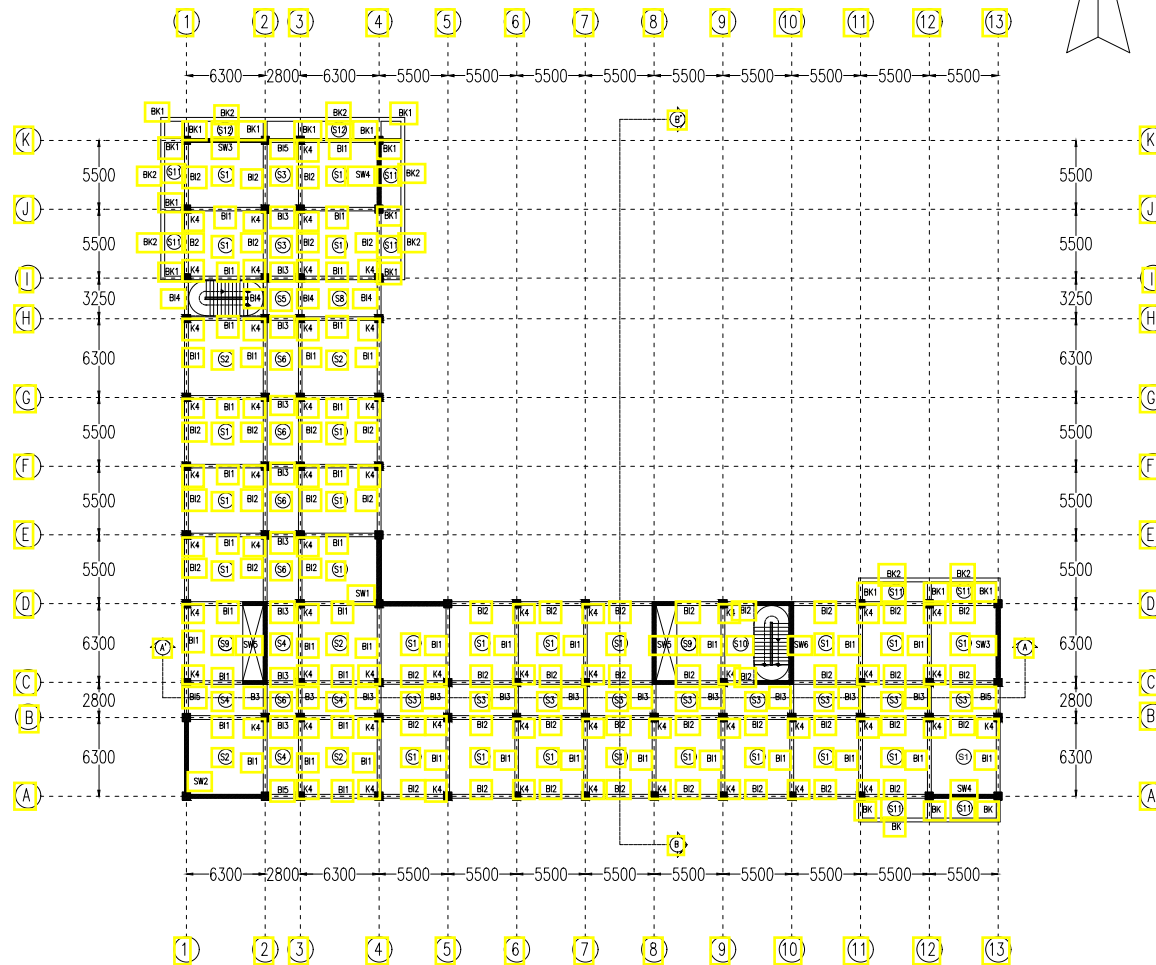
KODE

4

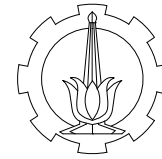
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI	
B1	BALOK INDUK 1	50/30
B2	BALOK INDUK 2	50/30
B3	BALOK INDUK 3	35/25
B4	BALOK INDUK 4	35/25
B5	BALOK INDUK 5	40/30
BP	B. PRATEKAN	70/50
BK1	B. KANTILEVER 1	30/20
BK2	B. KANTILEVER 2	30/20
Sn	PELAT	t = 12
SW	SHEAR WALL 1	t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6	t = 30
K4	KOLOM TIPE 4	65/65



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 34

NOMOR

SKALA

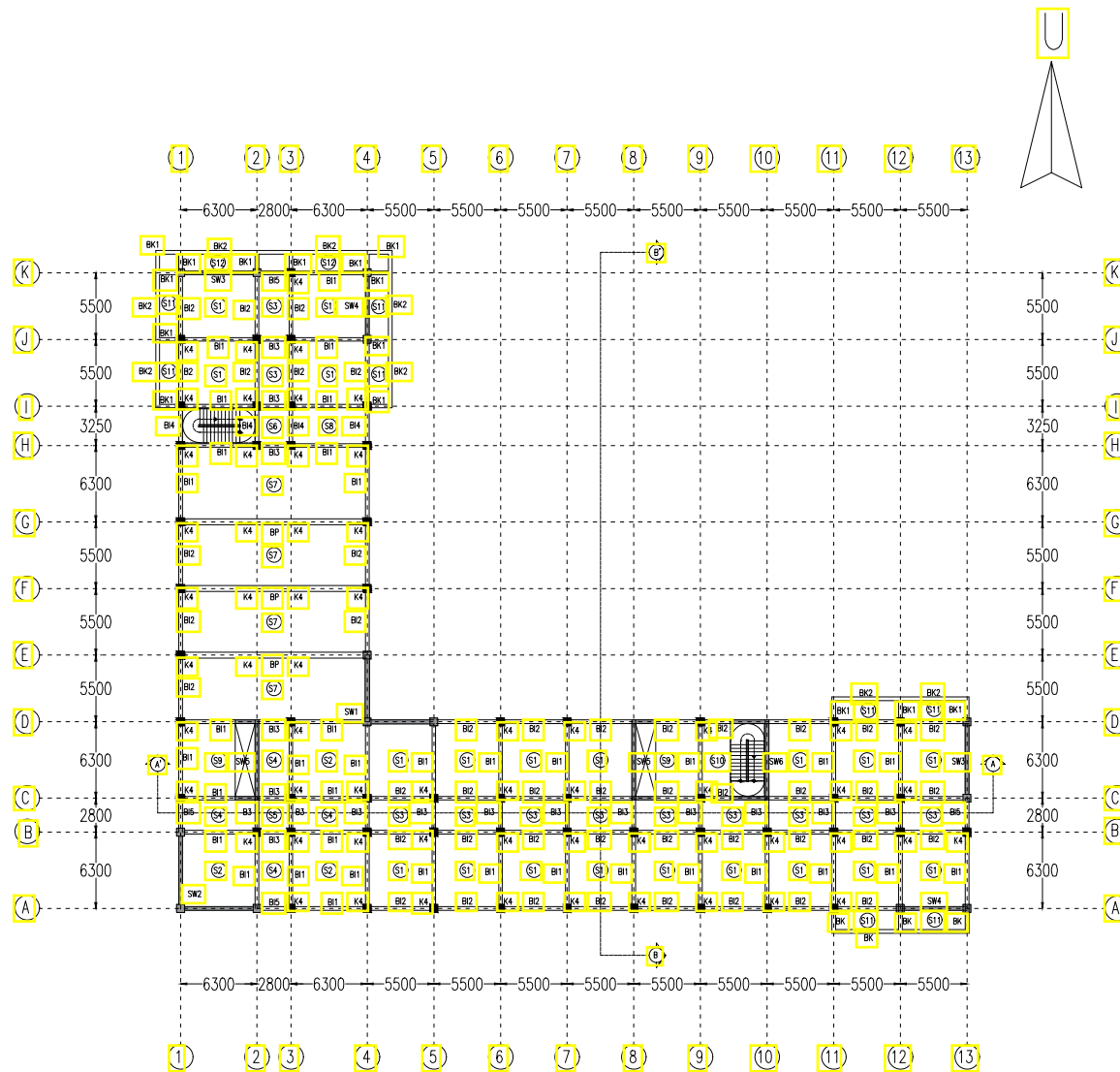
KODE

5

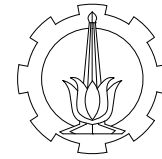
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI
BI1	BALOK INDUK 1 50/30
BI2	BALOK INDUK 2 50/30
BI3	BALOK INDUK 3 35/25
BI4	BALOK INDUK 4 35/25
BI5	BALOK INDUK 5 40/30
BP	B. PRATEKAN 70/50
BK1	B. KANTILEVER 1 30/20
BK2	B. KANTILEVER 2 30/20
Sn	PELAT t = 12
SW	SHEAR WALL 1 t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6 t = 30
K4	KOLOM TIPE 4 65/65



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Basement

NOMOR

SKALA

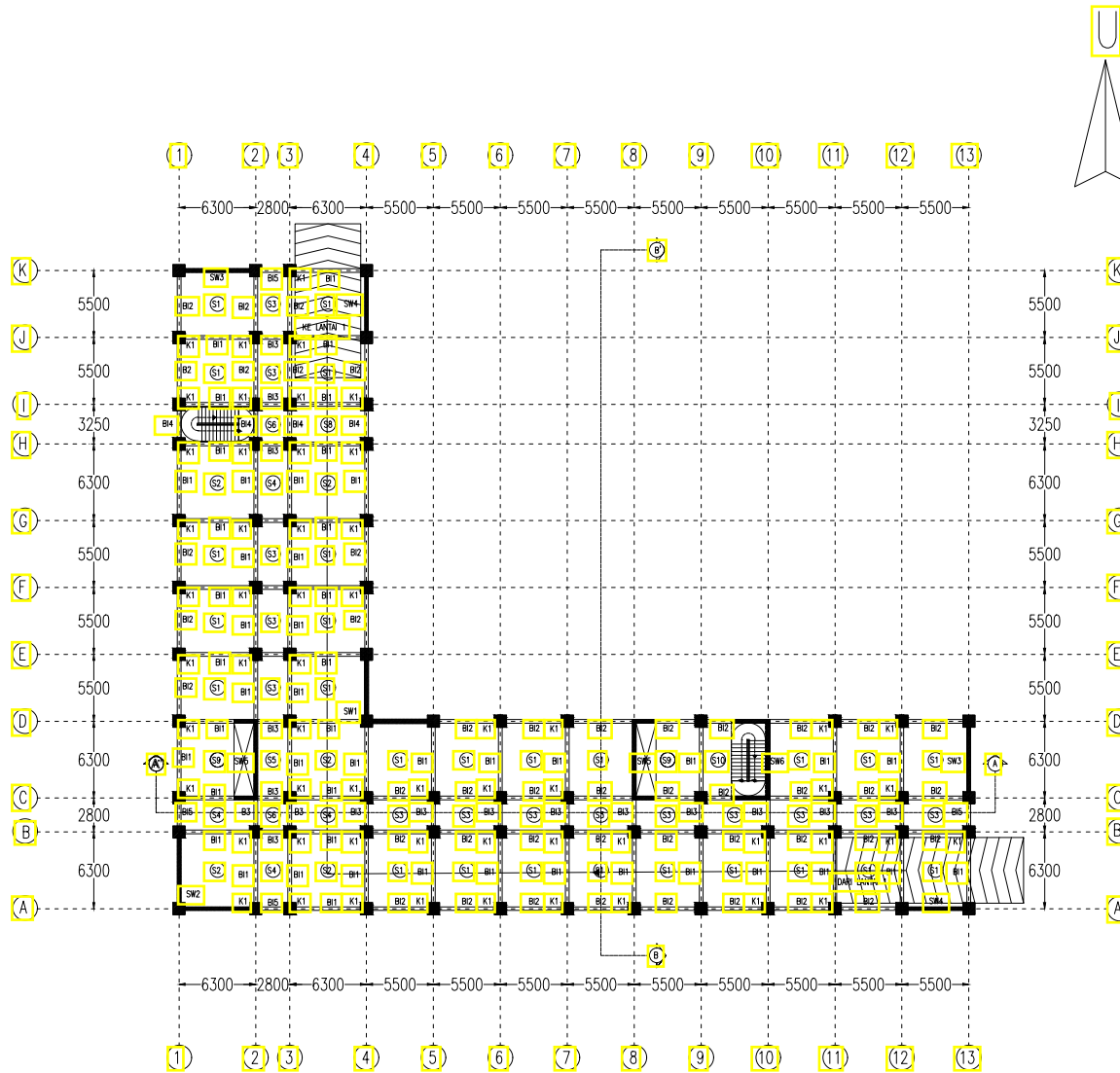
KODE

6

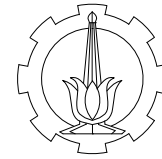
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI	
B11	BALOK INDUK 1	50/30
B12	BALOK INDUK 2	50/30
B13	BALOK INDUK 3	35/25
B14	BALOK INDUK 4	35/25
B15	BALOK INDUK 5	40/30
BP	B. PRATEKAN	70/50
BK1	B. KANTILEVER 1	30/20
BK2	B. KANTILEVER 2	30/20
Sn	PELAT	t = 12
SW	SHEAR WALL 1	t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6	t = 30
K4	KOLOM TIPE 2	100/100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Retaining Wall

NOMOR

SKALA

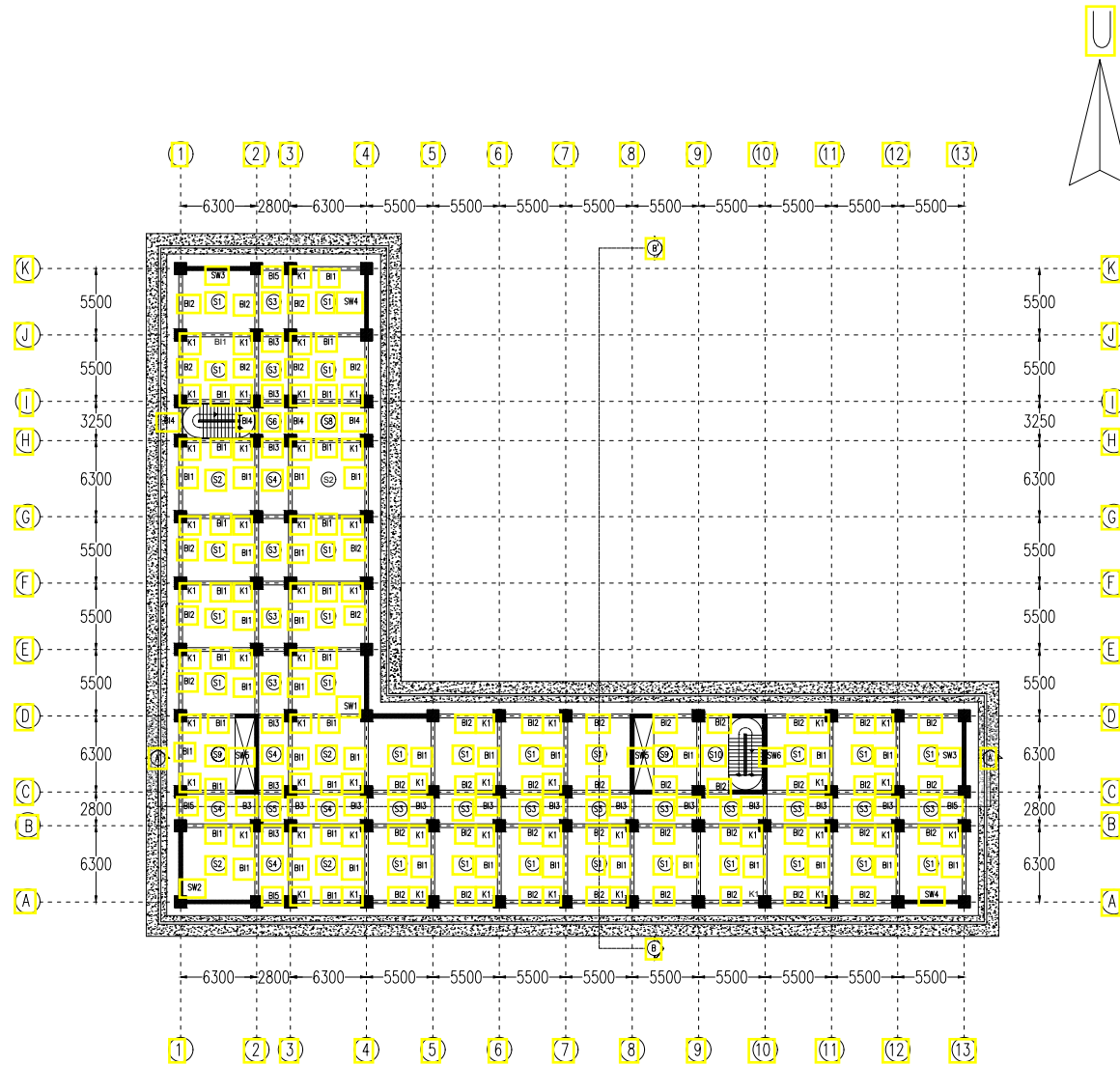
KODE

7

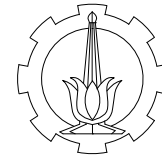
42

1:600

STR



KETERANGAN	DIMENSI
B1	BALOK INDUK 1 50/30
B2	BALOK INDUK 2 50/30
B3	BALOK INDUK 3 35/25
B4	BALOK INDUK 4 35/25
B5	BALOK INDUK 5 40/30
BP	B. PRATEKAN 70/50
BK1	B. KANTILEVER 1 30/20
BK2	B. KANTILEVER 2 30/20
Sn	PELAT t = 12
SW	SHEAR WALL 1 t = 35
SW	SHEAR WALL 2 - 6 t = 30
K4	KOLOM TIPE 3 100/100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Denah Pondasi

NOMOR

SKALA

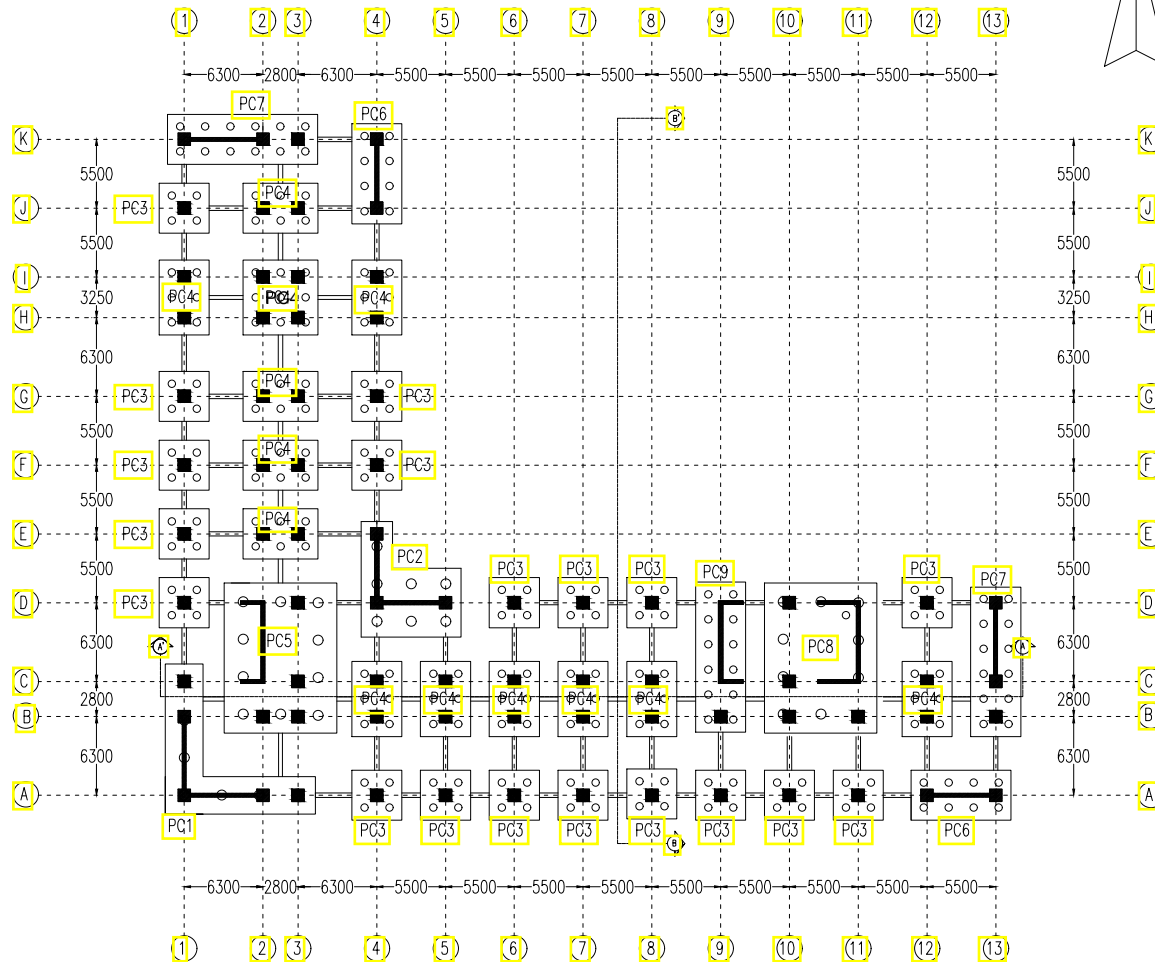
KODE

8

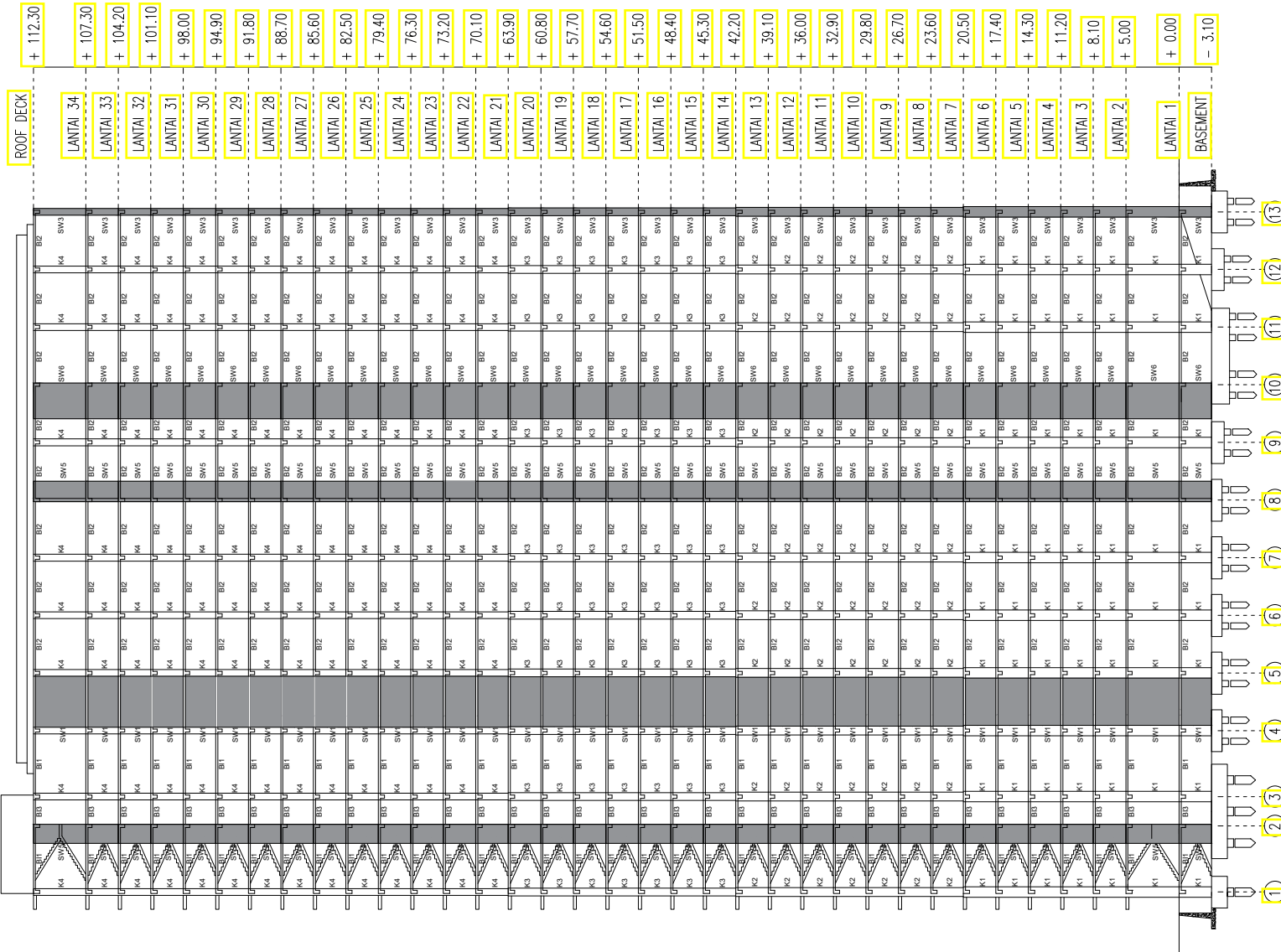
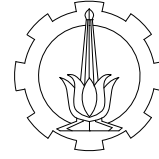
42

1:600

STR



TIPE	n PANCANG	DIMENSI CAP
PC1	D800 x 7	12000 x 3000
PC2	D800 x 7	9250 x 8000
PC3	D600 x 4	4000 x 4000
PC4	D600 x 6	6000 x 4000
PC5	D800 x 10	12000 x 9000
PC6	D600 x 8	8000 x 4000
PC7	D600 x 12	12000 x 4000
PC8	D800 x 10	12000 x 9000
PC9	D600 x 12	12000 x 4000



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

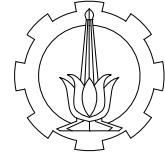
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Potongan A-A'

NOMOR	SKALA	KODE
9	42	STR



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

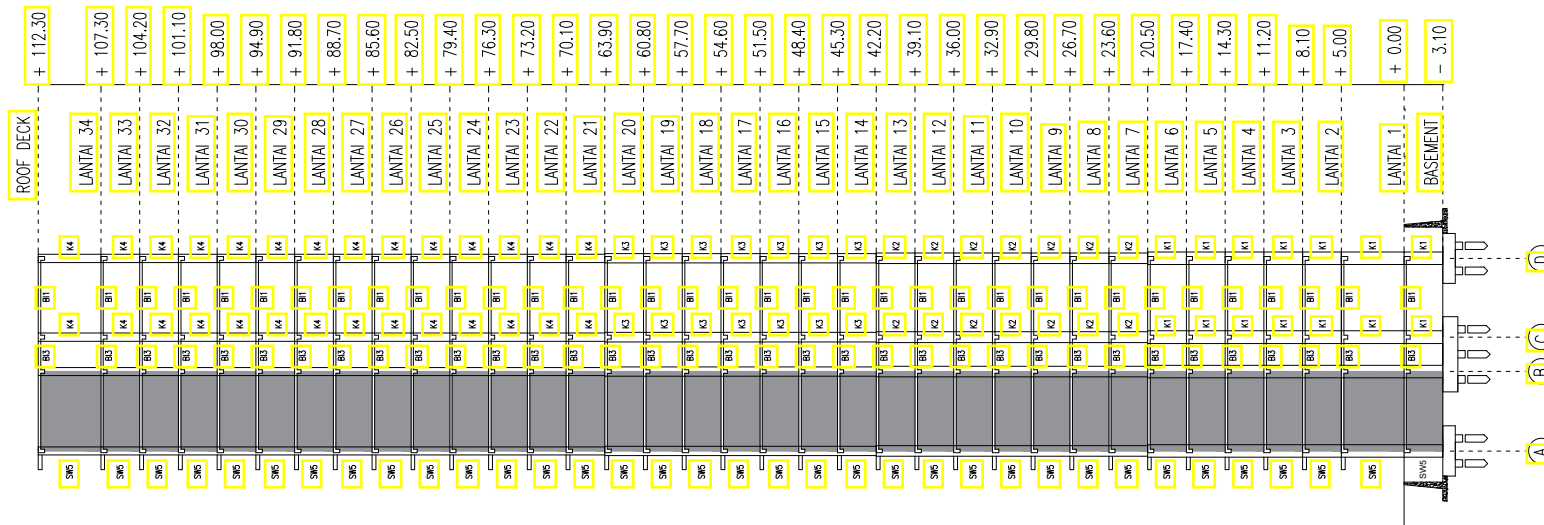
NRP MAHASISWA

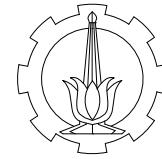
3114100124

JUDUL GAMBAR

Potongan B-B'

NOMOR	SKALA	KODE
10	42	1:600
		STR





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

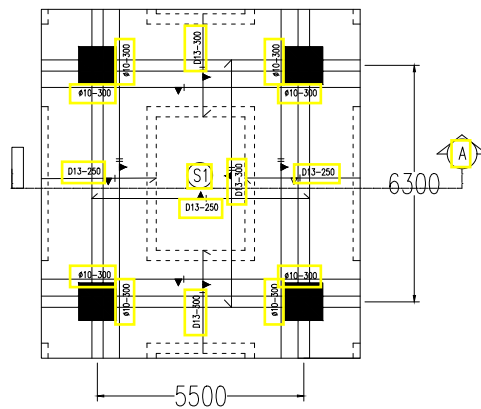
NRP MAHASISWA

3114100124

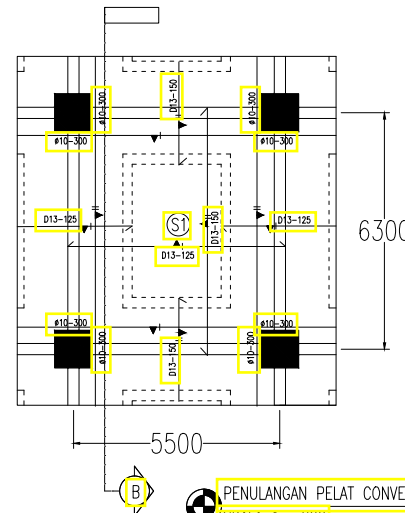
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Tipe 1

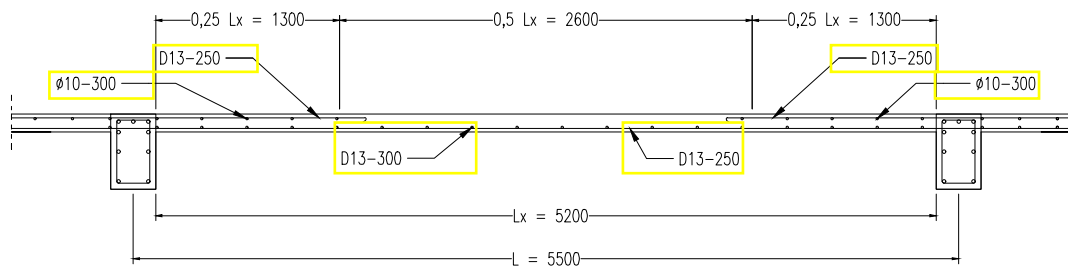
NOMOR	SKALA	KODE
11	42	1:200 1:50
		STR



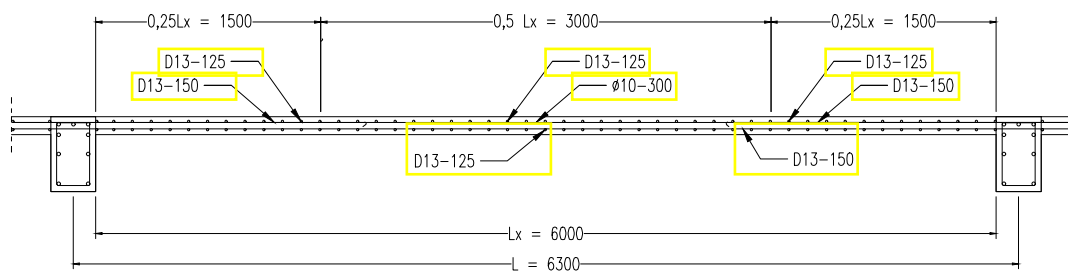
PENULANGAN PELAT LANTAI DAN ATAP TIPE 1 (S1)
SKALA 1 : 200



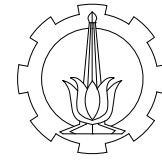
PENULANGAN PELAT CONVENTION HALL TIPE 1 (S1)
SKALA 1 : 200



POT. A-A' PELAT LANTAI TIPE 1 (S1)
SKALA 1 : 50



POT. B-B' PELAT CONVENTION HALL TIPE 1 (S1)
SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

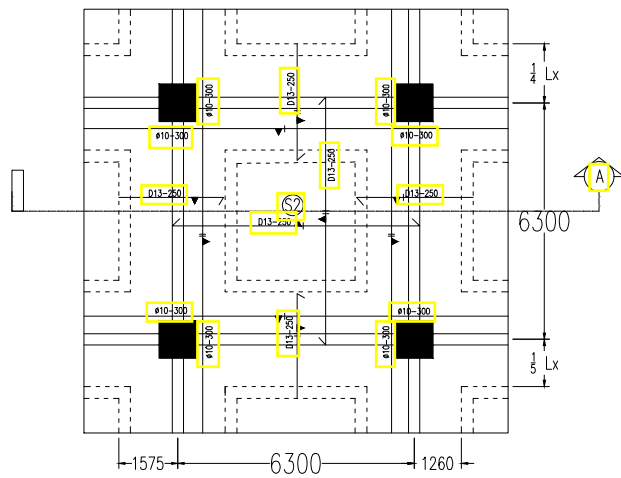
NRP MAHASISWA

3114100124

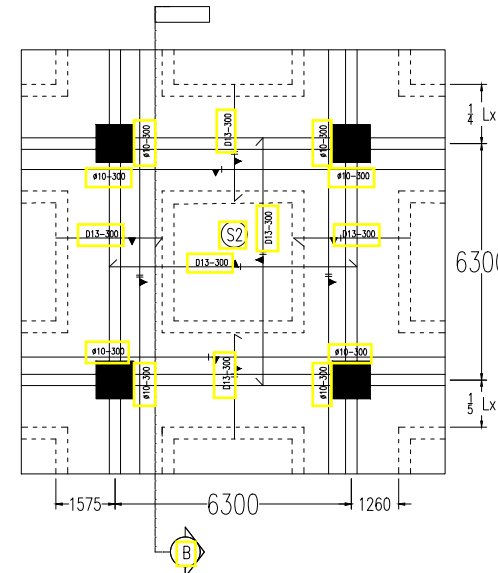
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Tipe 2

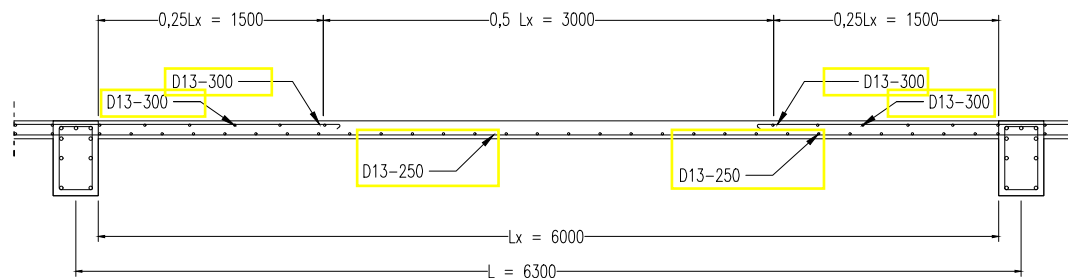
NOMOR	SKALA	KODE
12	42	STR



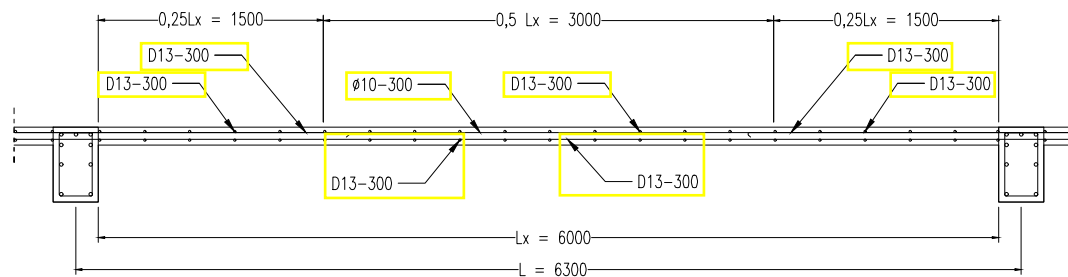
PENULANGAN PELAT LANTAI TIPE 2 (S2)
SKALA 1 : 200



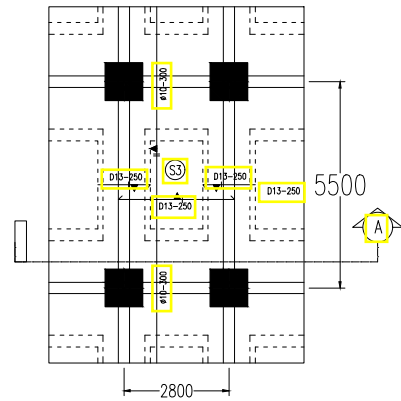
PENULANGAN PELAT ATAP TIPE 2 (S2)
SKALA 1 : 200



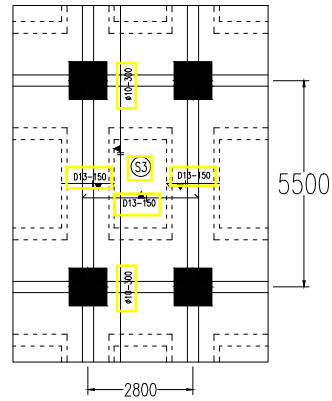
POT. A-A' PELAT LANTAI TIPE 2 (S2)
SKALA 1 : 50



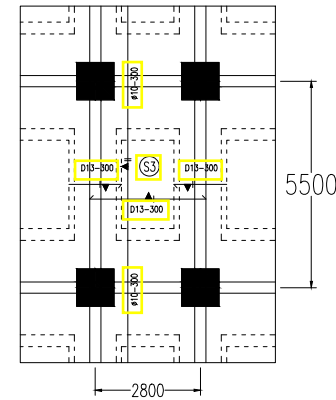
POT. B-B' PELAT ATAP TIPE 2 (S2)
SKALA 1 : 50



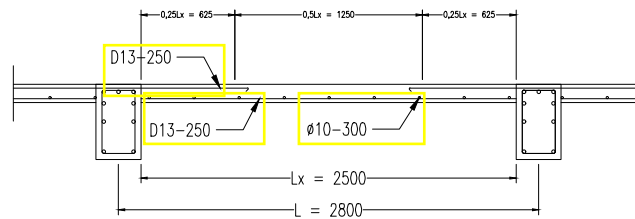

PENULANGAN PELAT LANTAI TIPE 3 (S3)
 SKALA 1 : 200



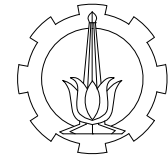

PENULANGAN PELAT CONVENTION HALL TIPE 3 (S3)
 SKALA 1 : 200




PENULANGAN PELAT ATAP TIPE 3 (S3)
 SKALA 1 : 200




POT. A-A' PELAT LANTAI TIPE 3 (S3)
 SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

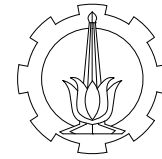
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Tipe 3

NOMOR	SKALA	KODE
13	42 1:200 1:50	STR



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

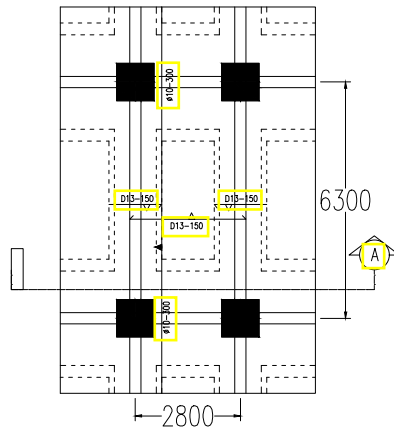
NRP MAHASISWA

3114100124

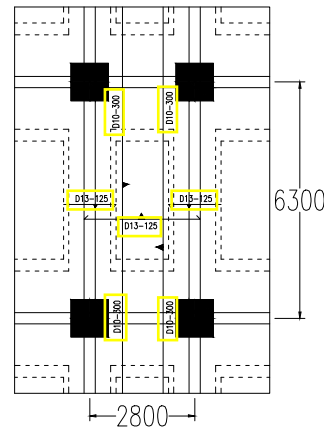
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Tipe 4

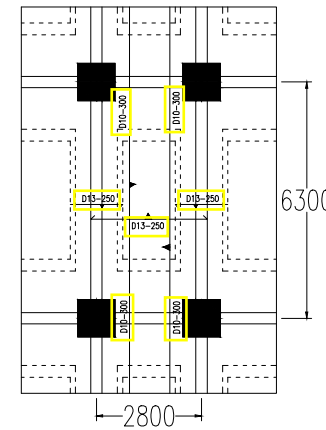
NOMOR	SKALA	KODE
14	42	STR



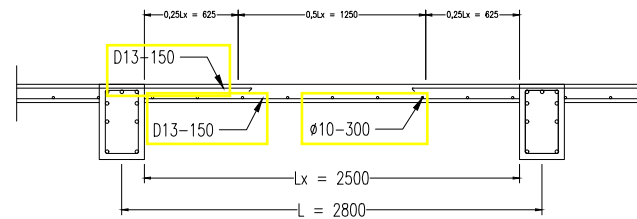
PENULANGAN PELAT LANTAI TIPE 4 (S4)
SKALA 1 : 200



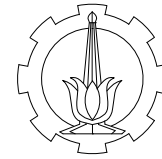
PENULANGAN PELAT CONVENTION HALL TIPE 4 (S4)
SKALA 1 : 200



PENULANGAN PELAT ATAP TIPE 4 (S4)
SKALA 1 : 200



POT. A-A' PELAT LANTAI TIPE 3 (S3)
SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

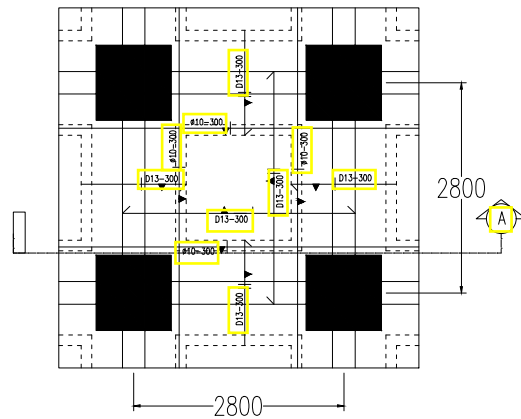
NRP MAHASISWA

3114100124

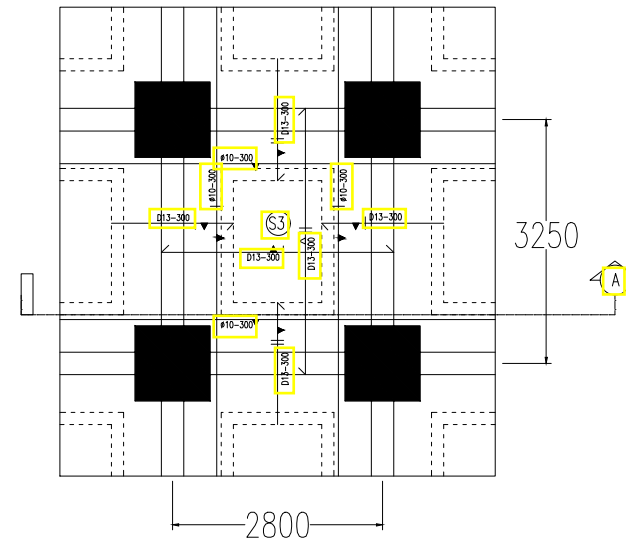
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Tipe 5 dan 6

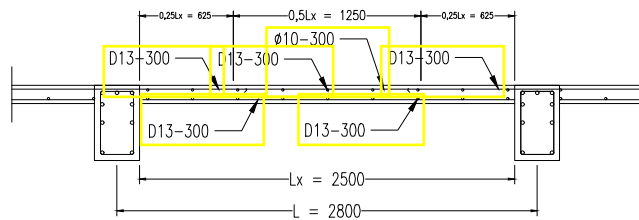
NOMOR	SKALA	KODE
15	42	STR



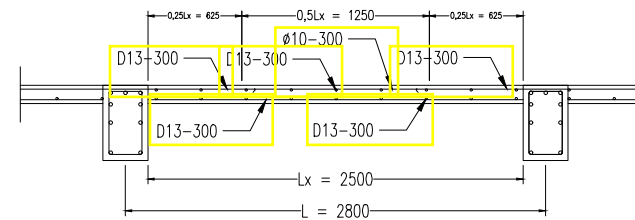
PENULANGAN PELAT LANTAI DAN ATAP TIPE 5 (S5)
SKALA 1 : 100



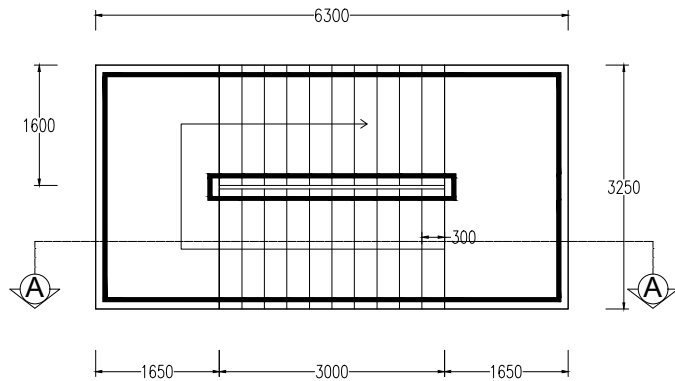
PENULANGAN PELAT LANTAI DAN ATAP TIPE 6 (S6)
SKALA 1 : 100



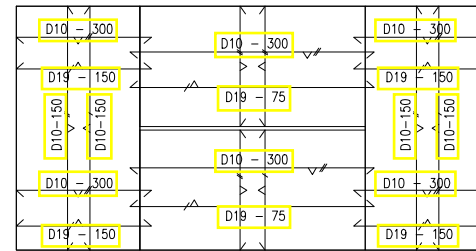
POT. A-A' PELAT LANTAI TIPE 5 (S5)
SKALA 1 : 50



POT. A-A' PELAT LANTAI TIPE 5 (S5)
SKALA 1 : 50

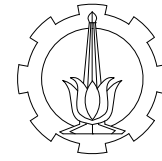
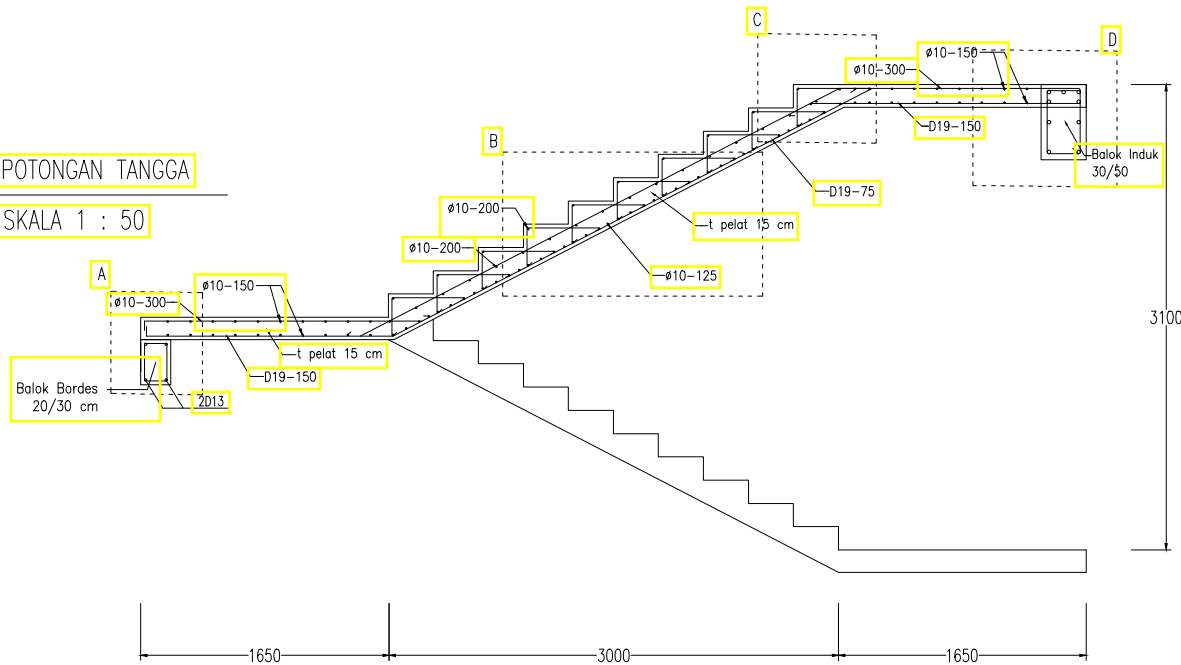


DENAH TANGGA
SKALA 1 : 100



PENULANGAN TANGGA
SKALA 1 : 100

POTONGAN TANGGA
SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

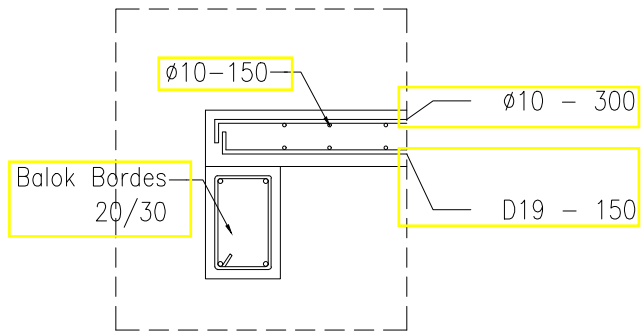
NRP MAHASISWA

3114100124

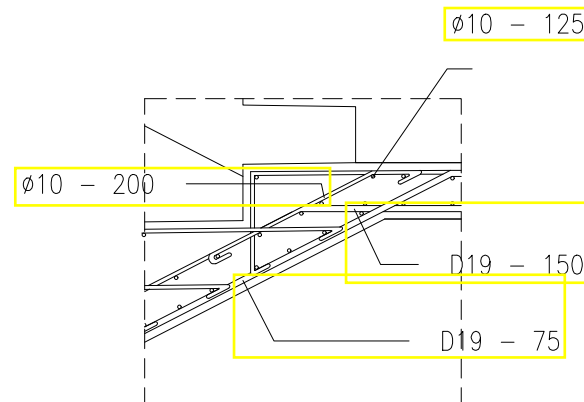
JUDUL GAMBAR

Penulangan Tangga

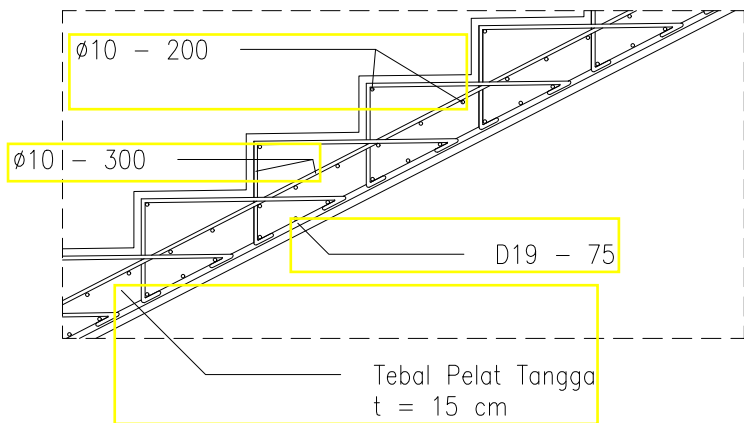
NOMOR	SKALA	KODE
16	42	1:100 1:75
		STR



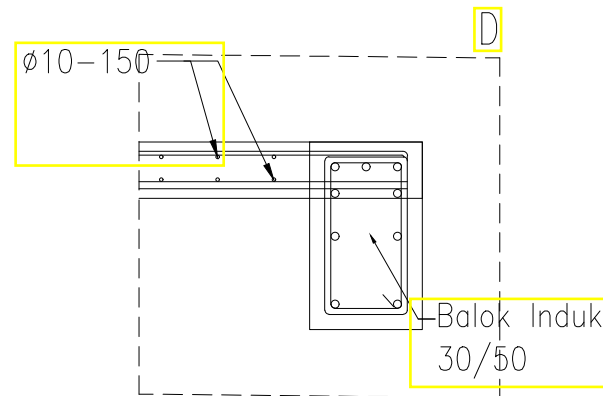
DETAIL POTONGAN A
SKALA 1 : 20



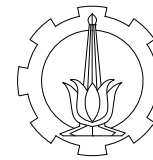
DETAIL POTONGAN C
SKALA 1 : 20



DETAIL POTONGAN B
SKALA 1 : 20



DETAIL POTONGAN D
SKALA 1 : 20



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG

APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

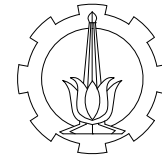
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Detailing Tangga

NOMOR	SKALA	KODE
17	42	1:20
		STR




DETAIL PENULANGAN BALOK
SKALA 1 : 50

TYPE	B1 EKSTERIOR (L = 6300)		B2 EKSTERIOR (L = 5500)		B3 EKSTERIOR (L = 3250)		B5 EKSTERIOR (L = 2800)	
BXH (mm)	300 x 300		300 x 300		250 x 350		300 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN								
TUL. ATAS	5D22	2D22	5D22	2D22	2D22	2D22	6D22	2D22
TUL. BAWAH	3D22	2D22	4D22	2D22	2D22	2D22	3D22	2D22
TUL. PINGGANG	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22
SENGKANG	2D13-100	2D13-200	2D13-100	2D13-200	D13-75	D13-150	2D13-100	2D13-200
TYPE	B1 INTERIOR (L = 6300)		B2 INTERIOR (L = 5500)		B3 INTERIOR (L = 3250)		B4 INTERIOR (L = 2800)	
BXH (mm)	300 x 300		300 x 300		250 x 350		300 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN								
TUL. ATAS	5D22	4D22	2D22	2D22	2D22	2D22	4D22	2D22
TUL. BAWAH	7D22	4D22	2D22	2D22	2D22	2D22	4D22	2D22
TUL. PINGGANG	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22	ZU22
SENGKANG	4D13-90	2D13-100	2D13-150	2D13-150	D13-200	D13-200	2D13-150	2D13-150

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

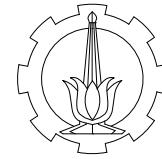
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok

NOMOR	SKALA	KODE
18	42	1:50
		STR



DETAIL PENULANGAN KOLOM
 SKALA 1 : 25

TYPE	K1 (1000 x 1000)	TYPE	K2 (850 X 850)
B1 - Lt. 6		Lt. 7 - 13	
TULANGAN	16D29	TULANGAN	16D25
SENGKANG	4D16-100	SENGKANG	4D16-100
TYPE	K1 (750 x 750)	TYPE	K4 (650 x 650)
Lt. 14 - 20		Lt. 21 - 34	
TULANGAN	12D25	TULANGAN	12D25
SENGKANG	4D16-100	SENGKANG	4D13-100

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
 APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

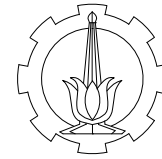
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

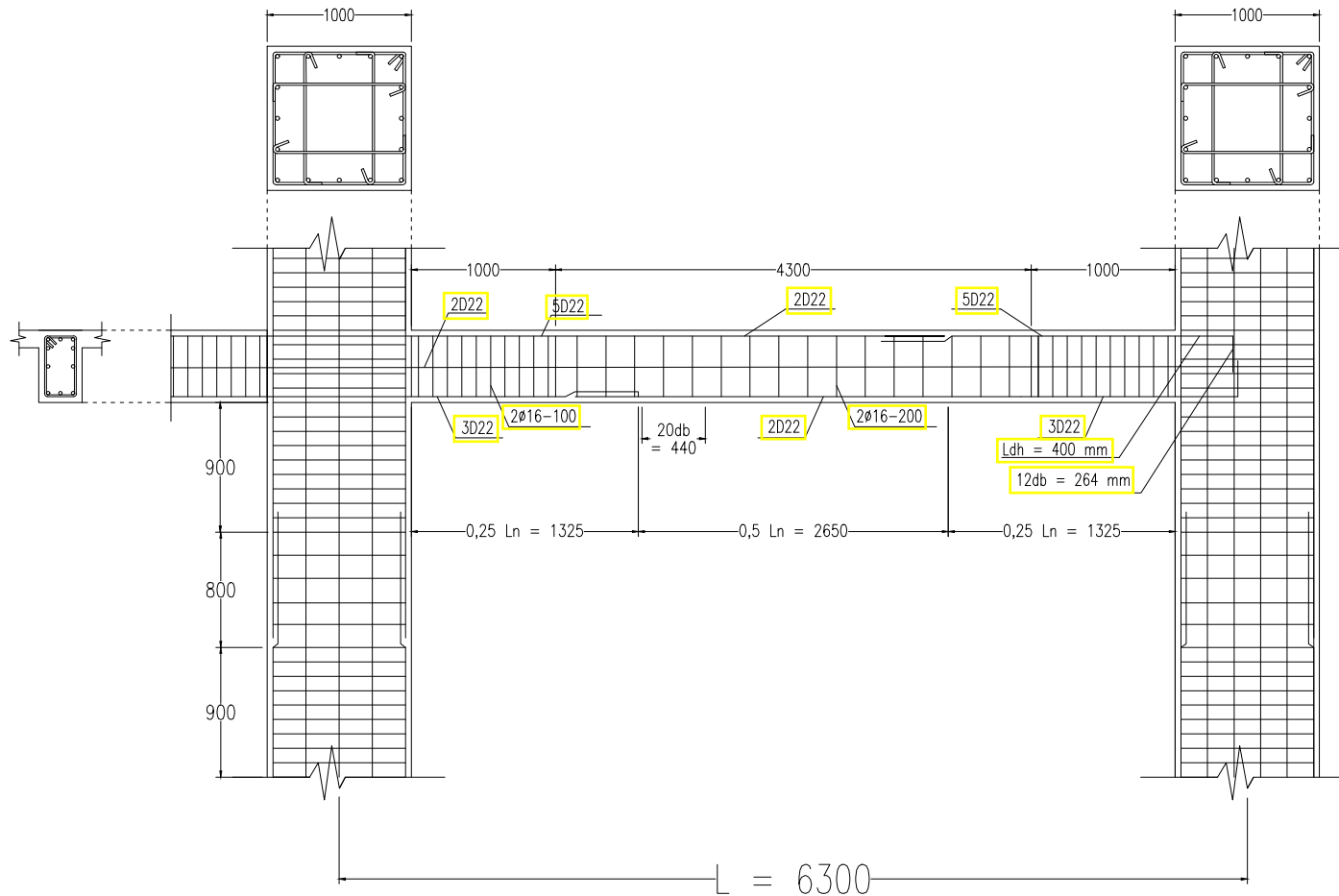
Penulangan Kolom

NOMOR	SKALA	KODE
19	42	1:25
		STR



DETAIL PENULANGAN BALOK-KOLOM

SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

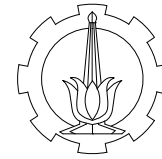
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok-Kolom

NOMOR	SKALA	KODE
20	42	1:50
		STR



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Kolom

NOMOR

SKALA

KODE

21

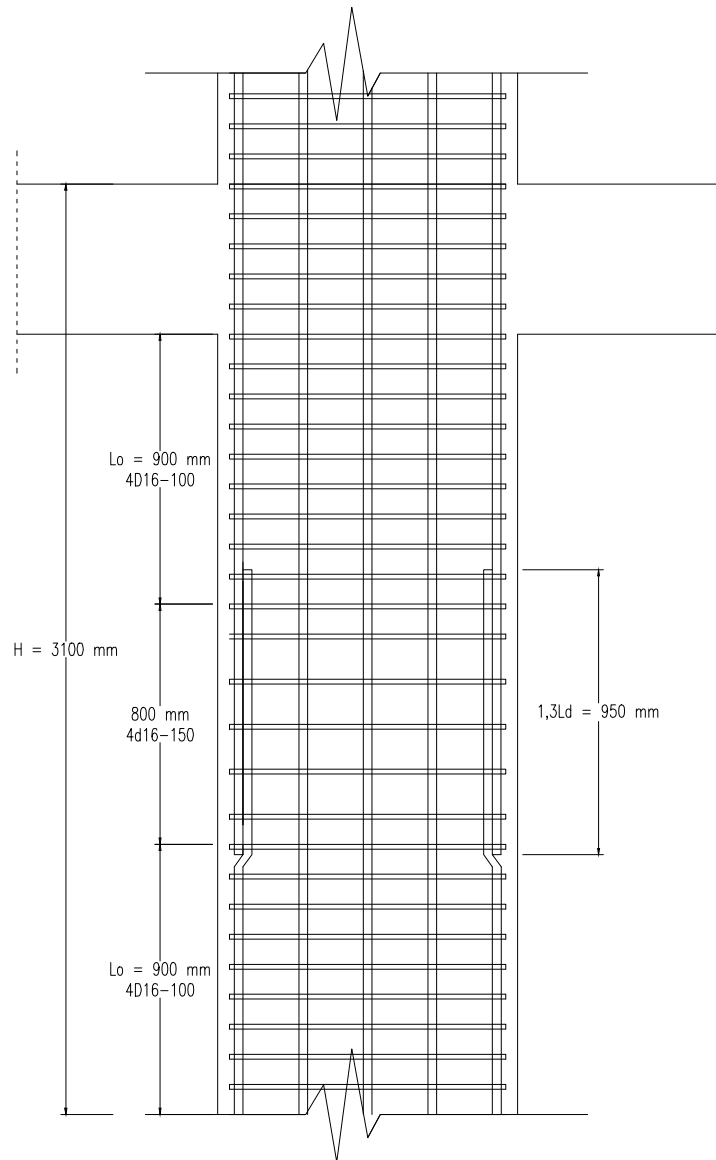
42

1:25

STR

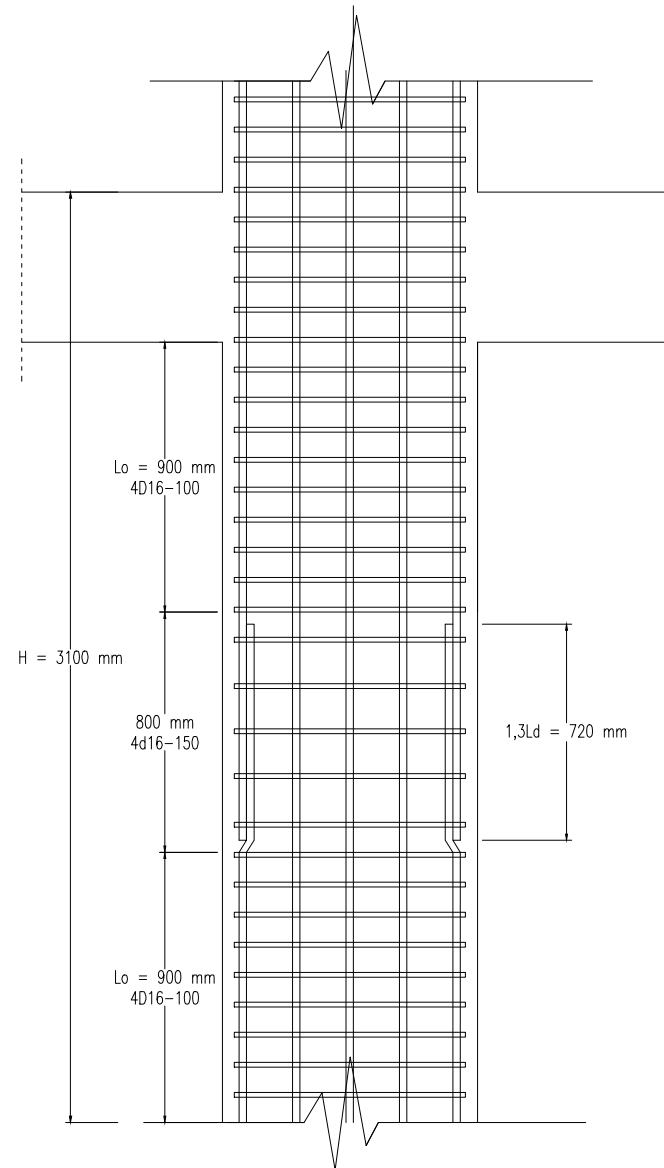
DETAIL PENULANGAN KOLOM TIPE 1

SKALA 1 : 25



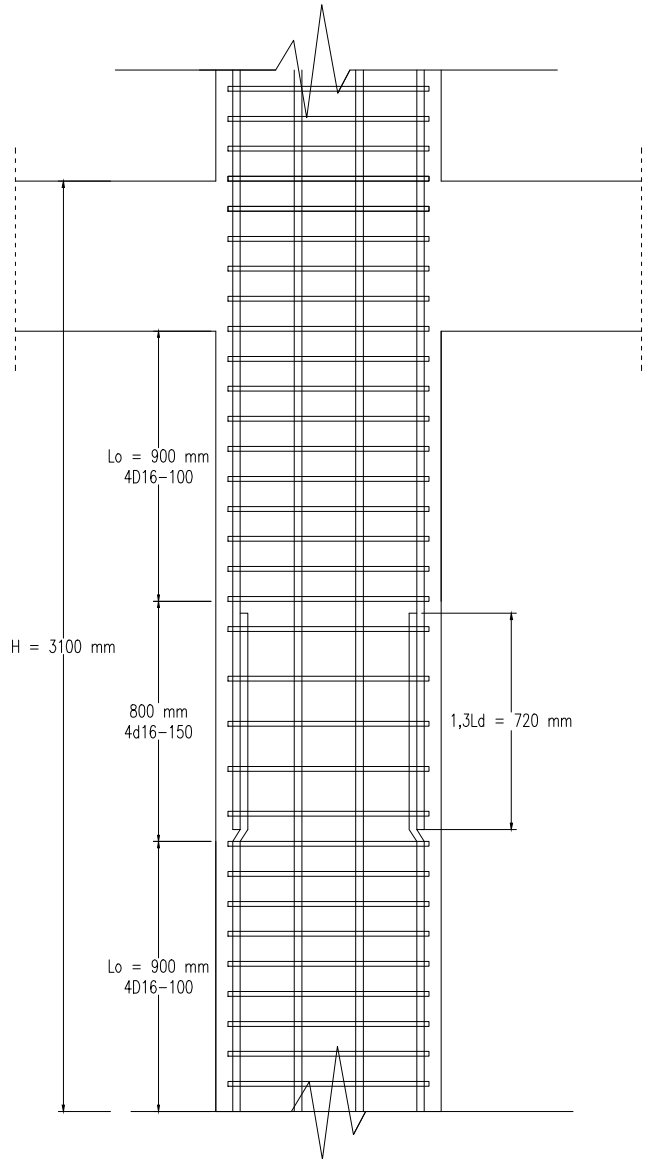
DETAIL PENULANGAN KOLOM TIPE 2

SKALA 1 : 25



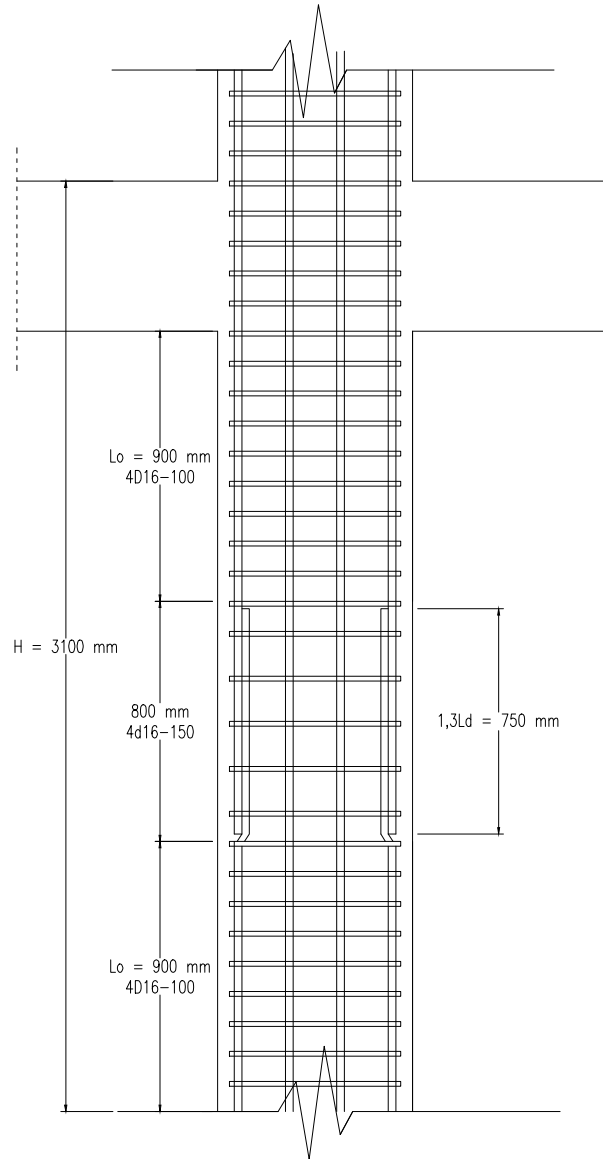
DETAIL PENULANGAN KOLOM TIPE 3

SKALA 1 : 25



DETAIL PENULANGAN KOLOM TIPE 4

SKALA 1 : 25



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

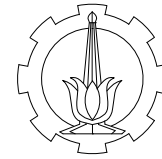
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

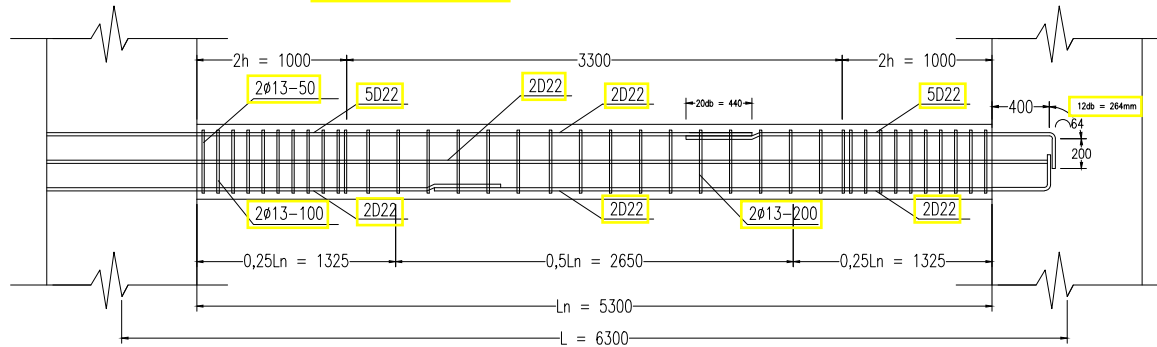
Detail Penulangan Kolom

NOMOR	SKALA	KODE
22	42	1:25
		STR



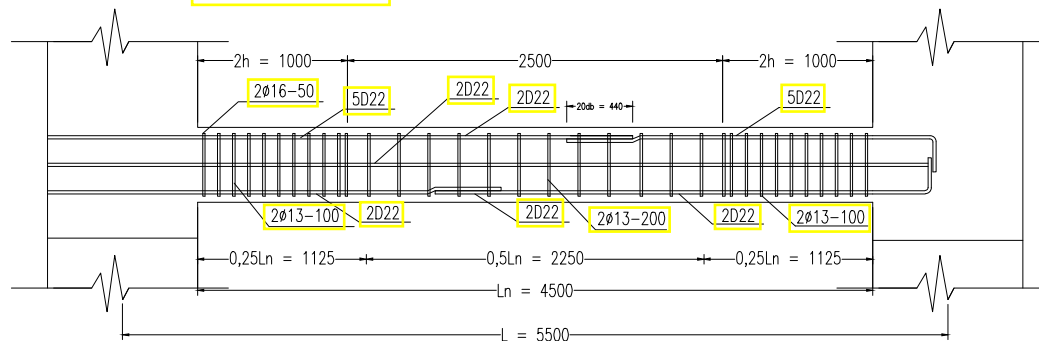
DETAIL PENULANGAN BALOK TIPE 1

SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN BALOK TIPE 2

SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

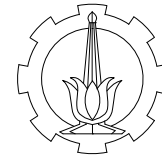
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Balok Induk

NOMOR	SKALA	KODE
23	42	1:50
		STR



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

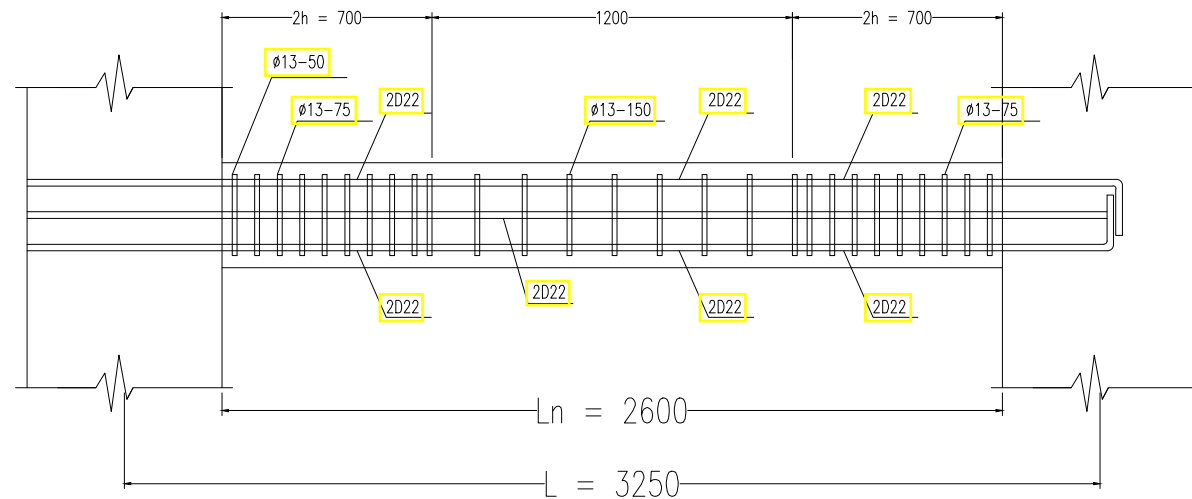
JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Balok Induk

NOMOR	SKALA	KODE
24	42	1:25
		STR

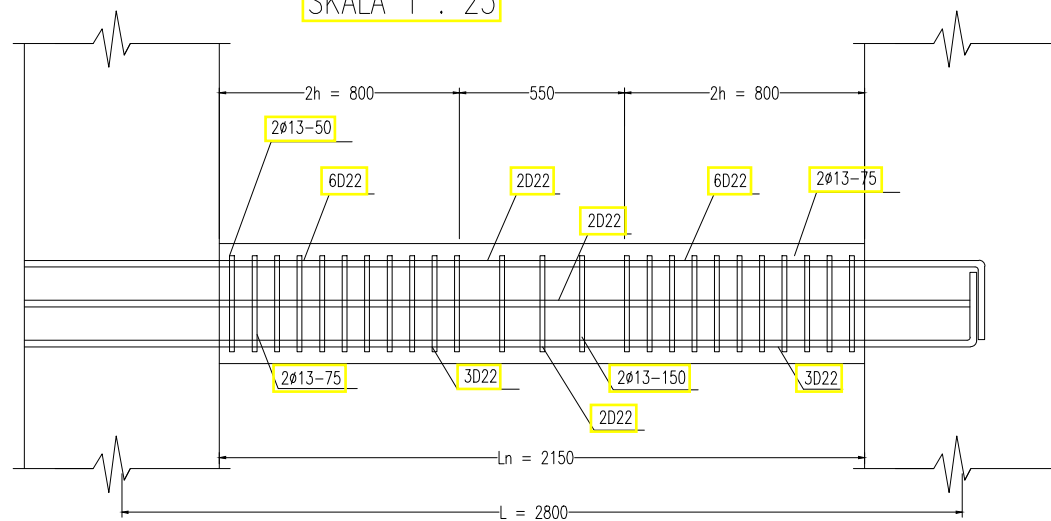
DETAIL PENULANGAN BALOK TIPE 4

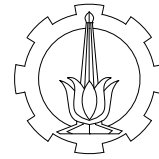
SKALA 1 : 25



DETAIL PENULANGAN BALOK TIPE 5

SKALA 1 : 25





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

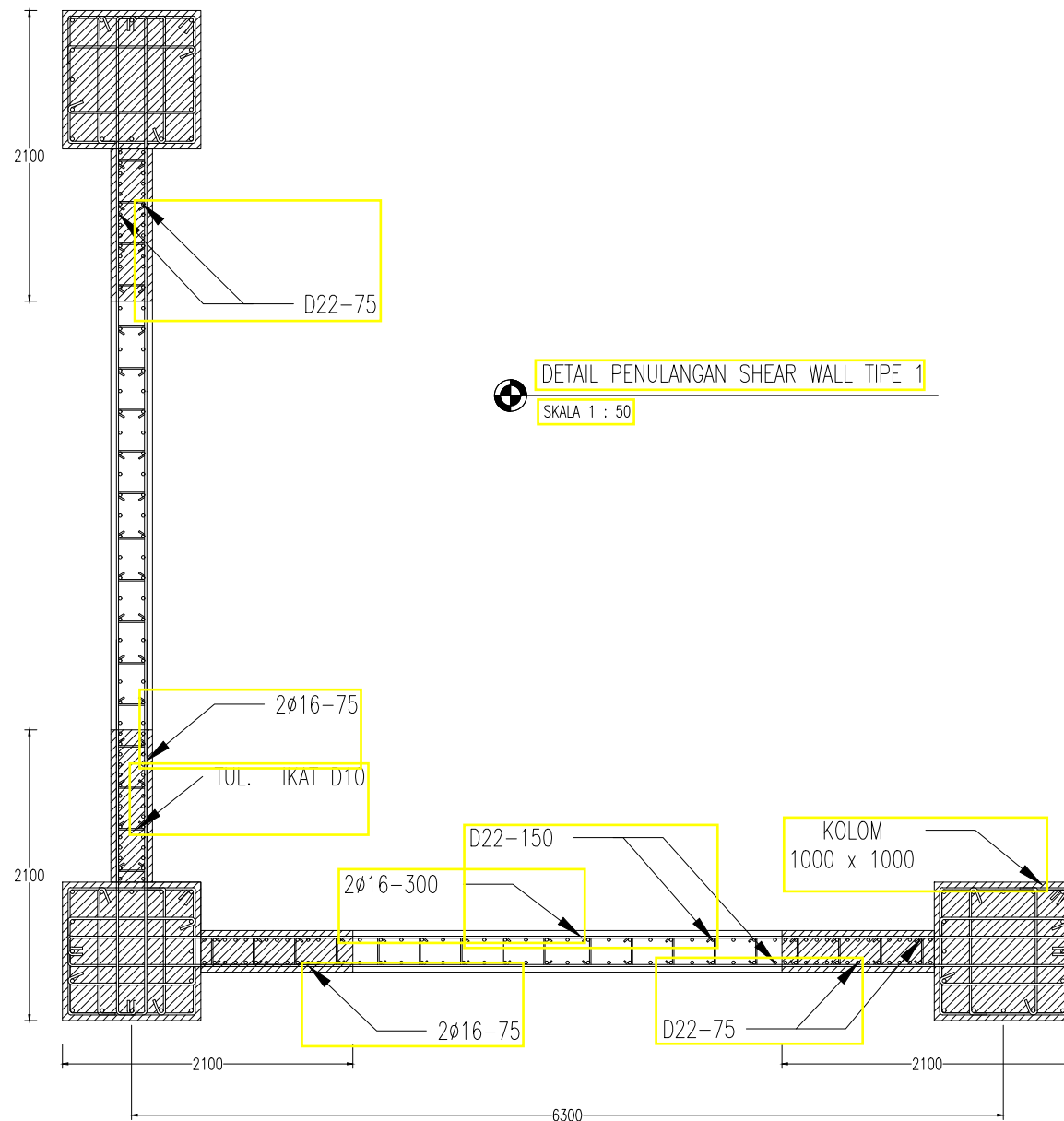
NRP MAHASISWA

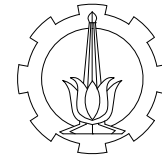
3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Shear Wall Tipe 1

NOMOR	SKALA	KODE
25	42	1:50
		STR





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

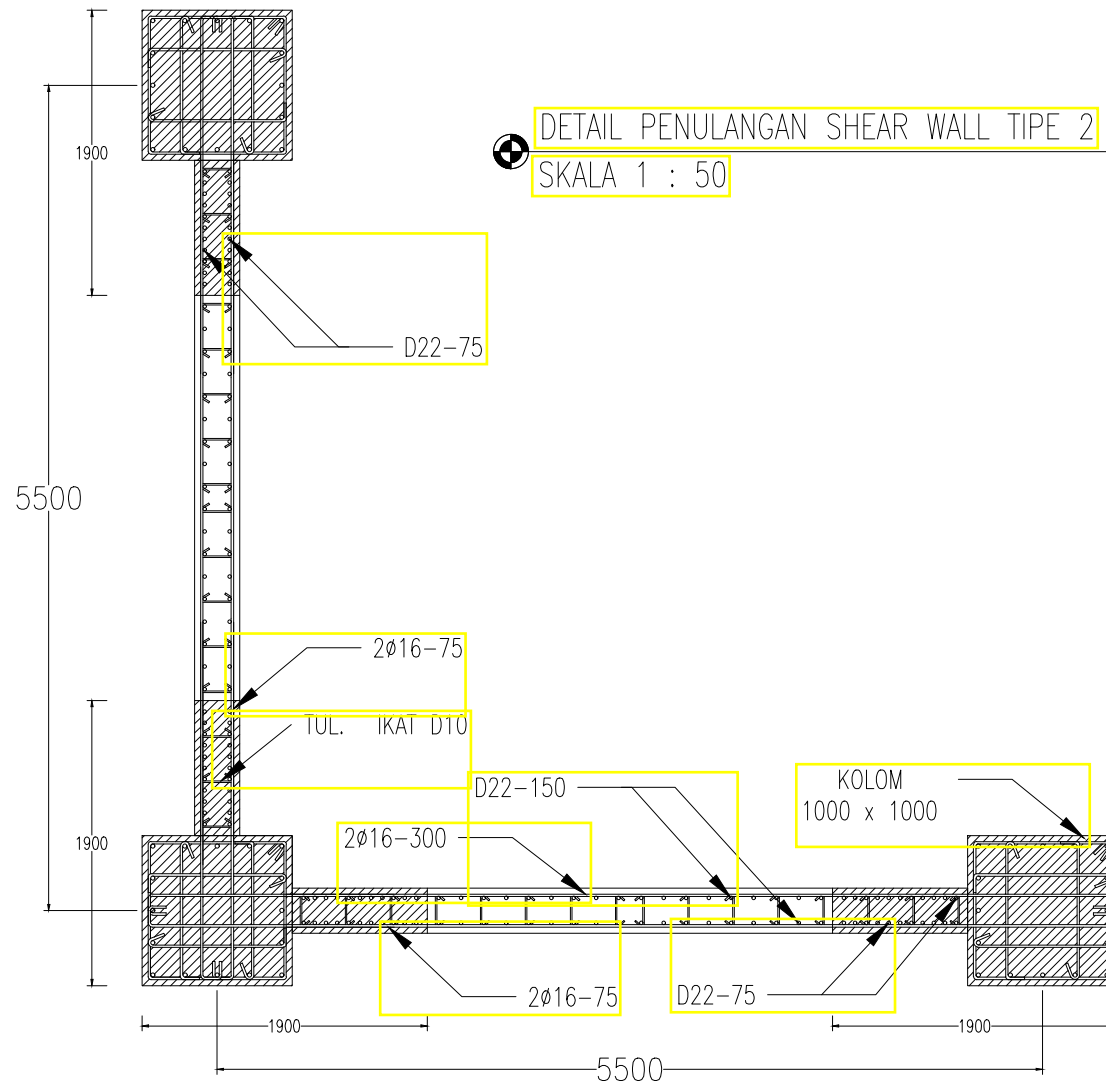
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

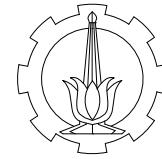
Penulangan Shear Wall Tipe 2

NOMOR	SKALA	KODE
26	42	1:50
		STR



DETAIL PENULANGAN SHEAR WALL TIPE 2

SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

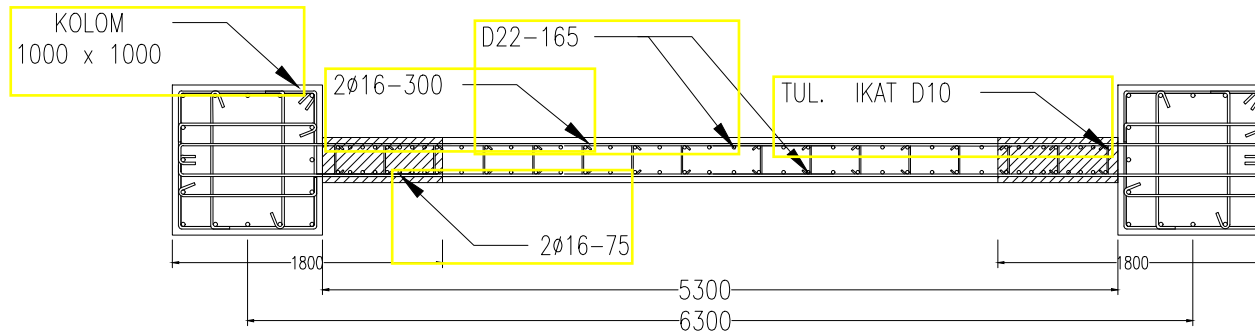
NRP MAHASISWA

3114100124

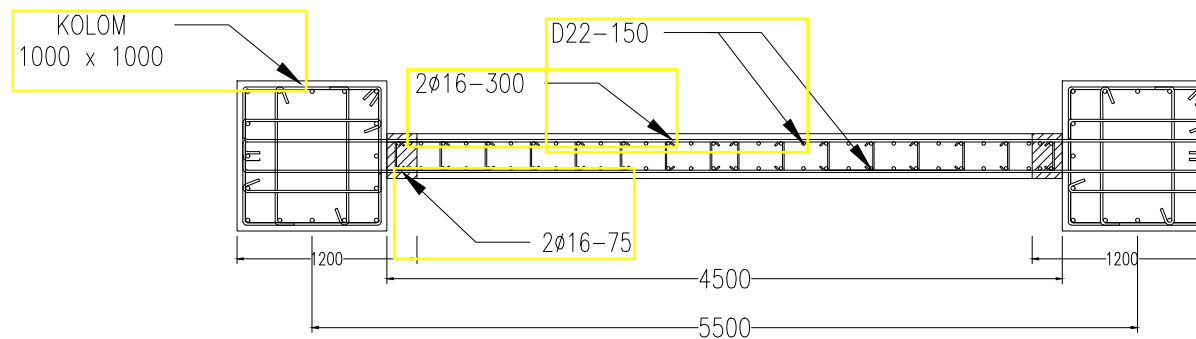
JUDUL GAMBAR

Penulangan Shear Wall Tipe 3 dan 4

NOMOR	SKALA	KODE
27	42	1:50
		STR

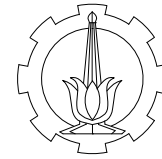
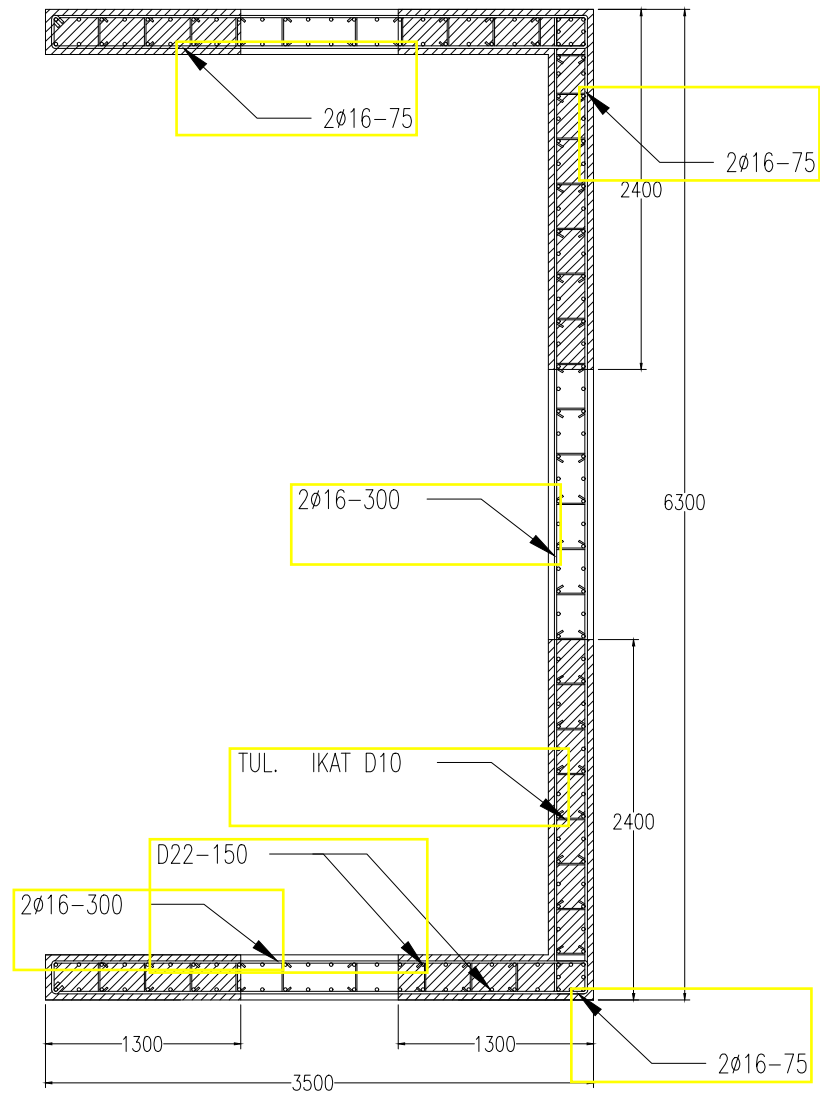


DETAIL PENULANGAN SHEAR WALL TIPE 3
SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN SHEAR WALL TIPE 4
SKALA 1 : 50

DETAIL PENULANGAN SHEAR WALL TIPE 5
 SKALA 1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
 APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

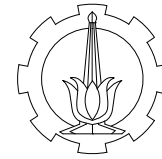
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Shear Wall Tipe 5

NOMOR	SKALA	KODE
28	42	1:50
		STR



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Taviu, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

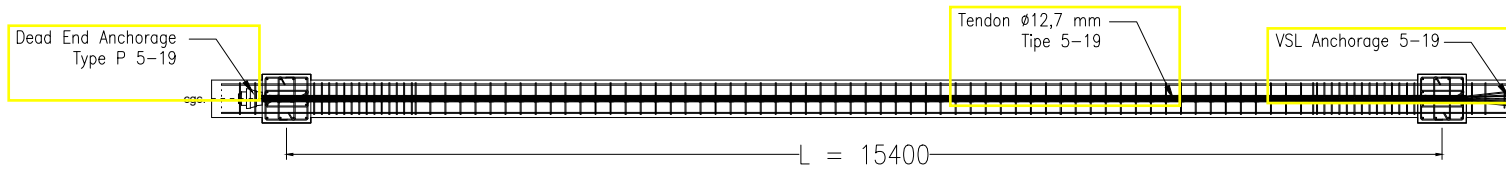
NRP MAHASISWA

3114100124

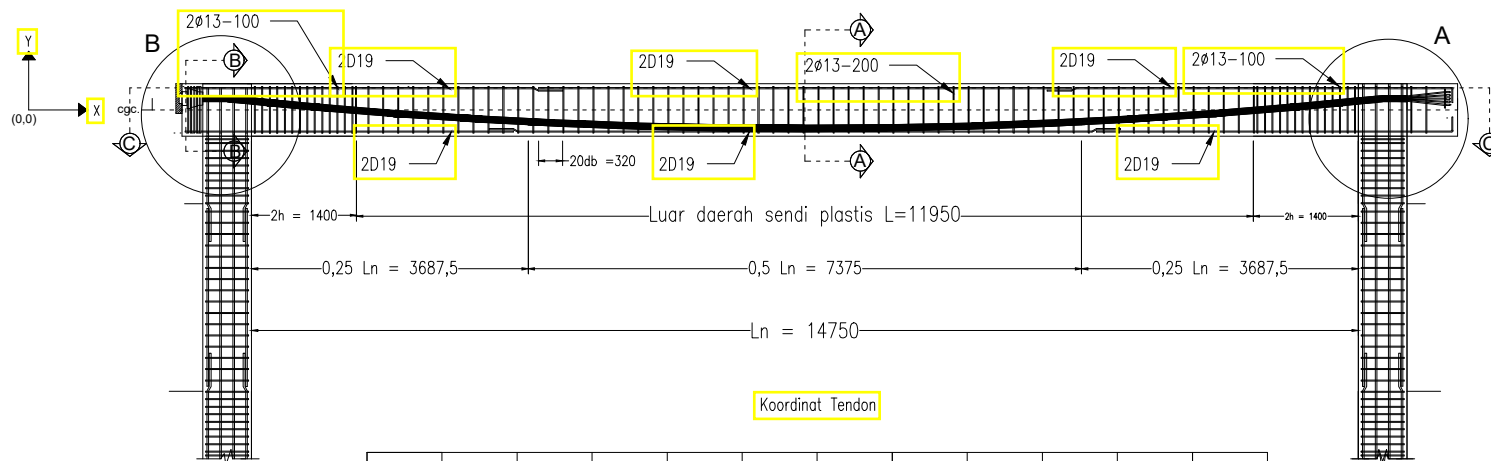
JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok Pratekan

NOMOR	SKALA	KODE
29	42	1:200
		STR



POTONGAN C-C'
SKALA 1 : 100

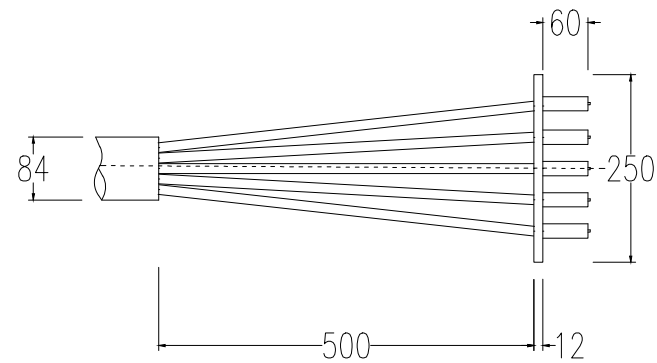


Koordinat Tendon

X	0	400	2000	4000	6000	7700	8000	10000	12000	14000	15400
Y	150	109	-31	-158	-231	-250	-247	-214	-125	18	150

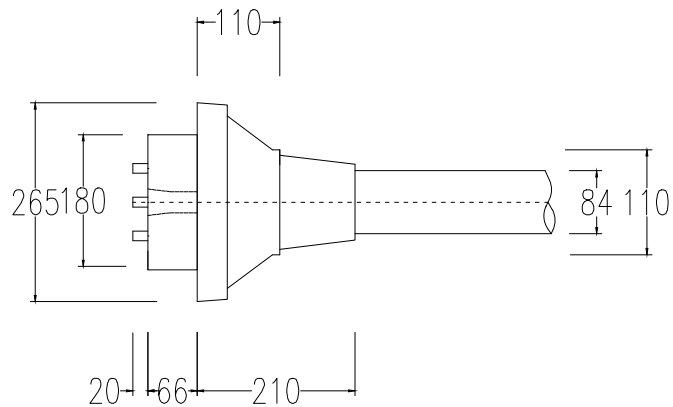
POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEKAN

SKALA 1 : 100



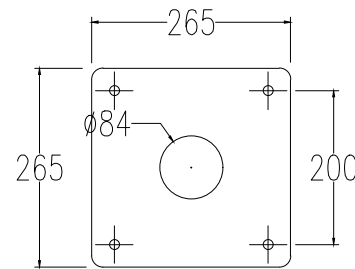
DETAIL ANGKUR MATI

SKALA 1 : 10



DETAIL ANGKUR HIDUP

SKALA 1 : 10



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

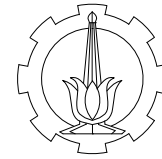
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

Detailing Angkur Hidup dan Mati

NOMOR	SKALA	KODE
30	42	1:10
		STR



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

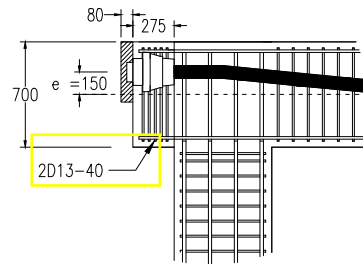
NRP MAHASISWA

3114100124

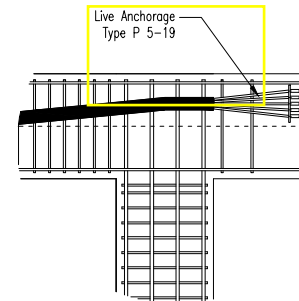
JUDUL GAMBAR

Potongan dan Detail

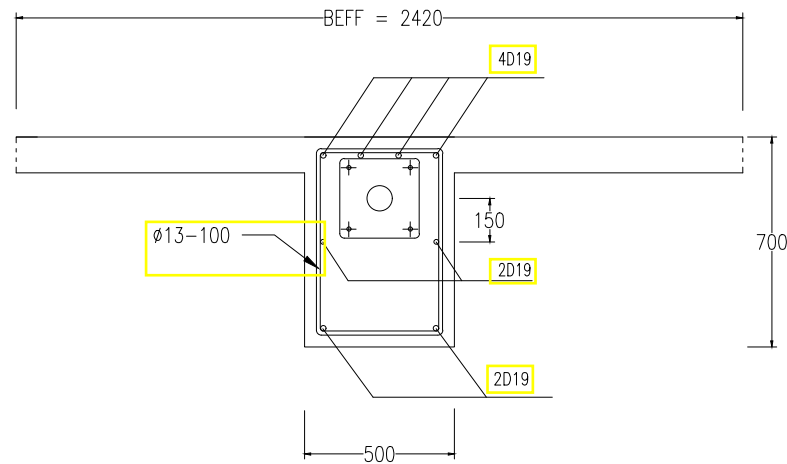
NOMOR	SKALA	KODE
31	42	1:50
		STR



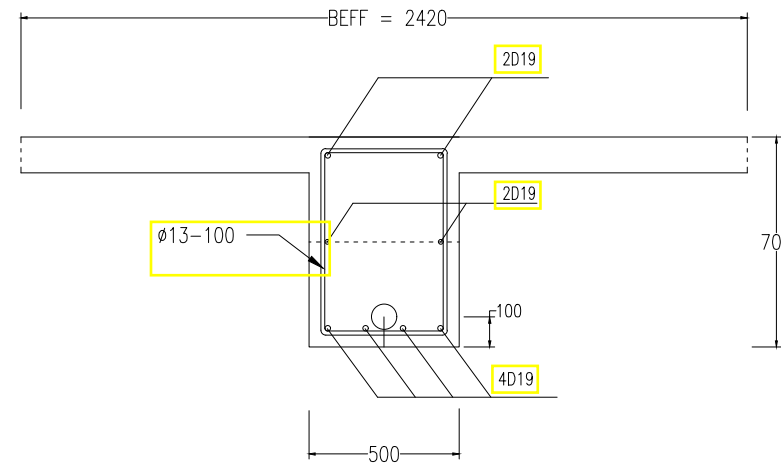
DETAIL B
SKALA 1 : 50



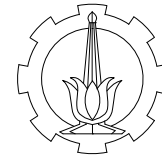
DETAIL A
SKALA 1 : 50



POTONGAN A-A'
SKALA 1 : 25



POTONGAN B-B' LAPANGAN
SKALA 1 : 25



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

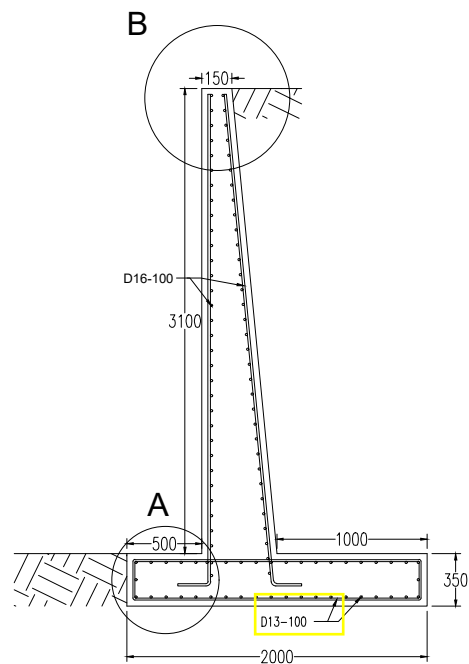
NRP MAHASISWA

3114100124

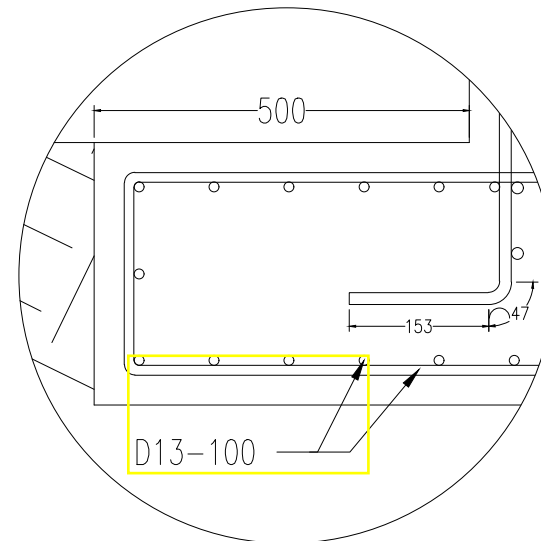
JUDUL GAMBAR

Detail Retaining Wall

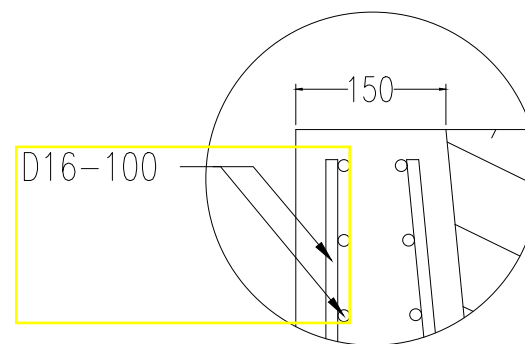
NOMOR	SKALA	KODE
32	42	1:50
		STR



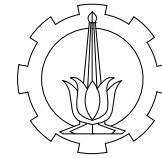
⊕ PENULANGAN DINDING PENAHAN TANAH
SKALA 1 : 50



⊕ DETAIL A
SKALA 1 : 10



⊕ DETAIL B
SKALA 1 : 10



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

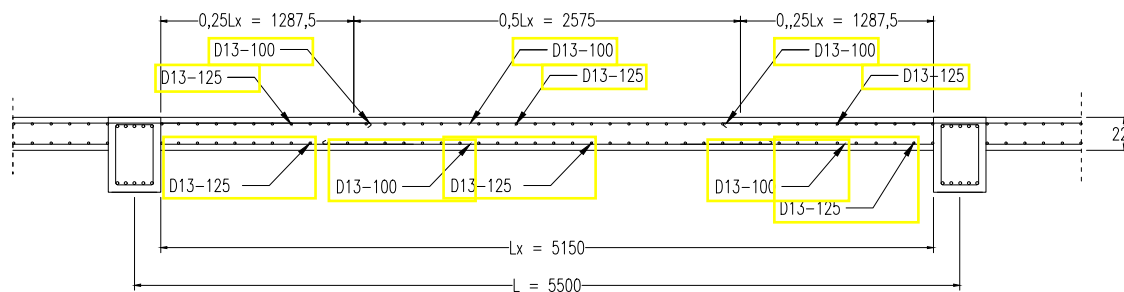
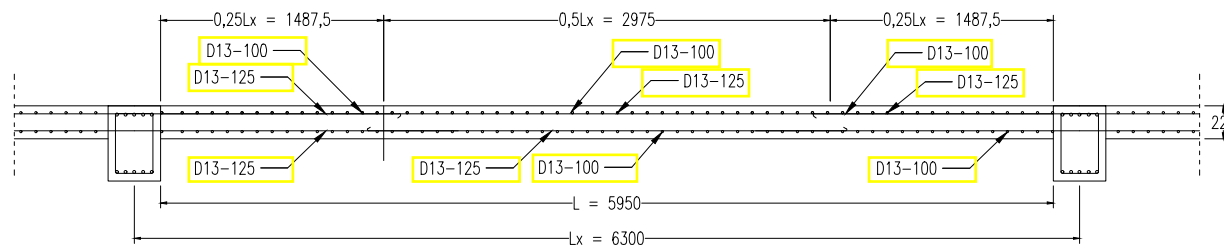
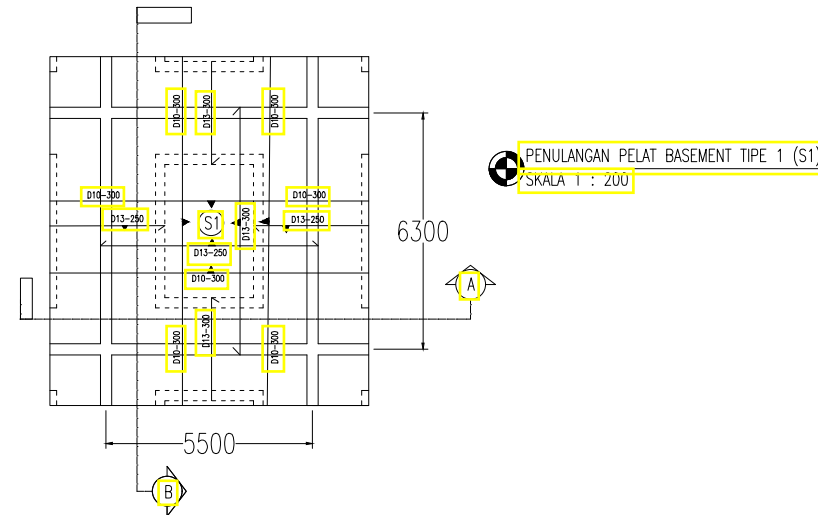
NRP MAHASISWA

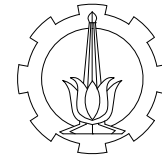
3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Basement

NOMOR	SKALA	KODE
33	42	1:50
		STR





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

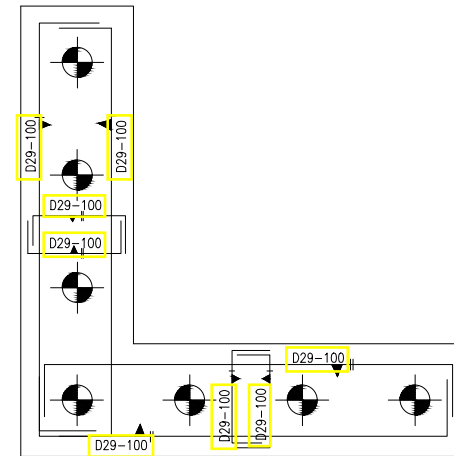
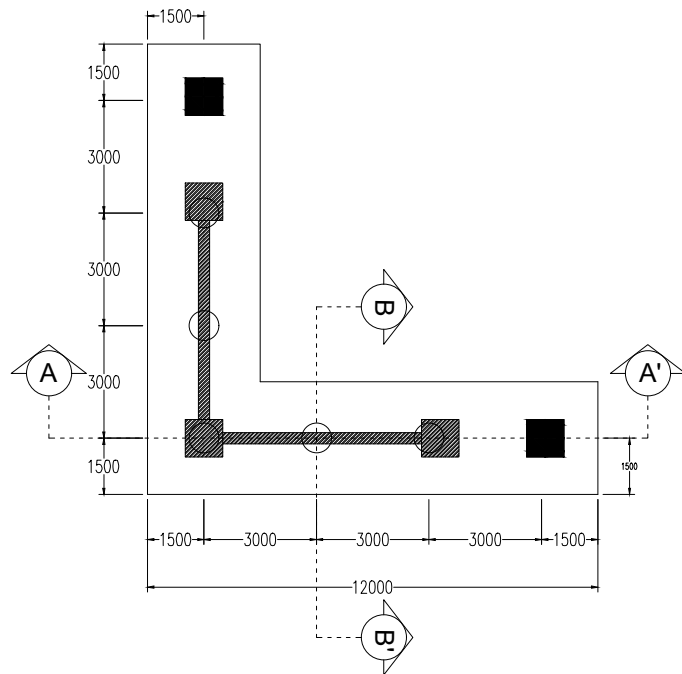
NRP MAHASISWA

3114100124

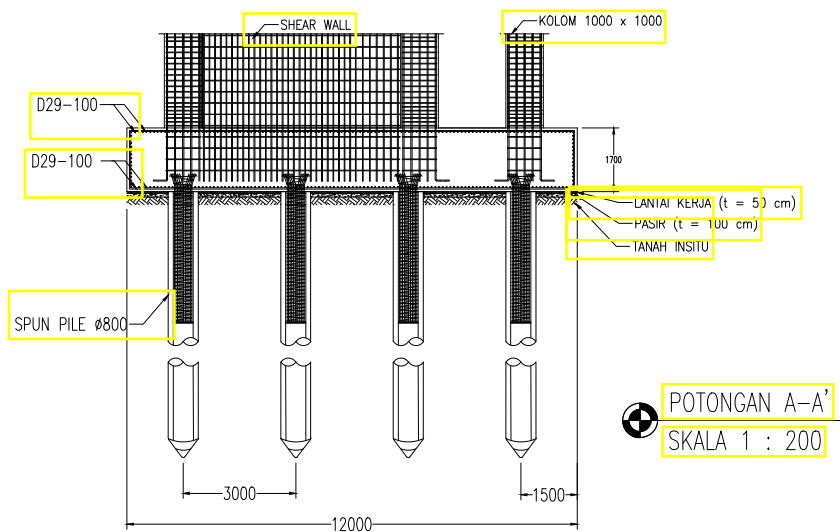
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 1 (PC1)

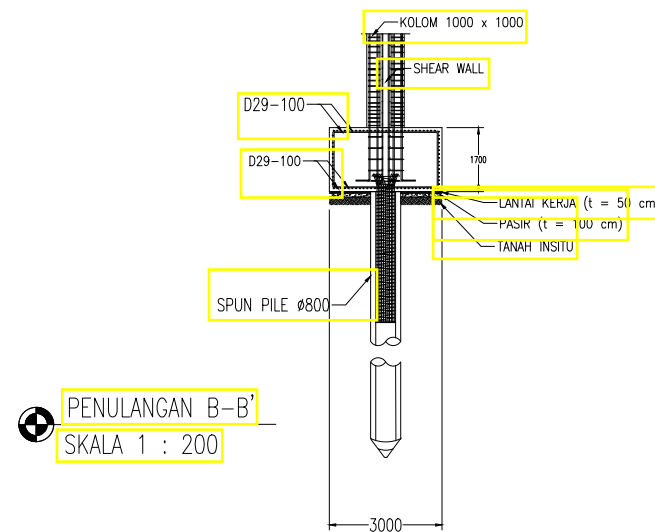
NOMOR	SKALA	KODE
34	42	1:200
		STR



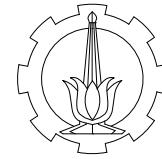
LAYOUT ATAS DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 1
SKALA 1 : 200



POTONGAN A-A'
SKALA 1 : 200



PENULANGAN B-B'
SKALA 1 : 200



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

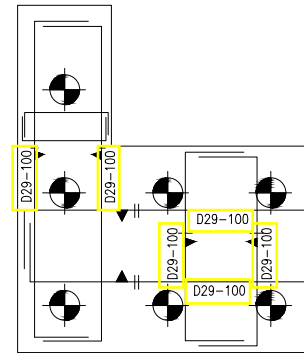
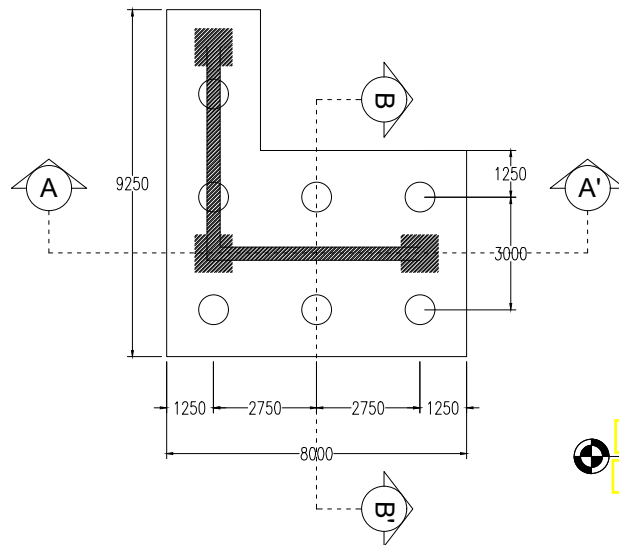
NRP MAHASISWA

3114100124

JUDUL GAMBAR

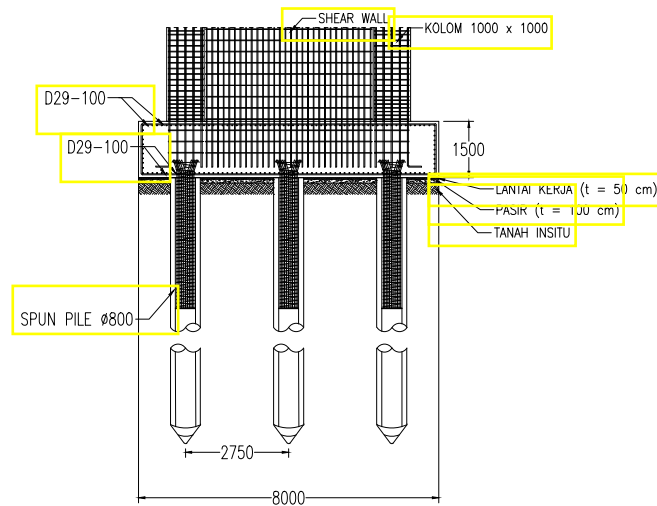
Penulangan Pile Cap Tipe 2 (PC2)

NOMOR	SKALA	KODE
35	42	1:200
		STR

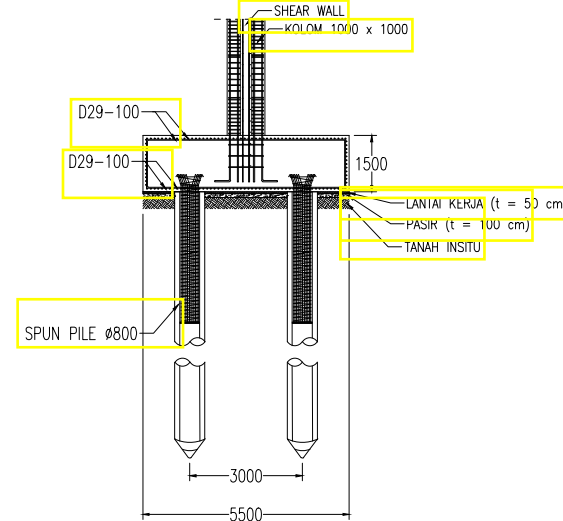


LAYOUT ATAS DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 2
SKALA 1 : 200

POTONGAN A-A'
SKALA 1 : 200



POTONGAN B-B'
SKALA 1 : 200





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

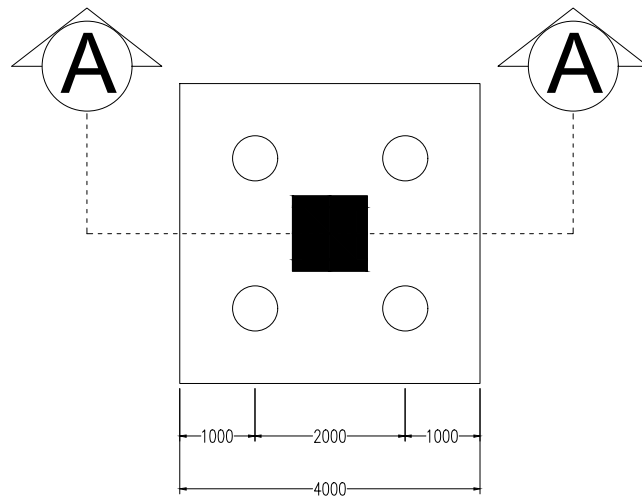
NRP MAHASISWA

3114100124

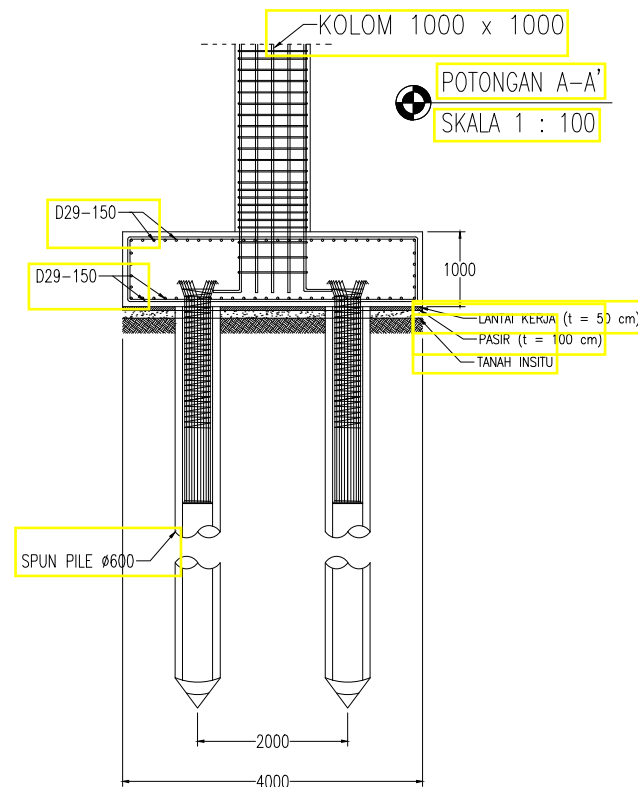
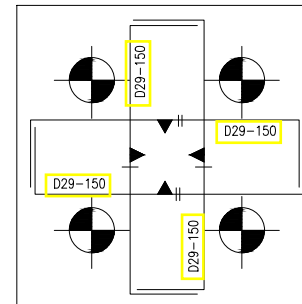
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 3 (PC3)

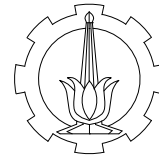
NOMOR	SKALA	KODE
36	42	1:100
		STR



LAYOUT ATAS DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 3
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A'
SKALA 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

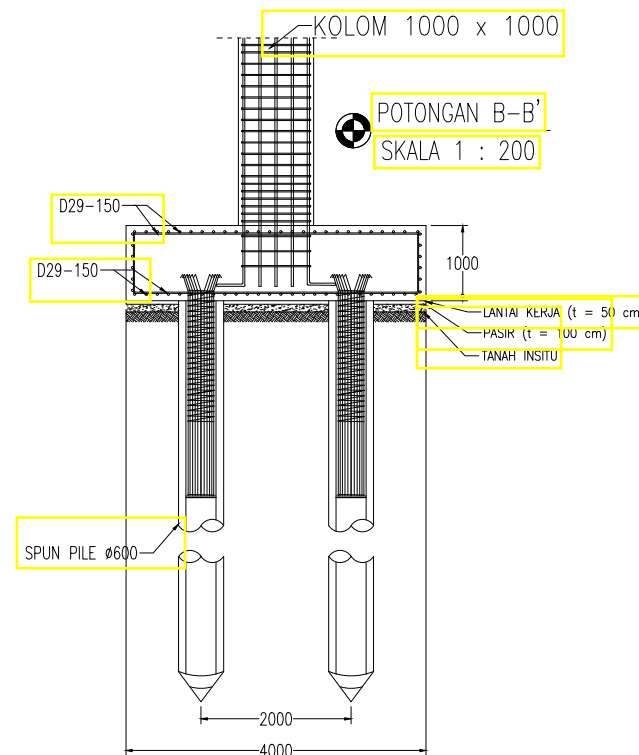
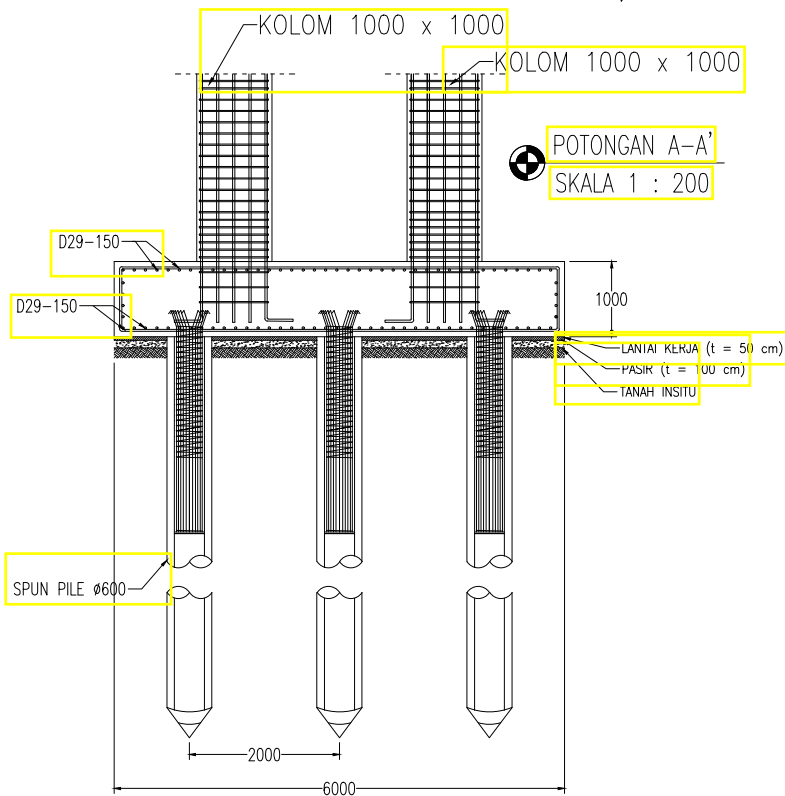
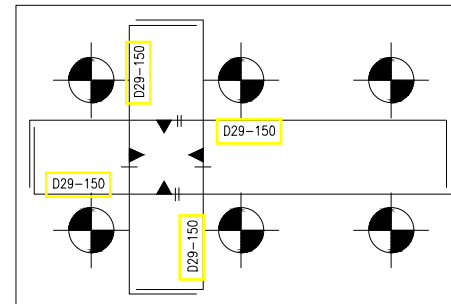
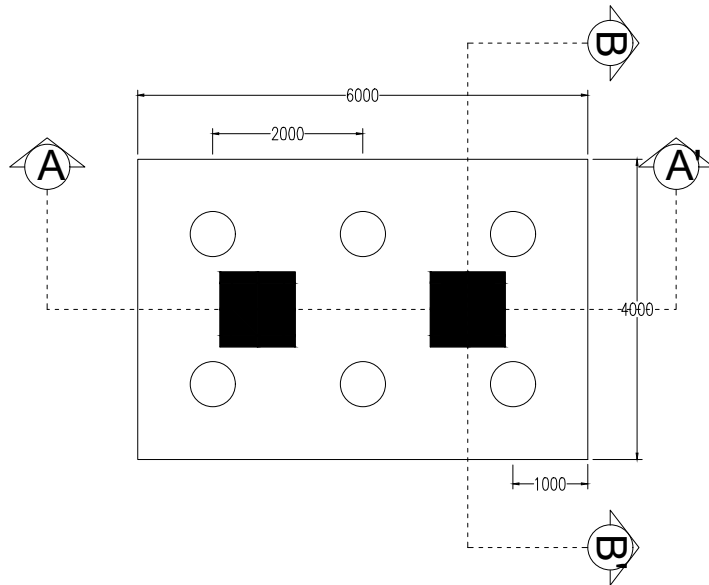
3114100124

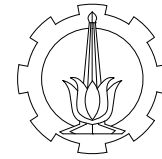
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 4 (PC4)

NOMOR	SKALA	KODE
37	42	STR

LAYOUT ATAS DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 4
SKALA 1 : 100





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

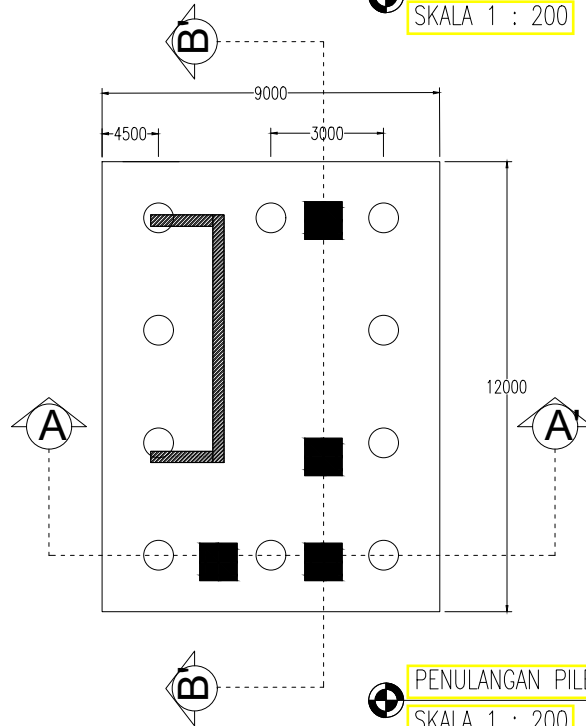
3114100124

JUDUL GAMBAR

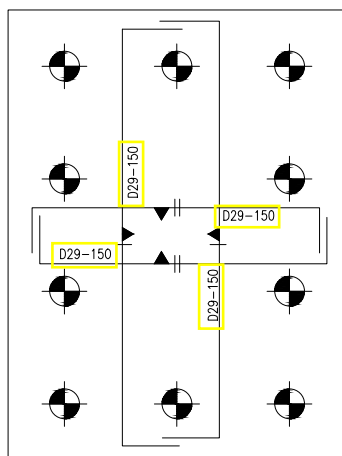
Penulangan Pile Cap Tipe 5 (PC5)

NOMOR	SKALA	KODE
38	42	STR

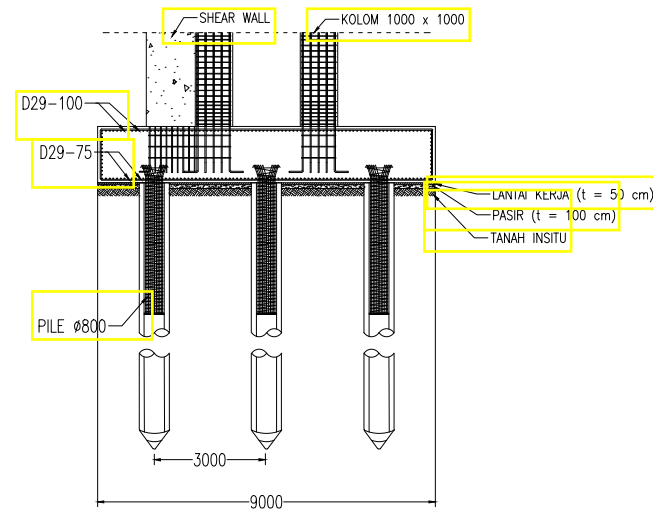
LAYOUT ATAS PILE CAP TIPE 5
SKALA 1 : 200



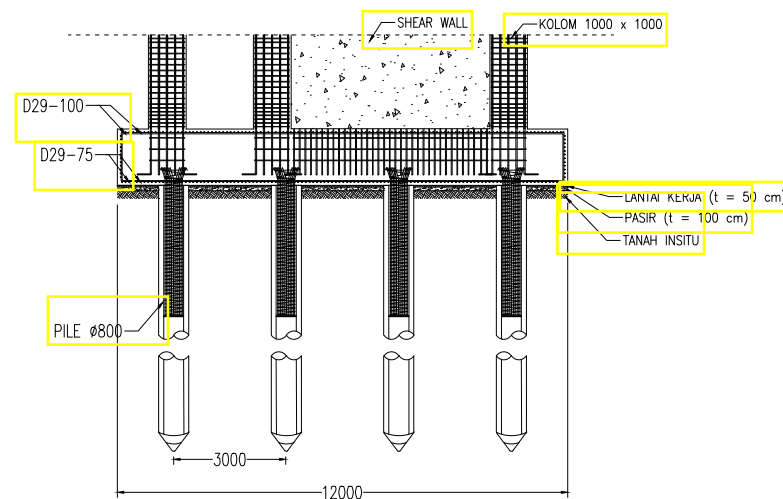
PENULANGAN PILE CAP TIPE 5
SKALA 1 : 200

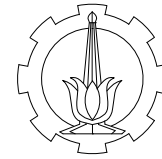


POTONGAN A-A' PILE CAP TIPE 5
SKALA 1 : 200



POTONGAN B-B' PILE CAP TIPE 5
SKALA 1 : 200





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

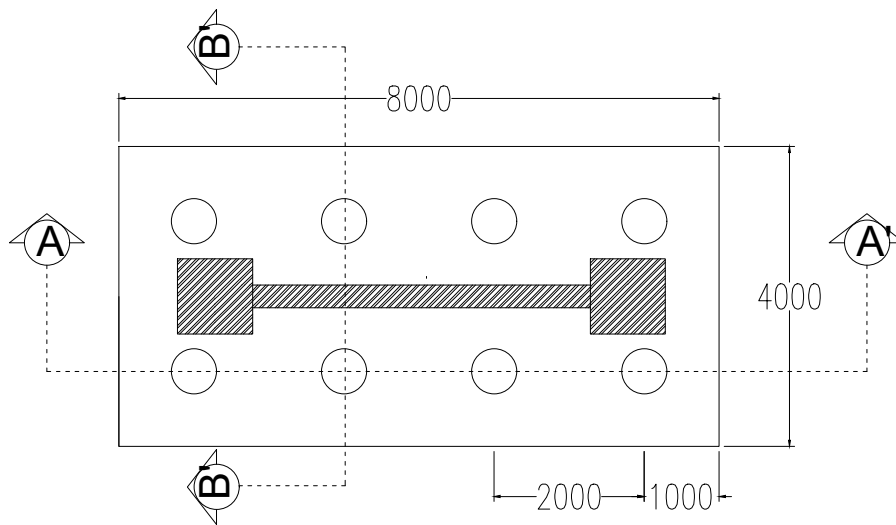
NRP MAHASISWA

3114100124

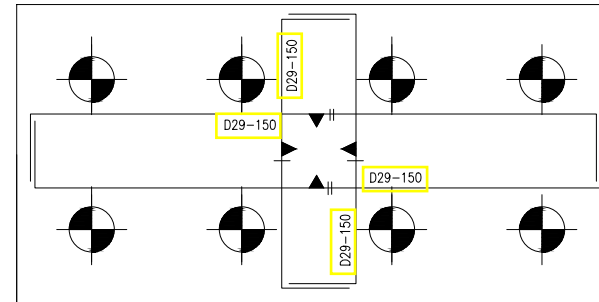
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 6 (PC6)

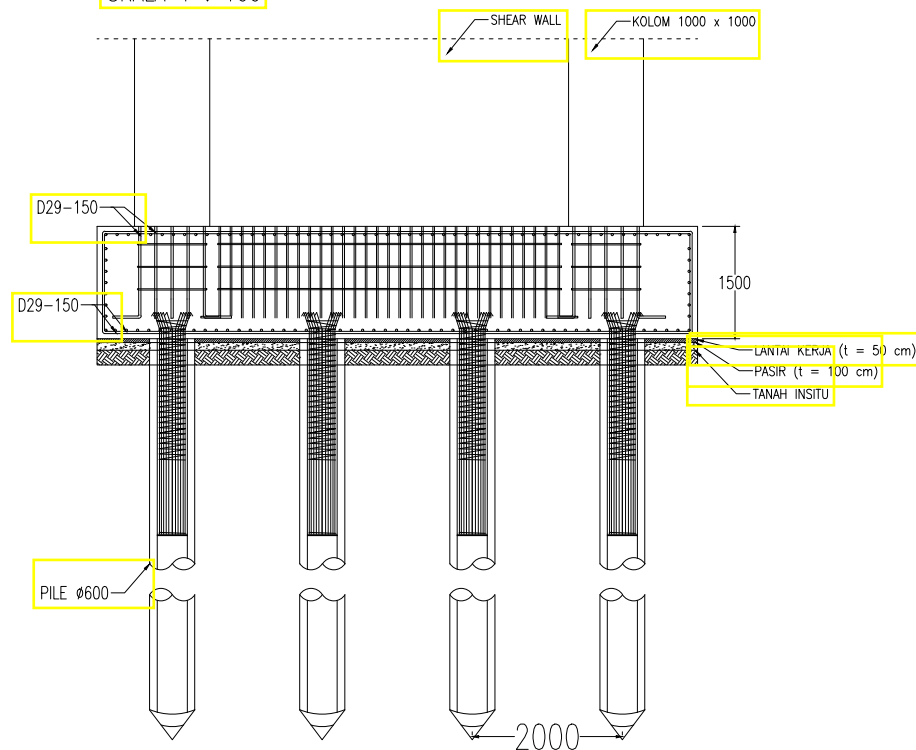
NOMOR	SKALA	KODE
39	42	STR



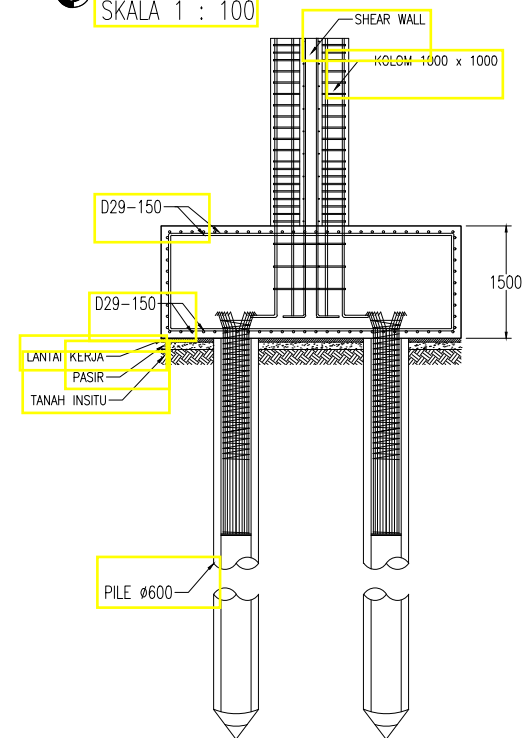
LAYOUT ATAS DAN PENULANGAN PILE CAP TIPE 6
SKALA 1 : 100

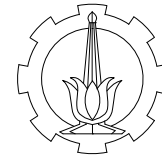


POTONGAN A-A' PILE CAP TIPE 6
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B' PILE CAP TIPE 6
SKALA 1 : 100





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

3114100124

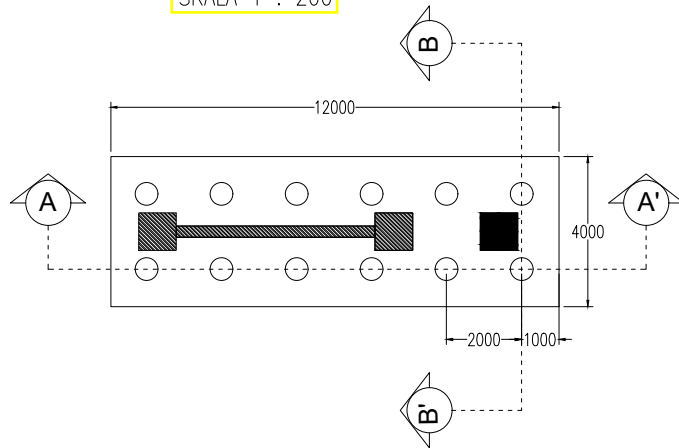
JUDUL GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 7 (PC7)

NOMOR	SKALA	KODE
40	42	1:200
		STR

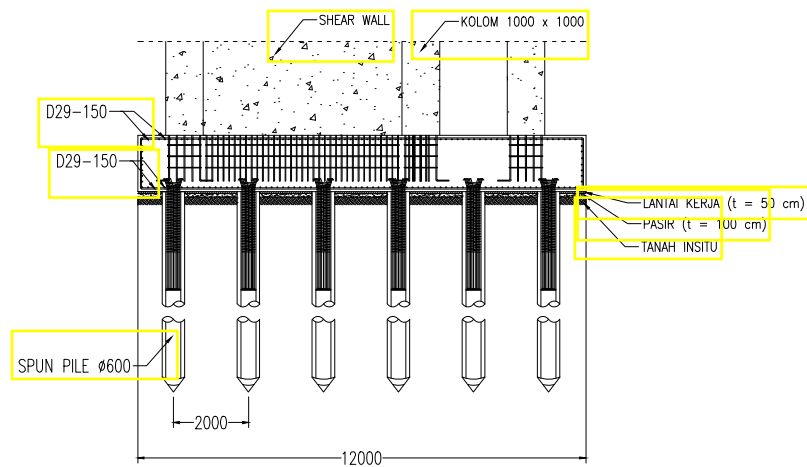
LAYOUT ATAS PILE CAP TIPE 7

SKALA 1 : 200



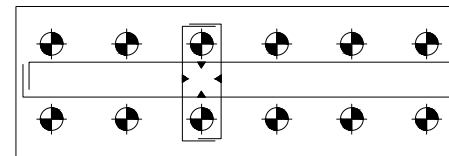
POTONGAN A-A' PILE CAP TIPE 7

SKALA 1 : 200



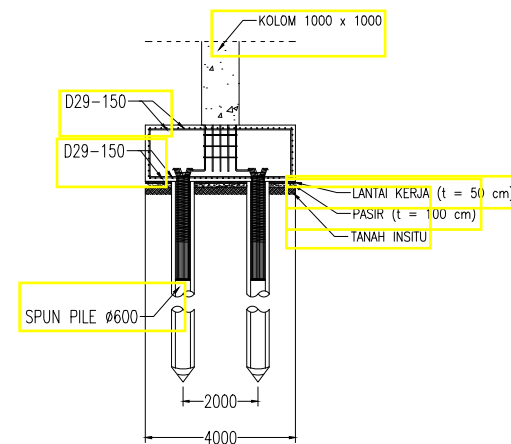
PENULANGAN PILE CAP TIPE 7

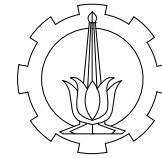
SKALA 1 : 200



POTONGAN B-B' PILE CAP TIPE 7

SKALA 1 : 200





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA

MENGGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

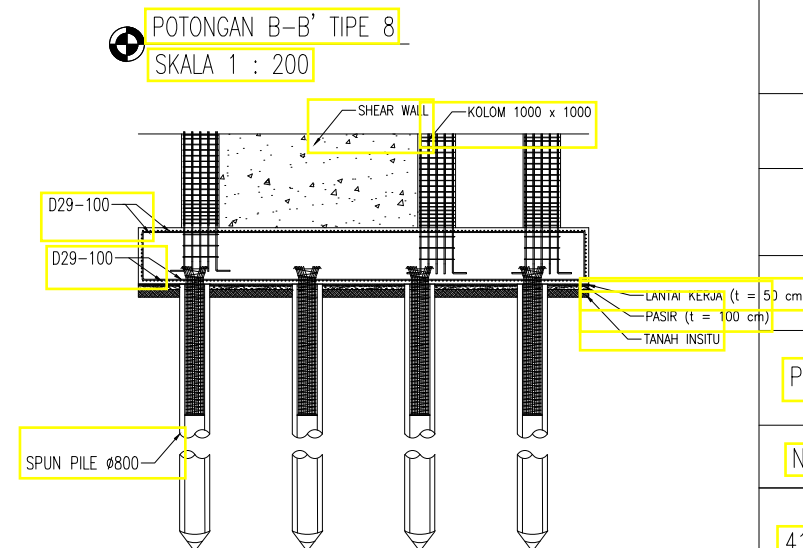
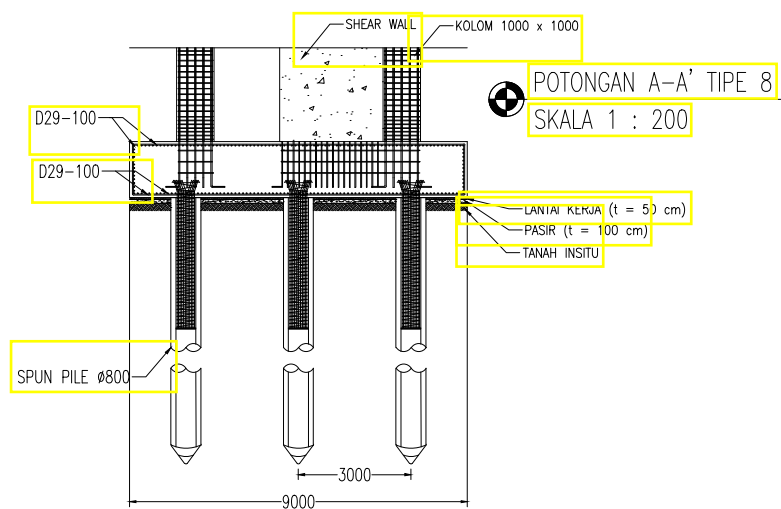
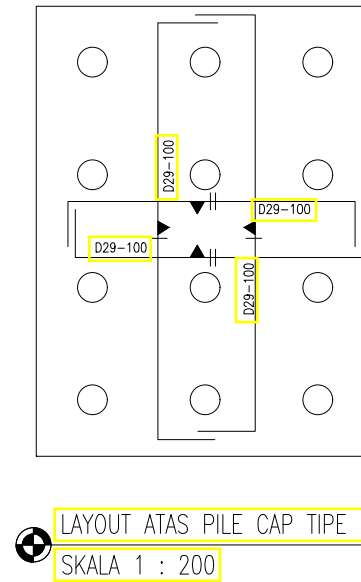
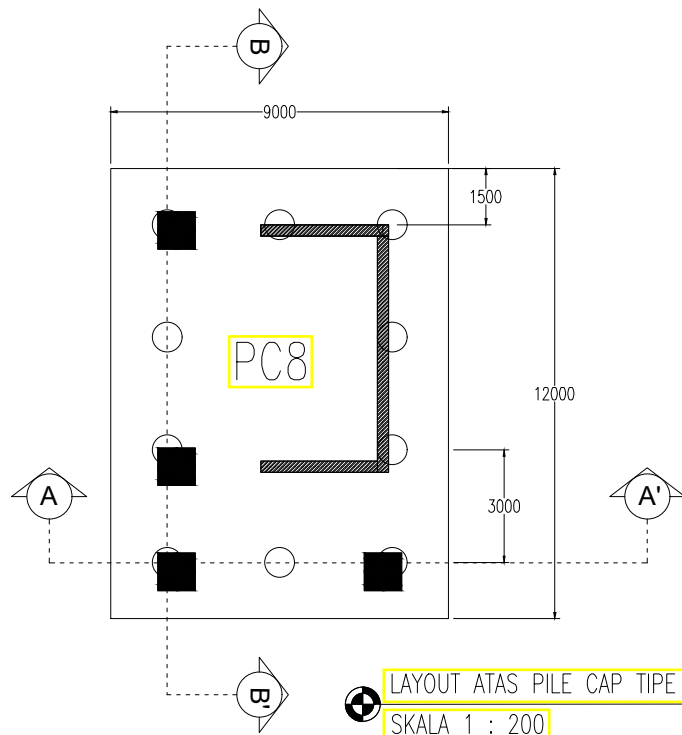
NRP MAHASISWA

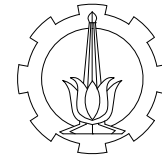
3114100124

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 8 (PC8)

NOMOR	SKALA	KODE
41	42	1:200
		STR





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, S.T., M.T. Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI ISWARA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA

DAN BALOK PRATEKAN

NAMA MAHASISWA

Dias Bramantyo Fahmi

NRP MAHASISWA

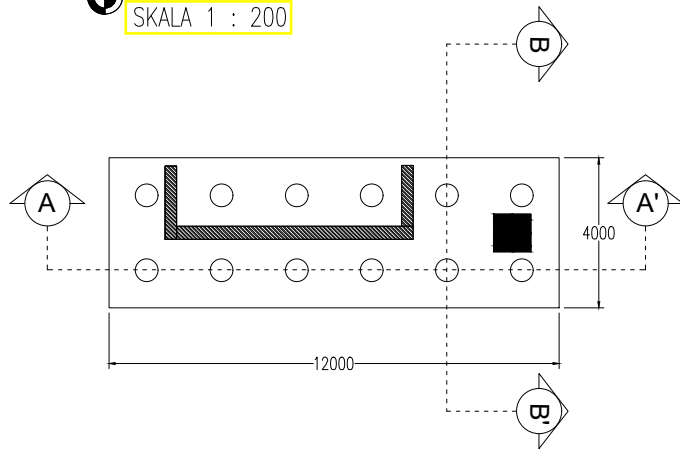
3114100124

JUDUL GAMBAR

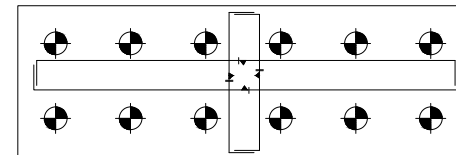
Penulangan Pile Cap Tipe 9 (PC9)

NOMOR	SKALA	KODE
42	42	1:200
		STR

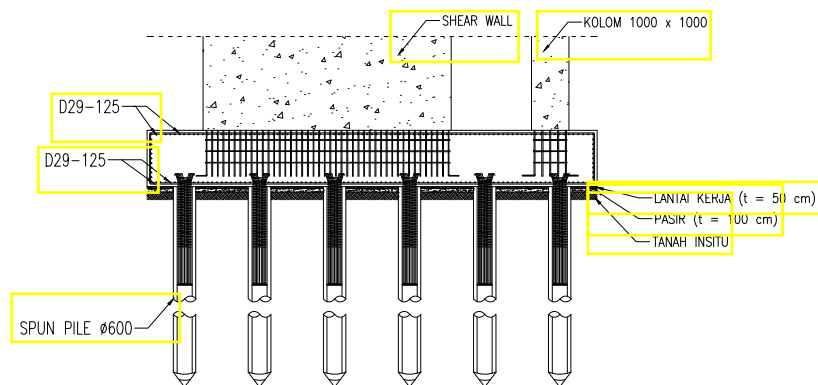
LAYOUT ATAS PILE CAP TIPE 9
SKALA 1 : 200



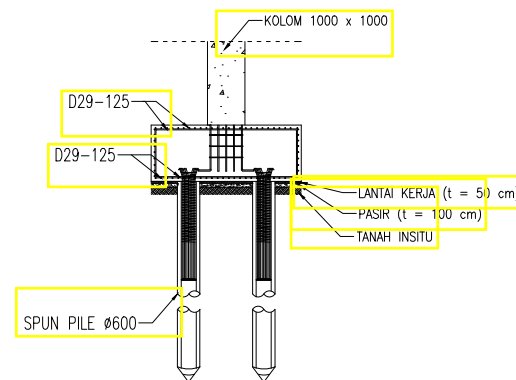
PENULANGAN PILE CAP TIPE 9
SKALA 1 : 200



POTONGAN B-B' PILE CAP TIPE 9
SKALA 1 : 200



POTONGAN B-B' PILE CAP TIPE 9
SKALA 1 : 200



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini Rabu tanggal 11 Juli 2018 jam 09.00 WIB telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:


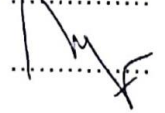
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000124	Dias Bramantyo Fahmi	Desain Modifikasi Gedung Apartemen Tamansari Iswara dengan Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan

Dengan Hasil :

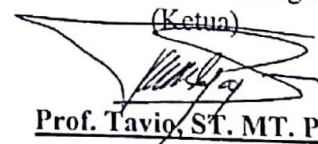
<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :


- *Korosi tul 170 tulaya & laportas blebkan (Cek!) ✓*
- *Cek fontisi : plate cap, tang & shanwall (perbaikan) dipros di P.*
- *Korosi kusen tangga ?*
- *Cek kolom : clare pabatas . perlu daat pabatas smp mm (Cek SWI)*
- *Kalokto dan : pelat lantai & balok? (SWI & Ael ah!)?*
ah → grra kalokto el & kofusi
SWI 2847/Ael

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Bambang Piscesa, ST. MT	
Ir. Faimun, MSc. PhD	

Surabaya, 11 Juli 2018
Dosen Pembimbing I

(Ketua)

Prof. Tawio, ST. MT. PhD

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)


Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka



Form AA/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.
NAMA MAHASISWA	: Dias Bramantyo Fahmi
NRP	: 0311940000124
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Gedung Apartemen Taman Sari Iswara dengan Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018 - 08 Februari 2018
NO. SP-MMTA	: 025 776 / IT2. VI. 4.1 / PP. 05-02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	8/Mar/18	- Asistensi preliminary design - pelat tidak perlu diberi balok anak	- Tangga, pelat lanjutkan	
2	22/Mar/18	- Asistensi tangga dan pelat - Perbaiki gambar tangga di laporan	- Asistensi balok lift + kantilever dan masuk ke permodelan lanjutkan	
3	5/Apr/18	- Asistensi Balok Lift, balok kantilever, dan permodelan	- Perbaiki penulisan di balok lift dan kantilever, lanjutkan permodelan.	
4	11/Apr/18	- Asistensi Permodelan	- Base reaction masih salah excel tidak sama di etabs	
5	14/Apr/18	- Asistensi Permodelan	- Lanjut ke permodelan shear wall dan prestress	
6	20/Apr/18	- Asistensi Permodelan	- Lanjut ke perencanaan primer, basement	
7	25/Apr/18	- Asistensi Basement (online)	- Jika muka air di atas permukaan basement, tidak perlu uplift	
8	1 Mei/18	- Asistensi balok Primer (online)	- Di DPT tambahkan momen akibat penahan / tahanan air	
9	4 Juni/18	- Asistensi Shear wall + gambar	- Konfigurasi balok perbaiki	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Ir. Gusti Putu Pata DEA.
NAMA MAHASISWA	: Dinar Bramandyo Fahmi
NRP	: 03 11149 000 0124
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Gedung Apartemen Tamansari Iswara dengan Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018 - 08 Februari 2018
NO. SP-MMTA	: 025776 / IT2. Y1. 4.1 / PP. 05. 02. 00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	2/5/18	<ul style="list-style-type: none"> - Perhatikan di MPr pengali 1,25 - Cek drift setelah diubah dimensi - Tidak apa-apa banyak balok T palsu - Tidak perlu pengait tambahan → tidak perlu - Gambar di TA jangan lupa 	- Lanjutkan ke perencanaan kolom	
2.	21/5/18	<ul style="list-style-type: none"> - Cek etsen insulator gedung - Di kolom perhatikan As pelat & As kolom di beff. 	- Lanjutkan ke perencanaan geser kolom + HBK (tapi & jengah)	
3.	31/5/18	<ul style="list-style-type: none"> - Cek geser di kolom ajangan diambil yang terbesar - Lawan kolom dimubai dari yang pemonjangan balok bukan hanya sisi vertikal 	- Lanjut ke prestress	
4.	4/ Juni /18	- Asistensi Prestress		
5.	6/ Juni /18	Asistensi Prestress + gambar		

BIODATA PENULIS

Penulis yang bernama lengkap Dias Bramantyo Fahmi ini dilahirkan di DKI Jakarta pada tanggal 11 November 1996. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDS Yasporbi III Jakarta, SMP Negeri 98 Jakarta dan SMA Negeri 38 Jakarta. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2014 melalui jalur PKM Mandiri yang terdaftar dengan NRP. 3114100124. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2018 dengan judul Tugas Akhir “Desain Modifikasi Gedung Apartemen Taman Sari Iswara dengan Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan”. Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email: diasbramantyo@gmail.com

