



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG TOWER
A APARTEMEN BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN SNI
2847:2013 DAN EUROCODE EN 1992-1-1:2004**

ERDHIKA DWIPUTRA WAHYURENDRA
NRP. 0311154000049

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavo, ST, MT., Ph.D

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. I Gusti Putu Raka

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



TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER A BALE
HINGGIL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN
BERDASARAKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
1992-1-1:2004**

ERDHIKA DWIPUTRA WAHYURENDRA
NRP 0311154000049

Dosen Pembimbing
Prof, TAVIO ST. MT. PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020



TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE A
TOWER APARTEMENT OF BALE HINGGIL USING
PRESTRESSED CONCRETE BEAM BASED ON SNI
2847:2013 AND EUROCODE EN 1992-1-1-2004**

ERDHKA DWIPUTRA WAHYURENDRA
NRP 0311154000105

Academic Supervisor
Prof, Tavio ST. MT. Phd
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering, Planning and Potential
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2019

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER A
APARTEMEN BALE HINGGIL
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEAKAN
BERDASARKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE
EN 1992-1-1:2004**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh

ERDHIKA DWIPUTRA WAHYURENDRA
NRP. 031115400049

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Tavio, S.T., M.T.



2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Puji Raka

**SURABAYA
JANUARY, 2020**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG TOWER A APARTEMEN BALE HINGGIL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN 1992-1-1:2004

Nama Mahasiswa : ErdhikaDwiputraWahyurendra
NRP : 0311154000049
Departemen : Teknik Sipil FTSPK ITS

Abstrak

Gedung Apartemen Bale Hinggil di Surabaya merupakan struktur bangunan beton bertulang 31 lantai dengan beberapa tipe dimensi komponen gedung yang berbeda-beda. Lokasi Apartemen Bale Hinggil berada di Jl. Dr. Ir. Soekarno, Merr II, Surabaya dengan ketinggian total 107.95 m. Dalam bahasan Tugas Akhir ini, akan direncanakan ulang sebagai ballroom yang difungsikan untuk ruang pertemuan.

Pada perencanaan ini diusahakan luas pada ruang ballroom seefektif mungkin agar dapat memaksimalkan fungsinya, sehingga kolom hanya terdapat pada ujung-ujung bentang saja. Hal ini dikarenakan suatu ruangan luas yang memerlukan bentang panjang memiliki banyak kolom di tengahnya. Sebagai langkah efektif maka dilakukan perubahan struktur pada lantai tersebut menggunakan sistem beton pratekan. Perkembangan sistem beton pratekan yang semakin pesat dalam perencanaan gedung membutuhkan pertimbangan tertentu, untuk itu digunakan sistem beton prategang untuk kemudahan konstruksi pada gedung.

Dalam perencanaanya gedung Apartement Bale Hinggil direncanakan ulang menjadi 17 lantai dengan menggunakan balok prategang pada lantaiatap yang akan difungsikan sebagai ruang pertemuan berdasarkan SNI 2847:2013 dan Eurocode EN 1992-1-1:2004 yang dihasilkan bahwa beton pratekan yang didesain menggunakan EN 1992-1-1:2004 membutuhkan gaya F_o lebih kecil dibanding SNI. Hal itu dikarenakan karena kehilangan gaya prategang yang lebih kecil serta ukuran lebar efektif yang besar.

Preliminary design yang sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur agar balok yang direncanakan memiliki penampang yang efektif dan efisien untuk bekerja menahan beban. Selain itu, perubahan suatu struktur juga mempengaruhi beban yang bekerja dan analisa struktur sehingga kedua hal ini sangat penting dihitung ulang demi mendapatkan suatu struktur yang sesuai dan ekonomis. Perencanaan pondasi juga diperlukan agar dimensinya sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan. Selain itu, semua perencanaan ini harus dituangkan dalam bentuk gambar agar orang lain dapat mengerti hal – hal apa yang harus dikerjakan.

Kata Kunci : Beton Prategang, Modifikasi, Beton Bertulang, SNI 2847:2013, Eurocode, EN 1992-1-1:2004

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE A TOWER APARTEMEN OF BALE HINGGIL USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM BASED ON SNI 2847:2013 AND EUROCODE EN 1992-1-1-2004

Nama Mahaiswa : Erdhika Dwiputra Wahyurendra
NRP : 0311154000049
Departemen : Teknik Sipil FTSPK ITS

Abstract

Bale Hinggil Apartment Building in Surabaya is a 31 storey structure of reinforced concrete buildings with several different types of building component dimensions. The location of Bale Hinggil Apartments is on Jl. Dr. Ir. Soekarno, Merr II, Surabaya with a total height of 107.95 m. In the discussion of this Final Project, it will be re-planned as a ballroom that functions for the meeting room.

In this planning, the ballroom space is made as widely as possible in order to maximize its function, so that the column is only at the ends. This is because a large room that requires a long span has many columns in the center. Judging from its function, the meeting room or seminar room must be in the form of a large room to accommodate many people without a column in the center. In general, ordinary reinforced concrete is considered less effective both in terms of material and material, as an effective step. prestressed concrete system. The development of the prestressed concrete system that is increasingly rapid in building planning requires certain considerations, for that it is used prestressed concrete systems) for ease of construction in buildings.

The Bale Hinggil Apartment building is planned to be re-built into 17 floors using prestressed beams on the roof floor which

will function as meeting rooms based on SNI 2847: 2013 and Eurocode EN 1992-1-1: 2004 which produced that prestressed concrete designed using EN 1992-1-1: 2004 requires a F_o force is smaller than SNI. That is because of the loss of smaller prestressing forces and large effective width sizes. Preliminary design that is in accordance with the standard design criteria so that the planned beam has an effective and efficient cross section for working to withstand the load. In addition, changes in a structure also affect the load acting and analysis of the structure so that these two things are very important to be recalculated in order to obtain an appropriate and economical structure. Foundation planning is also needed so that the dimensions are in accordance with the load borne and soil conditions in the field. In addition, all of these plans must be drawn in the form of images so that other people can understand the things that must be done.

Kata Kunci : Prestressed Concrete, Modification , Reinforced Concrete, SNI 2847:2013, Eurocode, EN 1992-1-1:2004

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Tower A Apartement Bale Hinggil Menggunakan Sistem Balok Pratekan Berdasarkan Sni 2847:203 Dan Eurocode En 1992-1-1:2004” ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D dan Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir.
2. Kedua orang tua dan keluarga saya yang senantiasa selalu mendukung saya dan memberikan semangat dan doanya saat saya jatuh bangun mengerjakan Tugas Akhir ini serta selalu mengingatkan kepada saya bahwa kesehatan dan keselamatan adalah yang utama
3. Shasadhara Pramesti yang senantiasa memberikan hiburan dan semangat kepada saya dalam mengerjakan Tugas Akhir serta selalu mau mendengarkan keluh kesah saya selama ini .
4. Teman – teman netizen yang selalu memberikan hiburan dan gossip – gossip terupdate
5. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS yang sudah memberikan ilmunya selama ini
6. Bapak dan Ibu TU yang membantu dan memudahkan dalam hal administrasi dan berkas – berkas
7. Rekan – rekan S-58 serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas akhir ini.

Dalam penulisan Proposal Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat kami harapkan demi laporan ini.

Semoga proposal ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Januari 2020

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak	i	
KATA PENGANTAR	v	
DAFTAR ISI	vii	
DAFTAR GAMBAR	xiii	
DAFTAR TABEL.....	xvii	
BAB I	PENDAHULUAN	1
1.1	Latar Belakang Masalah.....	1
1.2	Perumusan Masalah	4
1.2.1	Permasalahan Utama.....	4
1.2.2	Detail Permasalahan	5
1.3	Tujuan	5
1.4	Batasan Masalah.....	6
1.5	Manfaat Tugas Akhir	6
BAB II	TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1	Umum	7
2.2	Desain Balok Prategang	7
2.3	Balok Prategang SNI 2847:2013 dan EN 1992-1-1:2004	10
2.4	Balok Prategang parsial	12
2.5	Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat	13
2.6	Shear Wall.....	16
2.6.1	Fungsi dari Shear Wall	16
2.7	Sistem Monolit pada Balok Prategang	17

2.8	Pengaruh Gaya Gempa.....	18
2.8.1	Pengaruh Gempa Horizontal	19
2.8.2	Pengaruh Gempa Vertikal	19
BAB III	METODOLOGI.....	21
3.1	Umum	21
3.2	Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	21
3.3	Pengumpulan Data.....	22
3.4	Studi Literatur.....	24
3.5	Preliminary Desain Struktur Utama Non Prategang.....	24
3.5.1	Perencanaan Dimensi Balok Induk.....	24
3.5.2	Perencanaan Dimensi Kolom	24
3.6	Preliminary Desain struktur utama prategang	25
3.7	Perencanaan Struktur Sekunder.....	25
3.7.1	Perencanaan Pelat Perencanaan Dimensi Pelat	25
3.7.2	Perencanaan Dimensi Tangga	30
3.7.3	Perencanaan Balok Lift.....	30
3.7.4	Perencanaan Balok Anak	31
3.8	Pembebanan	32
3.8.1	Bebean Mati	32
3.8.2	Beban Hidup.....	32
3.8.3	Beban Gempa	32
3.8.4	Kombinasi	41
3.9	Analisa Struktur.....	41

3.9.1	Kontrol Permodelan Struktur	41
3.10	Perencanaan Struktur Utama Non Prategang .	45
3.10.1	Perencanaan Tulangan Balok	46
3.10.2	Perencanaan Tulangan Kolom.....	47
3.11	Perhitungan Struktur Utama Prategang.....	47
3.11.1	Perhitungan Menggunakan SNI 2847:2013 ...	48
3.11.2	Menggunakan EN 1992-1-1:2004	61
3.12	Sistem Hubungan Balok Kolom	68
3.12.1	Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit	68
3.13	Perencanaan Pondasi.....	70
3.14	Gambar.....	77
BAB IV	PEMBAHASAN.....	79
4.1	Preliminary Design	79
4.1.1	Umum	79
4.1.2	Data Perencanaan.....	79
4.1.3	Pembebanan	80
4.1.4	Perencanaan Balok.....	80
4.1.5	Perencanaan Tebal Pelat	83
4.1.6	Perencanaan Kolom	89
4.1.7	Perencanaan Tebal Dinding Geser.....	94
4.2	Perencanaan Struktur Sekunder.....	94
4.2.1	Umum	94
4.2.2	PerencanaanTangga	94

4.2.3	Perhitungan Pelat	109
4.2.4	Perhitungan Penulangan Balok Anak	113
4.3	Pembebanan Dan Analisa Struktue.....	117
4.3.1	Umum	117
4.3.2	Permodelan Struktur	117
4.3.3	Pembebanan Gravitasi	118
4.3.4	Pembebanan Gempa Dinamis.....	119
4.3.5	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	124
4.3.6	Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear).....	126
4.3.7	Kontrol Dual System	130
4.3.8	Kontrol Partisipasi Massa.....	130
4.3.9	Kontrol Drift.....	131
4.4	Perencanaan Struktur Utama Pratekan SNI...	135
4.4.1	Umum	135
4.4.2	Data Perencanaan Beton Pratekan	135
4.4.3	Mencari Lebar Efektif.....	137
4.4.4	Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton	137
4.4.5	Perhitungan Pembebanan	139
4.4.6	Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang ..	139
4.4.7	Penentuan Tendon yang Digunakan	146
4.4.8	Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	147
4.4.9	Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan	152
4.4.10	Kontrol Lendutan.....	155

4.4.11	Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	157
4.4.12	Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan.....	163
4.4.13	Kontrol Momen Retak	167
4.4.14	Daerah Limit Tendon.....	169
4.4.15	Pengangkuran Ujung.....	172
4.4.16	Metode Pelaksanaan	173
4.5	DESAIN BETON PRATEGANG MENGUNAKAN EN1992-1-1:2004.....	176
4.5.1	Data Perencanaan Beton Pratekan	176
4.5.2	Penentuan Tegangan Izin dari beton dan baja .	176
4.5.3	Perhitungan Pembebanan	179
4.5.4	Analisis Penampang.....	181
4.5.5	Penentuan Tendon Yang Digunakan	183
4.5.6	Kontrol Tegangan Sebelum Kehilangan:	186
4.5.7	Kehilangan Gaya Prategang	188
4.5.8	Kontrol Lendutan.....	196
4.5.9	Perhitungan Momen Nominal(EN1992-1- 1:2004 - 6.1).....	198
4.5.10	Perencanaan lentur sendi plastis(EN1992-1- 1:2004 - 5.4.3.1.2(1)).....	201
4.5.11	Perencanaan sengkang sendi plastis(EN1992-1- 1:2004 - 5.5.3.1.3(6)).....	205
4.5.12	Perencanaan Daerah Angkur EN 1992-1-1:2004 6.7(2).....	208
4.6	Perencanaan Struktur Utama Non Prategang	218

4.6.1	Umum	218
4.6.2	Perencanaan Balok Induk.....	218
4.6.1	Kontrol Spasi Tulangan	240
4.6.2	kontrol ketebalan minimum dinding geser	245
4.6.3	Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser	246
4.6.4	Penulangan Geser Shearwall	246
	Rekapitulasi Penulangan Kolom dan Shear Wall (gambar lebih jelas terdapat pada lampiran)	253
4.6.5	Perencanaan Pondasi.....	258
BAB V	KESIMPULAN	291
5.1	Kesimpulan.....	291
5.2	Saran	293
	DAFTAR PUSTAKA	295

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tampak Barat Tower A Gedung Apartement Bale Hinggil	2
Gambar 2. 1 Proses pratarik (Hendra, 2015).....	8
Gambar 2. 3 Skema Beton Prategang metode paskatarik.....	9
Gambar 2. 2 Proses Paskatarik (Hendra, 2015).....	9
Gambar 2. 4 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi(Fintel dan Ghosh,1978)	14
Gambar 2. 5 a)Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarikpada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya(Fintel dan Ghosh, 1978).....	15
Gambar 2. 6 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom(Fintel dan Ghosh,1978)	15
Gambar 2. 7 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit).	16
Gambar 2. 8 Efek dari Hasil Horizontal.....	18
Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	22
Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur	28
Gambar 3. 3 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) (SNI 1726-2012, Gambar 9).....	34
Gambar 3. 4 S1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER).....	35
Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai	44
Gambar 3. 6 Daerah Limit Kabel.....	61
Gambar 3. 7 Variasi gaya prategang yang berdekatan sepanjang pengangkuran (a) Gaya prategang dan jarak pengangkuran (b) kehilangan gaya sekitar pengangkuran	64
Gambar 3. 8 kehilangan akibat relaksasi setelah 1000 jam	65

Gambar 3. 9 Bagan Hubungan Balok Kolom.....	68
Gambar 3. 10 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit(b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit	70
Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai	81
Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif.....	85
Gambar 4. 3 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga	95
Gambar 4. 4 Ilustrasi Tampak Atas Tangga	96
Gambar 4. 5 Permodelan Struktur Tangga	97
Gambar 4. 6 bidang (N), (D), dan (M).....	100
Gambar 4. 7 Gambar Permodelan Struktur Pada ETABS.....	117
Gambar 4. 8 Peta untuk menentukan (a) perioda pendek 0.2 detik (S _s) (b) perioda 1 detik (S ₁ -).....	120
Gambar 4. 9 Grafik Respon Spektrum Desain	123
Gambar 4.10 Potongan Melintang Balok Prategang Arah Memanjang pada Tumpuan	140
Gambar 4. 11 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer	143
Gambar 4. 12 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer	143
Gambar 4. 13 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service	144
Gambar 4. 14 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service	145
Gambar 4. 15 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan....	153
Gambar 4. 16 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan.....	153
Gambar 4. 17 Diagram daerah limit kabel prategang rencana ..	172
Gambar 4. 18 Definisi l_0 untuk penentuan lebar efektif (Sumber: Eurocode, 2004).....	181
Gambar 4. 19 Parameter penentuan lebar efektif (Sumber: Eurocode, 2004).....	181

Gambar 4. 20 Alur kehilangan pratekan pada EN 1992-1-1:2004	188
Gambar 4. 21 Hubungan Kehilangan terhadap waktu	195
Gambar 4. 22 Kurva tegangan regangan dari beton pratekan yang disederhanakan (Gilbert et al., 2017).....	198
Gambar 4. 23 Ilustrasi kekuatan lentur dari Eurocode (sumber: Eurocode, 2004).....	200
Gambar 4. 24 Ilustrasi distribusi area untuk menentukan kekuatan batas	208
Gambar 4. 25 Isobar dari tegangan beton pada daerah angkur (Sumber: Gilbert, Mickleborough, & Ranzi, 2017).....	211
Gambar 4. 26 Daerah Limit kabel.....	214
Gambar 4. 27 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart....	236
Gambar 4. 28 Denah kolom (K1)	237
Gambar 4. 29 Output spColumn K1	238
Gambar 4. 30 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah X	240
Gambar 4. 31 Dinding Geser C	250
Gambar 4. 32 Output spColumn ($\mu < \phi M_n$).....	251
Gambar 4. 33 Penulangan SW C	254
Gambar 4. 34 Penulangan SW 1 Maka tulangan torsi diabaikan.	254
Gambar 4. 35 Luas Joint Efektif.....	255
Gambar 4. 36 Pembagian segmen tiang pancang	262
Gambar 4. 37 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang Terhadap Kedalaman.....	269
Gambar 4. 38 Denah Pondasi	270
Gambar 4. 39 Group Tiang Tipe 1	271
Gambar 4. 40 Diagram Gaya Lateral Tiang	276
Gambar 4. 41 Area Kritis Geser pons dua arah	283
Gambar 4. 42 Area Kritis Geser pons satu arah	284
Gambar 4. 43 Area Geser Akibat tiang pancang Individu	285
Gambar 4. 44 Area Momen Pile Cap.....	286
Gambar 4. 45 Penulangan p1.....	289

Gambar 4. 46 Penulangan P2	289
Gambar 4. 47 Penulangan P3	290

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan antara SNI 284:2013 dan EN 1992-1-1:2004	11
Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior	25
Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung	31
Tabel 3. 3 Klasifikasi Kelas Situs	33
Tabel 3. 4 Koefisien situs, F_a	36
Tabel 3. 5 Koefisien Situs, F_v	36
Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter	37
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, $SD1$	38
Tabel 3. 8 Koefisien C_u	43
Tabel 3. 9 Koefisien C_t dan x	43
Tabel 3. 10 Simpang Ijin Struktur	45
Tabel 3. 11 Koefisien i (μ) dan Woble Efect (K)	51
Tabel 3. 12 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik	53
Tabel 3. 13 Nilai K_r dan J	54
Tabel 3. 14 Nilai C	54
Tabel 3. 15 Kelas kekuatan tarik untuk beton (N/mm^2)	62
Tabel 3. 16 Koefisien Friksi (μ)	64
Tabel 3. 17 Hubungan antara kehilangan relaxasi dan waktu sampai 1000 jam	65
Tabel 3. 18 Grafik Spasi Maksimum	66
Tabel 3. 19 Diameter Maksimum Tulangan	67
Tabel 3. 20 Base Coefficient α	73
Tabel 3. 21 Shaft Coefficient β	73
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk	82
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak	82
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Pratekan	83
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga	109
Tabel 4. 5 Rekap Pembebanan Gravitasi	118

Tabel 4. 6 Pembebanan Gravitasi pada ETABS	119
Tabel 4. 7 Respon Spektrum Desain	123
Tabel 4. 8 Koefisien Batas Atas Periode Gedung.....	124
Tabel 4. 9 Modal Periode dan Frekuensi.....	125
Tabel 4. 10 Berat Efektif Struktur.....	127
Tabel 4. 11 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	127
Tabel 4. 12 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Di Berikan Faktor Skala.....	129
Tabel 4. 13 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y	130
Tabel 4. 14 Modal Partisipasi Massa	131
Tabel 4. 15 Batas Simpangan Gedung	132
Tabel 4. 16 Gempa Arah X	133
Tabel 4. 17 Gempa Arah Y	134
Tabel 4. 18 Kekuatan tekan beton pada berbagai umur	136
Tabel 4. 19 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer.....	146
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service	146
Tabel 4. 21 Tendon yang Digunakan	147
Tabel 4. 22 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang....	152
Tabel 4. 23 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan	157
Tabel 4. 24 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang.....	162
Tabel 4. 25 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Torsi Balok Prategang.....	163
Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Momen Retak	169
Tabel 4. 27 Daerah Limit Kabel dan Tendon	171
Tabel 4. 28 Rekapitulasi Pengangkur Ujung Balok Prategang	173
Tabel 4. 29 Rekapitulasi pembebanan dari ETABS.....	179
Tabel 4. 30 nilai dari $\epsilon_{cd}(0)$ untuk beton dengan semen kelas normal	194

Tabel 4. 31 Nilai dari Kh.....	194
Tabel 4. 32 Nilaiy dari material beton prategang.....	199
Tabel 4. 33 Rekapitulasi hasil perancangan berdasarkan SNI 2847:2013 dan EN1992-1-1:2004	216
Tabel 4. 34 Rekapitulasi Penulangan Lentur Sebelum Ditambahkan Torsi	227
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Lentur Setelah Penambahan TorsiI	235
Tabel 4. 36 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Daerah Sendi Plastis (<2h)	235
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Luar Daerah Sendi Plastis (>2h)	235
Tabel 4. 38 Rekap Penulangan Kolom.....	253
Tabel 4. 39 Beban Pada K1 Saat Service (Tipe 1).....	259
Tabel 4. 40 Beban Pada SW 1 + 4K1 Saat Service (Tipe 2)	259
Tabel 4. 41 Beban Pada SW ujung+ K1 Saat Service (Tipe 3) .	260
Tabel 4. 42 Daya Dukung Tanah.....	265
Tabel 4. 43 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 1)	272
Tabel 4. 44 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 2)	272
Tabel 4. 45 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 3)	273
Tabel 4. 46 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1 ...	275
Tabel 4. 47 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2...	275
Tabel 4. 48 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 3...	276
Tabel 4. 49 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 1	279
Tabel 4. 50 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 2	280
Tabel 4. 51 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 3	280

“Halaman yang dikosongkan”

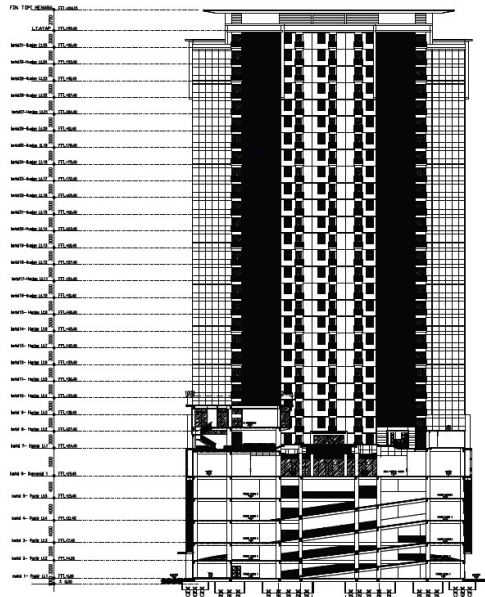
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Seiring dengan penambahan jumlah penduduk, secara langsung akan mendorong kebutuhan masyarakat terhadap fasilitas umum. Kebutuhan tersebut dapat terpenuhi apabila infrastruktur yang ada memadai. Oleh karena itu, lahan yang cukup luas pun dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan tersebut. Akan tetapi, pada kenyataannya saat ini lahan bebas sudah sangat terbatas, karena semakin pesatnya pembangunan dimana-mana. Pembangunan vertikal pun dipilih sebagai solusi. Namun pada saat ini pembangunan vertikal baru terfokus pada pemukiman, sedangkan fasilitas umum belum banyak terfokus pada pembangunan vertikal. Salah satu contoh infrastruktur arah vertikal penunjang kebutuhan masyarakat dalam bidang hunian adalah apartement.

Gedung Apartement Bale Hinggil terdiri dari 31 lantai dengan ketinggian total 107.95 meter yang terletak di Surabaya, Jawa Timur. Bangunan dengan jumlah lantai lebih dari 8 lantai dapat digolongkan sebagai bangunan tinggi (UU No.28 tahun 2002, Pasal 5, Ayat 7) akan di rencanakan menjadi bangunan 16 lantai menggunakan beton prategang pada lantai atap. Bangunan dengan jumlah lantai lebih dari 10 lantai dari tinggi struktur gedung, diukur dari taraf penjepitan lateral lebih dari 10 tingkat atau 40 m, merupakan struktur tidak beraturan (SNI 1726-2002 Pasal 4.2.1). Oleh karena bangunan termasuk *high rise building* dan merupakan struktur tidak beraturan, maka harus sangat diperhitungkan dari segi kekuatan. *High Rise Building* biasanya sangat rentan terhadap gempa. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik (SNI 1726-2002 Pasal 4.2.2).



Gambar 1. 1 Tampak Barat Tower A Gedung Apartemen Bale Hinggil
(Sumber: PT. Tlatah Gema Anugrah)

Apartemen Bale Hinggil merupakan *mix use function building*. *Mix use function building* merupakan rancangan apartemen dengan sistem bangunan multifungsi. Bangunan ini dibuat untuk memenuhi kebutuhan masyarakat akan fasilitas umum yang di satukan dalam satu gedung yang terdiri dari studio, *mall* dan ballroom sekaligus. Karena gedung ini merupakan gedung yang difokuskan untuk menunjang fasilitas umum, tentunya fungsi dari gedung untuk memenuhi kebutuhan masyarakat terus dikembangkan. Pada saat ini sebagian besar masyarakat di kota-kota besar, salah satunya di kota Surabaya sering menggunakan *ballroom* sebagai tempat penyelenggaraan acara besar, seperti

Wedding party dan acara besar lainnya, masyarakat memilih menggunakan *ballroom* karena kapasitasnya yang besar Sehingga meskipun fasilitas umum terus dapat berkembang, ruang hijau tidak banyak berkurang. Oleh karena itu, bangunan ini dibangun dengan sistem prategang, dimana prategang digunakan agar bangunan dengan ruangan yang cukup besar tidak harus menggunakan kolom yang banyak. Sistem pratekan akan membuat fungsi gedung semakin efektif, terlebih gedung ini memiliki beberapa fungsi sekaligus, sehingga gedung akan memiliki fungsi ruang yang semakin besar.

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal (ACI 318M-14, 2014). Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama – sama sesuai dengan keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Hal ini dicapai dengan dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Baja adalah bahan yang liat dan dibuat untuk bekerja dengan kekuatan tarik yang tinggi oleh prategang. Beton adalah bahan yang getas apabila ditarik dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Jadi, beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan berkekuatan tinggi. (Guna,2012)

1. Penggunaan prategang efisien karena dimensi penampang struktur akan lebih kecil atau langsing, sebab seluruh luas penampang dipergunakan secara efektif,
2. Karena terbentuknya lawan lendut akibat gaya prategang sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhir setelah

beban rencana bekerja, akan lebih kecil dari pada beton bertulang biasa, sehingga cocok untuk bentang yang panjang,

3. Kelebihan geser dan puntirnya bertambah dengan adanya penegangan.
4. Pada penampang yang diberi penegangan, tegangan tarik dapat dieleminasi karena besarnya.

Untuk persyaratan perencanaan beton struktural gedung terbaru, Indonesia menganut standar SNI 2847:2013 yang dibuat oleh Badan Standarisasi Nasional (BSN) dimana badan ini menyusun berbagai standar di Indonesia. Dibanding dengan peraturan sebelumnya, dalam peraturan baru ini terdapat beberapa perubahan, antara lain dalam perancangan elemen-elemen struktur dengan beban aksial, lentur, dan kombinasinya. Perlu diketahui Peraturan ini mengacu pada sebuah *codes* Amerika yaitu ACI 318-2011 sebagai standar pembuatan peraturan.

Dengan menganut SNI 2847:2013 sebagai standar peraturan beton bertulang di Indonesia yang mengacu ACI 318-2011, timbul pertanyaan mengapa peraturan Indonesia mengikuti peraturan Amerika. Dalam Tugas Akhir ini, penulis menambahkan perhitungan untuk balok prategang dengan menggunakan peraturan Indonesia yaitu SNI 2847:2013 dan peraturan Eropa yaitu EUROCODE EN 1992-1-1:2004. Penulis akan menghitung dan membandingkan hasil dari perencanaan dengan 2 peraturan tersebut. Untuk hasil yang digunakan dalam perhitungan selanjutnya akan dititik beratkan pada kelangsingan balok prategang tersebut.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan struktur gedung Apartement Bale Hinggil dengan menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap agar mendapatruangan yang luas tanpa kolom di tengahnya?

1.2.2 Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan Preliminary design, struktur primer dan sekunder pada struktur gedung Apartement Bale Hinggil?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur Apartement Bale Hinggil?
3. Bagaimana model dan analisa struktur Apartement Bale Hinggil dengan menggunakan program bantu **ETABS**?
4. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur Menggunakan SNI 2847:2013?
5. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur Menggunakan EUROCODE EN 1992-1-1:2004?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam gambar teknik sesuai standar?

1.3 Tujuan

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung Apartement Bale Hinggil ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder pada struktur gedung Apartement Bale Hinggil.
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Apartement Bale Hinggil.
3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung Apartement Bale Hinggil dengan menggunakan program bantu
4. Merencanakan dimensi balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur menggunakan SNI 2847:2013
5. Merencanakan dimensi balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur menggunakan EUROCODE EN 1992-1-1:2004
6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Apartement Bale Hinggil kedalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen konstruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantu
4. Desain dimensioning penulangan terbatas pada struktur tertentu
5. Tidak menghitung *retaining wall* pada *basement*.
6. Tidak merencanakan utilitas bangunan, sanitasi, *plumbing*, *mechanical*, instalasi listrik, dan *finishing*.

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah :

1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada apartement Bale Hinggil, sehingga lebih efisien dan untuk menjadi acuan bagi pembaca tentang pembangunan gedung dengan metode beton prategang pada lantai atap.
2. Mengetahui perbandingan perhitungan balok prategang dengan menggunakan SNI 2847:2013 dan EUROCODE EN 1992-1-1:2004.
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 perencanaan bangunan Gedung Gedung Apartement Bale Hinggil. Dalam perencanaannya perlu tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton prategang.

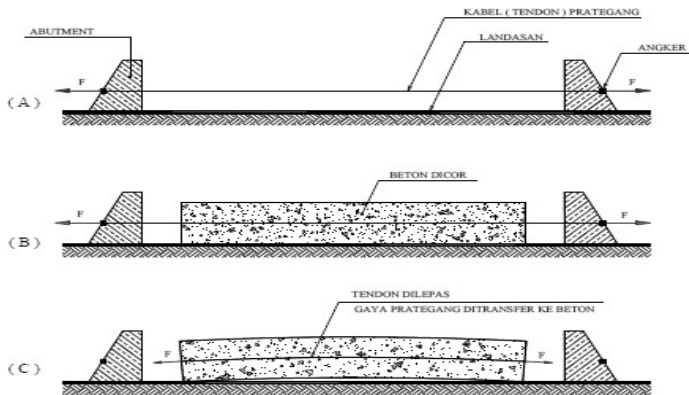
2.2 Desain Balok Prategang

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Abeles dan Bardhah,1976). Beton ini mempunyai 3 konsep dasar yaitu: *Transformasi*, *C-LINE*, dan *Load Balancing*.

Desain struktur beton prategang melibatkan banyak pertimbangan, yang paling penting adalah penentuan distribusi tegangan pada masing-masing anggota struktur. Besarnya prategang dan tata letak tendon dalam struktur biasanya ditentukan dari persyaratan kemampuan daristruktur tersebut. Agar persyaratan terpenuhi, perkiraan yang cukup akurat tentang besarnya gaya prategang diperlukan. Hal ini memerlukan prosedur yang andal untuk penentuan kehilangan langsung dan kehilangan akibat waktu darigaya prategang yang berada pada kondisi transfer dan layan, dimana kedua kondisi tersebut merupakan dua tahap penting dalam rancangan beton pratekan. (Adewuyi dan Franklin, 2011). Jenis Beton pratekan dibagi menjadi dua, yaitu :

1. Beton Pratekan metode Pratarik (*Pretension*)

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

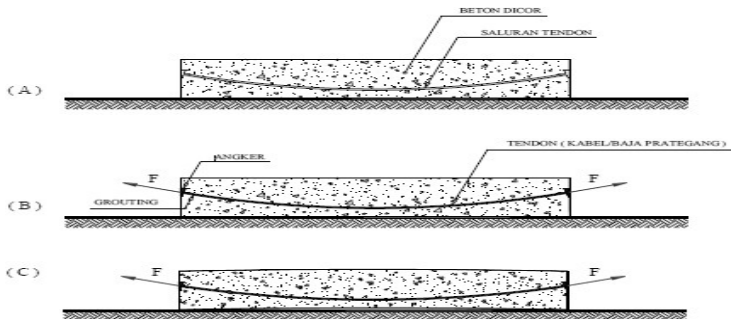


Gambar 2. 1 Proses pratarik

Sumber : Hendra, 2015

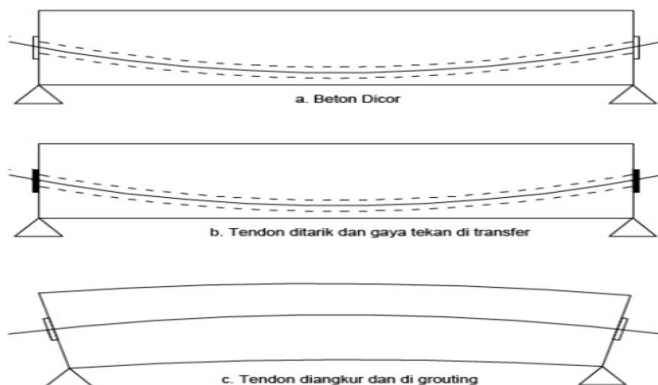
- Tahap 1: Tendon prategang ditarik atau diberi gaya lalu diangkerkan pada abutment yang tetap (gambar A).
- Tahap 2: Beton akan dicor pada suatu *formwork* atau cetakan dan landasan yang telah disediakan sehingga mencakup tendon yang telah diberi gaya prategang dan akan dibiarkan mengering (gambar B).
- Tahap 3: Setelah beton mengering dan umur yang cukup sehingga kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (gambar C). Diakhir, setelah gaya prategang ditransfer ke beton. Balok akan melengkung keatas sebelum menerima beban service. setelah adanya beban, maka kelengkungan balok akan berkurang (menjadi kebawah) tergantung dari beban tersebut.

2. Beton Pratekan metode Pascatarik (*Posttension*)
Merupakan beton pratekan yang dihasilkan dengan memberikan tegangan pada tendon baja setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya). Berikut merupakan metode pengerjaan pasca tarik.



Gambar 2. 2 Proses Pascatarik

Sumber : Hendra, 2015



Gambar 2. 3 Skema Beton Prategang metode pascatarik

Tahap 1: Cetakan yang telah disediakan lengkap dengan selongsong tendon prategang yang dipasang sesuai

dengan bidang momen balok, setelah itu dicor (Gambar A).

Tahap 2 : Setelah beton kering dan cukup umur(kuat) untuk menahan gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong, lalu ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Dapat juga dengan menarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangker, kemudian saluran di *grouting* melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).

Tahap 3 : Setelah diangker, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

2.3 Balok Prategang SNI 2847:2013 dan EN 1992-1-1:2004

SNI 2847:2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung merupakan revisi dari SNI 03-2847-1992 yang mengacu pada ACI 318M-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Modifikasi yang dilakukan berupa penambahan daftar definisi pada pasal 2.2. (SNI 2847-2013). Sedangkan untuk Eurocode 2 berlaku untuk mendesain bangunan dan pekerjaan Teknik sipil diantaranya plain, reinforced dan beton prategang. Eurocode 2 dibagi bagi menjadi beberapa bagian tersendiri. Bagian 1 dari Eurocode 2 memberikan sebuah dasar umum untuk mendesain bangunan dan pekerjaan Teknik sipil dalam beton bertulang dan pratekan yang dibuat dengan agregat berat normal. (Eurocode 2 : Design of Concrete Structures). Dalam perhitungannya, kedua peraturan ini mempunyai perbedaan, baik dari segi simbol, rumus dan refresnsi, berikut merupakan tabel perbandingan perhitungan balok prategang antara SNI 2847:2013 dan EN 1992-1-1:2004.

Tabel 2. 1 Perbandingan antara SNI 284:2013 dan EN 1992-1-1:2004

	SNI 2847:2013	EN 1992-1-1:2004
Gaya prategang	Tidak diatur dalam pasal, tetapi berdasarkan rumus turunan dari tegangan lentur dan tekanan kuat batas beton	Pasal 5.10.2
Pemilihan tendon	<ul style="list-style-type: none"> ○ Tegangan ijin Baja (18.5.1) ○ Tegangan ijin Beton (18.4.1) 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Tegangan ijin Baja (3.3.6.7) ○ Tegangan ijin Beton (5.10..2.2)
Kehilangan prategang	<p>Langsung</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Pengangkuran (18.6.1.a) ○ Perpendekan Elastis (18.6.1.b) ○ Gesekan (18.6.2.2) ○ Kekangan Kolom (18.6.2.3) <p>Tidak langsung</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Akibat rangkak (18.6.1.c) ○ Akibat susut (20.6.1.d) ○ Akibat relaksasi Baja (18.6.3) 	<p>Langsung</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Pengangkuran (5.10.5.3) ○ Gesekan (5.10.5.2) ○ Akibat lendutan (5.10.5.4) <p>Tidak langsung</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Akibat rangkak (3.1.4.1) ○ Akibat relaksasi (3.3.2)
Kontrol prategang	<ul style="list-style-type: none"> ○ Kontrol momen nonimal(18.7) ○ Kontrol kuat batas beton: Berdasarkan momen 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Kontrol area penulangan minimum (7.1) ○ Kontrol

	retak, ultimate dan kapasitas penampang <ul style="list-style-type: none"> ○ Kontrollentur (18.4.1) ○ Kontrol Geser (11.3.1) ○ Kontrol lendutan: <ul style="list-style-type: none"> -Akibat tendon -Akibat eksentrisitas tepi balok -Akibat beban sendiri 	<i>limiting crack</i> (7.3.3), (7.4.4)
--	--	---

2.4 Balok Prategang parsial

Balok beton pratekan parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok-balok pratekan parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balokpratekan penuh yang biasanya digunakan untuk jembatan. Dalam penerapan sistem pratekan penuh, tendon prategang dianggap bekerja penuh tanpa memperhitungkan kontribusi baja tulangan ringan dalam menahan beban. Dalam perhitungan analitis seperti itu, baja tulangan dianggap secara praktis disediakan sedemikian rupa sehingga desain struktur akan menjadi tidak ekonomis karena kontribusi baja tulangan dalam menahan beban lentur diabaikan. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya Partial Prestressing Ratio (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktal, sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat.

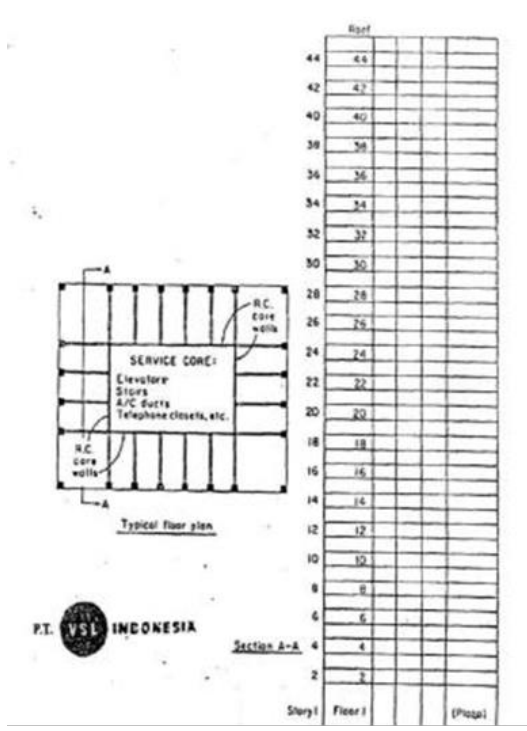
Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil. (Artiningsih,2008).

2.5 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

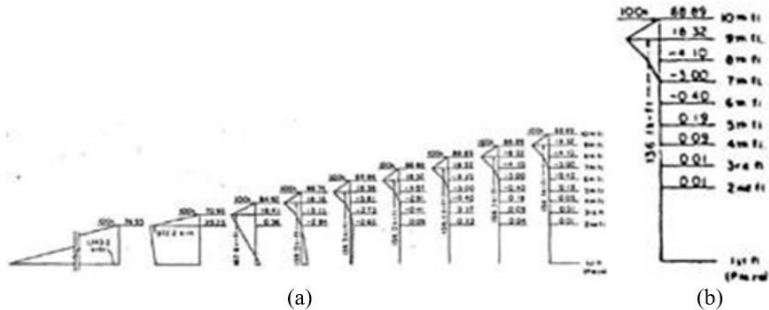
Balok pascatarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak pasca tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal.

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 pasca tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas 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. Ditunjukkan pada **Gambar 2.4**.



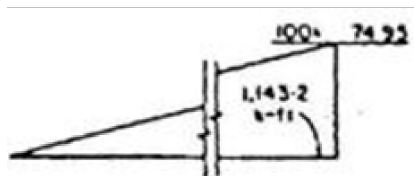
Gambar 2. 4 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi
 Sumber : Fintel dan Ghosh,1978



Gambar 2. 5 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya.

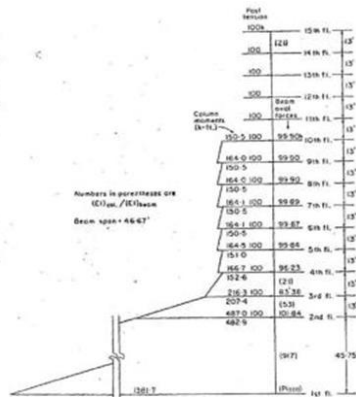
Sumber : Fintel dan Ghosh, 1978

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 pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (**Gambar 2.6**). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2. 6 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom

Sumber : Fintel dan Ghosh, 1978



Gambar 2. 7 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit).

2.6 Shear Wall

Shear Wall adalah jenis struktur dinding yang terbentuk dari beton bertulang yang dalam penggunaannya digunakan pada dinding lift gedung tinggi, namun demikian struktur jenis ini bisa juga digunakan pada dinding-dinding yang memerlukan kekakuan dan ketahanan khusus dengan prinsip dasar yaitu Beban lateral dipikul dengan menggunakan dinding geser sehingga dalam perencanaan bangunan harus mempertimbangkan efek simpangan lateral dinding struktural oleh beban gempa

2.6.1 Fungsi dari Shear Wall

Penggunaan shear wall pada suatu gedung memiliki beberapa fungsi, antara lain:

1. Memperkokoh Gedung.

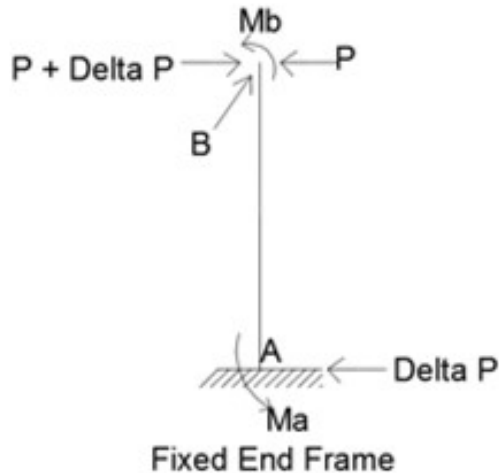
Dengan struktur dinding beton bertulang / *shear wall*, maka dinding bukan hanya sebagai penyekat ruangan tetapi berfungsi juga sebagai Struktur Bangunan yang ikut memikul gaya-gaya beban yang bekerja pada balok dan kolom sekitarnya.

2. Meredam Goncangan Akibat Gempa.
Secara Geografis Negara kita pada umumnya adalah tempat yang sangat rentan terhadap Gempa, Dengan Dinding sistem Shearwall maka gaya gempa yang terjadi akan direduksi, sehingga mampu mengurangi akibat yang terjadi pada bentuk bangunan yang ada.
3. Mengurangi Biaya Perawatan Gedung
Dengan semakin Kokohnya Gedung yang menggunakan Shearwall, maka kerusakan-kerusakan yang timbul akibat guncangan Gedung akibat Gempa bisa di minimalisir sehingga akan mengurangi biaya perawatan yang seharusnya dikeluarkan apabila gedung tidak menggunakan jenis dinding ini.
4. Daya pikul Beban di Sekitar Dinding Mampu Ditingkatkan
Dengan dinding jenis Shearwall maka kemampuan lantai beton di atasnya untuk menerima beban semakin naik, besarnya kekuatan lantai akan berbanding lurus dengan ketebalan shearwall itu sendiri.

2.7 Sistem Monolit pada Balok Prategang

Rangka pemikul momen terdiri dari kolom dan balok yang terhubung dengan kaku. Untuk memenuhi persyaratan stabilitas struktur karena beban siklik lateral, dianjurkan untuk meningkatkan area tulangan kompresi (A_s') pada tumpuan balok atau dekat hubungan balok – kolom. (Astawa, Tawio, dan Raka, 2015).

Dampak prategang terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



Gambar 2. 8 Efek dari Hasil Horizontal

Pada **Gambar 2.8** dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya $P + \Delta P$, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. ΔP untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{l_h} \quad (2.1)$$

2.8 Pengaruh Gaya Gempa

Pada umumnya, gaya gempa sangat berpengaruh pada perhitungan analisis struktur yang dapat menjadikan sebuah simpangan atau lendutan. Pada prinsipnya gaya gempa sebanding dengan berat massa bangunan, semakin berat massa bangunan tersebut semakin besar gaya yang bekerja. Gaya gempa itu sendiri dibagi menjadi 2 tipe yaitu pengaruh gaya gempa horizontal dan pengaruh gaya gempa vertikal.

2.8.1 Pengaruh Gempa Horizontal

Bekerja pada bangunan akibat respon bangunan dan sistem pondasinya dan bukan disebabkan oleh percepatan gerakan tanah. Muatan gempa horizontal dianggap bekerja dalam arah sumbu-sumbu utama bangunan yang pada bangunan bertingkat tinggi gaya yang lebih menonjol adalah gaya-gaya dorong yang berasal dari tiap lantai. Gaya horizontal ini bekerja sebagai muatan lateral terpusat pada elemen-elemen pendukung vertikal seperti kolom-kolom dan dinding geser pada “core” atau pengkaku lateral lainnya (ikatan silang). beban gempa horizontal dapat dihitung dalam SNI 1726:2012 pasal 8.3.1.1

$$E_h = Q_e \quad (2.2)$$

dimana:

Q_e = pengaruh gaya gempa horizontal V

2.8.2 Pengaruh Gempa Vertikal

Berpengaruh terhadap elemen bangunan pendukung gaya normal, seperti jenis balok kantilever bentang panjang dan dinding-dinding pendukung. Terutama pada bagian kantilever, gaya gempa vertikal ini sangat berpengaruh karena akan mengakibatkan ayunan pada pada kantilever tersebut. Akibat ayunan tersebut momen pada bagian ujung yang terikat menjadi sangat besar dan selanjutnya akan mengakibatkan pembalikan arah tegangan pada kantilever tersebut.

Balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih di atasnya serta balok beton pratekan pada lantai atap bentang panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen atau gerakan tanah akibat pengaruh gempa rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik yang harus ditinjau bekerja keatas atau kebawah yang dihitung berdasarkan. Beban gempa vertikal dapat di hitung dalam SNI 1726:2012 pasal 8.3.1.2

$$E_v = 0.2 S_{ds} D \quad (2.3)$$

dimana:

S_{ds} = parameter percepatan spektrum respon desain pada
periode pendek

D = Pengaruh beban mati.

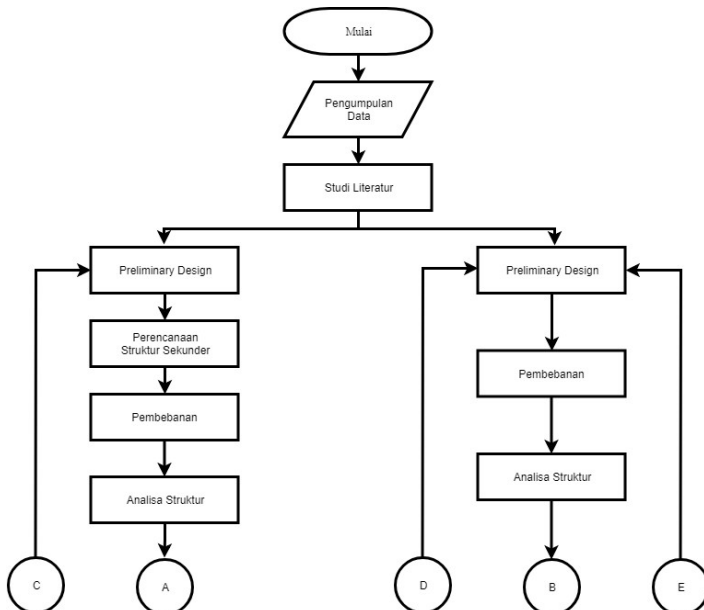
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

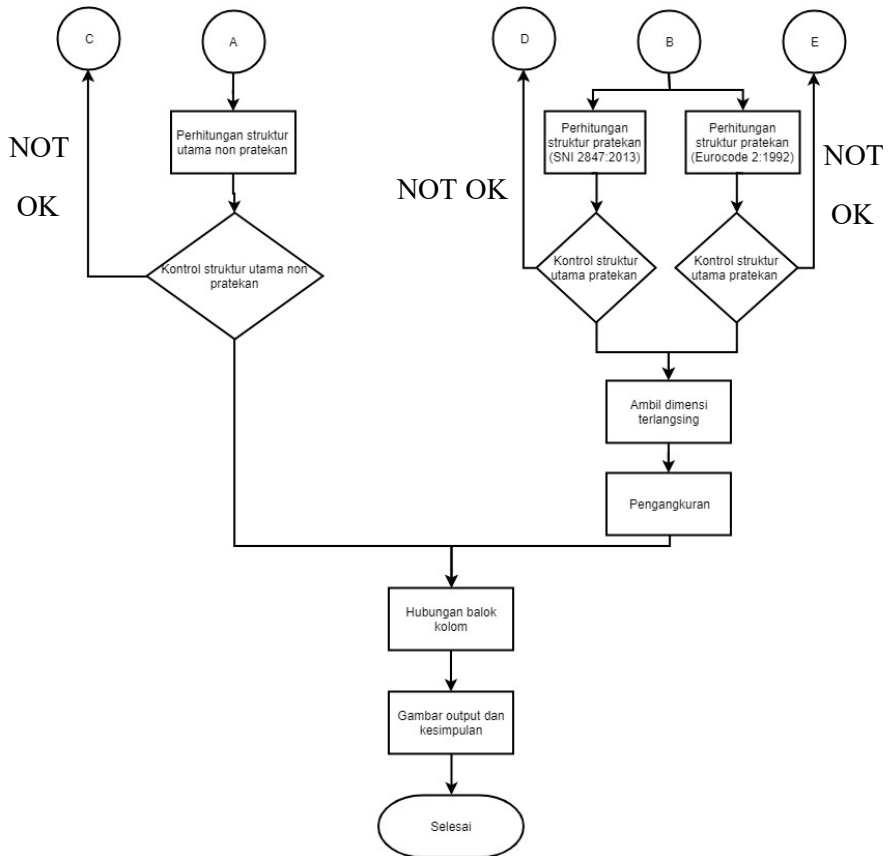
Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

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 Diagram Alir Proses Pengerjaan Tugas Akhir



Gambar 3.1 Diagram Alir Proses Pengerjaan Tugas Akhir (Lanjutan)

3.3 Pengumpulan Data

1. Data Umum

Nama gedung : Gedung Apartement Bale Hinggil
Surabaya

Lokasi : Jl. Dr. Ir Soekarno, Merr II, Surabaya

Fungsi : Apartement

Jumlah lantai : 31

Tinggi bangunan	: 107.95 m
Total luas area	: $\pm 3888,1 \text{ m}^2$
Ketinggian Tiap Lantai:	
➤ Basement	: 3,2 m
➤ Lantai 1-2	: 3.2 m
➤ Lantai 3-5	: 4 m
➤ Lantai 6	: 5 m
➤ Lantai 7-31	: 3 m
Struktur utama	: Struktur beton bertulang

2. Data Bahan :

Kekuatan tekan beton (f_c')	: - MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	: - Mpa
Data Tanah	: -

3. Data Gambar

Gambar Sruktur	: (Lampiran)
Gambar arsitektur	: (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

1. Data Umum Bangunan

Nama gedung	: Gedung Apartement Bale Hinggil Surabaya
Lokasi	: Jl. Dr. Ir Soekarno, Merr II, Surabaya
Fungsi	: Apartement
Jumlah lantai	: 17
Ketinggian Tiap Lantai:	
➤ Lantai 1-2	: 4 m
➤ Lantai 3-17	: 3.5 m
Tinggi bangunan	: 60.5 m
Total luas area	: -
Struktur utama	: Struktur beton bertulang
Atap	: Struktur beton prategang

2. Data Bahan :
- | | |
|--------------------------------|-----------|
| Kekuatan tekan beton ($f'c$) | : 30 Mpa |
| Tegangan leleh baja (f_y) | : 400 Mpa |
| Data Tanah | : - |
3. Data Gambar
- | | |
|-------------------|--------------|
| Gambar Struktur | : (Lampiran) |
| Gambar arsitektur | : (Lampiran) |

3.4 Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal, dan peraturan. Literatur-literatur yang digunakan dicantumkan pada daftar pustaka.

3.5 Preliminary Desain Struktur Utama Non Prategang

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013, yang berupa:

3.5.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. Perencanaan tinggi balok mengikuti **Tabel 3.2** dan perencanaan lebar balok mengikuti persamaan 3.19.

3.5.2 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom awalnya harus menentukan beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian kalikan dengan factor beban, lalu dapat dicari luasan dari kolom tersebut sesuai dengan rumus:

$$A = \frac{W}{\phi x f'c} \quad (3.1)$$

dimana:

- | | |
|-------|-------------------------|
| A | = Luas kolom rencana |
| W | = Beban total terfaktor |
| $f'c$ | = Mutu beton (MPa) |

$$\phi = 0,65 \text{ (factor reduksi) Kontrol Gaya DalamRangkaJembatan}$$

3.6 Preliminary Desain struktur utama prategang

Menentukan dimensi awal balok prategang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847-2013. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan-ketentuan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok

3.7 Perencanaan 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:

3.7.1 Perencanaan Pelat Perencanaan Dimensi Pelat

1. Perencanaan Dimensi Pelat

A. MenentukanTebal Minimum pelat

Dimensi tebal minimum pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 persamaan 9-13, antara lain:

- 1) Untuk αf_m sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, f_y MPa ¹	Tanpa penebalan [†]			Dengan penebalan [†]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

¹Untuk konstruksi dua arah, ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
[†]Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
[‡]Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
[§]Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Sumber : SNI 2847:2013, Tabel 9.5(c)

- 2) Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \quad (3.2)$$

(SNI 03-2847-2013, persamaan 9-12)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- 3) Untuk α_{fm} lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3.3)$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-13)

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

- 4) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_f tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan pada persamaan 3.1 atau 3.2 harus dinaikan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus. dimana:

- α_{fm} adalah nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dengan rumus sebagai berikut.

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times l_{balok}}{E_{pelat} \times l_{pelat}} \quad (3.4)$$

dengan :

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.5)$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12} \quad (3.6)$$

- $$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{hf}{hw}\right) + 4\left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)} \quad (3.7)$$

- β adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat, dengan rumus sebagai berikut.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ (pelat 2 arah)} \quad (3.8)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ (pelat 1 arah)} \quad (3.9)$$

dengan :

L_n = bentang bersih yang lebih panjang

S_n = bentang bersih yang lebih pendek

L_n adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok.

B. Menentukan Lebar Efektif

Dimensi lebar efektif dari balok harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 dan pasal 8.12.3

1. Interior tidak boleh melebihi :

$$- be_1 = \frac{1}{4} \times L \quad (3.10)$$

$$- be_2 = bw + 8t \quad (3.11)$$

$$- be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.12)$$

2. Eksterior tidak boleh melebihi :

$$- be_1 = \frac{1}{12} \times L \quad (3.13)$$

$$- be_2 = bw + 6t \quad (3.14)$$

$$- be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.15)$$

dimana:

be = lebar efektif

L = panjang bentang balok

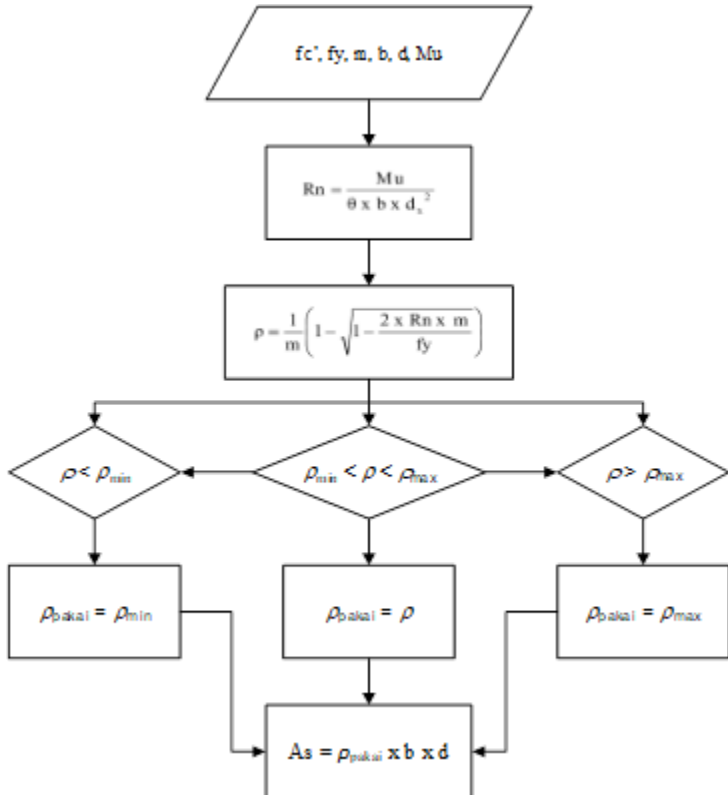
t = tebal slab

S = jarak bersih ke badan di sebelahnya

1. Penulangan Pelat

Perencanaan tulangan pelat terbagi menjadi perhitungan tulangan lentur pelat, perhitungan tulangan geser, dan perhitungan tulangan susut.

A. Perhitungan Tulangan Lentur Pelat



Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

B. Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4, antara lain.

- 1) Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan.
- 2) Cek apakah $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$. Apabila tidak memenuhi maka diperlukan perbesaran penampang.
- 3) Kriteria kebutuhan tulangan geser menurut SNI 2847:2013 pasal 11.4.7 :
 - Jika $V_u \leq 0,5 \phi V_c$, maka tidak diperlukan penulangan geser
 - Jika $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka perlu memakai tulangan geser minimum
 - Jika $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$, maka diperlukan tulangan geser
 - Jika $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u$, maka diperlukan tulangan geser
dimana :
 - V_u adalah gaya geser berfaktor
 - V_c adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$
 - V_s adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_s = \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (3.17)$$
 - V_n adalah kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
 - ϕ sama dengan 0,6 (untuk geser)

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur. (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4).

C. Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- 1) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350 0,0020
- 2) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu 420 0,0018
- 3) Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 persen $0.0018 \left(\frac{420}{f_y} \right)$

3.7.2 Perencanaan Dimensi Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \quad (3.18)$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3.19)$$

dimana:

α = Kemiringan tangga

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

3.7.3 Perencanaan Balok Lift

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

depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift. Asumsi pembebanan balok lift mengacu pada brosur.

3.7.4 Perencanaan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban ekuivalen yang berbentuk trapezium pada arah yang lebihpanjang dan segitiga pada arah yang lebihpendek. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat).

1. Perencanaan Dimensi Balok Anak

Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

A. Perencanaan Tinggi Balok Anak

Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lentutan Tidak Dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lentutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell / 20$	$\ell / 24$	$\ell / 28$	$\ell / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell / 16$	$\ell / 18,5$	$\ell / 21$	$\ell / 8$

CATATAN:
 Panjang bentang dalam mm.
 Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:
 (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
 (b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

SNI 2847: 2013 Tabel 9.5 (a)

B. Perencanaan Lebar Balok Anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.20)$$

2. Penulangan Balok Anak

Cara perhitungan penulangan balok anak sama dengan penulangan balok induk.

3.8 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727:2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2 antara lain:

3.8.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1)

3.8.2 Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013 Pasal 4.1)

3.8.3 Beban Gempa

Menurut SNI 1726:2012, terdapat 2 metode analisa gempa dinamik, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history). Pada Tugas Akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Berikut merupakan tahapan perhitungan analisa respon spectrum untuk mendapatkan nilai gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat.

1. Menentukan Kelas Situs

SNI 1726:2012 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2).

Tabel 3. 3 Klasifikasi Kelas Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Sumber : SNI 1726:2012

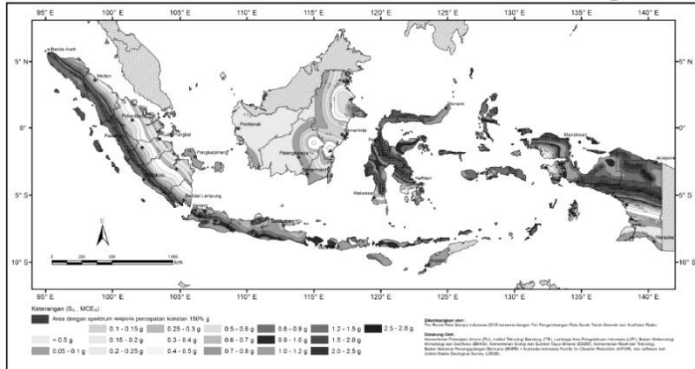
2. Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Sesuai Tabel 1 SNI 1726-2012, untuk berbagai resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2 SNI 1726-2012. Faktor keutamaan gempa bergantung pada kategori resiko bangunan mengikuti **Tabel 3.7** dan **Tabel 3.8**.

Menurut tabel, gedung yang akan di rencanakan ini termasuk ke dalam kategori IV sehingga faktor keutamaan gempa gedung sebesar 1,5.

3. Menentukan Nilai S_s dan S_1

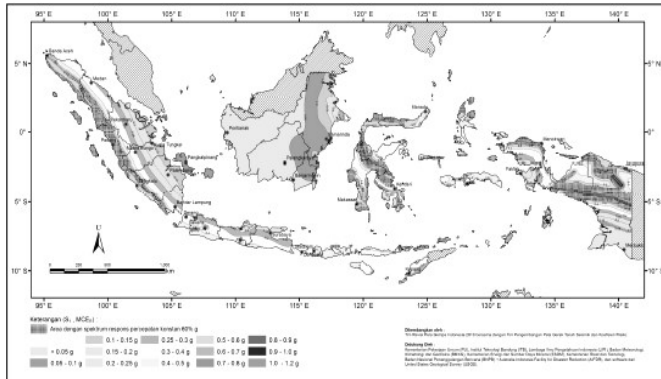
S_s adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2012). Nilai S_s diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada **Gambar 3.3**.



Gambar 3. 3 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)

Sumber : SNI 1726-2012 Gambar 9

S_1 adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (SNI 1726:2012). Nilai S_1 diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada **Gambar 3.4**.



Gambar 3. 4 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)

Sumber : SNI 1726-2012 Gambar 9

4. Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (F_v). Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) bergantung pada nilai situs terdahulu dan nilai S_s , sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (F_v) bergantung pada kelas situs terdahulu dan nilai S_1 . Nilai F_a dan F_v ditentukan oleh **Tabel 3.4** dan **Tabel 3.5**.

Tabel 3. 4 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

(SNI 1726:2012 Tabel 4)

Tabel 3. 5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ($MCER$) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, S_s				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 1$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Catatan :

1. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier.
2. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.

5. Menentukan S_{MS} dan S_{M1}

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (3.21)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.22)$$

6. Menghitung Nilai S_{D1} dan S_{DS}

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan berikut : (SNI 1726:2012 pasal 6.3)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.23)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.24)$$

7. Menentukan Kategori Desain Seismik (K_{DS})

Dari nilai S_{DS} , S_{D1} dan kategori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua K_{DS} tersebut. Nilai tersebut didapatkan harus dari nilai dalam **Tabel 3.6** dan **Tabel 3.7**:

Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726:2012, Tabel 6

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{DI}

Nilai S_{DI}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber : (SNI 1726:2012, Tabel 7)

8. Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Struktur

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan sambungan menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksitektur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokan sebagai berikut :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB); Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI beton pasal 1-20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B.
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, Pasal 21.5 hingga 21.8, serta Pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini

memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D,E atau F.

Sistem struktur yang dipilih harus sesuai dengan batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur sesuai dengan SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2.

9. Menghitung Koefisien Respon Seismik

Koefisien respon seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.25)$$

dimana :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai C_s yang dihitung \leq dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.26)$$

dan $C_s \geq$ dari :

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

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.28)$$

dimana :

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada
periode 1,0 detik

T = periode fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

10. Menghitung Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu:

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkir terbuka, serta beban, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);
- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m^2 ;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen; Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya.

11. Menghitung Distribusi Gaya Vertikal

Gaya gempa lateral (F_x), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.29)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.30)$$

dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i dan w_x = Bagian berat seismik efektif total struktur pada tingkatiatau x (kN)

- h_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai tingkat atas atau x , dalam meter (m)
 K = eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini: struktur dengan perioda 0,5 atau kurang, $k=1$ struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, $k=2$ struktur dengan perioda 0,5 -2,5
 $k=2$, atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

3.8.4 Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 sehingga:

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

$$U = 1,0 D + 1,0 L$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

dimana:

U = beban ultimate

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

3.9 Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan program bantu untuk mendapatkan reaksi-reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur. Model harus memenuhi beberapa kriteria dibawah agar gaya gempa yang terjadi pada model dapat digunakan untuk perhitungan perencanaan.

3.9.1 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh analisa dari program bantu ,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 ebagai berikut:

1. Kontrol Partisipasi Massa (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1)

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

2. Kontrol Periode Fundamental Struktur (SNI 1726:2012 pasal 7.8.2)

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 14 dan periodan fundamental pendekatan, T_a , yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Sebagai alternative pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, T , diijinkan ssecara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.31)$$

dimana:

h_n = ketinggian struktur (m)

C_t = koefisien yang ditentukan dari **Tabel 3.9**

x = koefisien yang ditentukan dari **Tabel 3.9**

Tabel 3. 8 Koefisien C_u

Parameter percepatanrespons spectral desain pada 1 detik, SDI	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,15$	1,7

Tabel 3. 9 Koefisien C_t dan x

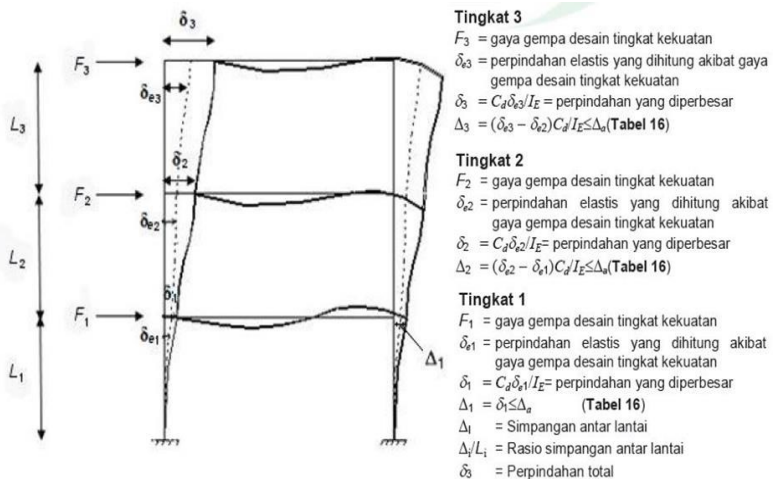
Tipe Struktur	C_t	x
Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
RangkaBetonPemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
SemuaSistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

3. Kontrol Skala Gaya Dinamis (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1)

Bila Perioda fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 V/V_t$.

4. Kontrol Drift / Defleksi Bangunan (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6)

Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertika dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai

Tabel 3. 10 Simpang Ijin Struktur

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpan anatar lantai	0,025 h	0,02 h	0,015 h
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

Sumber : SNI 1726:2012, Tabel 16

3.10 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program bantu 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 peraturan. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisibility) dan beban ultimate. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Apabila tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.10.1 Perencanaan Tulangan Balok

Perencanaan tulangan balok terbagi atas tulangan lentur dan tulangan geser, dan tulangan torsi bila diperlukan.

A. Perencanaan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.

B. Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2013. Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.32)$$

dimana :

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75
(SNI2847:2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.33)$$

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_wd \quad (3.34)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.35)$$

dimana :

V_u = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

C. Kontrol Torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3.36)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.37)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2 A_0 A_t f_y}{s} \cot \theta \quad (3.38)$$

dimana :

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuatmomentorsi

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = Kuatmomen torsi nominal tulangan geser

A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasanalirang geser mm^2

3.10.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

3.11 Perhitungan Struktur Utama Prategang

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

3.11.1 Perhitungan Menggunakan SNI 2847:2013

A. Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan esentrisitas yang digunakan, terdefiniskan pada persamaan di bawah. (Nawy, 2001)

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.39)$$

B. Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2013 Pasal 18.5.1.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut :

- Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)
 $0,94f_{py}$ atau $< 0,8f_{pu}$ (3.40)
 dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon prategang dan perangkat angkur.
- Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang:
 $0,70 f_{pu}$ (3.41)

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin pada saat pemberian gaya prategang (sebelum kehilangan):
 $0.60 f_{ci}$ (Tegangan tekan serat terluar) (3.42)
 $0.5\sqrt{f_{ci}}$ (Tegangan tarik serat terluar) (3.43)

dimana:

f'_{ci} = kuat tekan beton saat jacking

- Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang :

$$0.45f'_c \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar})$$

$$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas U})$$

$$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas T})$$

$$ft > \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas C})$$

Setelah memilih tendon baja prategang, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

C. Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

1) Kehilangan segera (Kehilangan langsung)

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

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut :

$$\Delta = \frac{\text{Srata-rata}}{\Delta a} \times 100\% \quad (3.44)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (3.45)$$

dimana:

Δ = kehilangan gaya prategang (%)

Δa = deformasi pada angkur

σ = tegangan pada beton

E_s = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

Sr_{rata}^2 = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (3.46)$$

dimana:

Kes = 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)

- Kehilangan akibat gesekan (*WobleEffect*) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$P_s = P_X \cdot e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.47)$$

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha - KL}) \times 100\% \quad (3.48)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.49)$$

dimana:

P_s = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

- P_x = Gaya awal prategang di tengah bentang
 K = Koefisien *WobleEffect*, sesuai **Tabel 3.11**
 L = Panjang bersih balok
 α = Sudut kelengkungan
 μ = Koefisien gesekan
 f = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

Tabel 3. 11 Koefisien i (μ) dan Woble Effect (K)

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 dan Burns, 1996

- 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.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.50)$$

dimana:

- M_B dan M_A = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja
 h = tinggi kolom

- 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 prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah :

- Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.c)
Perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai untuk *bounded tendon*, sebagai berikut :

$$CR = K_{cr} \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \cdot [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.51)$$

dimana :

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

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

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal prategang.

- Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 Pasal 20.6.1.d)
Untuk komponen pascatarik dihitung dengan rumus :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad (3.52)$$

dimana :

$\frac{V}{S}$ = $\frac{V}{S}$ 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.

$K_{sh} = 1$ (metode pratarik), lihat **Tabel 3.12**
(metode pasca tarik)

RH = Kelembaban relatif udara sekitar

Tabel 3. 12 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

K_{SH}	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

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES) \times C \quad (3.53)$$

dimana:

K_{re} = Koefisien Relaksasi baja

J = Koefisien Relaksasi

SH = Kehilangan prategang akibat susut

CR = Kehilangan prategang akibat rangkai

ES = Kehilangan prategang akibat pempendekan elastis

C = Koefisien batang stress relieved

Tabel 3. 13 Nilai Kre dan J

Tipe Tendon	K _{re} (psi)	J
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270	20.000	0,15
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 250	18.500	0,14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0,13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0,04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 250	4630	0,037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0,035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6000	0,05

(Lin dan Burns, 1996)

Tabel 3. 14 Nilai C

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

(Lin dan Burns, 1996)

D. Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.

1) Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (f_{ps}) 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

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right) \quad (3.54)$$

dengan syarat :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3.55)$$

dimana:

M_n = Momen nominal

M_u = Momen ultimate ($1.2M_D + 1.6M_L$)

A_{ps} = luasan tendon prategang

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

d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton

b = lebar penampang beton

f'_c = mutu beton

ϕ = angka reduksi (0.9)

2) Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

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

$$1.2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.56)$$

dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

M_u = momen ultimate balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

Φ = Faktor reduksi

3) Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, 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:

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.57)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.58)$$

$$M_2 = F_r \times W_b \quad (3.59)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} \quad (3.60)$$

dimana:

M_{cr} = Momen Crack

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = daerah kern diatas sumbu netral beton

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

W_b = momen resisten bawah (I/Y_b)

4) 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).

$$\sigma_{ct,b} = -\frac{F}{A} \mp \frac{F \cdot e}{Wt,b} \pm \frac{M_{DL}}{Wt,b} \pm \frac{M_{LL}}{Wt,b} \leq \sigma_{ijin\ ct,b} \quad (3.61)$$

dimana :

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

F = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

A = Luas penampang

Wt, b = Modulus elastis penampang

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

M_{DL} = Momen akibat berat sendiri

M_{LL} = Momen akibat beban hidup

$\sigma_{ijin\ ct,b}$ = Tegangan ijin sesuai ketentuan pada SNI.

5) 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.

Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.62)$$

dimana:

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + 4.8 \frac{V_u \cdot dp}{M_u} \right) \times b_w \times d \quad (3.63)$$

serta V_c harus memenuhi persyaratan berikut :

$$0,17\lambda\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \leq V_c \leq 0,42\lambda\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.64)$$

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci , dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.31 dan 11.3.3.2 dengan V_c harus terkecil dari V_{ci} dan V_{ew}

$$V_{ci} = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot dp + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cro}}{M_{max}} \right) \quad (3.65)$$

dimana $dp \geq 0.8h$ dan

$$V_{ci} \geq 0,17\lambda\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (3.66)$$

dengan ,

$$M_{cro} = \frac{1}{y_t} (0,05\lambda\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d) \quad (3.67)$$

Dan nilai-nilai M_{max} dan V_i harus dihitung dari kombinasi beban yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau.

V_{cw} harus dihitung dengan:

$$V_{cw} = (0,29\lambda\sqrt{f'c} + 0,3f_{pc})bw \cdot dp + V_p \quad (3.68)$$

Dimana:

- V_c = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton
- V_u = Kuat geser ultimate dari kombinasi beban yang ada
- V_{ci} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser
- V_{cw} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang
- V_d = Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor
- V_i = Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan M_{max}
- V_p = Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang
- I = Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor yang bekerja

y_t	=	Garis netral
bw	=	Lebar badan / garis tengah penampang
D	=	Jarak dari serat tekan terluar ketitik berat tulangan tarik
M_{cro}	=	Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar
M_{max}	=	Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar
f_d	=	Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar
f_{pc}	=	Tegangan tekan pada beton setelah kehilangan pada titik berat penampang yang menahan beban luar atau pertemuan antara badan dan flens jika titik berat terletak dalam flens
f_{pe}	=	Tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif saja setelah memperhitungkan kehilangan pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik terjadi akibat beban luar

E. Kontrol Lentutan

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

1) Lentutan akibat tekanan tendon

Perhitungan lentutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.69)$$

Dengan nilai P_o sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} \quad (3.70)$$

dimana:

- P_o = Gaya Prategang (N)
 f = Fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.s)
 l = panjang efektif (mm)
 E_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)

$$\Delta l_{me} = \frac{P_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (3.71)$$

dimana:

- P_o = Gaya Prategang (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) Lentutan akibat beban sendiri

Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lentutan yang terjadi berupa lentutan ke bawah

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.72)$$

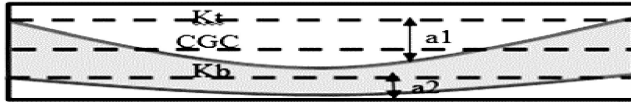
dimana:

- q_o = 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 (mm^4)

F. 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



Gambar 3. 6 Daerah Limit Kabel

tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{F} \quad (3.73)$$

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{F_0} \quad (3.74)$$

3.11.2 Menggunakan EN 1992-1-1:2004

A. Gaya Prategang

gaya prategang awal memberi gaya tarik yang tinggi ke dalam komponen beton. Pada umumnya, Gaya prategang pada tendon dan baja ditarik menggunakan *jacks* hidrolik. Untuk penarikan boleh dilakukan sebelum atau sesudah beton dicor pada umur yang cukup. Persamaan dari EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.2 Untuk perhitungan gaya prategang tidak boleh melebihi dari gaya maksimum berikut:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{pmax} \quad (3.75)$$

P_{max} = gaya maksimum untuk tendontendon

A_p = area perpotongan dari tendon

σ_{pmax} = tegangan maksimum pada tendon

Untuk perhitungan gaya prategang awal yang diberikan (setelah terkena faktor kehilangan gaya

prategang) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$P_{m,t} = P_{max} - \Delta P_c - \Delta P_u(x) - \Delta P_{s1} - \Delta P_t(t) \quad (3.76)$$

ΔP_c = Gaya awal aktif setelah diberi gaya prategang di tendon

$\Delta P_u(x)$ = kehilangan gaya karena gesekan

ΔP_{s1} = kehilangan gaya karena pengangkuran

$\Delta P_t(t)$ = kehilangan gaya karena *shrinkage* dan waktu relaksasi.

B. Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada EN 1992-1-1:2004.

1) Tegangan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari nilai berikut pasal 3.3.6(7) :

Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*) $< 0.9 f_{p0.1k}$ (3.77)

$f_{p0.1k} = 0.1\%$ dari tegangan karakteristik baja

2) Tegangan ijin pada beton menurut pasal 5.10.2.2 nilai-nilai ketahanan untuk pasca tarik minimal adalah beton C25/30 dan maksimal adalah C50/60 seperti tabel.

Tabel 3. 15 Kelas kekuatan tarik untuk beton (N/mm²)

Strength Class of Concrete	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk} 0.05$	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk} 0.95$	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

atau bisa dengan rumus:

$$< 0.6 f_{ck}$$

f_{ck} = karakteristik kuat tegang (3.78)

C. Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang diakibatkan karena beberapa faktor sebagai berikut:

- 1) Kehilangan akibat rangkai (EN 1992-1-1:2004 pasal 3.1.4 (1)) didapat berdasarkan tekanan dan tipe *jacking*. Selain itu sistem pengangkutan juga pengaruh.
- 2) Kehilangan akibat perpendekan elastis (EN 1992-1-1:2004 pasal 4.2.3.5.6 .p6). Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$\Delta P_c = \sigma_{p,o} A_p \quad (3.79)$$

dimana:

ΔP_c = kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis lendutan

$\sigma_{p,o}$ = modular ratio ($E_p/E_{cm,o}$)

- 3) Kehilangan akibat gesekan (*Woble* Effect) (EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.5.2). Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$\Delta P_u(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu\theta - Kx}) \quad (3.80)$$

dimana:

$\Delta P_u(x)$ = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

P_{max} = Gaya awal prategang di tengah bentang

μ = Koefisien *friction*, sesuai **Tabel 3.16**

θ = Sudut tendon

K = Sudut simpangan deviasi berdasarkan AS3600-2009[9]

x = jarak panjang tendon dari titik tinjauan.

Tabel 3. 16 Koefisien Friksi (μ)

	Internal tendons ^a	External unbonded tendons			
		Steel duct/ non-lubricated	HDPE duct/ non-lubricated	Steel duct/ lubricated	HDPE duct/ lubricated
Cold-drawn wire	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
Strand	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
Deformed bar	0.65	—	—	—	—
Smooth round bar	0.33	—	—	—	—

HDPE, high-density polyethylene.

^a For tendons that fill about half the duct.

4) Kehilangan akibat pengankuran

Untuk pascatarik, selip terjadi ketika gaya prategang telah tertransfer. Hal ini menyebabkan pertambahan kehilangan gaya prategang, Berikut merupakan perhitungan untuk kehilangan gaya prategang akibat pengankuran (EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.5.3)

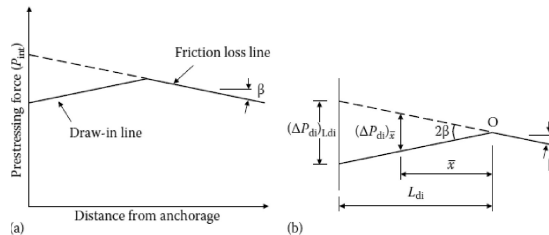
$$\Delta P_{s1} = 2\beta L_{di} \quad (3.81)$$

Dimana:

ΔP_{s1} = Kehilangan akibat pengankuran

β = Penurunan garis kehilangan gesek (Gambar 3.7)

L_{di} = Panjang penurunan pada gambar (Gambar 3.7)



Gambar 3. 7 Variasi gaya prategang yang berdekatan sepanjang pengankuran (a) Gaya prategang dan jarak pengankuran (b) kehilangan gaya sekitar pengankuran

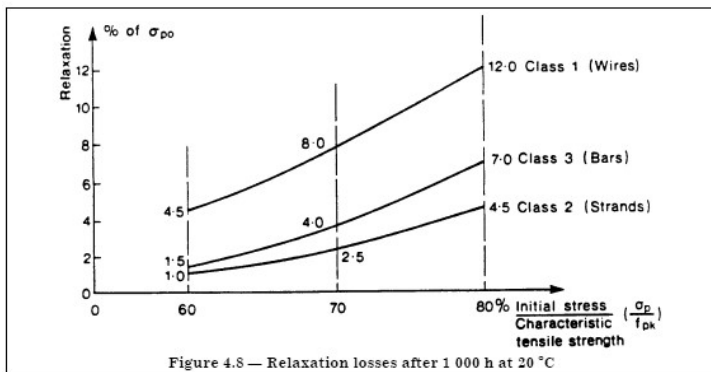
5) Kehilangan akibat relaxasi

Kehilangan prategang akibat relaxasi terjadi di antara waktu pratarik dan transfer gaya ke dalam beton, dapat dikalkulasi berdasarkan **Tabel 3.17** dan diagram gambar 3.8

Tabel 3. 17 Hubungan antara kehilangan relaxasi dan waktu sampai 1000 jam

Relaxation losses as percentages of losses after 1 000 hours	15	25	35	55	65	85	100
--	----	----	----	----	----	----	-----

Sumber : EN 1992-1-1:2004 pasal 3.3.2



Gambar 3. 8 kehilangan akibat relaxasi setelah 1000 jam

6) Kehilangan akibat lendutan

kehilangan prategang akibat lendutan dapat dilihat pada pasal 5.10.5.1 (2) sebagai berikut:

$$\Delta P_{ei} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.82)$$

$\Delta \sigma_c(t)$ = tegangan ditangan tendon

A_p = area perpotongan dari tendon

D. Kontrol Kuat Beton Prategang

Menurut EN 1992-1-1:2004, kontrol retak dapat dilakukan dua cara yaitu berdasarkan area penulangan

minimum (pasal 7.1) dan *limiting crack widths* (pasal 7.3.3 dan 7.3.4).

1) Area penulangan minimum

$$A_{s,min} \sigma_s = k_o k f_{ot,eff} A_{ot} \quad (3.83)$$

dimana:

σ_{sr} = tegangan tarik pada penulangan

k_o = faktor distribusi tegangan, 1.0 untuk tarik total

k = koefisien ijin untuk ketidak seragaman keseimbangan tegangan

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton
1.0 untuk $h=300\text{mm}$
0.65 untuk $h=800\text{mm}$

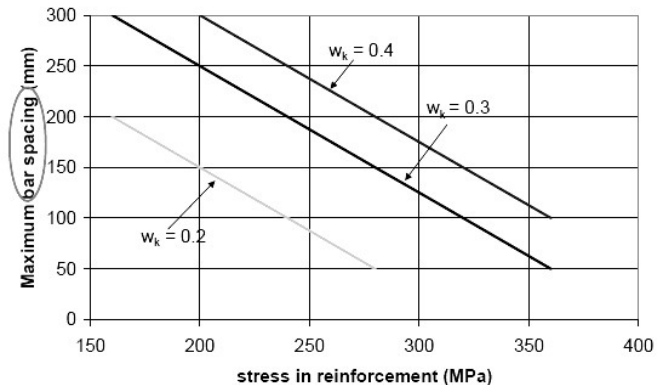
A_{ot} = area zona tarik beton

Dengan maksimum diameter tulangan dengan **Tabel 3.18** dan maksimum jarak spasi **Tabel 3.19** berdasarkan w_{max} yang telah ditentukan.

Tabel 3. 18 Grafik Spasi Maksimum

Steel stress (σ_s) MPa	$w_{max} = 0.4 \text{ mm}$		$w_{ma} = 0.3 \text{ mm}$	
	Maximum bar size (mm)	Maximum bar spacing (mm)	Maximum bar size (mm)	Maximum bar spacing (mm)
160	40	300	32	300
200	32	OR 300	25	OR 250
240	20	250	16	200
280	16	200	12	150
320	12	150	10	100
360	10	100	8	50

Tabel 3. 19 Diameter Maksimum Tulangan
Crack Control



2) *Limiting crack widths*

$$W_k = S_{r,max} \varepsilon_{cr} \quad (3.85)$$

dengan:

ε_{cr} = tegangan antara crack

$$S_{r,max} = 3.4c + 0.425(k_1 k_2 \phi / \rho_{\rho,eff}) \quad (3.86)$$

dimana:

$S_{r,max}$ = jarak spasi minimum crack

k_1 = 0.8

k_2 = 1.0 untuk tarik, 0.5 untuk pembengkokan

ϕ = diameter tulangan (mm)

$\rho_{\rho,eff}$ = $A_s / A_{c,eff}$

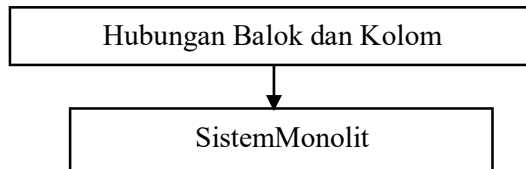
E. Pengangkur

Dalam memasang angkur pada balok prategang dengan metode paska tarik menurut EN 1992-1-1:2004 pasal 3.4.1 berguna untuk menyalurkan gaya tendon ke beton di daerah zona angkur. Selain itu penyambung

(*couplers*) juga berfungsi untuk menyambungkan panjang tendon berkelanjutan.

3.12 Sistem Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok prategang 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).



Gambar 3. 9 Bagan Hubungan Balok Kolom

3.12.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit

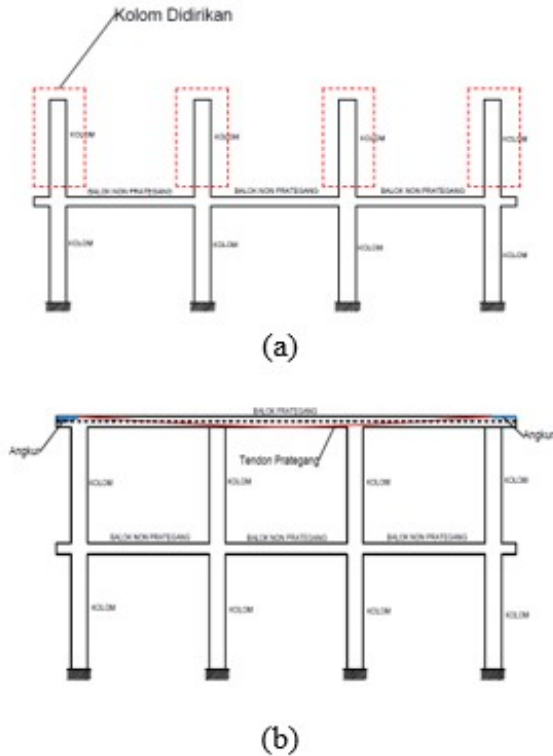
Balok prategang dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode *post-tension*. Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.

Bekisting beton prategang dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakkan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya. Kemudian karena

pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b.effektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

Setelah itu, tendon dimasukkan kedalam pipa selongsong yang sudah disiapkan. Tendon tersebut kemudian ditarik (*jacking*) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian *jacking* harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.

Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon. Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.



Gambar 3. 10 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit(b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit

3.13 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Pondasi yang direncanakan menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan Standard Penetration Test

(SPT). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur bawah adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari dan menganalisa daya dukung tanah
3. Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti pada persamaan di bawah ini.

$$2,5 D \leq S \leq 5D \quad (3.87)$$

Dimana:

D= diameter tiang pancang (m)

S = jarak antar tiang pancang (m)

4. Menganalisa daya dukung tiang pancang

Analisa daya dukung tiang pancang dibedakan menjadi dua, yaitu daya dukung satu tiang pancang dan daya dukung tiang pancang kelompok.

- Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.88)$$

dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p).

$$Q_p = q_p \cdot A_p = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p \quad (3.89)$$

dimana :

\bar{N}_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B= diameter pondasi)

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi
 $12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$, untuk lempung (clay)
 $20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$, untuk lempung berlanau (silty clay)

$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$, untuk pasir berlanau (silty sand)

$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$, untuk pasir (sand)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.90)$$

dimana :

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

\bar{N}_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek *friction*

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Koefisien α dan β adalah merupakan berturut-turut base coefficient dan shaft coefficient menurut Decourt et all (1996) yang nilaiseperti pada **Tabel 3.20** dan **Tabel 3.21**dibawah ini:

Tabel 3. 20 Base Coefficient α

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

(Decourt,et all, 1996)

Tabel 3. 21 Shaft Coefficient β

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.00	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.00	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.00	1.5	3.0

(Decourt,et all, 1996)

- Daya Dukung Tiang Pancang Grup

Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (3.91)$$

dimana :

N = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

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

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

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu :

- a. Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 \times \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.92)$$

dimana :

ϕ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group n =
jumlahkolomtiangdalam group

Ce = 0,9 – 1,0 (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

b. Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \times (m \times (n-1) + (m-1)) + \sqrt{2(m-1)(n-1)} \quad (3.93)$$

dimana:

B = Lebar grup tiang

L = Panjang grup tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

c. Di sisi lain Terzaghi telah memberikan perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

$$Q_G = \beta^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \beta \cdot C_u \cdot D \quad (3.94)$$

$$B = (n-1) \cdot S + d \quad (3.95)$$

dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak antar as tiang (*spacing*)

Cu = Undrained cohesion

N = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi Ce adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang-tiang pendek, Ce = 1,5 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 4d)

- Untuk tiang-tiang panjang, $C_e = 2$ (untuk $S = 2d$) hingga 1 (untuk $S = 6d$)
Pasir Padat :
 - $C_e = 0,7$ (untuk $S = 3d$) hingga 1 (untuk $S \geq 8d$)
5. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang pancang dalam kelompok menggunakan persamaan di bawah ini.

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y_i^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)} \quad (3.96)$$

- P_i = Gaya aksial satu tiang pancang (ton)
 ΣV_o = Jumlah beban vertical (ton)
 n = Jumlah tiang pancang
 M_x = Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu x
 M_y = Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu y
 X_i = Jarak dari sumbu tiang ketitik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
 Y_i = Jarak dari sumbu tiang ketitik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
 X_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)
 Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

6. Merencanakan pile cap

Dalam perancangan pile cap meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

- Kontrol Tebal Minimum Pile Cap
Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi.
- Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.97)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.98)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.99)$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$= 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

α_s = 20 untuk kolom sudut,

α_s = 30 untuk kolom tepi,

α_s = 40 untuk kolom interior

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

- Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

7. Merencanakan Sloof Pondasi (*Tie Beam*)

Struktur sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

3.14 Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai tandar yang ada.

“Halaman yang dikosongkan”

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 Umum

Preliminary desain 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 baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2 Data Perencanaan

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

- Tipe Bangunan : Apartement
- Lokasi : Surabaya
- Ketinggian Lantai
 - Lantai 1-2 : 4 m
 - Lantai 3-16 : 3.5 m
 - Lantai 16-17 : 4 m
- Mutu Beton (f_c) :
 - Balok induk : 40 MPa
 - Balok anak : 40 MPa
 - Pelat Lantai : 40 MPa
 - Kolom : 40 MPa
 - Balok Prategang : 45 Mpa
 - Pelat Atap : 45 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Data Tanah : Terlampir
- Data Gambar : Terlampir

4.1.3 Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:1989)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m³
 - Adukan finishing : 0,21 kN/m³
 - Tegel : 0,24 kN/m²
 - Dinding bataringan : 4,9 kN/m³
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Pumbing + ducting : 0,30 kN/m²
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 0,96 kN/m²
 - Lantai Ballroom : 4,79 kN/m²
 - Lantai Hotel : 1,92 kN/m²
 - Pelat Tangga : 4,79 kN/m²

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012

4.1.4 Perencanaan Balok

a. Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. (tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satuarah bila lendutan tidak dihitung).

Persamaan 3.19: (untuk f_y selain 420 MPa)

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Persamaan 3.20:

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

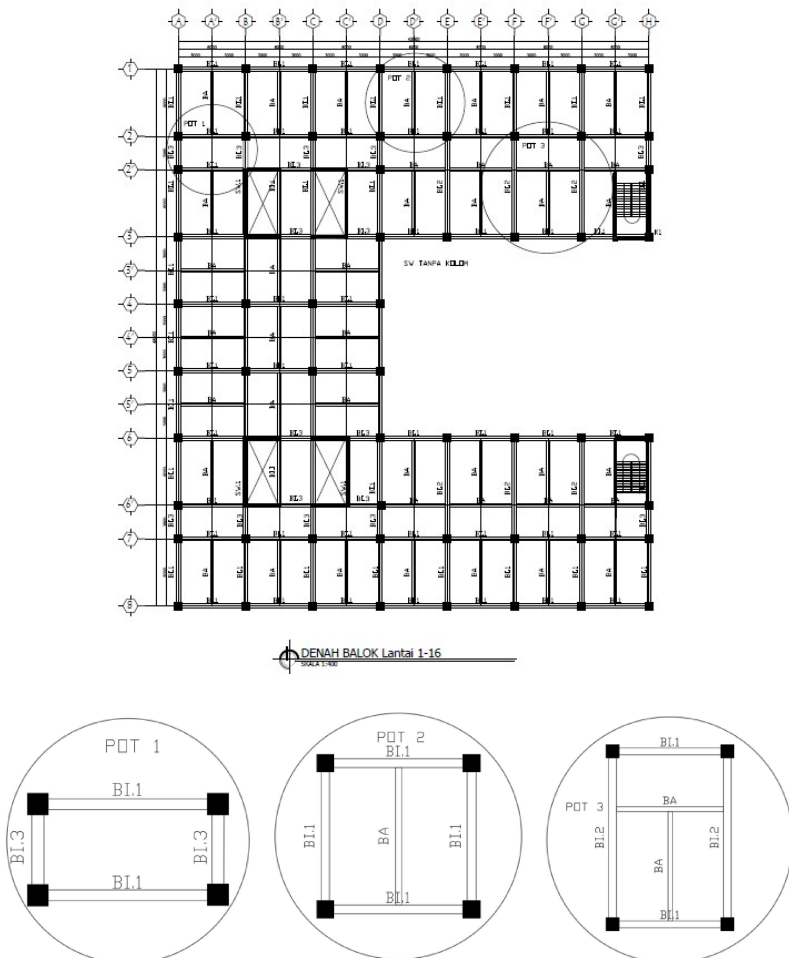
dimana:

l = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang dan melintang yaitu pada gambar 4.1.



Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
				h (mm)	b (mm)
BI.1	6000	364	243	600	400
BI.2	9000	546	364	750	550
BI.3	3000	182	121	550	350

b. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{21} \times \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang sama diperoleh sebagai berikut.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Nama Balok	Bentang (mm)	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
				h (mm)	b (mm)
BA	6000	278	185	400	300

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.2, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah 30/40

c. Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{1}{20}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Pratekan

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BP1	24000	Memanjang	1166	777	1350	800

Karena dimensi diatas terlalu boros, sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 45/125 untuk balok arah memanjang dan balok melintang.

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagidalam dua jenis yaitu :

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

diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

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

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

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

$$h1 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 120 mm}$$

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

$$h2 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

F_y = Tegangan leleh baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

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

Harga α_m didapat dari:

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

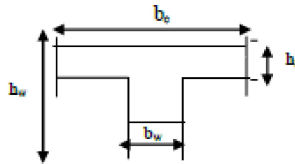
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

$$I_{pelat} = L_y \times hf^3/12$$

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

Balok tengah:



Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif

Nilai $b_{e1} = \frac{1}{4} \times L$

$b_{e2} = b_w + 8t$

$b_{e3} = b_w + \frac{1}{2} S$

Dari ketiga nilai b_e tersebut diambil yang terkecil.

a. **Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai**

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- Mutu beton
 - Pelat lantai : 40 Mpa
 - Pelat atap : 45 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm

plat lantai pada perencanaan akan dibuat tipikal dengan tipe 300 x 600 cm.

b. Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan tipe 300 x 600 cm:

Direncanakan $hf = 12$ mm

$$L_n = 600 - (40+30) / 2$$

$$L_n = 565 \text{ cm}$$

$$S_n = 360 - (30+35) / 2$$

$$S_n = 265 \text{ cm}$$

$$\beta = L_n / S_n = 565/265 = 2.1 < 2 \text{ (Pelat 1 arah)}$$

- Balok BI.1

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$

$$be = 40 + 2 \times (60 - 12)$$

$$be = 139 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 40 + 8 \times 12$$

$$be = 136$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 565$$

$$be = 141.25 \text{ cm}$$

$$be = 136 \text{ cm (menentukan)}$$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{131}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{131}{60} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{131}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1.64$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.72 \times 40 \times 60^3$	$I_{pelat} = 600 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 1182170 \text{ cm}^4$	$I_{pelat} = 86400 \text{ cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1182170}{86400} = 13.568$$

- Balok Anak BA

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 30 + 2 \times (40 - 12)$
 $be = 86 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 30 + 8 \times 12$
 $be = 126 \text{ cm}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 567.5$
 $be = 141.875 \text{ m}$
 $be = 86 \text{ cm (menentukan)}$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{40}\right) + 4\left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{82}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,58$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,58 \times 30 \times 40^3$	$I_{pelat} = 600 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 252495 \text{cm}^4$	$I_{pelat} = 86400 \text{cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{252495}{86400} = 2,92$$

- Balok BI.1

Dengan perhitungan yang sama didapatkan $\alpha_m = 13,56$

- Balok B2A

Dengan perhitungan yang sama didapatkan $\alpha_m = 2,923$

Jadi α_m rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{13,56 + 2,92 + 20,46 + 5,29}{4} = 10,58 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{L_n(0,8 + f_y/1400)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{382,5(0,8 + 400/1400)}{36 + 9(12.1)} \\
 &= 11.18 \text{ cm} < 12 \text{ cm (OK)}
 \end{aligned}$$

Preliminary desain pelat lantai memenuhi persyaratan sehingga dipakai tebal pelat lantai 12 cm.

4.1.6 Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada pelat SA 600 x 300 m setengah masing-masing luasan pelat yang diatasnya.

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantai sebagai perencanaan pembebanan kolom.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat (12cm) = 120 mm
- Tinggi lantai 1-2 = 4,0 m
- Tinggi tiap lantai 3-17 = 3,5 m
- Dimensi Balok Induk (BI.1) = 40/60 cm
- Dimensi Balok Induk (BI.2) = 55/75 cm
- Dimensi Balok Induk (BI.3) = 30/40 cm
- Dimensi Balok Anak (BA.1) = 30/40 cm

Berdasarkan SNI 1727:2013 pembebanan seperti berikut ini :

A. Beban Lantai 17-16

- Beban Mati

Kolom 1						
Beban Mati Lantai 17 - 16						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7.5	6	0.12	2400	1	12960
Balok Induk						
- BI.1 Memanjang	6	0.4	0.6	2400	1	3456
- BI.2 Melintang	4.5	0.55	0.75	2400	1	4455
- BI.1 Melintang	3	0.4	0.6	2400	1	1728
- BI 3 Melintang	3	0.35	0.55	2400	1	
Balok Anak	7.5	0.3	0.4	2400	1	2160
Plafond	7.5	6	-	11	1	495
Penggantung	7.5	6	-	7	1	315
Plumbing	7.5	6	-	25	1	1125
Spesi (2 cm)	7.5	6	0.2	11	1	99
Dinding	7.5	6	0.15	700	1	4725
Sanitasi	7.5	6	-	20	1	900
TOTAL BEBAN MATI (DL)						32418

- Beban Hidup

Beban Hidup Lantai 17- 16						
Beban Lantai	7.5	6		192	1	8640
Berat Total (LL)						8640
Koefisien Reduksi 30%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						6048

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 48578 kg. Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 40 Mpa = $40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom :

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{48578}{0,3 \times 392} = 413.07 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{412.07} = 20.3 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 40 x 40 cm

Berat Kolom = $0,4 \times 0,4 \times 3,5 \times 2400 \times 1 = 1344 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 17 - 16= 49922.4kg

B. Beban Lantai 15-12

- Beban Mati

Kolom2						
Beban Mati Lantai 15 - 12						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7.5	6	0.12	2400	3	38880
Balok Induk						
- BI.1 Memanjang	6	0.4	0.6	2400	3	10368
- BI.2 Melintang	4.5	0.55	0.75	2400	3	13365
- BI.1 Melintang	3	0.4	0.6	2400	3	5184
-BI 3 Melintang	3	0.35	0.55	2400	3	
Balok Anak	7.5	0.3	0.4	2400	3	6480
Plafond	7.5	6	-	11	3	1485
Penggantung	7.5	6	-	7	3	945
Plumbing	7.5	6	-	25	3	3375
Spesi (2 cm)	7.5	6	0.2	11	3	297
Dinding	7.5	6	0.15	700	3	14175
Sanitasi	7.5	6	-	20	3	2700
Tegel	7.5	6	-	22	3	2970
TOTAL BEBAN MATI (DL)						100224

- Beban Hidup

Beban Hidup Lantai 15-12						
Beban Lantai	7.5	6	-	192	3	25920
Berat Total (LL)						25920
Koefisien Reduksi 20%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						18144

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 149299.2 kg

Beban berfaktor + total beban (17-16) = 199221.6 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 40 Mpa = $40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom 2033.949

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{199221.6}{0,3 \times 392} = 1270.5 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{1270.449} = 35.2 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 50 x 50 cm

Berat Kolom = $0,5 \times 0,5 \times 3,5 \times 2400 \times 3 = 6300 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 16 – 13 = $199221.6 + 6300 = 205521.6 \text{ kg}$

C. Beban Lantai 11-7

- Beban Mati

Kolom 3						
Beban Mati Lantai 11 - 7						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7.5	6	0.12	2400	4	51840
Balok Induk						
- BI.1 Memanjang	6	0.4	0.6	2400	4	13824
- BI.2 Melintang	4.5	0.55	0.75	2400	4	17820
- BI.1 Melintang	3	0.4	0.6	2400	4	6912
- BI 3 Melintang	3	0.35	0.55	2400	4	5544
Balok Anak	7.5	0.3	0.4	2400	4	8640
Plafond	7.5	6	-	11	4	1980
Penggantung	7.5	6	-	7	4	1260
Plumbing	7.5	6	-	25	4	4500
Spesi (2 cm)	7.5	6	0.2	11	4	396
Dinding	7.5	6	0.15	700	4	18900
Sanitasi	7.5	6	-	20	4	3600
Tegel	7.5	6	-	22	4	3960
TOTAL BEBAN MATI (DL)						139176

- Beban Hidup

Beban Hidup 11 - 7						
Beban Lantai	7.5	6	-	192	4	34560
Berat Total (LL)						34560
Koefisien Reduksi 20%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						24192

Beban berfaktor $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 205718.4 \text{ kg}$

Beban berfaktor + Beban Lantai 16-12 = 411240 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 40 Mpa = $40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom 4289.847

$$A = \frac{W}{\phi f' c} = \frac{411240}{0,4 \times 392} = 2622.7 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{2622.7} = 51.21 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 70 x 70 cm

Berat Kolom = $0,6 \times 0,6 \times 3,5 \times 2400 \times 4 = 16464 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 17-7 = 427704 kg

D. Beban Lantai 6-1
- Beban Mati

Kolom 4						
Beban Mati Lantai 6 - 1						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7.5	6	0.12	2400	5	64800
Balok Induk						
- BI.1 Memanjang	6	0.4	0.6	2400	5	17280
- BI.2 Melintang	3	0.55	0.75	2400	5	14850
- BI.1 Melintang	4.5	0.4	0.6	2400	5	12960
-BI 3 Melintang	3	0.35	0.55	2400	5	6930
Balok Anak	7.5	0.3	0.4	2400	5	10800
Plafond	7.5	6	-	11	5	2475
Penggantung	7.5	6	-	7	5	1575
Plumbing	7.5	6	-	25	5	5625
Spesi (2 cm)	7.5	6	0.2	11	5	495
Dinding	7.5	6	0.15	700	4	18900
Sanitasi	7.5	6	-	20	5	4500
Tegel	7.5	6	-	22	5	4950
TOTAL BEBAN MATI (DL)						166140

- Beban Hidup

Beban Hidup 6 - 1						
Beban Lantai	7.5	6	-	192	5	43200
Berat Total (LL)						43200
Koefisien Reduksi 20%						0.7
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						30240

Beban berfaktor $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 247752 \text{ kg}$

Beban berfaktor + Beban Lantai 17-7 = 675456 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 40 Mpa = $40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom 5659.24

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{675456}{0,4 \times 392} = 3829.16 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{3829.16} = 61.2 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 80 x 80 cm

Berat Kolom = $0,8 \times 0,7 \times 4 \times 2400 \times 5 = 30720 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 17-1 = 706176 kg

4.1.7 Perencanaan Tebal Dinding Geser

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm. Dalam tugas akhir ini tebal dinding geser direncanakan sebagai berikut :

Tebal dinding geser = 50 cm

Panjang bentang dinding = 600 cm

Tinggi dinding Lt.1-2 = 400 cm

Tinggi dinding Lt.3-16 = 350 cm

Tinggi dinding Lt.16-17 = 400 cm

$T \geq H/25 = 400/25 = 16 \text{ cm}$

$T \geq H/25 = 350/25 = 14 \text{ cm}$

$T \geq L/25 = 600/25 = 24 \text{ cm}$

Dengan demikian tebal dinding geser 50 cm memenuhi

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Umum

Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok lift dan balok anak. Pada subbab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

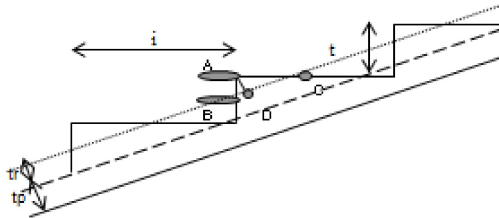
4.2.2 Perencanaan Tangga

a. Data Perencanaan Tangga

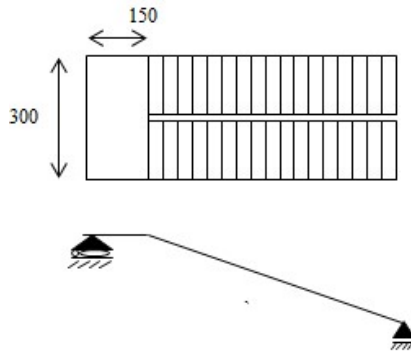
- Tinggi lantai : 400 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 15 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga : 14 cm
- Tebal pelat bordes : 14 cm
- Elevasi bordes : 200 cm
- Panjang bordes : 300 cm
- Lebar bordes : 150 cm
- Lebar tangga : 140 cm
- Panjang horizontal tangga : 390 cm
- Kemiringan tangga : $\text{arc tan} \left(\frac{200}{390} \right) = 27.51^\circ$
- Panjang total : 540 cm

Cek Syarat

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 27.51^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata
 $\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{30}{2} x \sin 27.51 = 6.92 \text{ cm}$



Gambar 4.3 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga



Gambar 4. 4 Ilustrasi Tampak Atas Tangga

- Tebal Pelat rata-rata
 $T_r = 14 + 6.92 = 20.92 \text{ cm} \approx 21 \text{ cm}$

b. Pembebanan Tangga dan Bordes

1) Pembebanan Tangga

• Beban Mati

Pelat tangga+injakan	: $\frac{0.21 \times 2400}{\cos 27.51}$	= 405.89 kg/m ²
Tegel (t=1)	: 24 x 1	= 24 kg/m ²
Spesi (t=2)	: 21 x 2	= 42 kg/m ²
Sandaran/railing	:	30 kg/m ²
qd	:	$\frac{501.89 \text{ kg/m}^2}{}$

• Beban hidup

ql : 192 kg/m²

• Kombinasi

q : 1,2 x qd + 1,6 x ql
 q : (1,2 x 501.89 + 1,6 x 192)
 = 909.47 kg/m²

2) Pembebanan Bordes

• Beban Mati

Pelat tangga	: 2400 x 0,14	= 336 kg/m ²
Tegel (t=1)	: 24 x 1	= 24 kg/m ²
Spesi (t=2)	: 21 x 2	= 42 kg/m ²
qd	:	<hr/> 402 kg/m ²

• Beban Hidup

$$q_l : 192 \text{ kg/m}^2$$

• Kombinasi

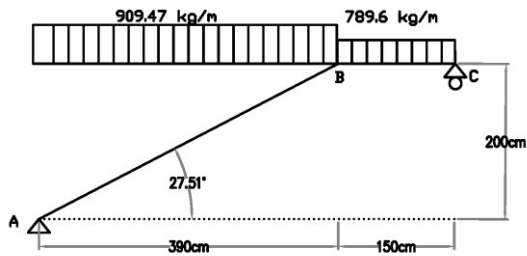
$$q = 1,2 q_d + 1,6 q_l$$

$$q = (1,2 \times 402 + 1,6 \times 192)$$

$$= 789,6 \text{ kg/m}$$

c. Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permissalansendirol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada.



Gambar 4. 5 Permodelan Struktur Tangga

d. Perhitungan Reaksi pada Tangga**1) Perhitungan Reaksi pada Tangga**

$$q_1 = 909.47 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 789.6 \text{ kg/m}$$

- $\Sigma H = 0 \rightarrow H_A = 0$

- $\Sigma M_a = 0$

$$R_c (5,4) - q_2 (1,5) (4,65) - q_1 (3,9) (1,95) = 0$$

$$R_c = \frac{\{(789.6 \times 1.5 \times 4.56) + (909.47 \times 3.9 \times 1.95)\}}{5.4}$$

$$R_c = 2280.9 \text{ kg}$$

- $\Sigma V = 0$

$$R_a - q_1 (3) - q_2 (1.5) + R_c = 0$$

$$R_a = \frac{\{(789.6 \times 1.5) + (909.47 \times 3.9) - 2280.9\}}{1}$$

$$R_a = 2450.43 \text{ kg}$$

2) Perhitungan Gaya dalam pada Tangga Gaya Dalam

- **C-B**

$$\text{Bidang N} \rightarrow N_{cb} = 0$$

$$\text{Bidang D} \rightarrow D_c = R_c = 2280.9 \text{ kg}$$

$$D_{b\text{kanan}} = R_c - q_2 (1,5) \\ = 1095.6 \text{ kg}$$

$$\text{Bidang M} \rightarrow M_c = 0$$

$$M_{\text{max}} \rightarrow D_{x1} = 0$$

$$M_{\text{max}} = M_{b\text{kanan}} = R_c (1,5) - 0,5 q_2 (1,5)^2$$

$$M_{b\text{kanan}} = 2533.05 \text{ kgm}$$

- **B-A**

$$\text{Bidang N} \rightarrow N_a = - R_a \sin \alpha + H_a \cos \alpha \\ = - 2450.43 \sin 27,51^\circ + 0 \\ = - 1131.86 \text{ kg}$$

$$\rightarrow N_b = N_a + (q_1 \sin \alpha \cdot L_{A-B}) \\ = -1131.86 + (909.47 \sin 27,51^\circ (3,9)) \\ = 506.48 \text{ kg}$$

$$\text{Bidang D} \rightarrow D_a = R_a \cos \alpha - H_a \sin \alpha \\ = -12450.43 \cos 27,51^\circ - 0$$

$$\begin{aligned}
 &= -2173.36 \text{ kg} \\
 \rightarrow D_{b_{\text{kiri}}} &= D_a - (q_{U1} \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\
 &= -2173.36 + (909.47 \cos 27,51^\circ)(3.9) \\
 &= 972.52 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Bidang M \rightarrow $M_a = 0$

$$M_{b_{\text{kiri}}} = 2533.05 \text{ kgm}$$

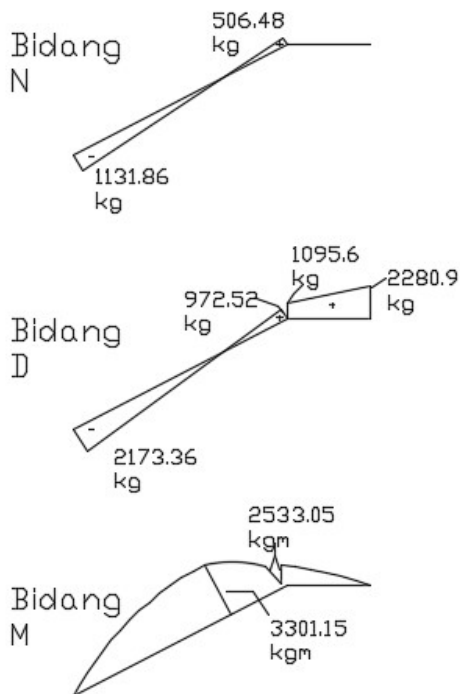
$$M_{\text{max}} \rightarrow D_x = 0$$

$$R_a - q \cdot X_1 = 0$$

$$X_1 = \frac{2450.43}{909.47} = 2.69 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= R_a \cdot x - 0,5 \cdot q_{U1} \cdot x^2 \\
 &= \{2450.43 \cdot (2.69)\} - 0.5 \cdot (909.47)(2.69)^2 \\
 &= 3301.15 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas.



Gambar 4. 6 Bidang (N), (D), dan (M)

e. Perhitungan Tulangan Tangga

1) Anak Tangga :

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- f_c' : 40 Mpa
- f_y : 400 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- dx : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$
: $140 - 20 - (16/2)$
: 112 mm

$$\begin{aligned}
 - \rho_{\min} & : \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} \\
 & : 0,0035 \text{ (dipakai)} \\
 - \rho_{\min} & : \frac{0,25 \times \sqrt{fc'}}{fy} \\
 & : \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \\
 & : 0,00395 \\
 - \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(fc' - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 - \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 & : 0,0389 \\
 - \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b \\
 & : 0,75 \times 0,0389 \\
 & : 0,0292 \\
 - m & : \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 Mu & = 3301.15 \text{ kgm} \\
 Rn & = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3301.15 \times 10^4}{0.75 \times 1000 \times 112^2} = 3.5 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho & = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 & = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 3.5}{400}} \right) \\
 & = 0,00925 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\max}, \text{ dipakai}) \\
 \text{As Perlu} & = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\
 & = 0,00925 \times 1000 \times 112 \\
 & = 1036.4 \text{ mm}^2 \\
 \text{As (D16)} & = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= 201,06 \text{ mm}^2 \\
 &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}} \\
 &= \frac{1036.4 \text{ mm}^2}{201.06 \text{ mm}^2} \\
 &= 5.25 \text{ buah} \\
 &\approx 6 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{6} = 166.67 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-100 mm

$$\begin{aligned}
 \text{AS}_{\text{pakai}} &= n_{\text{tulangan}} \times \text{As (D 16)} \\
 &= 6 \times 201,06 \\
 &= 1206.36 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{AS}_{\text{tul. bagi}} &= 20 \% \times \text{AS}_{\text{pakai}} \\
 &= 20\% \times 1206.36 \\
 &= 241.27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tul. bagi}} &= \frac{\text{AS}_{\text{tul. bagi}}}{\text{As (D10)}} \\
 &= \frac{241.27 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi D 10 – 100 mm

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{40} \times 1500 \times 112 = 180629.3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 180629.3 \text{ N} \\
 &= 54188.78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 22809 \text{ N} \\
 &= 22809 \text{ N} < 54188.78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser.

➤ **Penulangan Susut**

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 112 \\
 &= 224 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ (D 10)}} \\
 &= \frac{224 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \\
 &= 3 \\
 S &= \frac{1000}{3} \\
 &= 333.3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut D10-200 mm

2) Bordes

➤ Data Perencanaan Penulangan Pelat Bordes

$$\begin{aligned}
 - f_c' &: 40 \text{ Mpa} \\
 - f_y &: 400 \text{ Mpa} \\
 - \text{Tulangan (D)} &: \text{D 16} \\
 - dx &: t_{\text{bordres}} - \text{cover} - (D/2) \\
 &: 140 - 20 - (16/2) = 112 \text{ mm} \\
 - \rho_{\min} &: \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\
 &: 0,0035 \\
 - \rho_{\min} &: \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\
 &: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \\
 &: 0,00395 \text{ (dipakai)} \\
 - \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 &: 0,764 \\
 - \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &: \frac{0,85 \times 0,764 \times f'_{40}}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right) \\
 &: 0,0389 \\
 - \rho_{\max} &: 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,0292 \\
 - m &: \frac{f_y}{0,85 \times f'_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 2533.05 \text{ kgm} \\
 \text{Rn} &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2533.05 \times 10^4}{0,75 \times 1000 \times 112^2} = 2.69 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 2.69}{400}} \right) \\
 &= 0,007 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai}) \\
 \text{As}_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.007 \times 1000 \times 112 \\
 &= 784 \text{ mm}^2 \\
 \text{As (D16)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2 \\
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As (D16)}} \\
 &= \frac{784 \text{ mm}^2}{201.06 \text{ mm}^2} \\
 &= 3.89 \approx 4 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-200 mm

$$\begin{aligned}
 \text{As}_{\text{pakai}} &= n_{\text{tulangan}} \times \text{As (D 16)} \\
 &= 4 \times 201,06 \\
 &= 804.24 \text{ mm}^2 \\
 \text{As}_{\text{tul. bagi}} &= 20 \% \times \text{As}_{\text{pakai}} \\
 &= 20\% \times 804.24 \\
 &= 160.85 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ (D10)} &= \frac{1}{4} \pi \pi x 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ tul.bagi} &= \frac{A_s \text{ tul.bagi}}{A_s \text{ (D10)}} \\
 &= \frac{160.85 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 3 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{3} \\
 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi D 10 –200 mm

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{40} \times 1500 \times 112 = 180629.29 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0.5 \times 0.6 \times 180629.29 \text{ N} \\
 &= 54188.78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 22809 \text{ N}$$

$$22809 \text{ N} < 54188.78 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 112 \\
 &= 224 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ (D 10)} &= \frac{1}{4} \pi \pi x D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi \pi x 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ (D 10)}} \\
 &= \frac{224 \text{ mm}^2}{78.57 \text{ mm}^2} \\
 &= 3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1000}{3} \\
 &= 333.3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan susut D10-200 mm

3) Perhitungan Balok Bordes

➤ Perencanaan Dimensi Balok Bordes

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18.75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

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

Dipakai dimensi balok bordes 20/30 cm

➤ Pembebanan Balok Bordes

- Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat Bordes} = 2400 \times 1,5 \times 0,15 = 540 \text{ kg/m}$$

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

$$q_{DT} = 540 + 144 = 684 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup (LL)

$$q_{LT} = 479 \times 3 = 1437 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi

$$q_u = 1,2(DL) + 1,6(LL)$$

$$q_u = 1,2(684) + 1,6(1437) = 3120 \text{ kg/m}$$

➤ Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes

- f_c' : 40 Mpa

- f_y : 400 Mpa

- Tulangan (D) : D 13

- d_x : $h_{\text{balok}} - \text{cover} - (D/2)$
 $= 300 - 20 - (13/2) = 273,5 \text{ mm}$

- ρ_{\min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
 $= 0,0035$

- ρ_{\min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$
 $= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$
 $= 0,00395 \text{ (dipakai)}$

- β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$

$$\begin{aligned}
 & : 0,764 \\
 - \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c \left(\frac{600}{600+f_y} \right)}{f_y} \\
 & : \frac{0,85 \times 0,764 \times 40 \left(\frac{600}{600+400} \right)}{400} \\
 & : 0,0389 \\
 - \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,0292 \\
 - \rho_{\max} & : 0,025 \text{ (dipakai)} \\
 - m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Lentur Balok Bordes

• Tulangan Negatif Tumpuan

$$Mu = \frac{1}{16} \times q \times L^2 = \frac{1}{16} \times 3120 \times 3^2 = 1755 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1755 \times 10000}{0,75 \times 200 \times 273,5^2} = 1,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho & = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 & = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,56}{400}} \right) \\
 & = 0,004 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\max}, \text{ dipakai})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} & = \rho \times b \times d \\
 & = 0,0042 \times 200 \times 265,5 \\
 & = 219,05 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ (D13)} & = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 & = 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ tulangan} & = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s \text{ (D13)}} \\
 & = \frac{237,5 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 & = 1,65 \\
 & \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan lentur di tumpuan 2D13

- Tulangan Positif Lapangan

$$M_U = \frac{1}{11} x q x L^2 = \frac{1}{16} x 3120 x 3^2 = 2552.7 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{2552.7 x 10000}{0.75 x 200 x 265,5^2} = 2,27 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 11,764 x 2.27}{400}} \right)$$

$$= 0,0058 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})$$

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

$$= 0,0066 x 200 x 273.5$$

$$= 322.28 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ (D13)} = \frac{1}{4} x \pi x D^2$$

$$= \frac{1}{4} x \pi x 13^2$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s \text{ (D16)}}$$

$$= \frac{322.28 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2}$$

$$= 2,42 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur di lapangan 3D13

➤ **Penulangan Geser**

$$V_c = 0,17 x \sqrt{f'c'} x b w x d$$

$$V_c = 0,17 x \sqrt{40} x 200 x 273.5 = 58812 \text{ N}$$

$$0.5 \phi . V_c = 0.5 x 0.6 x 58812 \text{ N}$$

$$= 17644 \text{ N}$$

$$V_u = q_u x L/2$$

$$= 3120 x 3/2$$

$$= 4680 \text{ kg}$$

$$= 46800 \text{ N}$$

$$0,5 \phi . V_c < V_u < V_c \text{ (diperlukan tulangan minimum)}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{46800}{0.9} = 52000 \text{ N}$$

$$A_s D8 = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$A_s D8 = \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times A_s D8$$

$$A_v = 2 \times 50,27 = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ maks} = \frac{A_v \times f_y \times d_x}{V_s}$$

$$S \text{ maks} = \frac{100,53 \times 400 \times 273.5}{52000} = 211.5 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser D8-200 mm

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga

Tulangan Pelat Tangga		Tulangan Pelat Bordes		Balok Nordes	
Lentur	Ø16 – 100	Lentur	Ø16 – 200	Tumpuan	2D13
Pembagi	Ø10 – 100	Pembagi	Ø10 – 200	Lapangan	3D13
Susut	Ø10 – 200	Susut	Ø10 – 200	Geser	D8-200
Geser	Tidak Perlu	Geser	Tidak perlu		

4.2.3 Perhitungan Pelat

Pelat diperhitungkan sebagai pelat cor in situ dengan tipe pelat 1 arah tipikal.

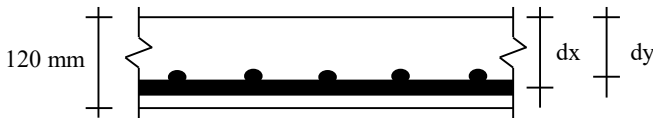
a. Perhitungan Tulangan Pelat

Digunakan 1 tipe pelat lantai dalam perhitungan penulangan pelat. Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat 3 x 6 m²
- Tebal pelat 120 mm
- ln = 5650 mm (perhitungan sebelumnya)
- Tebal selimut beton 40 mm

- Diameter tulangan rencana 13 mm, $(A_s) = 132,73 \text{ mm}^2$
 $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times (f'_c - 28)/7$
 (karena f'_c diatas 28 MPa, SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{40 - 28}{7} = 0,764$$



$$dx = h - d - 0,5 \times \emptyset_{rencana}$$

$$dx = 120 - 40 - 0,5 \times 13 = 73,5 \text{ mm}$$

$$dy = h - d - \emptyset_{rencana} - \emptyset_{bawah}$$

$$dy = 120 - 40 - 13 - 13 = 73,5 \text{ mm}$$

L_x , L_y dan α_m diambil dari perhitungan preliminary pelat

$$L_x = 267,5 \text{ cm}$$

$$L_y = 565 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{565}{267,5} = 2,2 > 2 \rightarrow \text{pelat 1 arah}$$

$$\alpha_m = 25,7 \rightarrow \text{terjepit penuh}$$

Cek kecukupan tebal pelat terhadap momen

Dari perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan $qL < qD$, maka metode koefisien momen SNI dapat digunakan

Perletakan interior tengah (momen negatif)

$$M_u = \frac{Qu \times Ln \times Ln}{11}$$

Lapangan interior tengah (momen Positif)

$$M_u = \frac{Qu \times Ln \times Ln}{16}$$

$$\text{Jadi momen maksimum } M_u = \frac{Qu \times Ln \times Ln}{11} = 22.51 \text{ kNm/m}$$

Kebutuhan tinggi efektif penampang untuk tinjauan lentur dapat dihitung sebagai berikut:

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi \{f'c \times \omega (1 - 0,59\omega)\}}$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c}$$

$$\text{Ambil } \rho < 0,01 \text{ maka } \omega = 0,01 \frac{400}{40} = 0,1$$

$$d^2 = \frac{2251000}{1000 \times 0,9 \{40 \times 0,1 (1 - 0,59 \times 0,1)\}}$$

$$d = 110 \text{ mm}$$

(OK) ketebalan pelat mencukupi dari tinjauan momen

Cek ketebalan pelat terhadap gaya geser

$$Vu = 33.69 \text{ kN/m}$$

$$\phi Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bd$$

$$\phi Vc = 0,75 \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 73.5 = 58.1 \text{ kN}$$

$$\phi Vc > Vu$$

(OK) tebal pelat mencukupi

Desain tulangan utama

$$\begin{aligned} \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\ &: 0,69 \\ \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &: 0,0352 \\ R_{max} &: 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \cdot f'c} \right) \\ &: 10,4 \\ b &: 1000 \text{ mm} \\ M_n &: \frac{22,51}{0,9} = 25,01 \text{ kNm} \\ R_n &: \frac{M_u}{b d^2} = 1,3 < R_{max} \text{ (OK)} \\ \rho_{min} &: 0,0025 \\ \rho &: 0,85 \frac{f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ m &: 0,0033 \\ A_s &: \rho \cdot b \cdot d \\ &: 294 \text{ mm}^2 \\ S \text{ (jarak tulangan)} &: \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &: 451 \text{ mm} \\ S_{max} &: 280 \text{ mm} \\ S_{pakai} &: 100 \text{ mm} \\ \text{Luas tulangan terpakai} &: \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &: 1327 \text{ mm}^2 \\ \text{Digunakan tulangan} & \mathbf{D13-100} \end{aligned}$$

Desain tulangan susut

SNI Beton pasal 7.12.1 mensyaratkan dipasangnya tulangan susut pada arah tegak lurus bentang pelat

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0018 bh \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 120 = 252 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Gunakan D10 $\rightarrow n = 252/78,5 = 2.75$ per m

Pasang **D10-200**

4.2.4 Perhitungan Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1.

a. Data perencanaan:

$$\begin{aligned} L &= 6000 \text{ mm} \\ \mu_{\text{tumpuan}} &= -25,93 \text{ KN.m} \\ \mu_{\text{lapangan}} &= 43,924 \text{ KN.m} \\ V_u &= 33,69 \text{ KN} \\ F'_c &= 40 \text{ Mpa} \\ F_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{Tul. lentur (D)} &= 19 \text{ mm} \\ \text{As tulangan} &= 283,53 \text{ mm}^2 \\ \text{Tul. sengkang (D)} &= 13 \text{ mm} \\ \text{As tulangan} &= 132,73 \text{ mm}^2 \\ B &= 300 \text{ mm} \\ H &= 400 \text{ mm} \\ \text{Decking} &= 40 \text{ mm} \\ d &= h - (\text{decking} + \varnothing_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \varnothing_{\text{lentur}}) \\ &= 340.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$\varnothing = 0.9$ untuk asumsi kondisi *tension controlled section*;
0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'_c - 28)}{7}$$

- $$= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7}$$
- $$= 0.764$$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c \left(\frac{600}{600+f_y} \right)}{f_y} = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40 \left(\frac{600}{600+400} \right)}{400} = 0.039$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.039 = 0.0292$
- $\rho_{\max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$
- $R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{25,93 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 340.5^2} = 0,828 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,828}{400}} \right) = 0,002$
- Maka dipakai $\rho = 0,00395$ ($\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$)
- As perlu $= \rho \cdot b \cdot d = 0,00395 \times 300 \times 340.5 = 403,23 \text{ mm}^2$
- $$= \frac{403,23}{283,53} = 1,6 \approx 2 \text{ buah}$$
- Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1} = 160 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
- Dipakai 2D19 ($A_s = 567 \text{ mm}^2$)
- c. Perhitungan tulangan positif tumpuan
- As.min $= \frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 567 = 283,5 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}}$

$$= \frac{283,5}{283,5} = 1 \approx 2 \text{ buah}$$

➤ Dipakai 2D19

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

$$\begin{aligned} \text{➤ } \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(F'c-28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7} \\ &= 0.764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right) \\ &= 0.039 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.039 = 0.0292$$

$$\text{➤ } \rho_{\max} = 0.025 \text{ (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

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

$$\text{➤ } m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,764$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43,924 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 340.5^2} = 4.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 4.2}{400}} \right) \\ &= 0,0112 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0,0112$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)

$$\begin{aligned} \text{➤ } \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0112 \times 300 \times 340.5 = 1144.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{114.08}{283,53} = 4.09 \approx 5 \text{ buah}$$

- Jarak tulangan (s) $= \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$
 $= 79\text{mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
- Dipakai 5D19 ($A_s = 850,6 \text{ mm}^2$)

e. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- $A_{s.\text{min}} = \frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 850,6 = 425,3 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}}$
 $= \frac{425,3}{283,53} = 1,5 \approx 2 \text{ buah}$
- Dipakai 2D19

f. Perhitungan tulangan geser

- $V_u = 33.69 \text{ KN} = 33690 \text{ N}$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= 1055.94 \text{ kN}$
- $V_{s\text{min}} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= 213.454 \text{ N}$
- $V_u \leq 0.5.\emptyset.V_c$ (Tidak perlu penguatan geser)
 $33690 \text{ N} \geq 40.023 \text{ N (Tidak OK)}$
- $0.5.\emptyset.V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)
 $40.023 \text{ N} \leq 51250 \text{ N} \leq 80045 \text{ N (OK)}$
- $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s\text{min}})$ (Perlu tulangan geser; $S_{\text{min}} = d/2$)
 $791.955 \text{ N} \leq 33690 \text{ N} \leq 26329.455 \text{ N (Tidak OK)}$
- $\emptyset (V_c + V_s) \leq V_u \leq \emptyset (\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d)$ (Perlu tulangan geser; $S_{\text{min}} = d/4$)
 $240135 \text{ N} \leq 51250 \text{ N} \leq 240135 \text{ N (Tidak OK)}$
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan
 $S_{\text{min}} = d/2 = 168 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
- $A_v = n \times A_s \text{ D13; Dipasang 2D13}$
 $= 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$
- $S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_{s \text{ min}}}$

$$= \frac{265,571 \times 400 \times 340.5}{340.5} = 106,75 \text{ mm} > S_{\min} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\text{paka } i} = 150 \text{ mm}$$

➤ Dipakai 2D13-150 mm

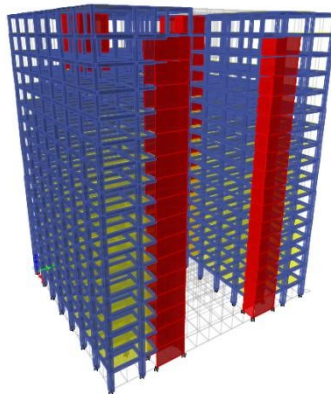
4.3 Pembebanan Dan Analisa Struktur

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 beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013, PPIUG 1983 dan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu pemodelan struktur. Struktur pemodelan gedung memiliki total 17 Lantai dengan tinggi total gedung $\pm 60.5\text{m}$. Pemodelan gedung berlokasi di Surabaya.



Gambar 4. 7 Gambar Permodelan Struktur Pada ETABS

4.3.3 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan Gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang dipehitungkan berupa

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 KN/m^3
 - Berat sendiri betonprategang : 25 KN/m^3
 - Adukan finishing : $0,21 \text{ KN/m}^3$
 - Tegel : $0,24 \text{ KN/m}^3$
 - Dinding setengah bata : $0,25 \text{ KN/m}^3$
 - Plafond : $0,11 \text{ KN/m}^3$
 - Penggantung : $0,07 \text{ KN/m}^3$
 - Plumbing +ducting : $0,25 \text{ KN/m}$
- Beban Hidup (SNI 1727 : 2013)
 - Lantai Atap : $0,92 \text{ KN/m}^3$
 - Lantai Apartemen : $1,92 \text{ KN/m}^3$
 - Lantai Parkir : $1,92 \text{ KN/m}^3$

Dari analisa yang telah dilakukan berikut adalah rekap pembebanan Gravitasi pada gedung Apartemen Bale Hinggil :

Tabel 4. 5 Rekap Pembebanan Gravitasi

Rekap Pembebanan		
LANTAI	BEBAN MATI	BEBAN HIDUP
17-16	1,136,872	1,259,900
15- 12	3,853,954	864,576
11-7	5,654,701	1,152,768
'6-1	7,429,576	1,440,960
Shear Wall	5,126,400	-
TOTAL	23,201,502	4,718,204

Didapatkan total beban mati sebesar 23,201,502 kg dan beban hidup sebesar 4,718,204 kg atau beban total (1D +1L) adalah **27,919,706kg**.

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS haruslah mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 4. 6 Pembebanan Gravitasi pada ETABS

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
1D + 1L	0	0	28,198,100

Jadi total beban gravitasi pada ETABS (1D+1L) sebesar **28,198,100kg**.

Sehingga didapatkan sebagai berikut

$$W_{\text{total}} \text{ ETABS} = 27,919,706\text{kg}$$

$$W_{\text{total}} \text{ Manual} = 28,198,100\text{kg}$$

$$\text{Selisih perhitungan manual dengan SAP} = 1,24\%$$

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah **benar**.

4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dalam permodelan di dalam ETABS permodelan gempa dinamis arah X dan arah Y ditambahkan factor eksentrisitas akibat bangunan tidak simetris sebesar 5%.

a. Faktor Keutamaan gempa

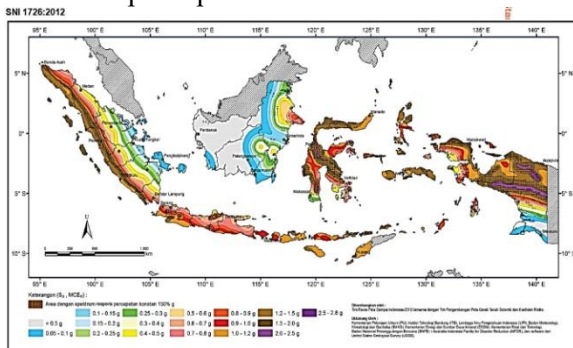
Faktor keutamaan gempa seperti yang telah di bahas pada Subbab 2.9.1 ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (I) **1,0**.

b. Kelas Situs

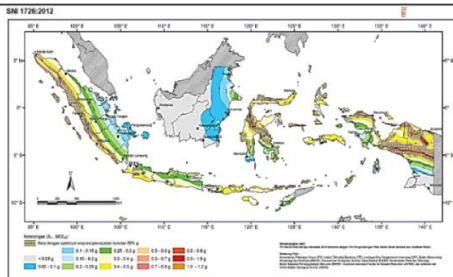
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Apartemen Bale Hinggil didapatkan nilai N (tes N_{spt}) sampai kedalaman 20 meter lebih kecil dari 15 jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs **SE** (Tanah Lunak).

c. Parameter Respon Spectral

(a)



(b)



Gambar 4. 8 Peta untuk menentukan (a) periode pendek 0.2 detik (S_s) (b) periode 1 detik (S_{1-})

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari gambar 5.2 a untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0.663$ g.

S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCE_R) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar 5.2 b untuk wilayah Jakarta $S_1 = 0,247$ g

d. Parameter Percepatan Spectral Desain

Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) adalah sebagai berikut

$$S_{MS} = F_a S_s = 1,374 \times 0,663 = 0,911$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 3,021 \times 0,247 = 0,744$$

Sehingga

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,911 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,744 = 0,496$$

Untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 0,663g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,247g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Surabaya memiliki S_{DS} sebesar **0,607** dan S_{D1} sebesar **0,496**.

e. Kategori Desain Seismik

Seperti yang telah di bahas pada subab 2.3.6, kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6 dan tabel 2.7 untuk S_{DS} sebesar 0,607 dan S_{D1} sebesar 0,496 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

f. Respon Spektrum Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

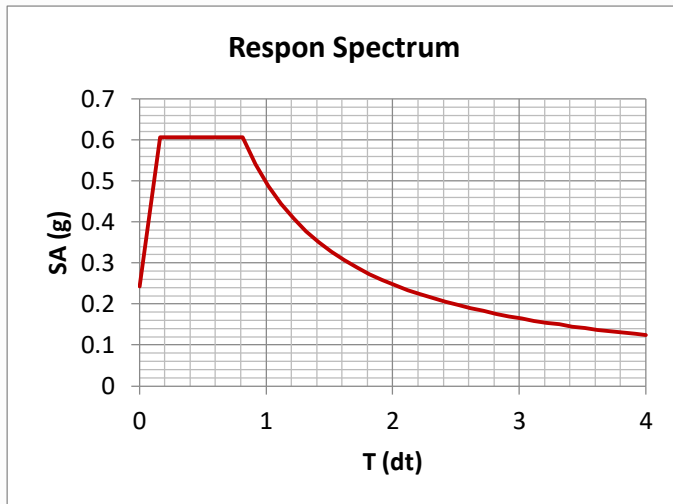
Dimana :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,185 dt ; T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,923 dt$$

Sehingga didapatkan respon spektrum desain sebagai berikut :

Tabel 4. 7 Respon Spektrum Desain

T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)
0,000	0,243	1,817	0,273	3,017	0,164
0,163	0,607	1,917	0,259	3,117	0,159
0,817	0,607	2,017	0,246	3,217	0,154
0,9 7	0,541	2,117	0,234	3,317	0,15
1,017	0,488	2,217	0,224	3,417	0,145
1,117	0,444	2,317	0,214	3,517	0,141
1,217	0,408	2,417	0,205	3,617	0,137
1,317	0,377	2,517	0,197	3,717	0,133
1,417	0,35	2,617	0,19	3,817	0,13
1,517	0,327	2,717	0,183	3,917	0,127
1,617	0,307	2,817	0,176	4,000	0,124
1,717	0,289	2,917	0,17		

**Gambar 4. 9** Grafik Respon Spektrum Desain

4.3.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = C_u \times T_a$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur system rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 60,5m.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0,466 \times 60,5^{0,9}$$

$$T_a = 1,871 \text{ dt}$$

Dimana :

- T_a = periode fundamental pendekatan
 C_t = koefisien pendekatan
 h_n = ketinggian struktur

Tabel 4. 8 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung

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

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 1,8075 \text{ dt}$$

$$T = 2,619 \text{ dt}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u)

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 4. 9 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	2,175	0,46	2,8888	8,3451
Modal	2	1,851	0,54	3,3945	11,5227
Modal	3	1,69	0,592	3,7188	13,8297
Modal	4	0,708	1,413	8,8797	78,8487
Modal	5	0,555	1,801	11,3157	128,0445
Modal	6	0,481	2,078	13,0554	170,4445
Modal	7	0,384	2,604	16,3597	267,6403
Modal	8	0,283	3,538	22,2326	494,2902
Modal	9	0,269	3,719	23,365	545,922
Modal	10	0,258	3,872	24,3257	591,7374
Modal	11	0,255	3,915	24,5997	605,1442
Modal	12	0,244	4,091	25,7031	660,6505
Modal	13	0,237	4,218	26,5052	702,5247
Modal	14	0,235	4,255	26,7356	714,7905
Modal	15	0,222	4,509	28,3293	802,5474

Periode fundamental struktur terbesar yang didapat dari analisis ETABS = 2,175 dt maka:

$$T_{a \text{ manual}} < T_{a \text{ ETABS}} < C_u \times T_a$$

$$1,8075 \text{ dt} < 2,175 \text{ dt} < 2,619 \text{ dt} \dots \text{"OK"}$$

4.3.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuaidengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_0}\right)} ; S_{DS} = 0,607 ; I_0 = 1 ; R = 7$$

$$C_s = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0867$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_0}\right)} ; S_{D1} = 0,496 ; I_0 = 1 ; R = 7 ; T = 2,175 \text{ dt}$$

$$C_s = \frac{0,496}{2,175 \cdot \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,03258$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1$$

$$C_s = 0,0267$$

Maka nilai C_s diambil **0,0267**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 4. 10 Berat Efektif Struktur

Load Case/Combo	FZ
	kN
1D + 0,3L	230.435,51

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

$$C_s = 0,0267$$

$$W = 230.435,51 \text{ KN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,0267 \times 230.435,51 \text{ KN}$$

$$V = 6154,47 \text{ KN}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 4. 11 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Ex Max	4917,6453	0,003
Ey Max	0,0037	4861,4019

$$V = 6095,70 \text{ KN}$$

$$V_{xt} = 4917,65 \text{ KN}$$

$$V_{yt} = 4861,40 \text{ KN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$4917,65 \text{ KN} > 0,85 \times 6095,70 \text{ KN}$$

$$4917,65 \text{ KN} > 5181,34 \text{ KN} \dots \textbf{"NOT OK"}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$4861,40 \text{ KN} > 0,85 \times 6095,70 \text{ KN}$$

$$4861,40 \text{ KN} > 5181,34 \text{ KN} \dots \textbf{"NOT OK"}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikandengan faktor skala $0,85V/V_t$

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{5181,34}{4917,65} = 0,96$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{5181,34}{4861,40} = 0,95$$

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

Tabel 4. 12 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Di Berikan Faktor Skala

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Ex Max	5498,8608	0,8404
Ey Max	0,8387	5630,8899

$$V = 6154,47 \text{KN}$$

$$V_{xt} = 5498,86 \text{ KN}$$

$$V_{yt} = 5630,89 \text{ KN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$5498,86 \text{ KN} > 0,85 \times 6154,47 \text{ KN}$$

$$5498,86 \text{ KN} > 5231,30 \text{ KN} \dots \text{"OK"}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$5630,89 \text{ KN} > 0,85 \times 6154,47 \text{ KN}$$

$$5630,89 \text{ KN} > 5.231,30 \text{ KN} \dots \text{"OK"}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.7 Kontrol Dual System

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

Tabel 4. 13 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y

	SW	SRPM	total
x	73.75905 %	26.24095 %	100%
y	74.89588 %	25.10412 %	100%

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.

4.3.8 Kontrol Partisipasi Massa

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

Tabel 4. 14 Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec			
Modal	1	1.938	0.7347	6.84E-06	0
Modal	2	1.759	0.7352	0.12	0
Modal	3	1.658	0.7353	0.6914	0
Modal	4	0.605	0.864	0.6914	0
Modal	5	0.526	0.8641	0.696	0
Modal	6	0.46	0.8641	0.8518	0
Modal	7	0.333	0.8642	0.8518	0
Modal	8	0.31	0.9138	0.8518	0
Modal	9	0.273	0.9138	0.8519	0
Modal	10	0.261	0.9139	0.852	0
Modal	11	0.223	0.914	0.9045	0
Modal	12	0.197	0.937	0.9052	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 93% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.3.9 Kontrol Drift

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

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

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut :

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

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

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

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 4. 15 Batas Simpangan Gedung

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

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus (dual system) , drift dibatasi sebesar :

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.020.hsx \\ &= 0.020 \times 4000 = 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.020.hsx \\ &= 0.020 \times 3500 = 70 \text{ mm (Lantai 1 – 2)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 16 Gempa Arah X

Story	Load Case/ Combo	Direction	simpangan	Drift	Drift Perbesaran	Drift Izin	Cek
			mm				
Story17	Ex Max	X	194.1	7.6	41.8	70	OK
Story16	Ex Max	X	186.5	8.4	46.2	70	OK
Story15	Ex Max	X	178.1	9.3	51.15	70	OK
Story14	Ex Max	X	168.8	10.2	56.1	70	OK
Story13	Ex Max	X	158.6	11.1	61.05	70	OK
Story12	Ex Max	X	147.5	11.7	64.35	70	OK
Story11	Ex Max	X	135.8	12.6	69.3	70	OK
Story10	Ex Max	X	123.2	13.2	61.5	70	OK
Story9	Ex Max	X	110	13.9	64.3	70	OK
Story8	Ex Max	X	96.1	14.3	65	70	OK
Story7	Ex Max	X	81.8	14.2	63	70	OK
Story6	Ex Max	X	67.6	14.3	67.1	70	OK
Story5	Ex Max	X	53.3	13.8	66	70	OK
Story4	Ex Max	X	39.5	13	65	70	OK
Story3	Ex Max	X	26.5	11.6	63.8	70	OK
Story2	Ex Max	X	14.9	10.3	56.65	80	OK
Story1	Ex Max	X	4.6	4.6	25.3	80	OK

Tabel 4. 17 Gempa Arah Y

Story	Load Case/ Combo	Direc tion	simpangan	drift	drift perbe saran	Drift ijin	cek
			mm				
Story17	Ey Max	Y	181.4	9.6	52.8	70	OK
Story16	Ey Max	Y	171.8	10.6	58.3	70	OK
Story15	Ey Max	Y	161.2	10.9	59.95	70	OK
Story14	Ey Max	Y	150.3	11.4	62.7	70	OK
Story13	Ey Max	Y	138.9	11.8	64.9	70	OK
Story12	Ey Max	Y	127.1	12.1	66.55	70	OK
Story11	Ey Max	Y	115	12.4	68.2	70	OK
Story10	Ey Max	Y	102.6	12.8	68.7	70	OK
Story9	Ey Max	Y	89.8	12.8	69	70	OK
Story8	Ey Max	Y	77	12.8	69.5	70	OK
Story7	Ey Max	Y	64.2	12.5	68.75	70	OK
Story6	Ey Max	Y	51.7	12	66	70	OK
Story5	Ey Max	Y	39.7	11.2	61.6	70	OK
Story4	Ey Max	Y	28.5	10	55	70	OK
Story3	Ey Max	Y	18.5	8.5	46.75	70	OK
Story2	Ey Max	Y	10	7	38.5	80	OK
Story1	Ey Max	Y	3	3	16.5	80	OK

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

$$\Delta n = \frac{(\delta_2 - \delta_1)Cd}{I} < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan SNI

4.4.1 Umum

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 untuk bentang panjang tanpa kolom di tengahnya dibandingkan beton bertulang biasa.

Menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif di penampang kritis pada sendiplastis dan harus diangkur pada melewatimukaeksterior joint. Perencanaan beton pratekan ini dengan metode pasca tarik (*post tension*) dengan sistem monolit. 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. Beton pratekan diaplikasikan pada balok pada dua arah yaitu balok arah memanjang dan balok arah melintang.

Perencanaan beton pratekan pada lantai atap karena akan dibuat ruang seminar pada lantai 10. Balok prategang dibuat pada arah memanjang dan melintang dengan panjang bentang 24 meter untuk arah memanjang. Perencanaan lebih difokuskan pada balok yang lokasinya berada di tengah karena merupakan balok paling kritis. 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.

4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjang bentang arah : 24m
- Dimensi balok pratekan : 450/1250 mm

- f'_c beton prategang : 45 Mpa
- f'_c beton pelat atap : 45 Mpa
- Selimutbeton : 40 mm

Jacking dilakukan ada beton saat umur tertentu dan belum mencapai kekuatan yang maksimum. Kekuatan tekan beton pada berbagai umur mengacu pada Tabel 4.1.4 PBI 1971.

Tabel 4. 18 Kekuatan tekan beton pada berbagai umur

Umur beton (hari)	3	7	14	21	28	90	365
Sement Portland Biasa	0,40	0,75	0,88	0,95	1,00	1,15	1,35

Umur beton untuk menentukan koefisien yang digunakan bergantung pada faktor suhu rata – rata mengacu pada PBI 1971 pasal 10.9, dengan rumus:

$$U = \frac{\Sigma \Delta h (S + 10^0)}{30^0}$$

Dalam pelaksanaan, jacking dilakukan setelah 14 hari curing sehingga perhitungan kuat tekan beton adalah sebagai berikut

$$\Sigma \Delta h = 14 \text{ hari}$$

$$S = 30^0$$

$$U = \frac{14(30+10)}{30} = 18,67 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien kuat tekan beton} &= 0,88 + \frac{18,67-14}{21-14} x (0,95 - 0,88) \\ &= 0,93 \end{aligned}$$

$$f_{ci} = 0,93 \times 45 = 41,7 \text{ MPa}$$

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 150 mm.

- Jarak antar balok prategang yang terbesar
Pada arah memanjang
- | | |
|-------------------|-----------|
| L_{X_1} (kiri) | = 3000 mm |
| L_{X_2} (kanan) | = 6000 mm |

4.4.3 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:

- Delapan kali tebal pelat
 - Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan
- Perhitungan lebar efektif balok arah memanjang ialah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= L/4 \\
 &= 24000/4 \\
 &= 6000 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + 2 \times (8 \times t_f) \\
 &= 450 + 2 \times (8 \times 120) \\
 &= 2420 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + 0.5 \times (L_{X1} + L_{X2}) \\
 &= 450 + 0,5 \times (3000 + 6000) \\
 &= 4750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 2420 mm.

Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon $0,94 f_{py}$, tetap tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkut. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0,70 f_{pu}$ (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:

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

- Tegangantekan : $0,60 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 41.7 = 25.02 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :

$$\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)}$$

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{41.7} = 3,28 \text{ MPa}$$

- 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)

$$\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 41.7 = 29.19 \text{ Mpa}$$

- 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)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{41.7} = 3.28 \text{ Mpa}$$

- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 \times f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): $0,6 \times f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 45 = 27 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

$$\text{Kelas U} = f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$= f_t \leq 0,62\sqrt{45}$$

$$= f_t \leq 4,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,62\sqrt{45} < f_t \leq \sqrt{45}$$

$$= 4,16 < f_t \leq 6,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas C} = f_t > \sqrt{f'_c}$$

$$= f_t > \sqrt{45}$$

$$= f_t > 6,7 \text{ MPa}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar

$$0,8\sqrt{f'_c} = 5,37 \text{ MPa.}$$

4.4.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan sehingga hanya beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja.

Tahap Akhir

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

4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang

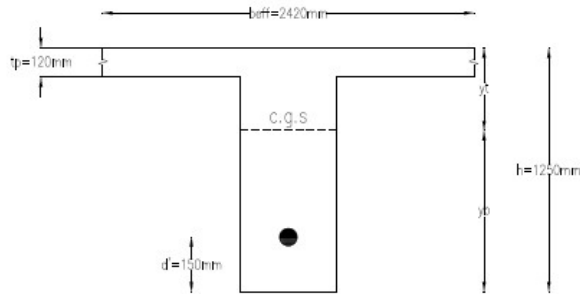
a. Analisa Penampang Global

Balok pratekan arah memanjang dan melintang memiliki ukuran yang sama sehingga analisa penampang dapat memiliki nilai yang sama. Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$\text{Epelat} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{45} = 31528,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Ebalok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{45} = 31528,5 \text{ Mpa}$$

$$n = \text{Ebalok} / \text{Epelat} = 31528,5 / 31528,5 = 1$$



Gambar 4.10 Potongan Melintang Balok Prategang Arah Memanjang pada Tumpuan

Dari **Gambar 4.10** dapat dilihat tebal pelat (t_f) adalah 120 mm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah d' . y_t merupakan jarak dari c.g.s ke serat atas dan y_b adalah jarak dari c.g.s ke serat bawah. Untuk mendapatkan besarnya y_t dan y_b perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$b_{\text{pakai}} = b_e/n$$

$$= 2420 \text{ mm} / 1$$

$$= 2420 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pelat}} = b_e \times t_f$$

$$= 2420 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$$

$$= 290400 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f)$$

$$= 450 \times (1250 - 120)$$

$$= 565000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 855400 \text{ mm}^2$$

$$Y_t = \frac{A_{\text{pelat}} \times Y_t_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} \times Y_t_{\text{balok}}}{A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}}}$$

$$= 433.18 \text{ mm}$$

$$Y_b = (h - Y_t)$$

$$= 1250 - 433.18$$

$$\begin{aligned}
 &= 816.81 \text{ mm} \\
 I &= 1/12 \times b \text{ balok} \times (h \text{ balok})^3 + A \text{ balok} \times d^2 + 1/12 \times b \text{ pelat} \\
 &\quad \times (h \text{ pelat})^3 + A \text{ pelat} \times d^2 \\
 &= 1.367 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \\
 W_t &= \frac{I}{Y_t} \\
 &= 3.16 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 W_b &= \frac{I}{Y_b} \\
 &= 1.67 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 K_t &= \frac{W_b}{A_{\text{total}}} \\
 &= 195.7 \text{ mm} \\
 K_b &= \frac{W_t}{A_{\text{total}}} \\
 &= 369.018
 \end{aligned}$$

b. Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan harus memenuhi tegangan beton yang diijinkan.

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tengah bentang:	Tarik ijin	= 3.287 MPa
	Tekan ijin	= -25.02 MPa
Tumpuan:	Tarik ijin	= -3.287 MPa
	Tekan ijin	= -29.19 MPa
- Pada saat beban layan

Tengah bentang:	Tarik ijin	= 5.36 MPa
	Tekan ijin	= -20.25 Mpa
Tumpuan:	Tarik ijin	= 5.36 MPa
	Tekan ijin	= -20.25 Mpa

Eksentrisitas rencana:

- Balok Arah Memanjang
 - Eksentrisitas pada tengah bentang (e) = $y_b - d'$

$$\begin{aligned}
 &= 816.8 - 150 \\
 &= 666.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 200 mm (di atas cgs)

Dikarenakan F_o yang dibutuhkan adalah F_o titik kritis dengan catatan tetap dibawah ijin, dilakukan perhitungan goal seek dan digunakan sebesar 1350 kN untuk balok perlu dilakukan kontrol tegangan yang terjadi pada balok saat keadaan transfer gaya prategang dan keadaan service.

Berikut merupakan perhitungan kontrol tegangan pada arah balok memanjang.

Kondisi saat transfer gaya prategang

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momentumpuan (-) = -569kNm

Momenlapanan (+) = 1151.07kNm

(tengah bentang)

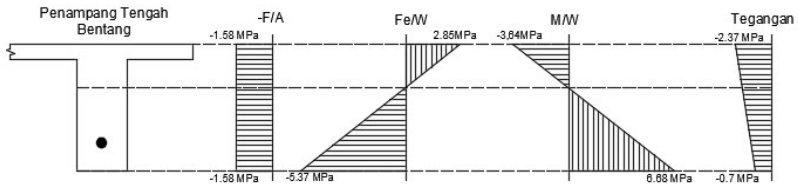
Tengah Bentang

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wt} - \frac{M_{lapanan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{1.350.000}{855400} + \frac{1.350.000 \times 667}{315657959} - \frac{1151 \times 10^6}{315657959} \\ \sigma_t &= -2.37 \text{ MPa} \\ -25,02 \text{ MPa} &< -2.37 \text{ MPa} < 3,287 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapanan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{1.350.000}{855400} - \frac{3.500.000 \times 667}{315657959} + \frac{1151 \times 10^6}{167406002.3} \\ \sigma_b &= -0.0 \text{ MPa} \\ -25,02 \text{ MPa} &< -11,09 \text{ MPa} < 3,287 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 11 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer

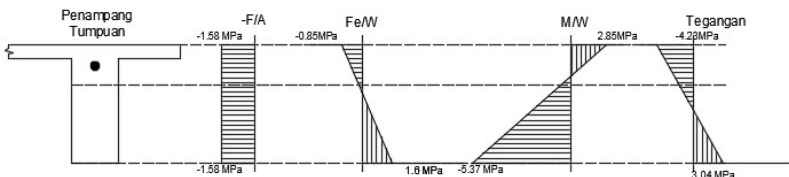
Tumpuan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t} \\ \sigma_t &= -\frac{1.350.000}{855400} - \frac{1.350.000 \times 200}{315657959} + \frac{-503.4 \times 10^6}{315657959} \\ \sigma_t &= -4.03 \text{ MPa} \\ -29,19 \text{ MPa} &< -4.03 \text{ MPa} < -3,23 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b} \\ \sigma_b &= -\frac{1.350.000}{855400} + \frac{1.350.000 \times 200}{167406002.3} - \frac{-503.4 \times 10^6}{167406002.3} \\ \sigma_b &= 3.04 \text{ MPa} \\ -29,19 \text{ MPa} &< 3.04 \text{ MPa} < 3.23 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 12 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Transfer

Kondisi saat beban layang

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = -563.48 kNm

Momen lapangan (+) = 1296.7 kNm
(tengah bentang)

Tengah bentang

Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -\frac{0,8 \times 1.350.000}{855400} + \frac{0,8 \times 1.350.000 \times 667}{315657959} - \frac{1296,7 \times 10^6}{315657959}$$

$$\sigma_t = -3,1 \text{ MPa}$$

-20,25 MPa < -3.1 MPa < 5,36 MPa (OK)

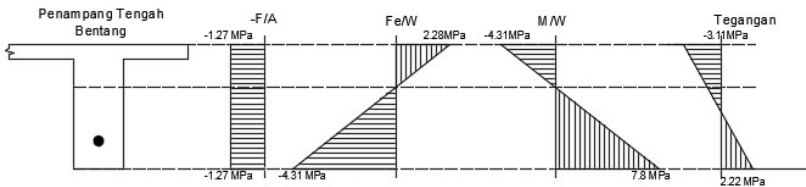
- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b = -\frac{0,8 \times 1.350.000}{855400} - \frac{0,8 \times 1.350.000 \times 667}{167406002,3} + \frac{167406002,3}{167406002,3}$$

$$\sigma_b = 2,24 \text{ MPa}$$

-20,25 MPa < 2.24 MPa < 5,36 MPa (OK)



Gambar 4. 13 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service

Tumpuan

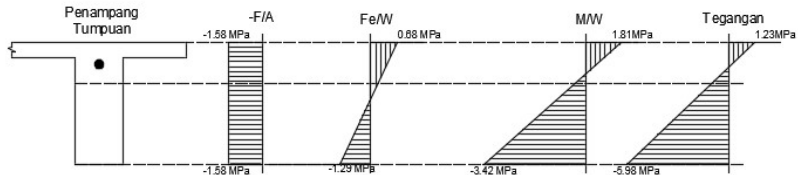
Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{0,8 \times 1.350.000}{855400} - \frac{0,8 \times 1.350.000 \times 200}{315657959} + \frac{-4510 \times 10^6}{315657959} \\ \sigma_t &= 1.23 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< 1.23 \text{ MPa} < 5,36 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{0,8 \times 1.350.000}{855400} + \frac{0,8 \times 1.350.000 \times 200}{167406002.3} - \frac{-4510 \times 10^6}{167406002.3} \\ \sigma_b &= -5.97 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -9,31 \text{ MPa} < 5,36 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 14 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Saat Kondisi Service

Tabel 4. 19 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer

Nama Balok		Teg. Ijin Tekan (Mpa)	Teg. Ijin Tarik (Mpa)	Keadaan Transfer (Mpa)	
				Serat Atas	Serat Bawah
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-25,02	3,28	-2.37	-0.07
	Tumpuan	-29,19	3,28	-4.03	3.42

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service

Nama Balok		Teg. Ijin Tekan (Mpa)	Teg. Ijin Tarik (Mpa)	Keadaan Service (Mpa)	
				Serat Atas	Serat Bawah
Balok Memanjang	Tengah Bentang	-20,25	5,37	-3.11	2.22
	Tumpuan	-20,25	5,37	1.23	-5.98

4.4.7 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand stress-relieved).

$$F_{p_{max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{1.350.000}{1395} = 967.74 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-22

Jumlah strand : 20

Minimum breaking load : 3680kN

Diameter strand: 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$\begin{aligned} A_{pakai} &= \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 20 \\ &= 2.533,5 \text{ mm}^2 > A_{perlu} = 967 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{1.500.000}{2533,5} = 532.82 \text{ Mpa}$$

Tabel 4. 21 Tendon yang Digunakan

Nama Balok	Fo (kN)	Tendon Unit	Jumlah Strand	Diameter Strand (mm)	Apakai (mm ²)	Fpakai (MPa)
BalokMemanjang	1350	5-22	20	12,7	2533,54	1381,47

4.4.8 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang pada balok arah memanjang.

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)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1381,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 866.8 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L} \right) = 0,288$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1381,5 \times (0,15 \frac{0,497}{24000} + 0,016)}} = 475,15 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 475,13 \text{ mm}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 12\text{m}$, 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 :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 3500 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$K = 0,016(\text{wire strand tendon})$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,288$

$L = 24 \text{ m}$

Nilai $F_{pf} = 1246 \text{ kN}$

$\Delta F_{pf} = 1350 - 1246 = 106.2 \text{ kN}$

$\Delta f_{pf} = \frac{106.2 \times 10^3}{1246} = 41.92 \text{ MPa}$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$\Delta f_{pf} = \frac{41.92}{532.85} = 7.8 \%$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut.

Perhitungan pada kolom kanan.

$M_B = 12.1 \text{ kNm}$

$M_A = -10.04 \text{ kNm}$

$\Delta P = \frac{(12.1 - (-10.04))}{3.5} = 6.33 \text{ kN}$

$\Delta f_p = \frac{6.33 \times 1000}{2533.5} = 2.5 \text{ MPa}$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$\Delta f_p = \frac{2.5}{532.2} = 0,47 \%$

Perhitungan pada kolom kiri.

$M_B = 12.35 \text{ kNm}$

$M_A = -14,7 \text{ kNm}$

$\Delta P = \frac{(12.35 - (-14.7))}{3.5} = 7.33 \text{ kN}$

$\Delta f_p = \frac{7.33}{2533,5} = 3.05 \text{ MPa}$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kiri ialah :

$$\Delta f_p = \frac{3.05}{532.2} = 0,57 \%$$

Persentase total akibat kekangan kolom adalah $0,47\% + 0,57\% = 1.04\%$

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)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

dimana :

$K_{cr} = 2$ untuk metode pra-tarik

$= 1,6$ untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban matipada struktur setelah diberi gaya prategang

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

$$f_{c_{ir}} = \frac{1.350.000}{855400} + \frac{1.350.000 \times 666.8^2}{1.367 \times 10^{11}} - \frac{1151 \times 10^6 \times 666.8}{1.367 \times 10^{11}}$$

$$= 5.98 \text{ MPa}$$

$$F_{c_{ds}} = \frac{1151 \times 10^6 \times 666.8}{1.367 \times 10^{11}} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 11.84 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkak ialah:

$$\Delta f_{cr} = \frac{11.84}{532.2} = 2.22\%$$

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut:

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

$$RH = 80\%$$

$$K_{sh} = 0,58 \text{ (7 hari)}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}}$$

$$= \frac{855400}{7342.4}$$

$$= 116.5 \text{ mm} = 11,65 \text{ cm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$SH = 6.25 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{6.25}{532.2} = 1.17 \%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

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

$$K_{re} = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{532.2}{1860} = 0,29, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ harus diinterpolasi}$$

$$C = 0.49$$

$$RE = [138 - 0,15 \cdot (6.25)] \times 0.49 \\ = 68.53 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{68.53}{532.2} = 12.86 \%$$

Sehingga, total kehilangan pratekan : **25.17 %**

Besar gaya prategang arah memanjang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 25.17}{100} \times 1350 = 1009.52 \text{ kN}$$

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

Nama Balok	JenisKehilangan	BesarKehilangan	% Kehilangan Total	Fo (kN)	Fe (kN)
BalokMemanjang	Friksi	7.8	25.17	1350	1009.52
	Rangkak	2.22			
	Relaksasi	12.86			
	Susut	1.17			
	KekanganKolom	1.04			

4.4.9 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan pada balok arah memanjang.

a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = 563.4 kNm

Momen lapangan (+) = 1151.7 kNm

(tengah bentang)

Tengah bentang

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.009.000}{855400} + \frac{1.009.000 x 667}{315657959} - \frac{1306.7 x 10^6}{315657959}$$

$$\sigma_t = -3.18 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < -3.18 \text{ MPa} < 5.37 \text{ MPa (OK)}$$

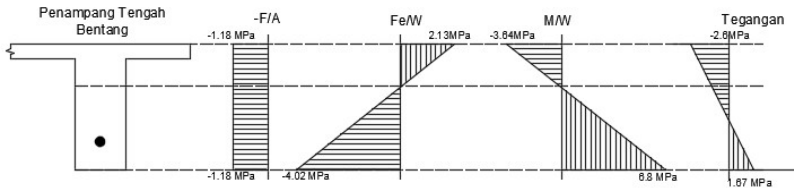
- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.009.000}{855400} - \frac{1.009.000 x 667}{167406002} + \frac{1306.7 x 10^6}{167406002}$$

$$\sigma_b = 2.6 \text{ MPa}$$

$$-20,25 \text{ MPa} < 2.6 \text{ MPa} < 5.37 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 15 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan

Tumpuan

- Serat atas:

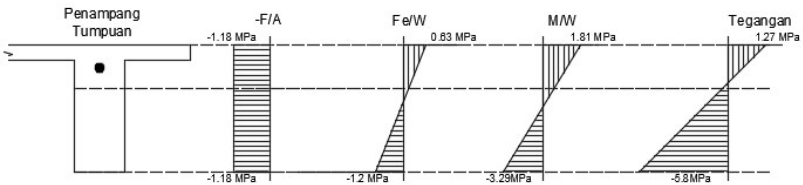
$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M \text{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{1.009.000}{855400} + \frac{1.009.000 \times 200}{315657959} - \frac{574 \times 10^6}{315657959} \\ \sigma_t &= 1.27 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$-29,12 \text{ MPa} < 1.27 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M \text{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{1.009.000}{855400} - \frac{1.009.000 \times 200}{167406002} + \frac{574 \times 10^6}{167406002} \\ \sigma_b &= -5.81 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$-29,12 \text{ MPa} < -5.58 \text{ MPa} < 5.37 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 16 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Arah Memanjang Akibat Beban Layan

b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'_c/10$.

Dimana:

$$\frac{F_c}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ Mpa dan } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

- Pada balok arah memanjang

$$f_{pc} = \frac{F_e}{A} = \frac{1009.4}{985} = 1.18 \text{ Mpa} < 3,5 \text{ Mpa (OK)}$$

c. Kontrol terhadap beban gempa

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ 1E pada balok arah memanjang

Momen tumpuan kiri (-) = 557.37 kNm

Momen tumpuan kanan (-) = 488 kNm

Tumpuan kiri

- Serat atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_t} - \frac{M_{\text{tumpuan kiri}}}{W_t} \\ \sigma_t &= -\frac{1.009.000}{855400} + \frac{1.009.000 \times 200}{315657959} - \frac{-557.37 \times 10^6}{315657959} \\ \sigma_t &= 1.984 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< 1.784 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned} \sigma_b &= -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_b} - \frac{M_{\text{tumpuan kiri}}}{W_b} \\ \sigma_b &= -\frac{1.009.000}{985.000} + \frac{1.009.000 \times 200}{167406002} - \frac{-557.37 \times 10^6}{167406002} \\ \sigma_b &= -3.37 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -3.75 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

Tumpuan kanan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{Mtumpuan\ kiri}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{1.009.000}{855400} + \frac{1.009.000 \times 200}{315657959} - \frac{-488 \times 10^6}{315657959} \\ \sigma_t &= 1.54 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< 1.54 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wb} - \frac{Mtumpuan\ kiri}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{1.009.000}{985.000} + \frac{1.009.000 \times 200}{167406002} - \frac{-488 \times 10^6}{167406002} \\ \sigma_b &= -1.9 \text{ MPa} \\ -20,25 \text{ MPa} &< -2.9 \text{ MPa} < 5,366 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

4.4.10 Kontrol Lendutan

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 lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

a. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{po} = -42.2 \text{ mm} (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan

portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{qt} = 35.31 \text{ mm} (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = 6.71 \text{ mm} (\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 6.71 \text{ mm} < 50 \text{ mm (OK)}$$

b. Lendutan saat beban layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil perhitungan didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{po} = -12.18 \text{ mm} (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{qt} = 37.06 \text{ mm} (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -12.18 + 37.06 = 24.88 \text{ mm} (\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 24.88 \text{ mm} < 50 \text{ mm (OK)}$$

Tabel 4. 23 Rekapitulasi Perhitungan Lentutan

Nama Balok	Lentutan Ijin = $L/480$ (mm)	Lentutan akibat Tendon (mm)	Lentutan akibat Berat Sendiri (mm)	Lentutan Total	Kontrol	
Balok Memanjang	50	Saat Transfer				
		-16.29	20.57	4.28	OK	
		Saat Service				
		-12.18	37.06	24.88	OK	

4.4.11 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

a. Tumpuan

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 2533,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= y_b + e_{\text{tumpuan}} \\ &= 816,7 + 200 \\ &= 1016,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 \\ &= 0,85 - \frac{(45 - 28)}{7} \times 0,05 \\ &= 0,729 \end{aligned}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{a_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

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.

Diambil $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$

$$\begin{aligned} F_{ps} &= 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} \\ &= 1601,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_{ps} \times f_{ps} \\ &= 1601,3 \times 2533,54 \\ &= 4056989,41 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} \\ &= \frac{4056989,41}{0,85 \cdot 45 \cdot 500} \\ &= 212,13 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 4056989,41 \left(1016,7 - \frac{212,13}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 4181,73 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 4181,73 \times 25 \% \text{ kN.m} \\ &= 940,89 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_u = \text{akibat gempa} = 557,3 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang harus digunakan untuk tulangan lunak adalah $940,89 - 557,3 = 383,2 \text{ kNm}$

2. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- M_u gempa-25% ϕM_n : -383,2 kN.m (tidak perlu)
- Mutu beton : 45 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Dimensi balok : 50/125 cm
- Panjang balok : 24 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 29 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 16 mm
- Selimut beton : 40 mm
- d = $1250 - 40 - 16 - 29/2 = 1179,50 \text{ mm}$

a. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

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

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{F_c}}{4 x f_y} = \frac{\sqrt{45}}{4 x 400} = 0,00419 \text{ (menentukan)}$$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right)$$

$$\beta_1 = 0,729$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 x \beta_1 x f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 x 0,729 x 45}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0418 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 x 0,0418 = 0,0314$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 x 45} = 10,458$$

Penulangan Lentur pada Daerah Tumpuan

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{313 x 10^6}{0,9 x 500 x 1299,5^2} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,458} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 10,458 x 1,047}{400}} \right) \\ &= 0,0012 \end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,00419$ ($\rho_{\min} > \rho$)

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

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

$$= 0,00419 x 500 x 1179,5 = 2472,16 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ D29} = 660,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ D29}} = 3,74 \approx \mathbf{4 \text{ buah}}$$

- Menentukan jumlah tulangan susut tumpuan bawah:

$$As \text{ perlu} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.00395 \times 500 \times 1250 = 1236 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ D29}} = 1,87 \approx \mathbf{2 \text{ buah}}$$

Penulangan Lentur pada Daerah Lapangan

Dikarenakan seluruh gaya gempa pada daerah lapangan dipikul oleh tendon, maka pemasangan tulangan di lapangan memakai tulangan minimum.

$$\rho_{\min} = 0,00419$$

- Menentukan jumlah tulangan lapangan bawah:

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

$$= 0.00419 \times 500 \times 1179.5 = 2472.16 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ D29} = 660,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ D29}} = 3,74 \approx \mathbf{4 \text{ buah}}$$

- Menentukan jumlah tulangan lapangan atas:

$$As \text{ perlu} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.00395 \times 500 \times 1179.5 = 1236 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ D29}} = 1,87 \approx \mathbf{2 \text{ buah}}$$

2. Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$Vu = 956.6 \text{ kN}$$

$$Mu = 1814 \text{ kNm}$$

$$Vc = (0,05\lambda\sqrt{Fc} + 4,8 \frac{Vu \cdot dp}{Mu}) \cdot bw \cdot d$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 1250 \text{ mm}$$

$$dp = 1149 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1$$

$$d = 1179,5 \text{ mm}$$

$$V_c = (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{45} + 4,8 \frac{956,6 \times 1149}{1245}) 500 \times 1179,5$$

$$= 1913,04 \text{ N}$$

$$V_c \text{ min} = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 1179,5$$

$$= 672,55 \text{ N}$$

$$V_c \text{ max} = 0,42 \cdot \lambda \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,42 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 1179,5$$

$$= 1.661.589 \text{ N}$$

$$V_c \text{ pakai} = 1913,04 \text{ (} V_{c\text{max}} \text{)}$$

Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

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

$$956,6 \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 1913,04$$

$$956,6 \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 1913,04$$

$$956,6 \leq 623,1 \text{ (NOT OK)}$$

sehingga butuh tulangan geser

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

$$0,5 \cdot 0,75 \cdot 1661,58 \leq 956,6 \leq 0,75 \cdot 1661,58$$

$$623,1 \text{ N} \leq 956,6 \text{ N} \leq 1246,2 \text{ N (OK)}$$

$$3. \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c + 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$1246,2 \text{ N} \leq 763,760 \text{ N} \leq 3.340,128 \text{ N (NOT OK)}$$

$$A_{v\text{min}} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.6.3)}$$

$$S \text{ rencana} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{v\text{min}} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$= 499,12 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D16 ,Jadi tulangan geser pakai = 2D16-200

Pada daerah di luar sendi plastis, jarak maksimum sengkang yang diperbolehkan adalah $d/2 < s_{\text{pakai}} = 300 \text{ mm}$.

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013 Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 1179.5/4 = 294.87 \text{ mm}$
2. $6 \times \text{utama} = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
3. $150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang memenuhi, yaitu = 200mm. Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1250 = 2500 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Tabel 4. 24 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang

Nama Balok	Daerah	Lentur		Sengkang	
		Tul. Atas	Tul. Bawah	Daerah SendiPlastis (<2h)	Di LuarSendiPlastis (>2h)
BalokMemanjang	Tumpuan	4D29	2D29	2D16-150	2D16-200
	Lapangan	2D29	4D29		

3. Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33\lambda\sqrt{f_c}}}$$

- A_{cp} = Luas penampang keseluruhan
- P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan
- λ = 1 (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1
- \emptyset = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)
- F_{cp} = 2,64Mpa

Kontrol kebutuhan torsi:

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h = 500 \times 1250 = 625.000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(b+h) = 2 \times (500 + 1250) = 3500 \text{ mm} \\
 T_u &= 334.9 \text{ kNm} \\
 T_u &< 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{45} \\
 &\quad \left(\frac{625.000^2}{3500} \right) \sqrt{1 + \frac{2,64}{0,33.1.\sqrt{45}}} \\
 334.9 \text{ kNm} &< 292.14 \text{ kNm (not OK)}
 \end{aligned}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **memerlukan** tulangan torsi.

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= 466216 \text{ mm}^2 \\
 P_{oh} &= 3116 \text{ mm} \\
 a_o(0.85A_{oh}) &= 396283 \text{ mm}^2 \\
 S &= 1000 \text{ mm} \\
 T_n &= T_u/\phi \\
 &= 446.53 \text{ mm}^2 \\
 A_t &= 0.002 \text{ mm}^2 \\
 D_{tul} &= 25 \text{ mm} \\
 n \text{ pakai} &= 1 \text{ tulangan torsi}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 25 Rekapitulasi KebutuhanTulanganTorsi Balok Prategang

Nama Balok	Torsi		
	Tu (kNm)	Tu ijin (kNm)	KebutuhanTul. Torsi
BalokMemanjang	334.9	292.14	1

4.4.12 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 telahmemenuhi 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 :

$$C = T$$

a. Momen nominal oleh tendon pratekan Tumpuan

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 2533,5 \text{ mm}^2$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

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

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,85 - \frac{(45 - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,729$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\}$$

$$= 1621,3 \text{ MPa}$$

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

$$= 1621,3 \times 2.533,5$$

$$= 4.107.624 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{4.107.624}{0,85 \cdot 45 \cdot 500}$$

$$= 214,78 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 4.107.624 \left(1026 - \frac{214,78}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3773 \text{ kN.m} \\
 25\% \text{ } \phi M_n &= 25\% \times 0,9 \times 3773 \text{ kN.m} \\
 &= 849 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Lapangan

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 2533,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= (h - d') \\
 &= 1250 - 280 \\
 &= 970 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$b_{eff} = 2900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 \\
 &= 0,729
 \end{aligned}$$

$$Y_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$\begin{aligned}
 F_{ps} &= 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} \\
 &= 1621,3 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_{ps} \times f_{ps} \\
 &= 2.533,5 \times 1621,3 \\
 &= 4.107.624 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{4.107.624}{0,85 \cdot 45 \cdot 2900} \\
 &= 37,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 4.107.624 \left(970 - \frac{37,03}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 3908 \text{ kN.m}$$

- **Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Tumpuan**

Dipakai tulangan lentur 4D 29

$$A_s = 2642 \text{ mm}^2$$

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

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$d = 1179,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2642 \times 400}{0,85 \times 45 \times 500} = 55,259 \text{ mm}$$

$$M_n = T. \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 2642 \times 400 \times \left(1179,5 - \frac{55,259}{2}\right)$$

$$= 1217,33 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ total} = M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)}$$

$$= 3773 + 1217$$

$$= 4991 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ envelope} = 1818 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 4991 \geq 1818 \text{ kNm}$$

$$4492 \text{ kNm} \geq 1818 \text{ kNm (OK)}$$

Kontrol terhadap gempa (Kombinasi Gempa)

$$M_n \text{ total} = 25\% \times 3773 + 1217$$

$$= 2161 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ gempa} = 1338 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max gempa, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 2161 \text{ kNm} \geq 1338 \text{ kNm}$$

$$1945 \text{ kNm} \geq 1338 \text{ kNm (OK)}$$

- **Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Lapangan**

Dipakai tulangan lentur 4D 29

$$A_s = 2642 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 f'_c &= 45 \text{ Mpa} \\
 d &= 1179,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2642 \times 400}{0,85 \times 45 \times 500} = 55,259 \text{ mm} \\
 M_n &= T. \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2642 \times 400 \times \left(1179,5 - \frac{55,259}{2} \right) \\
 &= 1217,33 \text{ kNm} \\
 M_n \text{ total} &= M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)} \\
 &= 3908 + 1217 \\
 &= 5126 \text{ kNm} \\
 M_u \text{ envelope} &= 1818 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &\geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9 \\
 0,9 \times 5126 &\geq 1818 \text{ kNm} \\
 4613 \text{ kNm} &\geq 1818 \text{ kNm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.4.13 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 $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.9$.

a. Tumpuan

$$\begin{aligned}
 K_b &= 370 \text{ mm} \\
 e &= 200 \text{ mm} \\
 W_T &= 315657959 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} \\
 &= 4,16 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F (e + K_b) \\
 &= 2600,67 \times 10^3 (200 + 370) \\
 &= 696256033,76 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_T
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4,16 \times 315657959 \\
 &= 1312848738.06 \text{Nmm} \\
 M_{cr} &= M_1 + M_2 \\
 &= 2009.1 \text{kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1.2M_{cr} \\
 4859 \text{kNm} &> 2410.9 \text{kNm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Lapangan

$$\begin{aligned}
 K_t &= 200 \text{ mm} \\
 e &= 670 \text{ mm} \\
 W_B &= 167406002.28 \text{mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} \\
 &= 4,16 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F (e + Kb) \\
 &= 2600,67 \times 10^3 (670 + 200) \\
 &= 2262582900 \\
 &\quad \text{Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_b \\
 &= 4,16 \times 167406002.28 \\
 &= 696256033.76 \text{Nmm} \\
 M_{cr} &= M_1 + M_2 \\
 &= 2958.83 \text{kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1.2M_{cr} \\
 5168 &> 1,2 \times 2958.83 \\
 5168 \text{kNm} &> 3550.6 \text{kNm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Momen Retak

Nama Balok	Mn (kNm)	Mcr (kNm)	1,2 Mcr (kNm)	0,9 Mn > 1,2 Mcr
Balok Memanjang	4.859	2009.1	2410.6	OK
	5168	2958.8	3550.6	OK

4.4.14 Daerah Limit Tendon

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. Pada perencanaan ini, balok prategang dibuat menyilang sehingga perlu adanya kontrol agar semua tendon baik dari arah memanjang dan melintang masuk ke dalam daerah limit kabel. Tegangan tarik diperbolehkan sebesar tegangan ijin beton prategang sehingga terdapat perluasan daerah limit kabel dengan menaikkan atau menurunkan daerah limit sesuai dengan rumus di bawah ini:

$$Et = \frac{fb' \times A \times kt}{F}$$

$$Eb = \frac{ft' \times A \times kb}{Fo}$$

et = batasatas yang memperbolehkan terjadinya tarik

eb = batasatas yang memperbolehkan terjadinya tarik

ft' = tegangantarikijin pada serat atas saat transfer

fb' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban kerja

F = gaya prategang efektif

Fo = gaya prategang awal

kt = kern atas

kb = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel.

- Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (Fe).

Momen pada koordinat $x=0$ pada balok arah memanjang

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{Mmax}{F} = \frac{-708}{2760} = -0,302 \text{ m} = -302 \text{ mm}$$

$$kt = \frac{Wb}{A} = 185,78 \text{ mm}$$

$$fb' = 5,36 \text{ MPa}$$

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F} = 532.41 \text{ mm}$$

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (Fo).

Momen pada koordinat $x=0$ pada balok arah memanjang

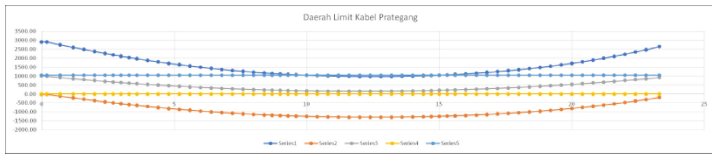
$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{Mmin}{Fo} = \frac{-536.48}{3500} = 0,187 \text{ m} = 187 \text{ mm}$$

$$kb = \frac{Wb}{A} = 369,02 \text{ mm}$$

$$ft' = 5.36 \text{ MPa}$$

Tabel 4. 27 Daerah Limit Kabel dan Tendong

Station (n)	Transfer Moment (kNm)	Service Moment (kNm)	Koordinat c/c	Koordinat K1	Koordinat K2	Koordinat Tendong (mm)	A1 (mm)	Koordinat A1 (mm)	A2 (mm)	Koordinat A2reb (mm)	Kontrol	Kontrol	Balok Bawah	Balok Atas		
0	-563.485	-708.483	816.81	1012.51	447.79	1016.81	-302.53	1315.04	1879.02	-187.83	635.62	252.47	OK	OK	0	1250
0.2	-563.485	-708.483	816.81	1012.51	447.79	888.16	-302.53	1315.04	1879.02	-187.83	635.62	252.47	OK	OK	0	1250
0.7	-450.2107	-569.255	816.81	1012.51	447.79	918.63	-243.22	1255.75	1819.73	-150.07	597.86	214.72	OK	OK	0	1250
1.2	-340.6181	-435.205	816.81	1012.51	447.79	852.12	-185.84	1198.35	1762.33	-113.54	561.33	178.19	OK	OK	0	1250
1.7	-356.109	-455.475	816.81	1012.51	447.79	852.12	-194.49	1207.00	1770.98	-118.70	566.49	183.35	OK	OK	0	1250
1.6	-256.5235	-332.124	816.81	1012.51	447.79	801.07	-141.82	1154.33	1718.31	-85.51	533.30	150.15	OK	OK	0	1250
2	-159.2844	-211.601	816.81	1012.51	447.79	751.95	-90.36	1102.87	1666.84	-53.10	500.89	117.74	OK	OK	0	1250
2.4	-64.4115	-93.9054	816.81	1012.51	447.79	704.76	-40.10	1051.61	1616.59	-21.47	469.26	86.12	OK	OK	0	1250
2.4	-59.5768	-87.3657	816.81	1012.51	447.79	704.76	-37.31	1049.82	1613.79	-19.86	467.65	84.50	OK	OK	0	1250
2.7	8.7068	-2.558	816.81	1012.51	447.79	670.63	-1.09	1013.60	1577.58	2.90	444.89	61.74	OK	OK	0	1250
3	75.6675	80.6592	816.81	1012.51	447.79	637.58	34.44	978.07	1522.57	25.22	422.57	39.42	OK	OK	0	1250
3	90.8629	99.9074	816.81	1012.51	447.79	637.58	42.66	969.85	1533.83	30.15	417.68	34.50	OK	OK	0	1250
3.3	154.075	178.767	816.81	1012.51	447.79	605.62	76.34	936.17	1500.15	51.36	396.43	13.29	OK	OK	0	1250
3.6	216.3975	256.0361	816.81	1012.51	447.79	574.74	109.33	903.18	1467.16	72.13	375.66	-7.49	OK	OK	0	1250
3.6	223.9085	266.1665	816.81	1012.51	447.79	574.74	113.66	898.85	1462.83	74.64	373.15	-9.99	OK	OK	0	1250
4	314.5374	379.2128	816.81	1012.51	447.79	535.25	161.93	850.58	1414.56	104.85	342.94	-40.20	OK	OK	0	1250
4.4	440.8101	489.4314	816.81	1012.51	447.79	497.69	208.99	803.52	1367.50	134.27	313.52	-69.62	OK	OK	0	1250
4.8	488.7255	596.8225	816.81	1012.51	447.79	462.05	254.85	757.66	1321.64	162.51	284.88	-98.26	OK	OK	0	1250
4.8	491.7691	601.2531	816.81	1012.51	447.79	462.05	256.74	755.77	1319.75	163.92	283.87	-99.28	OK	OK	0	1250
5.2	570.9873	700.1289	816.81	1012.51	447.79	428.34	298.96	712.53	1277.53	190.33	257.46	-125.68	OK	OK	0	1250
5.8	647.8491	796.178	816.81	1012.51	447.79	396.56	339.98	675.53	1236.51	215.95	231.84	-151.30	OK	OK	0	1250
6	722.2546	891.795	816.81	1012.51	447.79	366.70	379.87	637.73	1197.51	240.28	207.01	-176.14	OK	OK	0	1250
6	721.6498	888.842	816.81	1012.51	447.79	366.70	379.54	632.97	1196.94	240.55	207.24	-175.90	OK	OK	0	1250
6.4	791.2815	975.9763	816.81	1012.51	447.79	339.17	416.75	595.76	1159.74	263.76	184.03	-198.77	OK	OK	0	1250
6.8	858.557	1060.283	816.81	1012.51	447.79	312.768	452.75	559.76	1123.74	286.19	161.60	-221.54	OK	OK	0	1250
7.2	923.7363	1141.762	816.81	1012.51	447.79	288.6980	487.54	524.97	1088.95	307.83	139.96	-243.18	OK	OK	0	1250
7.2	918.7098	1133.824	816.81	1012.51	447.79	288.698	485.01	527.50	1089.56	308.24	141.55	-241.99	OK	OK	0	1250
7.6	973.9669	1204.943	816.81	1012.51	447.79	266.54	514.52	497.99	1061.97	324.66	123.13	-260.01	OK	OK	0	1250
8	1026.868	1271.234	816.81	1012.51	447.79	246.31	542.83	469.68	1033.66	342.29	105.50	-277.34	OK	OK	0	1250
8.4	1074.1227	1334.698	816.81	1012.51	447.79	228.01	569.93	442.58	1006.56	359.14	88.65	-294.49	OK	OK	0	1250
8.4	1077.4868	1333.651	816.81	1012.51	447.79	228.01	570.63	442.48	1009.46	359.18	88.65	-294.52	OK	OK	0	1250
8.7	1107.383	1372.387	816.81	1012.51	447.79	215.55	586.02	426.49	990.47	369.13	78.66	-304.48	OK	OK	0	1250
9	1135.9551	1408.252	816.81	1012.51	447.79	204.18	601.34	411.17	975.15	378.65	69.14	-314.01	OK	OK	0	1250
9	1140.1308	1413.664	816.81	1012.51	447.79	204.18	603.65	408.86	972.84	380.04	67.75	-315.40	OK	OK	0	1250
9.3	1165.1018	1444.77	816.81	1012.51	447.79	193.88	616.93	395.58	959.56	388.37	59.42	-322.37	OK	OK	0	1250
9.8	1188.7174	1472.286	816.81	1012.51	447.79	184.67	625.13	382.96	946.96	396.65	51.54	-331.69	OK	OK	0	1250
9.8	1195.0562	1477.307	816.81	1012.51	447.79	184.67	630.85	381.66	945.64	397.02	50.77	-332.72	OK	OK	0	1250
10	1217.6561	1510.569	816.81	1012.51	447.79	174.08	645.03	367.48	931.46	405.89	41.90	-341.24	OK	OK	0	1250
10.4	1241.8998	1540.941	816.81	1012.51	447.79	165.41	658.00	354.51	918.49	413.97	33.82	-349.32	OK	OK	0	1250
10.8	1265.7873	1568.485	816.81	1012.51	447.79	158.67	669.76	342.75	906.74	421.26	26.53	-356.62	OK	OK	0	1250
10.8	1266.8998	1569.562	816.81	1012.51	447.79	158.67	671.15	340.99	904.56	422.50	25.49	-357.65	OK	OK	0	1250
11.2	1279.1986	1597.902	816.81	1012.51	447.79	153.85	678.05	334.46	898.44	426.40	21.39	-361.75	OK	OK	0	1250
11.6	1289.1506	1600.346	816.81	1012.51	447.79	150.96	683.36	329.15	893.13	429.72	18.07	-365.07	OK	OK	0	1250
12	1296.7454	1609.962	816.81	1012.51	447.79	150.00	687.47	325.89	889.02	432.25	15.54	-367.00	OK	OK	0	1250
12	1297.4982	1610.929	816.81	1012.51	447.79	150.00	687.88	324.63	888.81	432.50	15.29	-367.85	OK	OK	0	1250
12.4	1299.8201	1613.91	816.81	1012.51	447.79	150.96	689.15	323.36	887.33	433.27	14.52	-368.63	OK	OK	0	1250
12.8	1299.7857	1614.063	816.81	1012.51	447.79	153.85	689.22	323.29	887.27	433.26	14.53	-368.63	OK	OK	0	1250
13.2	1297.395	1611.389	816.81	1012.51	447.79	158.67	688.08	324.43	888.41	432.47	15.33	-367.82	OK	OK	0	1250
13.2	1295.4711	1608.77	816.81	1012.51	447.79	158.67	686.96	325.55	889.53	431.82	15.97	-367.18	OK	OK	0	1250
13.6	1283.3115	1594.09	816.81	1012.51	447.79	165.41	680.69	311.82	895.80	427.80	19.89	-363.26	OK	OK	0	1250
14	1269.5955	1576.582	816.81	1012.51	447.79	174.08	673.22	309.29	903.27	423.20	24.59	-358.55	OK	OK	0	1250
14.4	1253.1233	1556.247	816.81	1012.51	447.79	184.67	664.53	347.98	911.96	417.71	30.08	-353.06	OK	OK	0	1250
14.4	1252.51	1555.333	816.81	1012.51	447.79	184.67	664.14	348.37	912.35	417.50	30.29	-352.86	OK	OK	0	1250
14.7	1236.2218	1535.292	816.81	1012.51	447.79	193.88	655.58	356.93	920.90	412.11	35.68	-347.46	OK	OK	0	1250
15	1218.8083	1513.663	816.81	1012.51	447.79	204.18	646.35	366.16	930.14	406.27	43.52	-341.62	OK	OK	0	1250
15	1216.1612	1510.209	816.81	1012.51	447.79	204.18	644.87	367.64	931.62	405.39	42.40	-340.74	OK	OK	0	1250
15.3	1194.9448	1483.692	816.81	1012.51	447.79	215.55	633.55	378.96	942.94	398.31	49.48	-333.67	OK	OK	0	1250
15.6	1172.403	1455.584	816.81	1012.51	447.79	228.01	621.55	390.96	954.94	390.80	56.99	-326.16	OK	OK	0	1250
15.6	1174.293	1457.688	816.81	1012.51	447.79	228.01	623.52	389.99	953.97	391.83	56.36	-326.78	OK	OK	0	1250
16	1134.5006	1408.183	816.81	1012.51	447.79	246.31	601.31	411.20	975.18	378.20	69.99	-315.55	OK	OK	0	1250
16.4	1092.5329	1355.67	816.81	1012.51	447.79	266.54	578.88	433.63	997.60	364.18	83.61	-299.53	OK	OK	0	1250
16.8	1048.1188	1300.33	816.81	1012.51	447.79	288.69	555.25	457.26	1021.24	349.37	98.42	-284.03	OK	OK	0	1250
16.8	1054.4979	1306.381	816.81	1012.51	447.79	288.69	558.69	453.82	1017.80	351.50	96.29	-286.85	OK	OK	0	1250
17.2	1000.1248	1240.327	816.81	1012.51	447.79	312.77	539.63	482.28	1046.86	333.38	114.41	-268.73	OK	OK	0	1250
17.6	943.4105	1189.454	816.81	1012.51	447.79	338.77	499.37	513.14	1077.12	314.47	133.32	-249.82	OK	OK	0	1250
18	884.3323	1095.75	816.81	1012.51	447.79	366.70	467.90	544.61	1108.59	294.78	153.01	-230.13	OK	OK	0	1250
18	886.1001	1097.621	816.81	1012.51	447.79	366.70	468.69	543.82	1107.79	295.37	152.42	-230.72	OK	OK	0	1250
18.8	822.0009	1017.748	816.81	1012.51	447.79	396.56	434.59	577.92	1141.90	274.00	173.79	-209.23	OK	OK	0	1250
18.8	755.5453	935.042	816.81	1012.51	447.79	428.3										



Gambar 4. 17 Diagram daerah limit kabel prategang rencana

4.4.15 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 pencair, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran 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 sesuaidengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2.

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 \times P \\ P &= 3500 \text{ KN} = 3.500.000 \text{ N} \\ P_u &= 1,2 \times 3.500.000 = 4.200.000 \text{ N} \\ T_{\text{pencair}} &= 0,25 \times P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) \\ d_{\text{pencair}} &= 0,5 (h - 2e) \end{aligned}$$

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 = 290 mm (angkur strand 5-22, VSL tabel)
 e = 200 mm
 h = 1250 mm

Maka:

$$T_{pencar} = 0,25 \times 4.200.000 \left(1 - \frac{290}{1250}\right) = 806.400 \text{ N}$$

$$d_{pencar} = 0,5 (1250 - 2 \times 200) = 425 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{pencar}}{f_y} = \frac{806.400}{400} = 2.0 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_v = 402 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{2016}{402} = 6 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{pencar}}{n} = \frac{425}{6} = 70,83 \text{ mm}$$

Sehingga spasi yang dipakai = 70 mm

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Pengangkuran Ujung Balok Prategang

Pengangkuran Ujung	
BalokMemanjang	2D16-70

4.4.16 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan balok prategang perlu diperhatikan agar pelaksanaan memungkinkan untuk dilakukan. Dalam perencanaan ini, balok prategang yang direncanakan tidak hanya pada balok arah memanjang tetapi juga pada balok arah melintang sehingga pelaksanaan sangat mempengaruhi. Jacking dilakukan secara bertahap dan urutan jacking pada balok arah memanjang dan

melintang perlu dikontrol apakah dapat menahan gaya keatas yang disebabkan oleh prategang. Berikut metode pelaksanaan pada balok prategang.

- 1) Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
- 2) Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang tulangan – tulangan yang terdapat pada balok prategang dan pelat. Bekisting dipasang dengan melendut ke atas agar dapat menyeimbangi lendutan balok ke bawah. Kemudian pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal dipasang untuk menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakaan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya. Beberapa titik yang menjadi batas dari daerah limit harus ditandai agar tendon tidak berada di luar daerah limit kabel.
- 3) Pengecoraan balok prategang dan pelat dilakukan secara bersamaan. Hal ini berpengaruh kepada perhitungan tegangan sehingga perhitungan tidak memisahkan antara pelat dan balok (bukan komposit). Pengecoran dilakukan dengan cor di tempat. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.
- 4) Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- 5) Proses jacking (penarikan tendon) harus dilakukan secara bertahap dimulai dari jacking pada balok memanjang terlebih dahulu. Hal ini dikarenakan kondisi di lapangan yang tidak memungkinkan untuk melakukan jacking semua balok secara bersamaan. Karena balok memanjang di jacking terlebih dahulu maka perlu dilakukan kontrol apakah penampang balok arah melintang mampu menahan beban merata ke atas yang

disebabkan oleh balok arah memanjang. Berikut urutan jacking balok prategang arah memanjang dan melintang:

- a. Jacking pertama pada balok arah memanjang dilakukan sebesar 100% F_o .

Pengecekan kekuatan penampang balok melintang dalam menahan momen positif akibat jacking setelah semua balok arah memanjang di jacking.

Tulangan atas = 2D29 (pada daerah lapangan)

$$A_s' = 1321 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_{\text{sengkang}} = 13 \text{ mm}$$

$$F_c' = 45 \text{ MPa}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{cover} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 1250 - 40 - 13 - 29/2 = 1179,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1321 \times 400}{0,85 \times 45 \times 500} = 27,63 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \varnothing M_n &= 0,9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 0,9 \times 1321 \times 400 \times (1179,5 - (27,63/2)) \\ &= 554.353.453 \text{ Nmm} \\ &= 554,35 \text{ kNm} > M_u = 22,91 \text{ kNm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- b. Setelah semua balok arah memanjang dijacking, dilakukan penarikan tendon (jacking) pada balok arah melintang sebesar 100% F_o . Karena kedua balok sama – sama menerima beban merata keatas maka tidak perlu dilakukan pengecekan kapasitas penampang terhadap momen positif.
- 6) Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- 7) Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.

4.5 DESAIN BETON PRATEGANG MENGGUNAKAN EN1992-1-1:2004

4.5.1 Data Perencanaan Beton Pratekan

- Data Perancangan
 - L = 24.00 m
 - Hp = 1.25 m
 - Bp = 0.45m
 - d' = 64.5 mm
 - tf_s = 12.00 cm
 - d strand = 90.00 mm
- Mutu beton,
 - f_{ck} = 45.00MPa
 - f_{ct} = 3.51MPa
 - f_{ck slab} = 45.00MPa
- Mutu baja,
 - f_{pk} = 1770.00MPa
 - f_{pk0.1} = 1520.00MPa
 - f_y = 390.00MPa
 - f_{ckp(t0)} = 41.7 MPa
 - f_{ctm(t0)} = 3.09 MPa

4.5.2 Penentuan TeganganIzin dari beton dan baja

- Tegangan Izin dari beton dan baja
EN1992-1-1:2004 – 5.10.2.2 dan 7.2
Besarnya gaya prategang yang diberikan kepada baja tidak boleh melebihi dari gaya maksimum yang dihitung:

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p_{\max}}$$

Pada saat jacking:

$$\sigma_{p_{\max}} = \min\{k7 \times f_{pk}; k8 \times f_{p0.1k}\}$$

Pada saat beban layan:

$$\sigma_{p_{\max}} = \min\{k1 \times f_{pk}; k2 \times f_{p0.1k}\}$$

Dimana:

A_p = Luas penampang dari tendon (mm^2)

$\sigma_{p_{\max}}$ = maksimum tegangan yang diberikan kepada tendon.

k_1 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.8

k_2 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.9

k_7 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.75

k_8 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.8

f_{pk} = kuat tarik karakteristik dari baja prategang (MPa)

$f_{p0.1k}$ = kuat tarik dari baja prategang dengan pergeseran 0.1% (MPa)

Besar dari tegangan tekan yang terjadi pada beton tidak boleh melebihi dari tegangan maksimum yang dihitung:

Pada saat *jacking*:

$$\sigma_c \leq 0.6 \times f_{ckt}$$

Pada saat beban layan:

$$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$$

Tegangan tarik:

$$\sigma_t = 1.00 \times f_{ctk}$$

$$f_{ctk} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$$

Dimana :

σ_c = Tegangantekan yang terjadi pada penampangbeton (MPa)

σ_t = Tegangan tarik yang terjadi pada penampang beton (MPa)

$f_{ck(t)}$ = kuat tekan beton silinder pada hari ke-t(MPa)

f_{ck} = kuat tekan beton silinder pada hari ke-28(MPa)

$f_{ctk(t)}$ = kuat tarik beton yang diisyaratkan, (MPa)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada seratatas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Saat *jacking*,

Tegangan tekan pada tumpuan = $\sigma_{tk} = 0.60f_{ck(t)}$
= -19.8 MPa

Tegangan tarik pada tumpuan = $\sigma_{tr} = 1.00f_{ct(t)}$
= 3.09 MPa

Saat beban layan,

Tegangan tekan pada tumpuan = $\sigma_{tk} = 0.45f_{ck}$
= -20.25 MPa

Tegangan tarik pada tumpuan = $\sigma_{tr} = 1.00f_{ct}$
= 3.8 MPa

- Kuat Tekan Beton saat *jacking*

Kekuatan beton pada hari ke-t dirumuskan EN1992-1-1:2004 sedemikian:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ S \left\{ 1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right\} \right\}$$

$$f_{ck}(t) = (\beta_{cc}(t) \times f_{cm}) - 8.00 \text{ MPa}$$

Dimana:

$\beta_{cc}(t)$ = Koefisien yang dipengaruhi oleh mutu semen dan umur *jacking*

t = Umur yang direncanakan (hari)

s = Koefisien mutu semen

f_{cm} = $f_{ck} + 8.00 \text{ MPa}$

$f_{ck(t)}$ = Kuat tekan beton pada saat umur t (MPa)

4.5.3 Perhitungan Pembebanan

Direncanakan Semen yang direncanakan adalah semen Portland tipe I (Normal)

$$s = 0.38 \text{ (Class S)}$$

Prategang *dijacking* pada umur 14 hari

$$t = 14 \text{ hari}$$

Maka,

$$\beta_{cc}(14) = \exp \left\{ 0.38 \left\{ 1 - \left(\frac{28}{14} \right)^{1/2} \right\} \right\} = 0.85$$

$$f_{ck} = 45.00 \text{ MPa}; f_{cm} = 53.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(14) = 0.85 \times 48.00 = 45.05 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(14) = 45.05 - 8.00 = 37.05 \text{ MPa}$$

Sehingga sesuai perhitungan, beton pratekan pada saat umur jacking (14 hari) memiliki kuat tekan 37.05 MPa.

- Rekapitulasi Pembebanan yang Terjadi

Tabel 4. 29 Rekapitulasi pembebanan dari ETABS

Kombinasi Pembebanan Ultimate		
1.35D		
Momen tumpuan kiri	-768.7	kNm
Momen lapangan	1554.7	kNm
Momen tumpuan kanan	-679.7	kNm

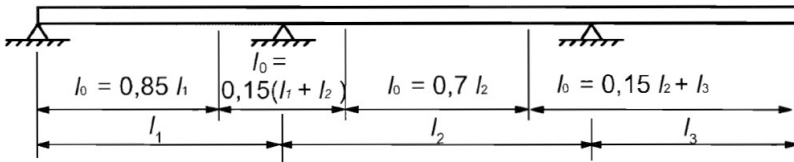
1.35D+1.5L+1EX Max		
Momen tumpuan kiri	-791.8	kNm
Momen lapangan	1810.70	kNm
Momen tumpuan kanan	-699.9	kNm
1.35D+1.5L+1EX Min		
Momen tumpuan kiri	-956.6	kNm
Momen lapangan	1755.70	kNm
Momen tumpuan kanan	-873.23	kNm
Vu	541.60	kN
Tu	329.3	kNm
Kombinasi Pembebanan Layan		
1D saat jacking		
Momen tumpuan kiri	-569.4	kNm
Momen lapangan	1151.6	kNm
Momen tumpuan kanan	-503.5	kNm
1D+1L		
Momen tumpuan kiri	-693.73	kNm
Momen lapangan	1303.9	kNm
Momen tumpuan kanan	-574.7	kNm
1D+1L+1EX Max		
Momen tumpuan kiri	-577.7	kNm
Momen lapangan	1331.4	kNm
Momen tumpuan kanan	-488.1	kNm
1D+1L+1EX Min		
Momen tumpuan kiri	-722.2	kNm
Momen lapangan	1276.5	kNm
Momen tumpuan kanan	-661.4	kNm

Untuk perhitungan struktur pratekan, EN1992-1-1:2004 – 2.4.2.2 memberikan standar momen-momen yang digunakan untuk menghitung kekuatan perlu harus merupakan jumlah momen akibat reaksi yang ditimbulkan oleh prategang (dengan suatu faktor beban sebesar 1.00 (*favourable*) dan 1.30 (*unfavourable*)) serta momen akibat beban terfaktor.

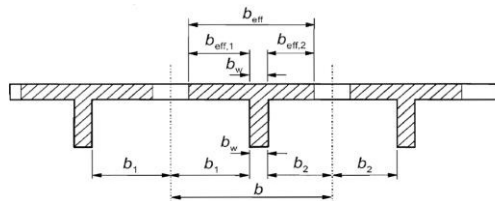
Sehingga, untuk perhitungan kekuatan layan (*serviceability*) dan perhitungan gaya prategang, pembebanan yang dipakai adalah beban dengan faktor 1.00 sedangkan untuk menghitung kuat struktur tetap menggunakan kombinasi beban *ultimate*.

4.5.4 Analisis Penampang

- Mencari lebar efektif
EN1992-1-1:2004 5.3.2.1
$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_2 \leq b$$



Gambar 4. 18 Definisi l_0 untuk penentuan lebar efektif (Sumber: Eurocode, 2004)



Gambar 4. 19 Parameter penentuan lebar efektif (Sumber: Eurocode, 2004)

Sesuai dengan parameter di gambar 8.1 dan gambar 8.2, maka didapatkan nilai:

$$l_1 = 24.00 \text{ m}$$

$$l_0 = 0.85 \times (24) = 20.40 \text{ m}$$

$$b_w = 0.50 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 0.5 \times (6 - 0.50) = 1.25 \text{ m}$$

$$0.2 l_0 = 0.2 \times 20.40 = 4.08 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0.2 \times 2.8 + 0.1 \times 20.40 = 2.29 \text{ m}$$

$$\text{Maka dipakai } b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 1.25 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 1.25 + 1.25 + 0.50 = 3.00 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang dipakai adalah 3 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 6.00 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisis tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 6.00 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{3.00 \times 0.12}{1} = 0.42 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 0.45 \times (1.39 - 0.12) = 0.63 \text{ m}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut:

$$c = \frac{h}{2} + t_f = \frac{1.25}{2} + 0.12 = 0.745m$$

$$y_t = \frac{(A_{pelat} \times \frac{t_f}{2}) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}} mm^3$$

$$y_t = \frac{(0.42 \times \frac{0.12}{2}) + (0.63 \times 0.745)}{1.12} = 0.49 m$$

$$y_b = c_{gc} = 0.9 m$$

$$d_t = y_t - \frac{t_f}{2} = 0.49 - \frac{0.12}{2} = 0.43 m$$

$$d_b = y_b - \frac{h-t_f}{2} = 0.9 - \frac{1.39-0.12}{2} = 0.35m$$

4.5.5 Penentuan Tendon Yang Digunakan

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok.

Dimana:

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} \text{ dan } K_b = \frac{W_t}{A_{total}}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} \text{ dan } W_b = \frac{I_{komposit}}{y_t}$$

Keterangan:

K_t = kern atas (m)

K_b = kern bawah (m)

I = momen inersia (m⁴)

Nilai $I_{komposit}$ didapat sebagai berikut:

$$I = \frac{1}{12}bh^3 + (A_{\text{balok}} \times db^2) + \frac{1}{12} \times \frac{be}{n}tf^3 + (A_{\text{pelat}} \times dt^2)$$

$$I = \frac{1}{12} \times 0.45 \times 1.25^3 + (0.63 \times 0.28^2) + \frac{1}{12} \times \frac{3}{1} \times 0.14^3 \\ + (0.42 \times 0.32^2) = 0.2 \text{ m}^4$$

$$Z_t = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_t} = \frac{0.2 \text{ m}^4}{0.49 \text{ m}} = 0.42 \text{ m}^3$$

$$Z_b = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_b} = \frac{0.20 \text{ m}^4}{0.9 \text{ m}} = 0.22 \text{ m}^3$$

$$K_t = \frac{Z_b}{A_{\text{total}}} = \frac{0.22 \text{ m}^3}{1.05 \text{ m}^2} = 0.21 \text{ m}$$

$$K_b = \frac{Z_t}{A_{\text{total}}} = \frac{0.42 \text{ m}^3}{1.05 \text{ m}^2} = 0.4 \text{ m}$$

- Mencari Gaya Prategang Awal (F_0)
Digunakan decking (selimut beton) = 40 mm
- Eksentrisitas pada tumpuan (e) = -200 = 200mm (di atas cgc)
- Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' - 0.5 D_{\text{tul}} = 0.92 - 0.04 - 0.5 (0.029) = 0.77 \text{ m} = 770 \text{ mm}$

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

- OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D
Momentumpuankiri = -569 kNm
Momenlapangan = 1151.6kNm
Momentumpuankanan = -503.5kNm
e tengahbentang = 0.77 m

serat atas :

$$P_{m0} \leq \frac{A \times f_{ct(t)} + \alpha_{\text{top}} \times M_0}{\alpha_{\text{top}} \times e - 1}$$

$$\leq \frac{x \cdot 3.09 + 2.58x \cdot 1151.6}{4.8x \cdot 0.52 - 1}$$

$$\leq 5057.37 \text{ kN}$$

serat bawah :

$$\leq \frac{x + \alpha x}{\alpha x e + 1}$$

$$P_{m0} \leq \frac{-0.63x \cdot 3.09 + 4.56x \cdot 1019.85}{4.8x \cdot 0.52 + 1}$$

$$\leq 5152.74 \text{ kN}$$

- OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momentumpuankiri = -722.2 kNm

Momenlapangan = 1276.5 kNm

Momentumpuankanan = -661.4kNm

e tengahbentang = 0.77 m

Kehilangan prategang diperkirakan 20%, maka $\Omega = 0.80$

serat atas :

$$P_{m0} \geq \frac{A x f_{ck(t)} + \alpha_{top} x M_T}{\Omega(\alpha_{top} x e - 1)}$$

$$P_{m0} \geq \frac{1.05x \cdot 3.09 + 2.58x \cdot 1140.43}{0.80x \cdot (2.5x \cdot 0.79 - 1)}$$

$$P_{m0} \geq -23284.27 \text{ kN}$$

serat bawah :

$$P_{m0} \geq \frac{-A x f_{ck(t)} + \alpha_{bottom} x M_0}{\Omega(\alpha_{bottom} x e + 1)}$$

$$P_{m0} \geq \frac{-1.21x \cdot 33.00 + 4.56x \cdot 1395.50}{0.80(7.93x \cdot 0.79 + 1)}$$

$$P_{m0} \geq 1321.3 \text{ kN}$$

Sehingga untuk tegangan awal, diberi:

$$P_{m0} = 1079 \text{ kN}$$

Asumsi kehilangan gaya prategang sebesar 20% maka,

$$P_m = 863.2 \text{ kN}$$

4.5.6 Kontrol Tegangan Sebelum Kehilangan:

- OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri	= -569.40 kNm
Momen lapangan	= 1151.6 kNm
Momen tumpuan kanan	= -503.5 kNm
e tengah bentang	= 0.77 m

Tegangan pada tengah bentang

serat atas:

$$f_{ct,0} = \frac{(P_{m0} \times (\alpha_{top} \times e - 1)) - \alpha_{top} \times M_0}{A}$$

$$f_{ct,0} = \frac{(1079 \times (2.83 \times 0.77 - 1)) - 2.58 \times 1151.6}{0.99}$$

$$f_{ct,0} = -6289 \text{ kN/m}^2 \leq 3086.48 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

serat bawah:

$$f_{cc,0} = \frac{(P_{m0} \times (\alpha_{bottom} \times e + 1)) - \alpha_{bottom} \times M_0}{-A}$$

$$f_{cc,0} = \frac{(1079 \times (\alpha_{bottom} \times 0.77 + 1)) - 4.83 \times 1151.6}{-0.99}$$

$$f_{cc,0} = 410.97 \text{ kN/m}^2 > -19800 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Penentuan Tendon

$$k \cdot f_{pk} = 1770.00 \text{ Mpa (strand-stress-relieved)}$$

$$f_{pk} = f_{p0.1k} = 1526.00 \text{ MPa}$$

EN1992-1-1:2004 7.2(5) menyaratkan tegangan izin tendon,

$$f_{pi} = 75\% f_{p0.1k} = 1144.50 \text{ Mpa (strand-stress-relieved)}$$

$$\text{Luas tendon} = P_{mo} / f_{pi} = 942.77 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang akan dipakai dengan spek dari *multistrand post-tensioning* sebagai berikut :

$$\text{Tendon unit} = 5-22$$

$$\text{jumlah strand} = 20$$

$$\text{Min breaking load} = 3680.00 \text{ kN}$$

$$D \text{ strand} = 12.70 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah tendon} = 1.00$$

$$D \text{ duct} = 90.00 \text{ mm}$$

Luas tendon yang digunakan

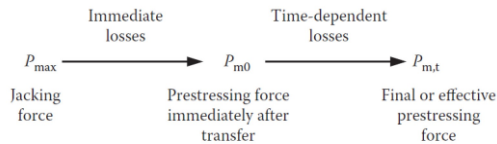
$$A \text{ pakai} = 2534.54 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ pakai} > A \text{ perlu} = \text{OK}$$

Nilai tegangan pakai

$$f \text{ pakai} = P_{mo} / A \text{ pakai} = 452.72 \text{ Mpa}$$

4.5.7 Kehilangan Gaya Pratekan



Gambar 4. 20 Alur kehilangan pratekan pada EN 1992-1-1:2004

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu disbanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan segera (kehilangan langsung)
(EN1992-1-1:2004 5.10.5)

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

$$\begin{aligned} \text{Asumsi kehilangan segera} &= 10\% \\ P_{\text{jacking}} &= 971.1 \text{KN} \end{aligned}$$

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis
(EN1992-1-1:2004 5.10.5.1)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

c. Kehilangan akibat gesekan (wobble effect)

(EN1992-1-1:2004 5.10.5.2)

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 :

$$\Delta P\mu(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Dimana :

- $\Delta P\mu$ = Kehilangan akibat gesekan (MPa)
- e = bilangan natural 2.73
- μ = Koefisien friksi dari kurvatur baja prategang
- K = Koefisien *wobble effect*
- α = sudut kelengkungan tendon ($8f/L$)
- P_{max} = Gaya prategang awal yang diberikan (kN)

Dari ayat (3) dan (4) pasal tersebut, didapat koefisien:

$$\mu = 0.190 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$k = 0.005 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$P\mu(x) = 1335.05 x e^{-0.19 x (0.09 + 0.005 x^{24})} = 1264.02 \text{ kN}$$

$$\Delta P\mu(x) = 1454.05 - 1224.02 = 70.47 \text{ kN}$$

Maka persentase kehilangan prategang akibat gesek adalah

$$\%P\Delta\mu(x) = \frac{70.47}{933.34} = 5.19 \%$$

d. Akibat selip anker

Kehilangan akibat pengangkutan/slip anker terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke anker. Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkutan.

$$L_{di} = \sqrt{\frac{EpAp\Delta s}{\beta}}$$

Dimana:

L_{di} = panjang dari pengaruh kehilangan slip anker(m)

E_c =Modulus elastisitas dari beton (Mpa)

E_p =Modulus elastisitas dari baja prategang (Mpa)

β =Kemiringan dari garis kehilangan gaya gesek
 = $(\%P\Delta\mu(x) \times P / 0.5 L)$

Δs =Besar selip dari anker, ambil nilai 2.5 (mm)

L = bentang struktur beton(m)

$$L_{di} = \sqrt{\frac{200000 \times 2534.56 \times 2.5}{4.4}} = 17.7m$$

Nilai L_{di} lebih besar dari panjang setengah bentang, sehingga perlu dihitung kehilangan akibat slip anker

$$\Delta P_{s \text{ end}} = 2\beta(L_{di}-L/2)$$

$$\Delta P_{s \text{ end}} = 2 \times 5.87 \times (17.7 - 12) = 46.16kN$$

Maka persentase kehilangan prategang akibat slip anker adalah

$$\%P\Delta s = \frac{46.16}{933.34} = 4.95 \%$$

e. 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.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pekekang spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Dapat di hitung kehilangan yang terjadi akibat desain sendi ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta F_k = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 12.1 \text{ kNm}$$

$$M_A = 10.04 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_k = \frac{(12.1 + 10.04)}{4} = 5.54 \text{ kN}$$

Maka persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom adalah

$$\% \Delta f_{fk} = \frac{5.54 \times 1000}{2534.56} = 0.51\%$$

Total kehilangan segera = 5.71% OK dibawah asumsi

$$P_{m0} = 1017.44 \text{ kNm}$$

f. Kehilangan Akibat Waktu (Tidak Langsung)
(EN1992-1-1:2004 5.10.6)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan)

g. Kehilangan akibat relaksasi baja

Relaksasi baja adalah berkurangnya tegangan dalam baja akibat berjalannya waktu pada panjang tetap. Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \times (-0.66\rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5})$$

Dimana:

$\Delta\sigma_{pr}$ = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi dari baja (MPa)

σ_{pi} = Gaya yang dialami baja = P_{m0} (kN)

ρ_{1000} = karakteristik baja prategang (2.50%)

μ = rasio tegangan izin pakai (σ_{pi}/f_{pk})

t = waktu dimana kehilangan akibat relaksasi baja ditinjau (jam). Direncanakan gedung berumur 50tahun, $t=438000$ jam.

e = bilangan natural 2.73

Perencanaan digunakan tendon strand *stress relieved* dengan mutu 1770MPa, maka:

$$\Delta\sigma_{pr} = 401.43 \times (-0.66 \times (2.5\%) e^{9.1 \times 0.42} \times 438^{0.75(1-0.42)} \times 10^{-5})$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1.78 \text{ MPa (0.44\%)}$$

h. Kehilangan akibat susut, rangkai, dan relaksasi baja

Pada EN1992-1-1:2004, kehilangan gaya prategang yang dipengaruhi waktu, besar kehilangan dihitung sekaligus sdengan 1 rumus pada pasal 5.10.6 Persamaan 5.46 sebagai berikut:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \times Ep + 0.8\Delta\sigma_{p,r} + \frac{Ep}{Ecm} x \varphi(t, t_0) x \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{Ep \times Ap}{Ecm \times Ac} \left(1 + \frac{Ac}{Ic} x zcp^2\right) [1 + 0.8 x \varphi(t, t_0)]}$$

Dimana:

$\Delta\sigma_{c+s+r}$ = Kehilangan tegangan yang dipengaruhi waktu (MPa)

ε_{cs} = estimasi dari regangan susut

Ep = Modulus elastisitas dari baja (MPa)

$\Delta\sigma_{p,r}$ = tegangan akibat relaksasi baja (MPa)

Ecm = Modulus elastisitas dari beton (MPa)

$\varphi(t,t_0)$ = koefisien rangkai pada waktu t saatdiberi tegangan di waktu t_0

$\sigma_{c,QP}$ = tegangan di tendon akibat beban sendiri, gaya prategang awal, dan momen eksternal lainnya di waktu ditinjau (MPa)

Ap = Total luas tendon pada daerah yang ditinjau (mm^2)

Ac = Total luasbeton pada daerah yang ditinjau (mm^2)

Ic = Momen inersia dari struktur (mm^4)

Zcp = eksentrisitas tendon (mm)

Dari perhitungan sebelumnya, diambil nilai:

Ep = 200000.00 MPa

$\Delta\sigma_{p,r}$ = 1.78 MPa

Ecm = 35000.00 MPa

$\sigma_{c,QP}$ = -1.32 MPa

Ap = 2534.56 mm^2

Ac = 1.05 m^2

Ic = 0.2 m^4

Zcp = 0.79 m

Sehingga, ada 2 variabel yang belum diketahui dan perlu dicari yaitu ε_{cs} dan $\varphi(t,t_0)$:

• **Perhitungan ϵ_{cs}**

Dihitungsesuai EN1992-1-1:2004 Chapter 3.1.4:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cd}(\infty) = 1.00 \times k_h \times \epsilon_{cd}(0)$$

Dimana:

$\epsilon_{ca}(\infty)$ = regangan akibat mutu beton

$\epsilon_{cd}(\infty)$ = regangan akibat beton yang mengering pada waktu tinjau

$\epsilon_{cd}(0)$ = regangan akibat beton yang mengering pada awal (lihat tabel 8.2)

kh = Koefisien berdasarkan kelembapan relative dan mutu beton (lihat Tabel 8.3)

fck = Kuat mutu beton 28 hari (MPa)

Tabel 4. 30 nilai dari $\epsilon_{cd}(0)$ untuk beton dengan semen kelas normal

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relative Humidity (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0.62	0.58	0.49	0.30	0.17	0.00
40/50	0.48	0.46	0.38	0.24	0.13	0.00
60/75	0.38	0.36	0.30	0.19	0.10	0.00
80/95	0.30	0.28	0.24	0.15	0.08	0.00
90/105	0.27	0.25	0.21	0.13	0.07	0.00

(Sumber: Eurocode, 2004)

Tabel 4. 31 Nilai dari Kh

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

(Sumber: Eurocode, 2004)

$$h_0 = 2 \times A_c / U = 2 \times 1.05 / 13.60 = 597.40 \text{ mm}$$

Maka diambil nilai:

$$k_h = 0.70$$

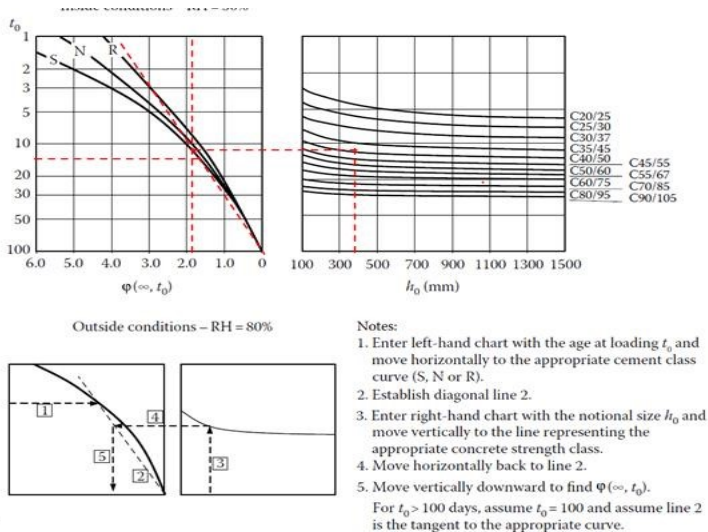
$$\varepsilon_{cd}(\infty) = -140 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \times (45 - 10) \times 10^{-6} = -87.5 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cs} = -87.5 \times 10^{-6} + (-140 \times 10^{-6}) = -227.5 \times 10^{-6}$$

● **Perhitungan $\varphi(t, t_0)$**

Perhitungan dilakukan sesuai dengan prosedur yang ada pada Pasal 3.1.4 Figure 3.1 dan didapatkan nilainya = 1.80



Gambar 4. 21 Hubungan Kehilangan terhadap waktu

$$\Delta\sigma_c + s + r = 71.29 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta\sigma_{c+s+r} = 80.68 \text{ kN}$$

Maka persentase kehilangan prategang berdasarkan waktu adalah
 $\%P\Delta s = 7.93 \%$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan prategang total} &= 13.64 \% \\ P_{m,t} &= 931.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol Gaya Setelah Kehilangan Prategang
Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

serat bawah:

$$f_{ct} = \frac{(P_m \times (\alpha_{top} \times e + 1)) - \alpha_{top} \times M_0}{-A}$$

$$f_{ct} = \frac{(931.88 \times (2.42 \times 0.79 + 1)) - 2.42 \times 1140}{-0.99}$$

$$f_{ct} = 1.6 \text{ MPa} \leq 3.7 \text{ Mpa (OK)}$$

serat atas:

$$f_{cc} = \frac{(P_m \times (\alpha_{bottom} \times e - 1)) - \alpha_{bottom} \times M_0}{A}$$

$$f_{cc} = \frac{(1228.28 \times (\alpha_{bottom} \times 0.79 - 1)) - 4.56 \times 1140}{0.99}$$

$$f_{cc} = -2.4 \text{ MPa} \leq -20.25 \text{ MPa (OK)}$$

4.5.8 Kontrol Lendutan

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 lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

$$f_{izin} = \frac{L}{500} = \frac{24000}{500} = 48.00 \text{ mm}$$

Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*chamber*).

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 1007900 \times 965.8 / (24000)^2 \\ &= 14.47 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta p' &= 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (14.47 \times (24000)^4 / (35000 \times 0.124 \times 10^{12})) \\ &= 21.95 \text{ mm } (\uparrow) \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri balok

$$q_o = W \times A = 2400 \times 1.05 = 29.04 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta q_o &= 5/384 \times (q_o \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (25.02 \times (24000)^4 / (29725.41 \times 0.12 \times 10^{12})) \\ &= 22.75 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 0.8 \text{ mm } (\downarrow) < 48.00 \text{ mm (OK)}$$

Lendutan saat beban layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_e \times f / L^2 \\ &= 8 \times 1228610.75 \times 994.38 / (24000)^2 \\ &= 12.5 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta p' &= 5/384 \times (p' \times L^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (12.5 \times (24000)^4 / (35000 \times 0.12 \times 10^{12})) \\ &= 8.16 \text{ mm } (\uparrow) \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri balok

$$\Delta q_o = 5/384 \times (q_o \times l^4 / (E_c \times I))$$

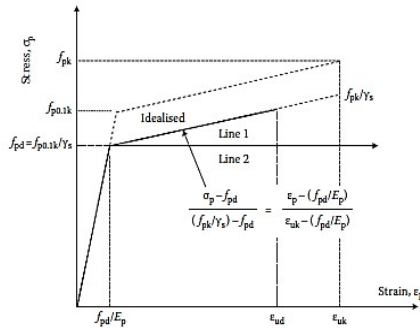
$$= 5/384 \times (24.62 \times (24000)^4 / (35000 \times 0.12 \times 10^{12}))$$

$$= 25.89 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\Delta \text{ total} = 17.73 (\downarrow) < 48.00 \text{ mm (OK)}$$

4.5.9 Perhitungan Momen Nominal(EN1992-1-1:2004 - 6.1)

Kuat lentur komponen struktur prategang dapat dihitung menggunakan asumsi yang seperti pada komponen struktur nonprategang Tendon prategang tidak mempunyai titik leleh yang pasti seperti halnya tulangan lunak. Eurocode menyatakan bahwa regangan pada saat beton hancur adalah 0.0035, asumsi ini membuat tegangan baja prategang dihitung secara elastis. Namun secara praktis, tegangan baja yang terjadi adalah fpd.



Gambar 4. 22 Kurva tegangan regangan dari beton pratekan yang disederhanakan (Gilbert et al., 2017)

$$fpd = \frac{fp0.1k}{\gamma_s}$$

Dimana:

fpd = tegangan tendondesain MPa

fp1.0k = kuat leleh tendon prategang metode pergeseran 0.1, MPa

γs = faktor keamanan baja prategang

Tabel 4. 32 Nilai dari material beton prategang

Design situation	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent and transient	1.5	1.15	1.15
Accidental	1.2	1.0	1.0

Sehingga direncanakan:

$$f_{pu} = 1770.0 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} = 1526.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (Dari tab 8.4)}$$

$$f_c' = 45.00 \text{ MPa}$$

$$b_w = 400.00 \text{ mm}$$

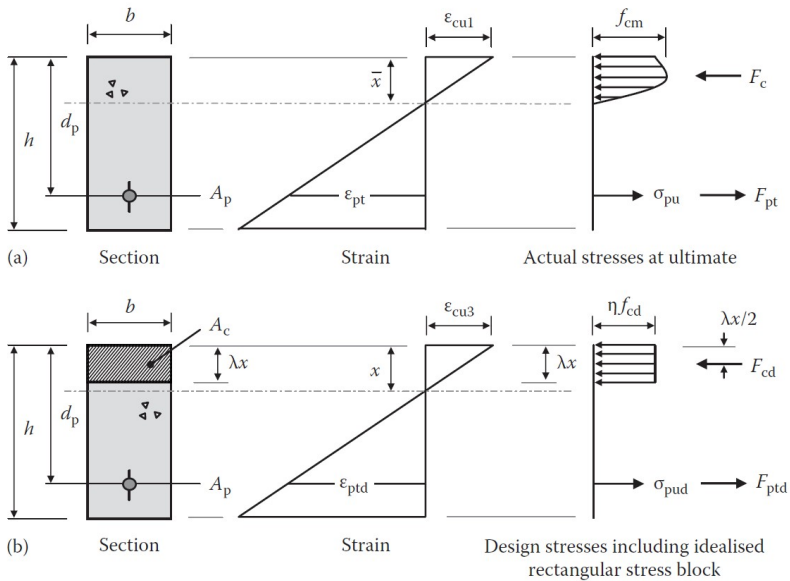
$$B_{eff} = 3000.00 \text{ mm}$$

$$d_p = 1250.50 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = 2534.04 \text{ mm}^2$$

$$f_{pd} = \frac{1526.00}{1.15} = 1326.96 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{45.00}{1.5} = 30.00 \text{ MPa}$$



Gambar 4. 23 Ilustrasi kekuatan lentur dari Eurocode (sumber: Eurocode, 2004)

a. Momen Nominal Tendon Prategang pada Lapangan

$$T = A_{ps} \times f_{pd} = 3363247.13 \text{ N}$$

$$C = T$$

$$\lambda x = \frac{T}{\eta x f_{cd} x b w}$$

$$x = \frac{3363247.13}{1.00 \times 26.67 \times 400 \times 0.8} = 46.71 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 3363247.13 \times \left[1111.50 - \frac{280.27}{2} \right] = 4142.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 4142.9 \text{ kNm} \geq M_{ED} = 1755.7 \text{ kNm (OK)}$$

b. Momen Nominal Tendon Prategang pada tumpuan

$$T = A_{ps} \times f_{pd} = 3363247.13 \text{ N}$$

$$C = T$$

$$\lambda x = \frac{T}{\eta \times f_{cd} \times b_{eff}}$$

$$\lambda x = \frac{3363247.13}{1.00 \times 26.67 \times 3000} = 280.27 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 3363247.13 \times \left[1119.40 - \frac{350.338}{2} \right] = 3239.64 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 3239.64 \text{ kNm} \geq M_{ED} = 956.6 \text{ kNm (OK)}$$

4.5.10 Perencanaan lentur sendi plastis(EN1992-1-1:2004 - 5.4.3.1.2(1))

Pada daerah kritis (sendi plastis) = h, dalam memikul beban gempa, kuat lentur tendon diabaikan. Sehingga penulangan lentur pada sendi plastis:

Direncanakan:

$$d_{tul} = 25.00 \text{ mm}$$

$$A_s = 491.07 \text{ mm}^2$$

$$n = 5.00 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2455.36 \text{ mm}^2$$

$$d_p = 1303.00 \text{ mm}$$

$$\rho = 0.0054$$

$$f_{ck} = 45.00 \text{ MPa}$$

Kontrol apakah ρ lebih dari ρ_{min} yang diizinkan:

$$\rho_{min} = 0.5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

$$\rho_{min} = 0.5 \left(\frac{3.33}{390} \right) = 0.0042$$

$$\rho > \rho_{min} \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= 1.00 \\
 \lambda &= 0.80 \\
 \gamma_s &= 1.15 \\
 \gamma_c &= 1.50 \\
 \alpha &= 1.00 \\
 f_{cd} &= 30.00 \text{ Pa}
 \end{aligned}$$

Mutu tulangan baja non prategang:

$$\begin{aligned}
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 f_{yd} = f_{p0.1k} / \gamma_s &= 365.22 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Maka perhitungan momen lentur:

$$T = A_{ps} \times f_{pd} = 896739.13 \text{ N}$$

$$C = T$$

$$\lambda x = \frac{T}{\eta \times f_{cd} \times b \times \beta_{eff}}$$

$$x = \frac{896739.13}{1.00 \times 26.67 \times 3000 \times 0.8} = 74.73 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 896739.13 \times \left[1303 - \frac{74.73}{2} \right] = 1123.71 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1123.71 \text{ kNm} \geq M_{ED} = 956.6 \text{ kNm (OK)}$$

a. Kontrol Momen Retak

Penampang prategang didesain supaya tidak terjadi retak, sehingga momen yang terjadi perlu dikontrol.

$$M_{cr} = Z \left(f_{ctm} - \sigma_{cs} + \frac{P}{A} \right) + P \times e$$

Dimana:

M_{cr} = Momen saat serat tarik beton mengalami retak (kNm)

f_{ctm} = Tegangan tarik beton (MPa)

σ_{cs} = Tegangan beton akibat pengaruh susut baja

P = Gaya prategang yang diberikan (kN)

e = eksentrisitas tendon (mm)

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan:

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = -227.00 \times 10^{-6}$$

$$\rho = 0.004$$

Tidak ada tulangan lunak pada daerah tekan maka,

$$\rho_{cw} = 0.00$$

$$f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$Z \text{ bottom komposit} = 0.22 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{cs} = \left(\frac{2.5\rho w - 0.8\rho_{cw}}{1 + 50\rho w} E_s \times \varepsilon_{cs} \right)$$

$$\sigma_{cs} = \left(\frac{2.5\rho \times 0.005 - 0.8 \times 0}{1 + 50 \times 0.005} \times 200000 \times 225 \times 10^{-6} \right)$$

$$\sigma_{cs} = 0.04 \text{ Mpa}$$

Sehingga momen crack di lapangan:

$$M_{cr} = 0.22 \left(3.8 - 0.04 + \frac{1500}{1.05} \right) + 1079 \times 0.77$$

$$M_{cr} = 1874.06 \text{ kNm}$$

$$M_D = 1276.5 \text{ kNm (OK)}$$

Momen crack di tumpuan:

$$M_{cr} = 0.38 \left(3.8 - 0.04 + \frac{1500}{1.05} \right) + 1079 \times 0.2$$

$$M_{cr} = 2069.88 \text{ kNm}$$

$$M_D = 661.4 \text{ kNm (OK)}$$

b. Perhitungan Gaya Geser

Kuat geser dari beton pada penampang tidak retak diatur pada EN1992-1-1:2004 - 6.2.2(2)

$$V_{Rd,c} = \frac{I \times b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \times \sigma_{cp} \times f_{ctd}}$$

Dimana:

$V_{Rd,c}$ = Kuat beton memikul tegangan geser (kN)

- I = Momen inersia penampang (m^4)
 b_w = Lebar balok pratekan (mm)
 f_{ctd} = Tegangan tarik desain dari beton (MPa)
 a_l = koefisien bernilai 1.00 untuk post- tension
 σ_{cp} = Tegangan beton akibat gayapratetegang (MPa)

Dari perhitungan sebelumnya, direncanakan:

- f_{ctd} = 2.53 MPa
 σ_{cp1} = 0.95 MPa
 σ_{cp2} = 9.00 MPa
 σ_{cp} pakai = 0.95 MPa
 a_l = 1.00
 S = 191561738.42 mm³
 $V_{RD,c}$ = 1463.06 kN

Geser yang terjadi, V_u at d

- x = 1370.00 mm
 V_{ED} = 541.6 kN
 $V_{RD,c}$ = 1463.06 kN

Maka direncanakan tulangan geser minimum

c. Perhitungan tulangan geser minimum (EN1992-1-1:2004 9.2.2(5))

- Direncanakan D sengkang = 10.00 mm
 As double stirrup = 157.14 mm²

$$\rho_{w, min} = \frac{0.08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{min} = 0.0014$$

- kemiringan sengkang (α) = 90.00 deg
 d = 1300.50 mm

Jarak maksimum pemasangan sengkang diambil terkecil dari:

$$s_{max1} \ 0.75d(1 + \cot\alpha) = 975.38 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max 2} & 0.6d(1+\cot\alpha) & =780.30\text{mm} \\
 S_{\max 3} & 0.75d & =975.38\text{mm} \\
 S_{\max 4} & & =600.00\text{mm} \\
 S_{\max} & & =600.00\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b \times \sin\alpha}$$

$$A_{sw}/s = 0.64$$

$$s = 245.4 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 200 \text{ mm}$$

Direncanakan double leg stirrup D10-200

4.5.11 Perencanaan sengkang sendi plastis (EN1992-1-1:2004 - 5.5.3.1.3(6))

Pada daerah kritis di sendiplastis ($=h$), direncanakan sengkang dengan jarak yang relatif lebih rapat dari sengkang lapangan karena bersifat seperti confinement pada saat gempa terjadi. Eurocode menyaratkan jarak sengkang maks:

$$d \text{ min tulentur} = 25.00\text{mm}$$

$$S_{\max 1} hw/4 = 342.50\text{mm}$$

$$S_{\max 2} 24ds = 240.00\text{mm}$$

$$S_{\max 3} = 175.00\text{mm}$$

$$S_{\max 4} 6dbl = 150.00\text{mm}$$

$$S_{\max} = 150.00\text{mm}$$

Direncanakan double leg stirrup D10-150

Perhitungan Tulangan Torsi

Kekuatan beton memikul torsi dirumuskan Eurocode sebagai berikut:

$$TRd, c = Jt \times fctd \sqrt{1 + 10\sigma_{cp}/fck}$$

$$Jt = 0.33 \sum x^2 y$$

Dimana:

$TR_{d,c}$ = Kapasitas beton memikul beban torsi (kN)

J_t = Konstanta torsi (mm³)

f_{ctd} = kekuatan desain beton memikul tarik (MPa)

σ_{cp} = Tegangan beton karena gaya pratekan (MPa)

f_{ck} = kuat tekan beton pada umur 28 hari (MPa)

Didapatkan:

$J_t = 236775000.00 \text{ mm}^3$

$f_{ctd} = 2.53 \text{ MPa}$

$$TR_{d,c} = 236775000 \times 2.34 \sqrt{1 + 10 \times 1.01/40}$$

$$TR_{d,c} = 659.09 \text{ kNm}$$

T_{ED} (Didapatdari ETABS) = 329.3kNm

Syarat torsi tidak menambah jumlah tulangan longitudinal:

$$\frac{T_{ed}}{TR_{dc}} + \frac{V_{ed}}{VR_{d,c}} \leq 1.00$$

$$\frac{329.3}{659.09} + \frac{541.6}{1463.06} = 0.87 \leq 1.00 \text{ (OK)}$$

Beton kuat menahan torsi yang ada tanpa memerlukan tambahan tulangan torsi.

Perencanaan Angkur

Angkur adalah bagian dari system pratekan pascatarik yang terletak pada kedua ujung struktur beton pratekan, fungsinya untuk

menyalurkan gaya prategang dari tendon kebeton. Angkur terdiri dari angkur hidup dan angkur mati, perencanaan struktur ini menggunakan sistem prategang VSL.

Rekapitulasi Gaya pada Tendon

Tipe strand	=Y1770S7
d strand	=12.70mm
f_{pk}	=1770MPa
$f_{p0.1k}$	=1526MPa
F_{pk}	=265KN
Strand pakai	=5-22
Jumlah strand	=20 buah
Perencanaan Angkur Mati	
Tipe angkur	=VSL - AF
ϕA	=265mm
Cover (F)	=45mm

Penulangan daerah lokal:

Diameter tulangan (ϕR)	=20mm
Jarak antar tulangan (P)	=55mm
Jumlah tulangan (r)	=8buah
Panjang area penulangan (I)	=385mm
Panjang sengkang (M)	=390mm
Diameter sengkang (ϕS)	=16mm

Perencanaan Angkur Hidup

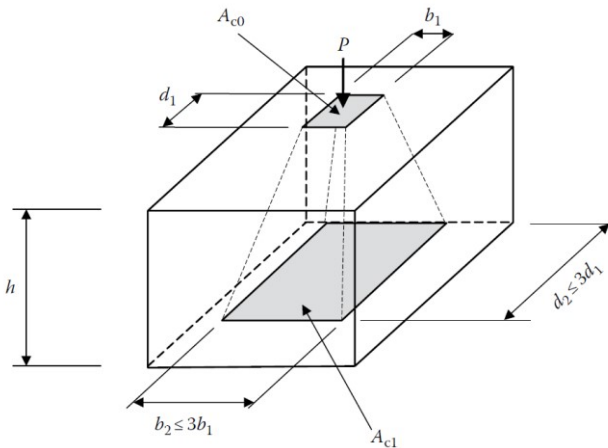
Tipe angkur	=VSL - GC
ϕA	=230mm
Cover (F)	=50mm
Penulangan daerah lokal:	
Diameter tulangan (ϕR)	=20mm
Jarak antar tulangan (P)	=50mm
Jumlah tulangan (r)	=6buah
Panjang area penulangan (I)	=250mm
Panjang sengkang (M)	=275mm

Diameter sengkang (ϕS) = 10mm

4.5.12 Perencanaan Daerah Angkur EN 1992-1-1:2004 6.7(2)

Balok ptekan 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 ptekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya ptekan 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. Perhitungan kebutuhan luas tulangan untuk bursting:



Gambar 4. 24 Ilustrasi distribusi area untuk menentukan kekuatan batas

(Sumber : Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2)

$$FRdu = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3.00 \times f_{cd} \times A_{c0}$$

Dimana:

- F_{Rdu} = kapasitas beton dalam menahan gaya pencar (kN)
 A_p = luas penampang baja prategang (mm^2)
 A_{c0} = luas penampang beton dibelakang daerah angkur (mm^2)
 A_{c1} = luas penampang beton setelah pada area distribusi (mm^2)
 f_{cd} = tegangan desain dari kuat tekan beton (MPa)
 $b1$ = panjang area dibelakang angkur (mm)
 $d1$ = panjang area dibelakang angkur (mm)
 $b2$ = panjang pada area distribusi (mm)
 $d2$ = panjang pada area distribusi (mm)

Dari pemilihan angkur, didapatkan data:

- $b1$ = 230 mm
 $d1$ = 230 mm
 $b2$ (ambil $3b1$) $< b_w$ = 400 mm
 $d2$ (ambil $3d1$) = 690 mm

- A_p = 6364.29 mm^2
 A_{c0} = 46535.71 mm^2
 A_{c1} = 276000 mm^2
 f_{cd} = 30 Mpa

$$FRdu = 46535.71 \times 30 \times \sqrt{\frac{276000}{46535.71}} = 3392.92 \text{ kN}$$

$$P_{m0} = 1079 \text{ kN}$$

Gaya penahan lebih besar dari P_{m0} ,

Namun tetap diberi tulangan daerah angkur:

a. Arah Vertikal

$$\text{Panjang} = h = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{burst} = \frac{Pm_0}{8} (h - a)$$

$$M_{burst} = 153.76 \text{ kNm}$$

$$P_{burst} = \frac{M_b}{0.5h}$$

$$P_{burst} = 224.46 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan dengan D25, $f_y = 390 \text{ MPa}$

$$A_{\text{perlu}} = 534.44 \text{ mm}^2$$

$$\text{AD10 (double leg)} = 157.14 \text{ mm}^2$$

Pemasangandari 0.2h-1.0h

$$0.2h = 240 \text{ mm}$$

$$1h = 1370 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang} = 960 \text{ mm}$$

$$\text{ambil s} = 200 \text{ mm}$$

Dipasang double leg stirup D10-200

Arah Horizontal

$$\text{Panjang} = b = 0.40 \text{ m}$$

$$M_b = 30.90 \text{ kNm}$$

$$F_{bt} = 154.49 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan dengan D25, $f_y = 390 \text{ MPa}$

$$A_{\text{perlu}} = 396.14 \text{ mm}^2$$

$$\text{AD10 (double leg)} = 157.14 \text{ mm}^2$$

Pemasangandari 0.2b-1.0b

$$0.2b = 80 \text{ mm}$$

$$1b = 400 \text{ mm}$$

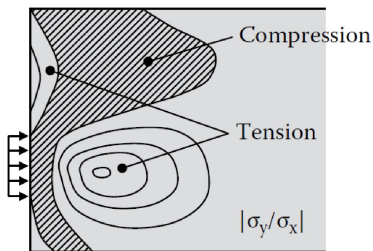
$$\text{Panjang} = 320 \text{ mm}$$

ambil $s = 100 \text{ mm}$

Dipasang double leg stirup D10-100

Perencanaan tulangan daerah terkelupas :

Pada daerah penyaluran gaya prategang, tegangan yang terjadi didalam tendon bukan hanya kompresi, namun juga tegangan tarik. Tegangan tarik yang terdapat pada permukaan ujung beton akan cenderung terkelupas, untuk itu disediakan tulangan tambahan. Lihat area tarik kupas pada gambar 6.8



Gambar 4. 25 Isobar dari tegangan beton pada daerah angkur
(Sumber: Gilbert, Mickleborough, & Ranzi, 2017)

T. Y. Lin merekomendasikan	$T = 0.03F_o$
F_o	$= 1454.05 \text{ kN}$
T	$= 43.62 \text{ kN}$
f_y	$= 390.00 \text{ MPa}$
$A_s = T/f_y$	$= 111.85 \text{ mm}^2$
$A_s \text{ D10}$	$= 78.57 \text{ mm}^2$
n	$= 2$
s	$= 150 \text{ mm}$
Dipasang tulangan ujung D10-150	

Perencanaan hidrolik jack

Sesuai dengan brosur VSL, untuk menarik tendon supaya menghasilkan gaya prategang digunakan alat jacking dengan spesifikasi:

Designation = ZPE-290/19'

Jack capacity = 2900KN

Perencanaan Grouting:

Sesuai dengan brosur VSL =fc cube 100MPa

fc' grouting =~85MPa

Daerah Limit Kabel

Agar tegangan terjadi tidak melebihi tegangan izin, maka penempatan tendon harus didalam area daerah limit kabel yang dihitung sebagai berikut:

e1, diambil yang terkecil dari:

$$e1 \leq \frac{M_{\text{jacking}}}{P_{\text{mo}}} + \frac{Z_{\text{top}} \times f_{\text{ct},0}}{P_{\text{mo}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{top}}}$$

$$e1 \leq \frac{M_{\text{jacking}}}{P_{\text{mo}}} - \frac{Z_{\text{bottom}} \times f_{\text{cc},0}}{P_{\text{mo}}} - \frac{1}{\alpha_{\text{bottom}}}$$

e2, diambil yang terkecil dari:

$$e2 \geq \frac{M_{\text{service}}}{P_{\text{mt}}} + \frac{Z_{\text{top}} \times f_{\text{cc},t}}{P_{\text{mt}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{top}}}$$

$$e2 \geq \frac{M_{\text{service}}}{P_{\text{mt}}} - \frac{Z_{\text{bottom}} \times f_{\text{ct},t}}{P_{\text{mt}}} - \frac{1}{\alpha_{\text{bottom}}}$$

Dimana e1 dan e2 berjarak dari cgc.

Rekapitulasi perencanaan:

L = 24000.00 mm

e lapangan = 770 mm

e tumpuan = 200.00 mm

fokus = 965.86 mm

$$\begin{aligned} D \text{ tendon} &= 90.00 \text{ mm} \\ a &= 985000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Koordinat Kabel

$$y_t = 494.64 \text{ mm}$$

$$y_b = 875.36 \text{ mm}$$

$$YI = 4fx(l-x)/l^2$$

$$P_{m0} = 1017.44 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1151.50 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{top} = A/Z_{top} = 4.8/m$$

$$\alpha_{bottom} = A/Z_{bottom} = 4.8/m$$

$$Z_{top} = 0.13 \text{ m}^3$$

$$Z_{bottom} = 0.13 \text{ m}^3$$

$$f_{ct,0} = 3086.48 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{cc,0} = -19800.00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{m,t} = 931.88 \text{ kN}$$

$$M_T = 1276.5 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{top \text{ komposit}} = A/Z_{top} = 2.58/m$$

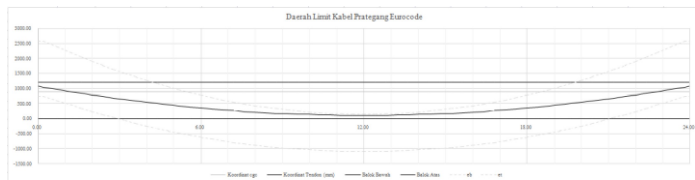
$$\alpha_{bottom \text{ komposit}} = A/Z_{bottom} = 4.56/m$$

$$Z_{top \text{ komposit}} = 0.38 \text{ m}^3$$

$$Z_{bottom \text{ komposit}} = 0.22 \text{ m}^3$$

$$f_{ct,t} = 3795.45 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{cc,t} = -20250.00 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 26 Daerah Limit kabel

Tabel 4. 33 Rekapitulasi hasil perancangan berdasarkan SNI 2847:2013 dan EN1992-1-1:2004

	SNI 2847:2013	EN1992-1-1:2004
Lokasi bangunan	Surabaya	Surabaya
Karakteristik bangunan	Apartemet	Apartemet
Bentang	24000.00	24000.00
Tinggi balok (H)	1250.00	1250.00
Lebar web (bw)	500.00	500.00
fc'	40.00	40.00
Umur jacking	14 hari	14 hari
fy	390.00	390.00
fyu	1770.00	1770.00
Cover	40.00	40.00
Sistem prategang	VSL	VSL
Dimensi penampang	1370/400	1370/400
Beban gempa		
<i>Jacking</i>		
Momen lapangan	1019.49	1019.49
Momen tumpuan	-604	-604
<i>Service</i>		
Momen lapangan	1127.65	1127.65
Momen tumpuan	-693.73	-693.73
Lebar efektif	2640.00	3000
fci'	37.07	33.00
Eksentrisitas tumpuan	-200.00	-200.00
Eksentrisitas lapangan	730.94	840.90
Tegangan izin		
<i>Jacking</i>		

Lapangan serat atas	3.77	3.33
Lapangan serat bawah	-22.24	-22.23
Tumpuan serat atas	3.04	-
Tumpuan serat bawah	-25.95	-
<i>Service</i>		
Lapangan serat atas	-18.00	-20.25
Lapangan serat bawah	3.92	3.8
Tumpuan serat atas	3.92	-
Tumpuan serat bawah	-18.00	-
Fo	3000	1500
Kehilangan Fo:	24.57%	18.09%
Slip angker (A)	-	-
Perpendekan elastis (ES)	-	-
Wobble effect (PF)	9.28%	5.42%
Rangkak (CR)	-5.30%	6.11%
Susut (SH)	0.02%	
Relaksasi baja (RE)	10.06%	
Kekangan kolom	5.21%	6.20%
Fe	728.87	1228.28
Tul. Lentur sendi plastis	4D29	4D29
Tulangan Geser	D16-200	D10-200
Tulangan Torsi	-	-
Mcr	1438.53	1935.17
Tulangan Angkur:		
Daerah Global	2D16-300	2D10-200
Daerah Lokal	-	-
Lendutan jacking	34.92	31.34
Lendutan service	3.9	-8.68
Tendon	5 -22	5-22

Jumlah strand	20	20
Duct	77.00	77.00

4.6 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

4.6.1 Umum

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 terkait ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Tower A Apartement Bale Hinggil sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi software bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.

4.6.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Perencanaan Gedung Tower A Apartement Bale Hinggil direncanakan beberapa balok induk seperti

a. Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 1 pada lantai ruang seminar.

Data perencanaan:

L	= 6000 mm
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 400 Mpa
Tul. lentur (D)	= 25 mm
As tulangan	= 490,87 mm ²
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,73 mm ²
B	= 400 mm

H	= 600 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + \emptyset sengkang + $\frac{1}{2}$ \emptyset lentur = 65,5 mm
d	= h – (decking + \emptyset sengkang + $\frac{1}{2}$ \emptyset lentur) = 534.5 mm

Data hasil momen dan gaya geser dari ETABS akibat kombinasi beban yang terbesar (envelope)

Mu tumpuan (-)	= -329.9 kN.m
Mu tumpuan (+)	= 230.63 kN.m
Mu lapangan	= 64.87 kN.m
Tu	= 7580 kN.m
Vu (envelope)	= 163.65 kN
Vu _{2h}	= 123.95 kN

Penulangan tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\emptyset = 0.9$

Penulangantumpuanatas

- Mu = -329.9kN.m
- Mn = $\frac{Mu}{\emptyset} = 362101190 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c-28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7}$
 $= 0.764$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$
 $= \frac{0,85 \times 0.764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right)$
 $= 0.03898$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.03898 = 0.029$
- $\rho_{\max} = 0.025$ (menentukan)

- $\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25x\sqrt{40}}{400} = 0.00395$ (menentukan)
 - $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
 - $m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$
 - Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$
 $X_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 380,7 \text{ mm}$
 $X \leq 0,75 \cdot 380,7 = 285,525 \text{ mm};$
 Direncanakan $X = 90 \text{ mm}$
 - $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y}$
 $= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 450 \cdot 90}{400} = 2630,07 \text{ mm}^2$
 - $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right)$
 $= 2630,07 \times 400 \times \left(534.5 - \frac{0,764 \cdot 90}{2} \right)$
 $= 8,841,843.32 \text{ mm}^2$
 - $M_n - M_{nc} > 0$ (tulangan rangkap)
 - $R_n = \frac{362101190}{bd^2} = \frac{362101190}{400 \times 543.5^2} = 3.16 \text{ N/mm}^2$
 - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{3.16} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 3.16}{400}} \right)$
 $= 0,0083$
 - Maka dipakai $\rho = 0,0083$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)
 - Tulangan tumpuan atas
 $A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0083 \times 400 \times 543.5 = 1780.9 \text{ mm}^2$
 - n (jumlah) $= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}}$
 $= 3.5 \sim 4 \text{ buah}$
- Dipakai 3D25 (As. pasang = 1963.5 mm²)

- Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1} \\ &= 65 \text{ mm} > 25\text{mm} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Menghitung momen nominal tumpuan atas

$$\begin{aligned}a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b} \\ &= \frac{1780,9 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 57,74 \text{ mm} \\ \emptyset Mn &= 0,9 \cdot As \cdot fy \cdot (d-a/2) \\ &= 0,9 \times 2457 \times 400 \times (484,5 - (115,5/2)) \\ &= 467,77 \text{ kNm} > Mu \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Penulangan tumpuan bawah

Berdasarkan SNI 2847:2013, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada komponen tersebut.

$$\begin{aligned}\text{Mu tumpuan (+)} &= 230,64 \text{ kNm} \\ 0,5 \emptyset Mn \text{ dari tumpuan atas} &= 256,3 > 230,64 \text{ kNm} \\ 0,5 Mn \text{ tumpuan atas} &> \text{Mu tumpuan positif, sehingga} \\ &\text{gunakan momen lentur hasil perhitungan kapasitas} \\ &\text{penampang.}\end{aligned}$$

- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{321,6 \times 10^6}{350 \times 484,5^2} = 2,24 \text{ N/mm}^2$

- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$
 $= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 2,24}{400}} \right)$
 $= 0,0058$

- Maka dipakai $\rho = 0,0058$ ($\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{max}}$)

- Tulangan tumpuan bawah

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0058 \times 400 \times 543,5 = 1240,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n \text{ (jumlah)} &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \\ &= 2,6 \sim 3 \text{ buah}\end{aligned}$$

- Dipakai 3D25 (As. pasang = 1472.6 mm²)
- Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1} \\ &= 110 \text{ mm} > 25\text{mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : 4D25 (As pasang = 1963.5 mm²)
 Tulangan bawah : 3D25 (As pasang = 1472.6 mm²)

- Menghitung d_{aktual}

Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = 65.5 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 534.5 \text{ mm}$$

- Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3436}{400 \times 543.5} = 0,0124$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{1963}{400 \times 484,5} = 0,00688$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times f_c' \times d' \times \beta}{d \times f_y} \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) + \rho' = 0,0276 > \rho = 0,0124$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

- $M_u = 368.9 \text{ kN.m}$

- $M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = 362101111.1.\text{mm}$

- Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$

- Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65.5 mm

- Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65,5 mm

- Tinggi efektif, d aktual = 534.5 mm

- Tul. Tarik 4D25, $A_{s1} = 1963.5 \text{ mm}^2$

- Tul. Tekan 3D25, $A_{s2} = 1472 \text{ mm}^2$

- $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1)X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y)X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$

$$11.693 X^2 - 196.349 X - 77.165.370 = 0$$

$$X = 90,06 \text{ mm (Menggunakan goal seek)}$$

- Mencari nilai f_s' tulangan terpasang

$$f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600$$

$$= 163,64 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (tulangan tidak}$$

leleh)

- $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 451970117,5 \text{ N} \cdot \text{mm} > M_n = 435723777,8 \text{ N} \cdot \text{mm}$

(OK)

- Cek kondisi penampang

$$C = 80,72 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0,008 > 0,005$$

Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} \times M_n^-$$

$$230.64 \text{ kNm} \geq 0,5 \times 362101111,1 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$230.64 \text{ kNm} \geq 181050555,6 \text{ N} \cdot \text{mm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol batas penulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\text{➤ } \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 350 \cdot 484,5}{400} = 593,5125 \text{ mm}^2$$

$$999,34 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas (OK)}$$

$$\text{➤ } \frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{400} \cdot 450 \cdot 634,5 = 670,3040428 \text{ mm}^2$$

$$670,304 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas (OK)}$$

- Kontrol jarak tulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4:

$$C_c = \text{tebal selimut} + \emptyset \text{ sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$f_s = 2/3 \cdot f_y = 2/3 \cdot 400 = 267 \text{ Mpa}$$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 C_c = 266,5 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 399 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

Penulangan lapangan

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.

- $\frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{4} \times 325.89 \text{ kNm}$
 $= 80.037 \text{ kNm}$
- $Mu_{\text{lapangan}} = 94.78 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} (\text{OK})$
- $Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{94.78 \times 10^6}{0,9} = 10531111 \text{ mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$
 $= 0.764$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$
 $= 0.0389$
- $\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0389 = 0.029$
- $\rho_{\text{max}} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\text{min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{400} = 0.00395$ (menentukan)
- $\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$
- Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$
 $X_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 380,7 \text{ mm}$
 $X \leq 0,75 \cdot 380,7 = 285,525 \text{ mm};$
 Direncanakan $X = 90 \text{ mm}$
- $Asc = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y}$
 $= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 400 \cdot 90}{400} = 2045.61 \text{ mm}^2$

- $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right)$
 $= 2045.61 \times 400 \times \left(484.5,5 - \frac{0,764 \cdot 90}{2}\right)$
 $= 368307989.3 \text{ mm}^2$
- $M_n - M_{nc} > 0$ (tulangan rangkap)
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{324,255,555}{350 \times 484,5^2} = 0.92 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$
 $= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 0.92}{400}}\right)$
 $= 0,0023$
- Maka dipakai $\rho = 0,00395$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)
- Tulangan lapangan bawah
As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,00395 \times 400 \times 543.5 = 845.11 \text{ mm}^2$
n (jumlah) $= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$
 $= \frac{845.11}{490,87} = 1.9 \sim 2$ buah
Dipakai 4D25 (As. pasang = 981.74 mm^2)
- Tulangan lapangan atas
As min $= \frac{1}{2} \times As$
 $= \frac{1}{2} \times 1174,71 = 587,35 \text{ mm}^2$
n (jumlah) $= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$
 $= \frac{891.75}{490,87} = 1,59 \sim 2$ buah
Dipakai 2D25 (As. pasang = $981,75 \text{ mm}^2$)
- Kontrol jarak tulangan
Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$
 $= 244 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$ (OK)

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:

Tulangan atas : 2D25 (As. pasang = $981,75 \text{ mm}^2$)

Tulangan bawah : 2D25 (As. pasang = $981,75 \text{ mm}^2$)

➤ Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4} \times Lb = 1500 \text{ mm}$
 $be = bw + (8.t) = 1360 \text{ mm}$ (menentukan)
 $be = bw + 0,5 (8400-450) = 3975 \text{ mm}$
- $As = 981,75 \text{ mm}^2$
 $a = \frac{As.fy}{0,85.fc.be} = 28.87 \text{ mm}$
- $x = \frac{a}{\beta_1} = 11.17 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$
 $x \leq t$, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.
- Cek apakah tulangan leleh atau tidak
 $\rho = \frac{As}{bd} = \frac{981,75}{400 \times 543,5} = 0,00516$
 $\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{981,75}{350 \times 484,5} = 0,00344$
 $\rho_{cy} = \frac{0,85 \times fc' \times d' \times \beta}{d \times fy} \left(\frac{600}{600 - fy} \right) + \rho' = 0,023 > \rho = 0,0124$
 Sehingga tulangan belum leleh
- Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
 $Mu = 94.78 \text{ kN.m}$
 $Mn = \frac{Mu}{\phi} = 105311111 \text{ N.mm}$
 Decking, $ts = 40 \text{ mm}$
 Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65,5 mm
 Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65,5 mm
 Tinggi efektif, d aktual = 543.5 mm
 Tul. Tarik 2D25, $As_1 = 981,75 \text{ mm}^2$
 Tul. Tekan 2D25, $As_2 = 981,75 \text{ mm}^2$
 $(0,85.fc.b.\beta_1)X^2 + (As_2.600 - As_1.fy)X - As_2.d.600 = 0$
 $11.693 X^2 + 10X - 29.777.240 = 0$
 $X = 77,463 \text{ mm}$ (Menggunakan goal seek)
 Mencari nilai fs' tulangan terpasang
 $fs' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600$

$$= 93,8375 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (tulangan tidak leleh)}$$

$$\begin{aligned} M_{n_{act}} &= 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot (f_s' - 0,85 f_c') \cdot (d - d_2) \\ &= 581.100.447 \text{ N.mm} > M_n = 290.926.667 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

(OK)

- Cek kondisi penampang

$$e_t = 0,003 \frac{d_t - c}{c} = 0,003 \frac{634,5 - 77,46}{90,06} = 0,0216 > 0,005$$

(penampang tension controlled, asumsi benar)

- Kontrol batas penulangan lapangan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\text{➤ } \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 40 \times 534,5}{400} = 799,34 \text{ mm}^2$$

$$799,34 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 981,75 \text{ mm}^2 \text{(OK)}$$

$$\text{➤ } \frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = X \cdot \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{400} \cdot 400 \cdot 534,5 = 801,8 \text{ mm}^2$$

$$801,8 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 981,75 \text{ mm}^2 \text{(OK)}$$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk sebagai berikut:

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Penulangan Lentur Sebelum Ditambahkan Torsi

Nama Balok	Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan		Lapangan	
	Atas	Bawah	Bawah	Atas
BI.1	3D25	4D25	2D25	2D25
BI.2	5D25	8D25	4D25	2D25
BI.3	3D25	5D25	2D25	2D25

4.6.2.4 Penulangan Geser pada Balok Induk

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- $S < \frac{1}{4} \cdot d = 123,7 \text{ mm}$ (menentukan)
- $S < 6 \cdot \phi = 150 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$ (menentukan)

- Sengking pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

- $S < \frac{1}{2}.d = 271.5 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1,25 f_y$.

- Kapasitas momen ujung akibat struktur bergoyang ke kanan

- Kondisi 1 : tulangan atas di muka interior kanan mengalami tarik

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \text{ tul. atas} \times 1,25 f_y) (d - a/2) \\ &= 489.309 \text{ kNm (searah jarum jam di muka} \\ &\quad \text{interior kanan)} \end{aligned}$$

- Kondisi 2 : tulangan bawah di muka interior kiri mengalami tarik

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= (A_s \times 1,25 f_y) (d - a/2) \\ &= 373.62 \text{ kNm (searah jarum jam di muka interior} \\ &\quad \text{kiri)} \end{aligned}$$

- Gaya geser total pada muka tumpuan

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 78.88 \text{ kN}$$

- Akibat gempa ke kiri

$$\begin{aligned} \text{➤ } l_n &= \text{panjang balok} - \text{lebar kolom} \\ &= 5.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{\text{sway}} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} \\ &= \frac{489.30 + 373.62}{5.4} \\ &= 159.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{\text{ekn}} &= V_G - \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} \\ &= 80.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{\text{ekn}} &= V_G + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} \\ &= 238.68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ($V_c=0$) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

$$\begin{aligned} - \quad V_{\text{sway}} &> 0,5 \times \text{gaya geser total} \\ 159.8 \text{ kN} &> 119.1 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \quad \text{Gaya geser aksial tekan} &< A_g \times \frac{f_c}{20} \\ 0 \text{ N} &< 0,05 \times 350 \times 700 \times 40 = 480 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Dikarenakan dua syarat yang memenuhi, maka V_c bisa dianggap 0.

$$\begin{aligned} \text{➤ } \text{Dipakai sengkang 2D13,} \\ A_v &= 2 \times 132,786 = 265,57 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{265,57}{1,39} = 178 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Spakai} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } \text{Dipakai 2D13} - 120 \text{ mm (sengkang pertama dipasang 50m dari tumpuan)}$$

b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis

- Tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h = 1200$)
- $V_{u_{2h}}$ hasil interpolasi V_e

$$13,31 + \frac{(7,8-1,4)}{7,8} \times (481,78 - 13,31) = 283474 \text{ kN} >$$

$$233342 \text{ kN}$$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$

$$= 290805 \text{ N}$$
- $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$

$$= 377956 \text{ N}$$
- $V_u \leq 0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c$ (Tidak perlu penguatan geser)

$$367747 \text{ N} \leq 109.052 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$
- $0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)

$$109052 \text{ N} \leq 367747 \geq 218104 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$
- $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min})$ (Perlu tulangan geser; $S_{min} = d/2$)

$$218104 \text{ N} \leq 367747 \text{ N} \leq 654312 \text{ N} \text{ (**OK**)}$$
- $\emptyset (V_c + V_s) \leq V_u \leq \emptyset (\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d)$ (Perlu tulangan geser; $S_{min} = d/4$)

$$654312 \text{ N} \leq 367747 \leq 872416 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan $S_{min} = d/2 = 484.5 \text{ mm} \approx 242.5 \text{ mm}$
- Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:

$$V_s = \frac{V_e}{\emptyset}$$

$$= \frac{167659}{0,75}$$

$$= 223546 \text{ N}$$
- Direncanakan sengkang 2 kaki D13

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$$

$$= \frac{232.000}{400 \times 613,07} = 0,95 \text{ mm}^2/\text{mm}$$
- Dipasang sengkang 2D13

$$A_v = 2 \times 132,786 = 265,57 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,57}{0,95} = 280,6 \text{ mm} \approx 280 \text{ mm}$$

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

- Dipakai sengkang 2D13-150 mm pada daerah luar sendi plastis ($<2h = 1200\text{mm}$)

4.5.2.3 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 pada lantai Ruang seminar.

- $T_u = 75.8 \text{ kN.m}$
- $V_u = 238682 \text{ kN}$ (dari perhitungan V_e di Penulangan geser)

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$
 $= b \times h$
 $= 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$
- $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$
 $= 2 \times (b + h)$
 $= 2 \times (400 + 600) = 1800 \text{ mm}$
- $b_h = (b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$
 $= 307 \text{ mm}$
- $h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$
 $= 507 \text{ mm}$
- $A_{oh} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= b_h \times h_h = 155649 \text{ mm}^2$
- $P_{oh} = \text{Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= 2 \times (b_h + h_h) = 1628 \text{ mm}$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor T_u kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left(\frac{192500^2}{1800} \right)$$

$$147390800 \text{ N.mm} < 16882567 \text{ N.mm (Butuhtulangan torsi)}$$

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right)$$

Dimana:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 290.805 \text{ N}$$

Sehingga:

- $\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2}$
- $\sqrt{\left(\frac{238}{400 \times 543,5} \right)^2 + \left(\frac{75.80000 \times 1628}{1,7 \times 155649^2} \right)^2} = 3,19 \text{ MPa}$
- $\phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right)$
- $0,75 \cdot \left(\frac{290805}{400 \times 543,5} + 0,66 \sqrt{40} \right) = 3,92 \text{ MPa}$
- $3,19 \leq 3,92 \text{ (OK)}$

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 117449 \text{ mm}^2 = 99831.65 \text{ mm}^2$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = 1.12 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhantulangan transversal penahangeser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($<2h = 1200 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 1,39 + (2 \times 0,882) = 3,73 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 3,73 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 120 \text{ mm} = 448 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{315}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 3,37 \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 4D13-120 pada daerah sendi plasis ($<2h = 1400 \text{ mm}$)

- Di luar sendi plastis ($>2h = 1200 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 0,95 + (2 \times 0,882) = 2,714 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 2,714 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 271,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{271,4}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 1,34 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehinggadigunakan2D16-100pada daerahsendiplasis ($<2h = 1400 \text{ mm}$)

d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$A_1 = \frac{A_t}{s} \cdot P_{oh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta$$

$$= 0,882 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45$$

$$= 1700,15 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{1\text{min}} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot p_{oh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)$$

$$= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 315000}{400} - 1,04 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right)$$

$$= -1062,84 \text{ mm}^2$$

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = $0,5 \times 1700,15 = 850 \text{ mm}^2$.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D25 ($A_s = 981,774 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Lentur Setelah Penambahan Torsi

Nama Balok	Lokasi	Tulangan	db (mm)	As tul (mm ²)	As perlu (mm ²)	As torsi (mm ²)	Astotal (mm ²)	n (buah)	n (buah)	Tulangan Lentur
B11	Tumpuan	Atas	25	490.87	1780.906	457.223	2238.13	4.559	5	5D25
		Tengah	25	490.87		914.446	914.45	1.863	2	2D25
		Bawah	25	490.87	1240.995	457.223	1698.22	3.460	4	4D25
	Lapangan	Atas	25	490.87	422.559	457.223	879.78	1.792	2	2D25
		Tengah	25	490.87		914.446	914.45	1.863	2	2D25
		Bawah	25	490.87	845.119	457.223	1302.34	2.653	3	3D25
B12	Tumpuan	Atas	25	490.87	3507.871	436.572	3944.44	8.036	9	9D25
		Tengah	25	490.87		873.143	873.14	1.779	2	2D25
		Bawah	25	490.87	2024.983	436.572	2461.55	5.015	6	6D25
	Lapangan	Atas	25	490.87	740.813	436.572	1177.38	2.399	3	2D25
		Tengah	25	490.87		873.143	873.14	1.779	2	2D25
		Bawah	25	490.87	845.119	436.572	1281.69	2.611	3	3D25
B13	Tumpuan	Atas	25	490.87	1978.860	164.795	2143.65	4.367	5	5D25
		Tengah	25	490.87		329.590	329.59	0.671	2	2D25
		Bawah	25	490.87	1170.205	164.795	1335.00	2.720	3	3D25
	Lapangan	Atas	25	490.87	335.152	164.795	499.95	1.018	2	2D25
		Tengah	25	490.87		329.590	329.59	0.671	2	2D25
		Bawah	25	490.87	670.304	164.795	835.10	1.701	2	2D25

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Daerah Sendi Plastis (<2h)

Nama Balok	Di Dalam Sendi Plastis (<2h)							
	Av/s	At/s	Av/s +2 x At/s	Jumlah kaki	Diameter (mm)	Av	Spasi	Tulangan
B11	1.489	1.123	3.735	4	13	530.929	142	4D13-100
B12	2.681	0.788	4.257	4	16	804.248	189	4D16-120
B13	2.655	0.462	3.578	4	13	530.929	148	4D13-120

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Luar Daerah Sendi Plastis (>2h)

Di Luar Sendi Plastis (>2h)					
Av/s	At/s	Av/s +2 x At/s	Av	Spasi (mm)	Tulangan
0.897	1.123	3.144	530.929	169	4D13-150
1.609	0.788	3.185	804.248	252	4D16-150
1.609	0.462	2.532	530.929	210	4D13-150

4.6.2.5 Panjang Penyaluran Tulangan

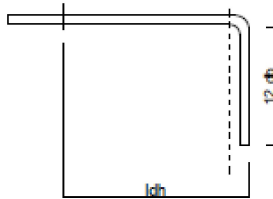
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$l_{dh} > 8 \cdot d_b = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 379 \text{ mm}$$

Maka digunakan $l_{dh} = 400 \text{ mm}$ masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait $12 \cdot d_b = 300 \text{ mm}$



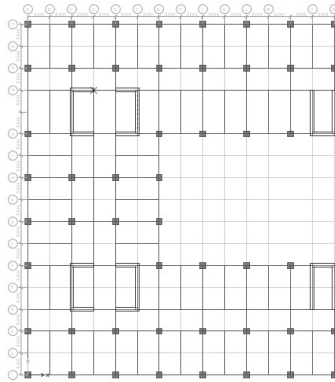
Gambar 4. 27 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

4.6.3 Perencanaan 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 :

1) Data umum perencanaan kolom :

- Dimensi kolom Lt.1-6 : 80/80 cm
 Lt.7-11 : 70/70 cm
 Lt.12-15 : 50/50 cm
 Lt.16-17 : 40/40 cm (ujung pratekan 50/50)
- Shear Wall : 50/50 cm
- Tebal decking (d') : 40 mm
- Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 40 Mpa



Gambar 4. 28 Denah kolom (K1)

Perencanaan Kolom Lantai 1-6 K1

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 80/80cm, yaitu :

$$P_{u_{\max}} : 8223,84 \text{ KN}$$

Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur 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 :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0.4
 $\text{Rasio } b/h = 800/800 = 1 > 0.4$

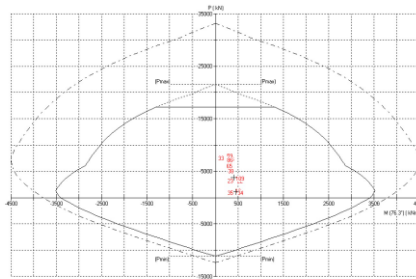
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 8223,84 KN

$$8223,84 \text{ KN} \geq 800 \times 800 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

8223,84 KN \geq 2560 KN.....OK

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. 29 Output spColumn K1

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_n = 1466 \text{ KNm} > M_u = 229,49 \text{ KNm} \dots \text{OK}$$

Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_s , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g .

$$A_s = 22932 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 640000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program SPCOL diperoleh Tulangan longitudinal : 28D32, dengan rasio tulangan = 3.58 % (OK)

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:

$$P_u = 8223,84 \text{ N}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 28 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 22932 \text{ mm}^2$$

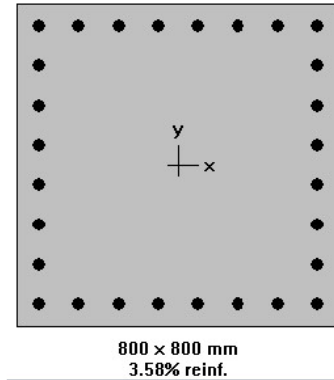
Sehingga:

$$\phi P_n = 9954,63 \text{ KN} > P_u = 8202,15 \text{ KN (OK)}$$

Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$



Gambar 4. 30 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah X

$$L_n = 3400 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 1992 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 1992}{3,4}$$

$$V_{ex} = 1171,765 \text{ KN} > V_u = 203,98 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

4.6.1 Kontrol Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1}$$

$$= \frac{600 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16 - 6 \cdot 29}{8 - 1} = 47,6 \text{ mm} > 29 \text{ mm} (\text{OK})$$

Kontrol Strong Kolom Weak Beam

ΣM_c : Jumlah momen nominal (M_{nc}) kolom-kolom yang bertemu di join

ΣM_g : Jumlah momen nominal (M_{nb}) balok-balok yang bertemu di join

Diagram interaksi kolom lantai desain

$$\emptyset P_n = 8223.84 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_{nx} = 3194.26 \text{ kNm}$$

$$\emptyset M_{ny} = 2992.77 \text{ kNm}$$

Mnb arah Y

$$\text{Mnb kiri} = 757,41 \text{ kNm}$$

$$\text{Mnb kanan} = 582.1 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2(757,41 + 582.1) = 1708.41 \text{ kNm}$$

Mnb arah X

$$\text{Mnb kiri} = 236.15 \text{ kNm}$$

$$\text{Mnb kanan} = 288.11 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma M_g = 554.67 \text{ kN}$$

Kontrol arah Y

Kolom lantai atas (Lt.15)

$$\emptyset P_n = 7710 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 3001 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$2992 + 3001 = 5993 > 1708.1 \text{ kN (OK)}$$

Kolom lantai bawah (Lt.14)

$$\emptyset P_n = 8702 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 2677 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$3194 + 2677 = 5871 > 1537,5 \text{ kN (OK)}$$

Kontrol arah X

Kolom lantai atas (Lt.15)

$$\emptyset P_n = 7710 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 2217 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$3194 + 2217 = 5411 > 758,3 \text{ kN (OK)}$$

Kolom lantai bawah (Lt.14)

$$\emptyset P_n = 8702 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 2303 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$3194 + 2303 = 5497 > 758,3 \text{ kN (OK)}$$

Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang l_0 harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

2) Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(700 - 2x(40 + 13/2)))}{3} \right) = 118,83 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 800 - 40 - 2 \times 13 = 734 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (800 - 40 \times 2) \times (800 - 40 \times 2) = 518400 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{f_y t} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 624 \times 40}{420} \left[\frac{640000}{360000} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 491.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_y t}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 740 \times 40}{420} = 629.18 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 5D13-100

$$(A_{sh} = 663,66 \text{ mm}^2) > 629,14 \text{ mm}^2$$

3) Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

$$\text{Maka dipakai } s = 150 \text{ mm}$$

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 :

$$N_u = 8223.84 \text{ KN}$$

$$T_u = 33.27 \text{ KNm}$$

$$A_g = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 22932 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2480 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{360000^2}{2480} \right) \sqrt{1 + \frac{8202150}{0.33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 162162,5 \text{ KNm}$$

$$T_n > T_u$$

$$1621,62,5 \text{ KNm} > 33.27 \text{ KNm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

Desain lap splices

lap splices hanya boleh dipasang di tengah tinggi kolom dan harus dikikat dengan *confinement* spasi tulangan tranversal dipasang sesuai spasi tulangan *confinement* yaitu **100 mm**

SNI 12.17.2.2.

digunakan class B lap splice jika semua tulangan di salurkan di lokasi yang sama . panjang lewatan kelas B 1,3ld. Untuk baja tulangan dengan diameter 25 mm ld = 48db (tabel SNI Beton Pasal 12.2.2)

$$ld = 48db = 1200 \text{ mm}$$

$$1,3ld = 1560 \text{ mm}$$

SNI 12.17.2.4 1,3 ld dapat dikurangi dengan cara mengalikan 0,83 jika *confinement* sepanjang lewatan mempunyai area efektif yang tidak kurang dari $0,0015h \times s$, untuk $s = 150 \text{ mm}$, area efektif $0,0015 \times 900 \times 150 = 202,5 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2$ Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,3ld = 0,83 \times 1560 = 1295 \text{ mm} \sim \mathbf{1300 \text{ mm}}$$

4.6.4 Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah Y.

Dinding Geser Arah Y

Dinding geser arah Y menahan semua gaya yang mengakibatkan gedung bergerak ke arah sumbu Y. Terdapat 2 dinding geser arah Y dengan bentang masing-masing 6 m.

Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 50 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 452 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 45 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebardinding	: 600 cm

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 20370.2KN
Momen	: 13357 KNm
Gaya geser	: 2043 KN

4.6.2 kontrol ketebalan minimum dinding geser

menurut SNI 2847 : 2013 Psl. 14.5.3, Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $400 \text{ mm} \geq H / 25 = 4000 / 25 = 160 \text{ mm}$ (OK)
2. $400 \text{ mm} \geq L / 25 = 6000 / 25 = 240 \text{ mm}$ (OK)

4.6.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$2043 \text{ KN} < 0.83 (500 \times 6000) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$2043 \text{ KN} < 16703.4 \text{ KN}(\text{OK})$$

4.6.4 Penulangan Geser Shearwall

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 $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 500 \times 6000 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$2043 \text{ KN} > 3421.18 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- 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.

$$500 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Pasal 21.9.2.1 SNI beton 2847 2013 mengharuskan bahwa untuk dinding struktural, rasio tulangan logitudinal dan tranversal minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum 450 mm kecuali

$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$ dapat direduksi sesuai dengan ketentuan pasal 14.3

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv}[\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{60.5}{4} = 10.83 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 100 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 16^2}{452 x 100} = 0,00805$$

$$V_n = 4000000 x [0.17\sqrt{45} + 0.01596x420]$$

$$0,75 V_n = 9807KN > V_u = 2043.3 KN(\mathbf{OK})$$

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 :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 16^2}{452 x 100} = 0,00805 > 0,0025$$

Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 800 \text{ mm(OK)}$$

$$s \leq 3h = 1500 \text{ mm(OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm(OK)}$$
 S pakai = 100 mm(OK)
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 2000.3 \text{ mm(OK)}$$

$$s \leq 3h = 1500 \text{ mm(OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm(OK)}$$
 S pakai = 100 mm(OK)

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

$$\frac{y \cdot Mu}{I} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{13357 \times 10^6 \cdot 3000}{\frac{1}{12} \times 500 \times 6000^3} + \frac{20370 \times 10^3}{3000000} > 0.2 \times 45$$

11.2 MPa > 9 MPa (Butuh Komponen Batas)

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (Displacement Method) dimana element pembatas diperlukan apabila :

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{116}{101000} = 0.00107 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{6000}{600(0.007)} = 1428.57 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil dari *leg section analysis* dengan perangkat lunak Respon-2000 pada Gambar 7.7 diperoleh nilai $C = 1250$ mm dapat dilihat pada gambar dibawah maka dengan pendekatan regangan shear wall tidak membutuhkan *spesial boundary element* karena $1428.57 >$ dari 1250 mm.

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 $(c - 0.1lw)$ dan $c/2$

- $C - 0.1 Lw = 1250 - 0.1(6000) = 650$ mm
- $C/2 = 1250/2 = 625$ mm (menentukan)

Dengan demikian dipilih panjang c adalah **625 mm** dari serattekan terluar sehingga panjang boundary element **1000 mm**

Tulangan Logitudinal dan Tranvensal di *Special Boundary Element*

- Tulangan Logitudinal
Dipasang 12D25 dan 30D16, berdasarkan UBC rasio tulangan logitudinal minimum pada komponen batas kusus ditetapkan tidak kutang dari 0,5%.
Ratio tulangan 2,71% > 0,5% jadi tulangan logitudinal yang terpasang sudah memenuhi syarat
- Tulangan *confinement* pada *special boundary element*

Gunakan *hoop*D16

Spasi maksimum di tentukan oleh yang terkecil dari :

$\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek : 100 mm

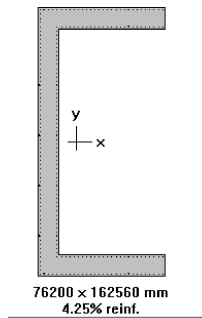
6 x db logitudinal : 304 mm

Atau S_x , tidak lebih kecil dari 100 : 149 mm

Dipakai **D16 spasi 100**

Pengecekan Tulangan Dengan spColumn

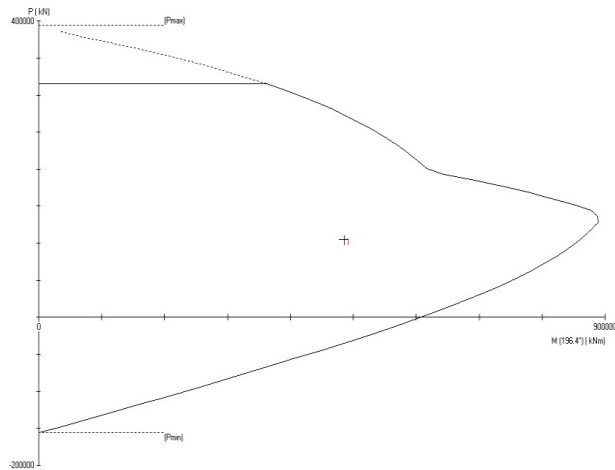
Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya – gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn. Pengeplotan gambar menggunakan program bantu Autocad yang disimpan dengan file .dxf yang kemudian diimport spColumn.



Gambar 4. 31 Dinding Geser C

Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad.

Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut :



Gambar 4. 32 Output spColumn ($M_u < \phi M_n$)

Desain Hubungan Balok Kolom

a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 800 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$db \text{ balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times db = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm (OK)}$$

b. Menentukan luas efektif joint

$$A_j = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

c. Penulangan Tranversal untuk confinement pasal 21.7.3.2

$$0,5 \frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{6.1}{100} = 3,05515 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Spasi hoop diijinkan diperbesar hingga **100 mm**

Jarak bersih tulangan tekan dan tarik 456 mm

Area tulangan hoop yang dibutuhkan $100 \times 2.5515 = 255,15 \text{ mm}^2$

Dicoba digunakan 4D16 yang pertama **50 mm** dibawah tulangan atas .

$$Ash = 803,84 \text{ mm}^2 > 255,15 \text{ mm}^2 \text{(OK)}$$

Jadi digunakan **4D16–150 mm**

d. Perhitungan geser di joint

$$M_{pr1} = 489.309 \text{ kN}$$

$$M_{pr2} = 373.62 \text{ kN}$$

$$M_e = (M_{pr1} + M_{pr2}) \times DF = 431.46 \text{ kN}$$

V_{sway} (geser total pada kolom atas), L_n = 2,3 m

$$\begin{aligned} V_{sway} &= (431.46 + 431.46)/2,3\text{m} \\ &= 375.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

dibagian lapsis atas balok dipakai tulangan dengan $A_s 3925 \text{ mm}^2$

gaya tarik yang terjadi di baja tulangan balok di bagaian kiri
 $T_1 = 1,25 A_s \cdot f_y = 1962,5 \text{ kN}$

gaya tekan yang bekerja pada balok kiri $C_1 = T_1 = 1962,5 \text{ kN}$

gaya tarik yang terjadi di baja tulangan balok di bagaian kanan T_2
 $= 1962,5 \text{ kN}$

gaya tekan yang bekerja pada balok kanan $C_2 = T_2 = 1962,5 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 V_u = V_i &= V_{\text{sway}} - T1 - C2 \\
 &= 375.81 - 1962,5 - 1962,5 \\
 &= 3549.8 \text{ kN (ke arah Kiri)}
 \end{aligned}$$

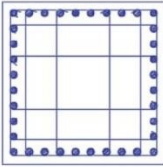
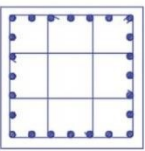
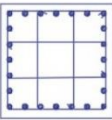
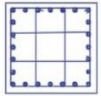
kuat geser nominal ke empat sisi

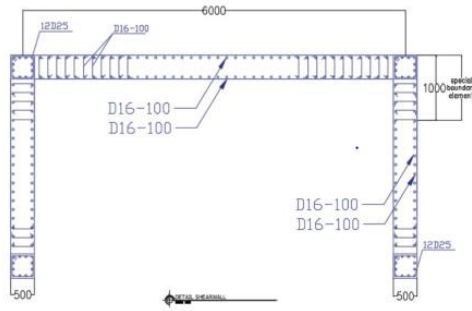
$$\begin{aligned}
 V_n &= 1.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \\
 &= 6436.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 4827.52 \text{ kN} > 3549.8 \text{ kN (OK)}$$

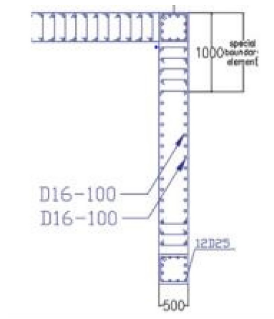
Rekapitulasi Penulangan Kolom dan Shear Wall (**gambar lebih jelas terdapat pada lampiran**)

Tabel 4. 38 Rekap Penulangan Kolom

PENULANGAN KOLOM		
TYPE	K1	K2
DIMENSI	800 x 800	700 x 700
POTONGAN		
S PLASTIS	603-100	410-100
LUAR S PLASTIS	403-150	403-150
TILANGAR	300	300
TYPE	K3	K4
DIMENSI	300 x 300	400 x 400
POTONGAN		
S PLASTIS	403-100	403-100
LUAR S PLASTIS	403-150	403-150
TILANGAR	300	300



Gambar 4. 33 Penulangan SW C



Gambar 4. 34 Penulangan SW 1 Maka tulangan torsi diabaikan.

4.6.5 Hubungan Balok Kolom

- e. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 1000 \text{ mm}$$

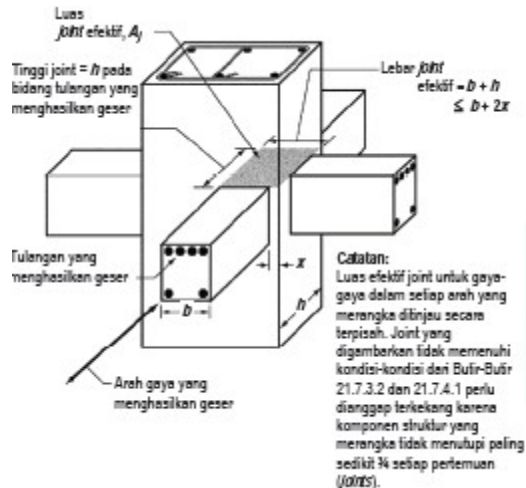
$$H = 1000 \text{ mm}$$

$$db \text{ balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times db = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm (OK)}$$

f. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 4. 35 Luas Joint Efektif

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(1000 - 450)}{2} = 275 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 1000 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.16)

$$b + h = 450 + 1000 = 1450 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 450 + 2 \cdot (275) = 1000 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$$

$$= 1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$$

$$= 1000000 \text{ mm}^2$$

g. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang

dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{Ash}{S} = 0,5 \quad \frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{795,6}{100} = 3,978 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$Ash = 804,57 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{804,57}{3,978} = 202 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16–150 mm

a. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 1200,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 570,38 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$M_e = 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2})$$

$$= 885,335 \text{ KN.m}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= \frac{M_e + M_e}{l} \\ &= \frac{2 \times 885,335}{4 - 0,7} \\ &= 536 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya - gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (BI1)

$$A_s \text{ balok kiri } 8D25 = 3927 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times 1,25 \cdot f_y$$

$$= 1963500 \text{ N} = 1963,5 \text{ KN}$$

2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (BI2)

$$A_s \text{ balok kanan } 5D25 = 2454 \text{ mm}^2$$

$$C_2 = A_s \times 1,25 \cdot f_y$$

$$= 1227185 \text{ N} = 1227 \text{ KN}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + C_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (1963,5 + 1227) - 536 \\ &= 2654,5 \text{ KN (searah T)} \end{aligned}$$

- b. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{40} \times 1000000 \\ &= 10.751.744 \text{ N} \\ \phi V_n &= 0,75 \times 10.751.744 \text{ N} \\ &= 8.063.808 \text{ N} \\ &= 8064 \text{ kN} > V_j = 2654 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

4.6.5 Perencanaan Pondasi

4.6.5.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ketanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

4.6.5.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. 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.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control 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 P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 4. 39 Beban Pada K1 Saat Service (Tipe 1)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	2.05	4.75	646.31	6.05	3.17
1D + 0,7Ey Max	4.05	7.15	516.17	28.92	20.68
1D + 0,7Ex Max	8.66	4.35	472.93	10.33	42.06
1D + 0,75L + 0,525Ey Max	3.72	7.27	603.40	22.05	16.33
1D + 0,75L + 0,525Ex Max	7.37	5.20	603.94	10.19	32.61
1D + 0,75L	1.86	4.36	601.67	5.55	2.89
1D	1.29	3.20	467.73	4.07	2.05
0,6D + 0,7Ey Max	4.00	6.73	360.81	28.65	20.46
0,6D + 0,7Ex Max	8.69	3.09	317.69	8.91	8.59

Tabel 4. 40 Beban Pada SW 1 + 4K1 Saat Service (Tipe 2)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	45.55	47.99	538.31	2.32	2.48
1D + 0,7Ey Max	85.57	102.75	638.19	38.50	19.19
1D + 0,7Ex Max	90.17	90.59	746.79	11.95	43.59
1D + 0,75L + 0,525Ey Max	81.51	96.37	667.51	28.85	15.43
1D + 0,75L + 0,525Ex Max	84.96	88.44	748.96	9.65	33.35

1D + 0,75L	41.50	43.74	502.57	2.08	2.28
1D	29.35	30.99	395.32	1.39	1.66
0,6D + 0,7Ey Max	75.08	91.09	524.55	38.37	18.52
0,6D + 0,7Ex Max	79.68	78.19	633.06	11.82	43.06

Tabel 4. 41 Beban Pada SW ujung+ K1 Saat Service (Tipe 3)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	24.40	28.02	357.92	4.16	2.06
1D + 0,7Ey Max	98.54	93.53	668.29	50.81	14.07
1D + 0,7Ex Max	76.63	102.40	728.63	18.33	42.45
1D + 0,75L + 0,525Ey Max	84.26	81.23	597.96	38.27	11.37
1D + 0,75L + 0,525Ex Max	67.60	86.52	643.59	14.25	32.63
1D + 0,75L	22.27	25.55	335.85	3.84	1.91
1D	15.87	18.13	269.63	2.86	1.46
0,6D + 0,7Ey Max	92.19	86.63	612.25	50.73	13.48
0,6D + 0,7Ex Max	70.58	96.56	669.75	18.08	41.90

4.6.5.3 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 K-800 (*concrete cube compressive strength is 800 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Outside Diameter(D)* : 800 mm
- *Wall Thickness* : 120 mm
- *Class* : C
- *Concrete Cross Section* : 2564 cm²
- *Unit Weight* : 641 kg/m
- *Length* : 6-24 m
- *Bending momen crack* : 40,70 tm
- *Bending momen ultimate* : 63,6 tm
- *Allowable axial Load* : 415 ton

4.6.5.4 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 Bale Hinggil Surabaya adalah data tanah pembangunan Pembangunan Jalan Tol Surabaya - Gresik hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

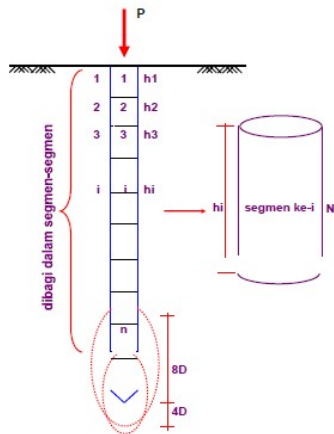
4.6.5.5 Daya Dukung

4.6.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 4. 36 Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

$$C_{li} = \text{hambatan geser tiang pada segmen } i$$

$$\begin{aligned}
 C_{li} &= f_{si} \\
 A_{si} &= \text{Luas selimut tianh} \\
 O_i &= \text{keliling tiang} \\
 C_n &= 40 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Harga N merupakan rata-rata N2 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang.

$$C_{li} = F_{si} = 2$$

Sehingga:

$$P_{\text{ult tiang}} = 40 \text{ N} A_{\text{ujung}} + \Sigma(N_i/2) A_{si}$$

$$P_{\text{ijin tiang}} = P_{\text{ult}}/SF, \text{ dengan } SF = 2$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

Tabel 4. 42 Daya Dukung Tanah

Depth (m)	N (bl/ft)	L/P	N >15sand	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	p_o (ton/m ²)	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	f_{si} (ton/m ²)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
0	0	L	0	1,67	0,67	0,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0	L	0	1,67	0,67	1,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0	L	0	1,67	0,67	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0	L	0	1,67	0,67	2,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0	L	0	1,67	0,67	3,35	0,00	0,20	3,99	0,00	0,00	0,00	3,99	1,33
5	0	L	0	1,67	0,67	4,02	0,00	0,38	7,65	0,00	0,00	0,00	7,65	2,55
6	1	L	1	1,67	0,67	4,69	1,39	0,55	11,02	0,70	1,75	1,75	12,76	4,25
7	1	L	1	1,67	0,67	5,36	1,27	0,70	14,12	0,64	1,60	3,35	17,46	5,82
8	1	L	1	1,67	0,67	6,03	1,17	0,85	16,99	0,59	1,47	4,82	21,81	7,27
9	1	L	1	1,73	0,73	6,76	1,08	0,99	19,81	0,54	1,36	6,18	25,99	8,66
10	1	L	1	1,73	0,73	7,49	1,00	1,12	22,59	0,50	1,26	7,43	30,02	10,01
11	1	L	1	1,73	0,73	8,22	0,98	1,06	21,31	0,49	1,23	8,67	29,98	9,99
12	1	L	1	1,73	0,73	8,95	0,96	1,01	20,34	0,48	1,21	9,88	30,22	10,07
13	1	L	1	1,73	0,73	9,69	0,95	1,11	22,23	0,47	1,19	11,07	33,31	11,10

14	1	L	1	1,73	0,73	10,42	0,93	1,21	24,31	0,47	1,17	12,24	36,55	12,18
15	2	L	2	1,73	0,73	11,15	1,83	1,32	26,53	0,92	2,30	14,55	41,08	13,69
16	2	L	2	1,73	0,73	11,88	1,80	1,55	31,22	0,90	2,27	16,81	48,04	16,01
17	2	L	2	1,74	0,74	12,62	1,77	2,03	40,78	0,89	2,23	19,04	59,82	19,94
18	3	L	3	1,74	0,74	13,36	2,62	2,86	57,47	1,31	3,29	22,33	79,80	26,60
19	5	L	5	1,74	0,74	14,10	4,29	3,91	78,69	2,15	5,39	27,72	106,41	35,47
20	8	L	8	1,74	0,74	14,84	6,76	5,41	108,72	3,38	8,49	36,22	144,94	48,31
21	10	L	10	1,74	0,74	15,58	8,32	7,23	145,27	4,16	10,45	46,67	191,94	63,98
22	15	L	15	1,74	0,74	16,32	12,29	9,24	185,85	6,14	15,44	62,11	247,97	82,66
23	18	L	18	1,74	0,74	17,07	14,53	11,33	227,86	7,26	18,25	80,37	308,22	102,74
24	20	L	20	1,74	0,74	17,81	15,90	13,37	268,78	7,95	19,98	100,35	369,13	123,04
25	22	L	22	1,74	0,74	18,54	17,24	15,23	306,24	8,62	21,66	122,02	428,26	142,75
26	24	L	24	1,74	0,74	19,28	18,54	16,94	340,59	9,27	23,30	145,31	485,91	161,97
27	26	L	26	1,74	0,74	20,02	19,80	18,15	364,87	9,90	24,88	170,20	535,07	178,36
28	27	L	27	1,74	0,74	20,76	20,28	19,10	384,02	10,14	25,48	195,68	579,70	193,23
29	28	L	28	1,74	0,74	21,50	20,74	20,43	410,84	10,37	26,07	221,75	632,58	210,86
30	29	L	29	1,74	0,74	22,23	21,19	20,65	415,28	10,60	26,63	248,38	663,66	221,22

31	35	L	35	1,74	0,74	22,97	25,24	21,02	422,54	12,62	31,71	280,09	702,64	234,21
32	44	P	26	1,74	0,74	23,71	18,79	23,14	465,22	3,76	9,44	289,54	754,75	251,58
33	50	P	30	1,75	0,75	24,46	21,07	25,13	505,25	4,21	10,59	300,13	805,37	268,46
34	50	L	50	1,75	0,75	25,21	34,66	26,99	542,70	17,33	43,55	343,68	886,38	295,46
35	50	L	50	1,75	0,75	25,95	34,21	28,25	568,07	17,11	43,00	386,67	954,74	318,25
36	50	L	50	1,75	0,75	26,70	33,78	28,41	571,29	16,89	42,45	429,13	1000,42	333,47
37	45	L	45	1,75	0,75	27,45	30,03	28,98	582,77	15,01	37,73	466,86	1049,63	349,88
38	40	L	40	1,75	0,75	28,20	26,36	28,82	579,53	13,18	33,12	499,98	1079,51	359,84
39	35	L	35	1,75	0,75	28,95	22,78	27,85	559,97	11,39	28,63	528,61	1088,59	362,86
40	31	L	31	1,75	0,75	29,69	19,94	26,58	534,38	9,97	25,05	553,67	1088,05	362,68

Shingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

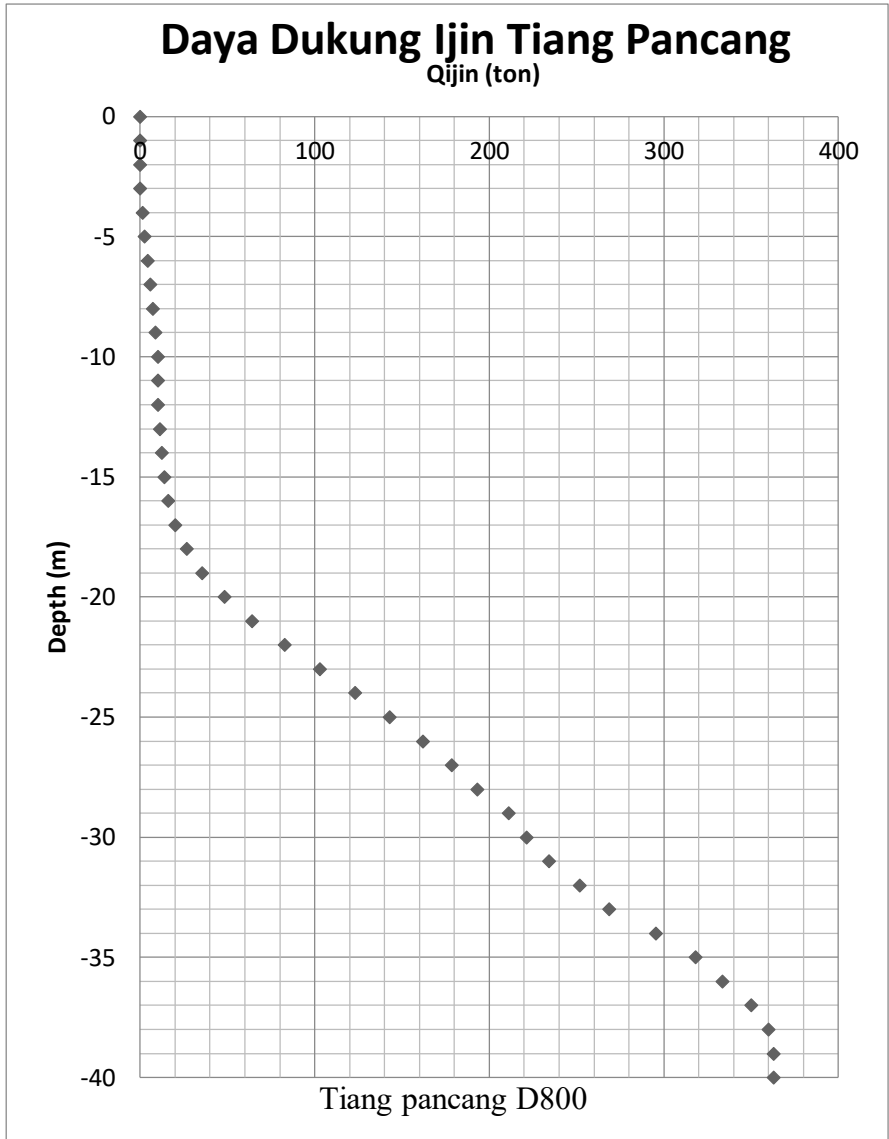
Beban ijin aksial 1 tiang = 415 ton

Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF=2 = 207,5 ton

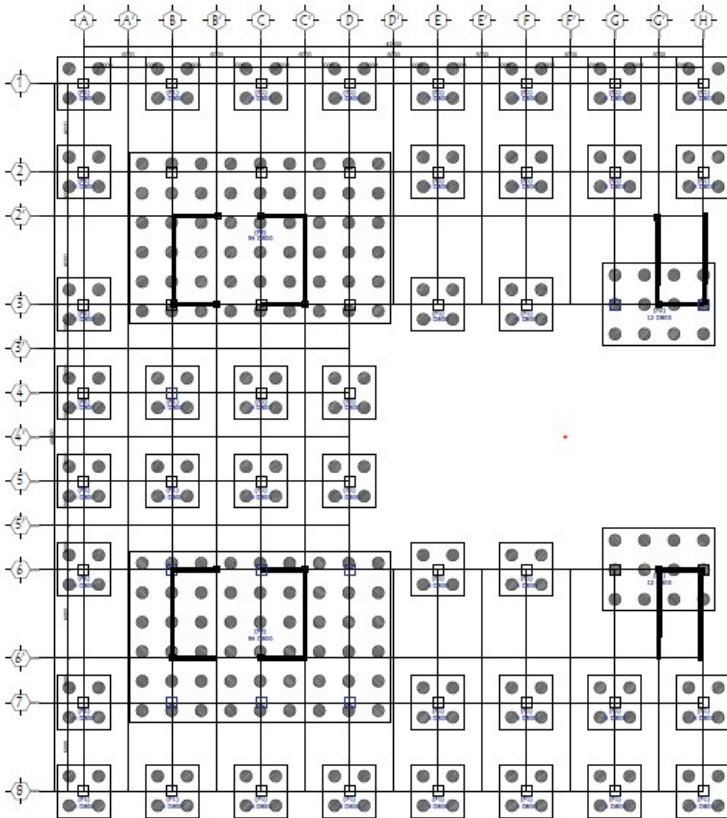
Pada Kedalaman 28m daya dukung tanah = 193,23 ton

Shingga kedalaman tiang pancang sebesar = 28 m

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



Gambar 4. 37 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang Terhadap Kedalaman



Gambar 4. 38 Denah Pondasi

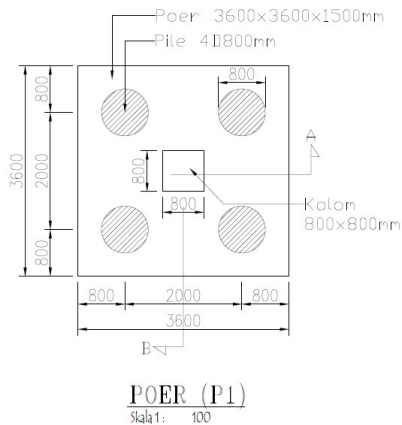
4.6.5.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya

tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



Gambar 4. 39 Group Tiang Tipe 1

P = 641,74 ton

N = 4 tiang

Mx = $M_x + (H_y \times t_{poer}) = 5,68 \times (4,57 \times 1) = 10,24 \text{ tm}$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 4,12 \times (2,69 \times 1) = 6,81 \text{ tm}$$

$$X_{max} = 1 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 1 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{641,74}{4} + \frac{6,81 \times 1}{4} + \frac{10,24 \times 1}{4} \leq 193,23 \text{ t}$$

164,7 t ≤ 193,23 t (1 tiang) ... OK

Tabel 4. 43 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 1)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	z	Mx . Ymax	z	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 1	4.00	161.58	5.22	4	10.80	4	165.58	193.23	OK
	4.00	129.04	24.73	4	36.07	4	144.24	193.23	OK
	4.00	118.23	50.72	4	14.68	4	134.58	193.23	OK
	4.00	150.85	20.05	4	29.32	4	163.19	193.23	OK
	4.00	150.99	39.98	4	15.39	4	164.83	193.23	OK
	4.00	150.42	4.75	4	9.92	4	154.08	193.23	OK
	4.00	116.93	3.34	4	7.28	4	119.59	193.23	OK
	4.00	90.20	24.46	4	35.37	4	105.16	193.23	OK
	4.00	79.42	17.27	4	11.99	4	86.74	193.23	OK

Tabel 4. 44 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 2)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	z	Mx . Ymax	z	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 2	54.00	9.97	384.28	1440	251.53	630	10.63	193.23	OK
	54.00	11.82	838.03	1440	706.24	630	13.52	193.23	OK
	54.00	13.83	1070.08	1440	512.66	630	15.39	193.23	OK
	54.00	12.36	775.48	1440	626.12	630	13.89	193.23	OK
	54.00	13.87	946.49	1440	490.41	630	15.31	193.23	OK
	54.00	9.31	350.22	1440	229.13	630	9.91	193.23	OK
	54.00	7.32	248.07	1440	161.94	630	7.75	193.23	OK
	54.00	9.71	748.82	1440	647.29	630	11.26	193.23	OK
	54.00	11.72	981.92	1440	450.05	630	13.12	193.23	OK

Tabel 4. 45 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 3)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	z	Mx . Ymax	z	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 3	12.00	29.83	211.70	60	160.90	32	38.38	193.23	OK
	12.00	55.69	900.83	60	721.68	32	93.26	193.23	OK
	12.00	60.72	952.61	60	603.66	32	95.46	193.23	OK
	12.00	49.83	765.06	60	597.49	32	81.25	193.23	OK
	12.00	53.63	801.77	60	503.86	32	82.74	193.23	OK
	12.00	27.99	193.45	60	146.91	32	35.80	193.23	OK
	12.00	22.47	138.67	60	104.96	32	28.06	193.23	OK
	12.00	51.02	845.36	60	686.81	32	86.57	193.23	OK
12.00	55.81	899.80	60	573.19	32	88.72	193.23	OK	

4.6.5.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 4.47.

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :

$$2.5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2.5 \times 80 \leq S \leq 3 \times 80$$

$$180 \text{ cm} \leq S \leq 240 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 200 cm

- Jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S1 \leq 2 D$$

$$1 \times 80 \leq S1 \leq 2 \times 80$$

$$80 \text{ cm} \leq S1 \leq 160 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

4.6.5.4 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Dimana Q_L (group) harus lebih besar dari P yang terjadi.

Tabel 4. 46 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	QI	Pijin tiang	QI(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 1	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	646.31	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	516.17	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	472.93	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	603.40	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	603.94	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	601.67	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	467.73	OK
	193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	360.81	OK
193.23	4.00	2	2	2	0.911177	704.2673	317.69	OK	

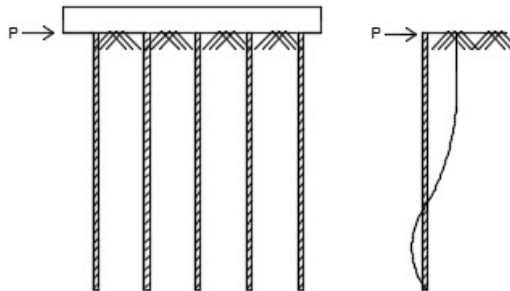
Tabel 4. 47 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	QI	Pijin tiang	QI(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 2	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	538.31	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	638.19	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	746.79	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	667.51	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	748.96	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	502.57	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	395.32	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	524.55	OK
	193.23	54.00	9	6	2	0.791819	8262.168	633.06	OK

Tabel 4. 48 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 3

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	Ql	Pijin tiang	Ql(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 3	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	357.92	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	668.29	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	728.63	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	597.96	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	643.59	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	335.85	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	269.63	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	612.25	OK
	193.23	12.00	4	3	2	0.838079	1943.304	669.75	OK

4.6.5.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

**Gambar 4. 40** 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 stiffness Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 4

Hmax = 4,57 t

Hmax 1 tiang = 1.73 t

f(soil modulus of elasticity coefficient)

Didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

$Cu = 0.06 \text{ kg/cm}^2$

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{0,06}{0.977} = 0.12282 \frac{t}{ft^3}$$

Maka didapatkan $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$E = 364060.43 \text{ kg/cm}^2$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 120)^4 = 961450.28 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 961450.28}{0.192}\right)^{\frac{1}{5}} = 283,22 \text{ cm}$$

F_d (deflection coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

$L = 28 \text{ m} = 2800 \text{ cm}$ (kedalaman tiang pancang)

$T = 283,22 \text{ cm}$

$L/T = 9,89$

Maka didapatkan $F_d = 0.893$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.893 \left(\frac{1,14 \times 283,22^3}{364060,43 \times 961450,28}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$\delta = 0,07 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$

Kontrol Momen :

$M_{\text{crack}} = 40,7 \text{ tm}$ (tabel spesifikasi tiang pancang)

F_m (moment coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

$L/T = 9,89$

Maka didapatkan $F_m = 0.85$

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding\ crack}$$

$$M = 0,85 \times (1,19 \times 2,83) \leq 40,7\ tm$$

$$M = 2,85\ tm \leq 40,7\ tm\ \text{Ok}$$

Tabel 4. 49 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 1

TIPE	Hmax			Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 1	1.19	0.06884	OK	2.858162	40.7	OK
	1.79	0.103669	OK	4.304194	40.7	OK
	2.16	0.125468	OK	5.209247	40.7	OK
	1.82	0.105443	OK	4.377848	40.7	OK
	1.84	0.106836	OK	4.435673	40.7	OK
	1.09	0.063235	OK	2.625435	40.7	OK
	0.80	0.046419	OK	1.927236	40.7	OK
	1.68	0.09753	OK	4.049326	40.7	OK
	2.17	0.125908	OK	5.227531	41.7	OK

Tabel 4. 50 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 2

TIPE	Hmax			Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 2	0.89	0.05153	OK	2.13947	40.7	OK
	1.90	0.110332	OK	4.580855	40.7	OK
	1.68	0.097268	OK	4.038421	40.7	OK
	1.78	0.10348	OK	4.296351	40.7	OK
	1.64	0.094958	OK	3.942541	40.7	OK
	0.81	0.046968	OK	1.95004	40.7	OK
	0.57	0.03328	OK	1.381752	40.7	OK
	1.69	0.097805	OK	4.060738	40.7	OK
	1.48	0.08556	OK	3.552329	41.7	OK

Tabel 4. 51 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 3

TIPE	Hmax			Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 3	0,50	0,028934	OK	1,201286	40,7	OK
	0,68	0,039283	OK	1,630997	40,7	OK
	2,45	0,142314	OK	5,908692	40,7	OK
	0,68	0,03955	OK	1,642069	40,7	OK
	1,69	0,098057	OK	4,071213	40,7	OK
	0,47	0,027506	OK	1,142033	40,7	OK
	0,40	0,023225	OK	0,964278	40,7	OK
	1,03	0,059616	OK	2,475157	40,7	OK
	2,59	0,15031	OK	6,240681	41,7	OK

4.6.6 Perencanaan Poer Pada Kolom

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Σ tiang pancang tiap group	= 4
Dimensi kolom	= $800 \times 800 \text{ mm}^2$
Dimensi pile cap	= $3,6 \times 3,6 \times 1,5 \text{ m}^3$
Mutu beton (f'_c)	= 42 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Diameter tulangan (D)	= 29 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif : d	= $1500 - 75 - \frac{1}{2} \times 29 = 910.5 \text{ mm}$

$$P_u \text{kolom} = 679.12 \text{ ton}$$

$$P_u \text{pile} = 1,5 \times P_{ijin} = 1,5 \times 193,23 = 289,85 \text{ ton}$$

Diambil SF pile cap 1,5 karena diasumsikan pile cap tidak boleh gagal terlebih dahulu dibandingkan tiang pancang.

4.6.6.1 Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI2847:2013 pasal 11.2.

➤ **Punching Shear**

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.

$$a1 = 800 + 1409 = 2209 \text{ mm} = 2,209 \text{ m}$$

$$b1 = 8 + 1409 = 2209 \text{ mm} = 2,209 \text{ m}$$

$$U = 2 (a1+b1) = 8836 \text{ mm}$$

Pada SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk memperhitungkan *punching load* pada pile cap. Sehingga punching load dapat diasumsikan sama dengan beban kolom dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($1409/2=704,5$ mm). Punching Load bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$W_u = 1.2 \times 2,4 \times 2,209^2 \times 1.5 = 21.8 \text{ t}$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_u - P_{pile}$$

$$P_{u,punch} = 679.2 + 21.08 - 289,85 \times 4$$

$$P_{u,punch} = 584.342 \text{ t}$$

➤ **Geser pons 2 Arah**

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

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

$$\phi V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

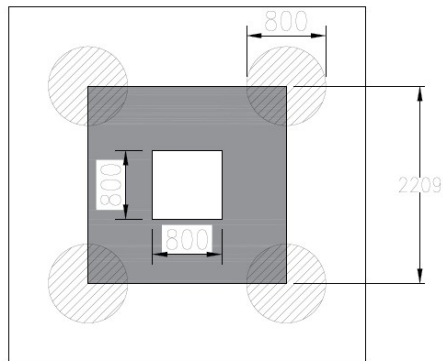
$$= \frac{700}{700} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2 \times (800 + 1409) + 2 \times (800 + 1409)$$

$$= 8836 \text{ mm}$$



Gambar 4. 41 Area Kritis Geser pons dua arah

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 8836 \times 1409 = 39370116.54\text{N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{1409}{8836} + 2\right) 1 \times \sqrt{40} \times 8836 \times 1409 = 14113028.31\text{N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 1409 \times 8836 = 26246744.36\text{N}$$

$$V_c = 14113028.31\text{N}(\text{menentukan})$$

$$= 1411.302 \text{ ton} > P_{u \text{ punch}} = 584,34 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Kapasitas Geser *poer* dapat menahan beban geser yang terjadi.

Kontrol tegangan geser yang terjadi :

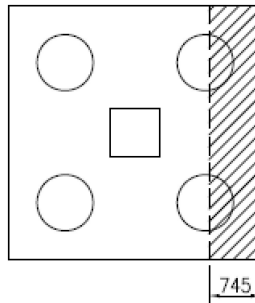
$$\tau_c = \frac{1}{3} x \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} x \sqrt{40} = 2,108 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{P_{u \text{ punch}}}{b_o \times d} = \frac{705,39 \times 10^4}{8836 \times 1409} = 0,469 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_c \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran *poer* mampu menahan gaya geser yang terjadi.

➤ Geser Pons 1 Arah



Gambar 4. 42 Area Kritis Geser pons satu arah

$$P_{u, \text{pile}} = 289,95 \text{ t}$$

$$P_{u, \text{reduce}} = \frac{a}{\phi} P_{u, \text{pile}} = \frac{345,5}{700} \times 289,95 = 143,06 \text{ ton}$$

$$V_u = 2 P_{u, \text{reduce}} - \text{berat pile cap}$$

$$V_{u,pile} = 2 \times 143,06 - 1,2 \times 2,4 \times 3,6 \times 0,745 \times 1,5 = 189,5 \text{ t}$$

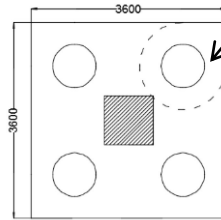
$$V_c = 0,75\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,75\sqrt{40} 3600 \times 1409 = 2406,05 \text{ N}$$

$$V_c > V_{u,pile}$$

$$2406,05 > 339.6 \text{ t} \dots \text{OK}$$

➤ Geser Akibat tiang pancang individu



Gambar 4. 43 Area Geser Akibat tiang pancang Individu

$$P_{u,pile} = 289,95 \text{ t}$$

$$U = 8836 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{289,95 \times 10^4}{8836 \times 1436} = 0,46 \text{ Mpa} < \tau_u = 0,49 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

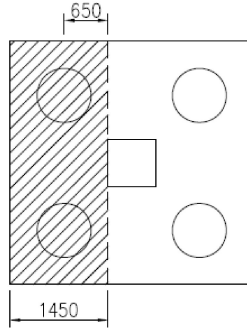
Penulangan Pile Cap

Dalam merencanakan penulangan pile cap, Momen yang terjadi pada *pile cap* didapat dari gaya yg bekerja pada tiang dan kolom.

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,54$$

Penulangan arah x



Gambar 4. 44 Area Momen Pile Cap

$$M_u = n \cdot P_u \cdot \text{pile} \cdot X - W_u \cdot X$$

$$M_u = 2 \times 289.85 \times 0,65 - 19.21 \times \frac{1,45^2}{2} = 365.89 \text{ tm}$$

$$M_u = 3658991400 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{3658991400}{0,9 \times 3600 \times 1405^2} = 2.07$$

$$\rho = \frac{1}{12,54} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,16 \times 12,54}{420}} \right) = 0,007$$

$$\rho_{pakai} = 0,007$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,007 \times 1000 \times 1409 = 7090,41 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

$$n = 7090,41 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 10 \text{ buah}$$

$$s = 1000 / 10 = 100 \text{ mm}$$

gunakan s = 100 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 7090,41 = 3545,2 \text{ mm}^2$$

$$n = 3179,44 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 5 \text{ buah}$$

$$s = 1000 / 5 = 200 \text{ mm}$$

gunakan s = 200 mm

Penulangan arah Y

$$M_u = n \cdot P_u \cdot \text{pile} \cdot X - W_u \cdot X$$

$$M_u = 2 \times 289,85 \times 0,65 - 19,21 \times \frac{1,45^2}{2} = 365,89 \text{ tm}$$

$$M_u = 3658991400 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{3658991400}{0,9 \times 3600 \times 1405^2} = 2,07$$

$$\rho = \frac{1}{12,54} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,16 \times 12,54}{420}} \right) = 0,007$$

$$\rho_{pakai} = 0,007$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,007 \times 1000 \times 1409 = 7090,41 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

$$\begin{aligned}n &= 7090,41 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 10 \text{ buah} \\s &= 1000 / 10 = 100 \text{ mm} \\ \text{gunakan } s &= 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}As' &= 0,5As = 0,5 \times 7090,41 = 3545,2 \text{ mm}^2 \\n &= 3179,44 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 5 \text{ buah} \\S &= 1000 / 5 = 200 \text{ mm} \\ \text{gunakan } s &= 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kontrol koefisien faktor reduksi

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{7238,23 \times 420}{0,85 \times 40 \times 1000} = 89,41 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{89,41}{0,76} = 117,65 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$= 0,003 \left(\frac{1409}{117,7} - 1 \right) = 0,032 > 0,005 \dots \text{ OK}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Penulangan Tusuk Konde

Dalam perhitungan penulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 yaitu sebesar 2% dari inner diameter tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 800mm dengan ketebalan 120mm.

$$\text{Inner diameter} = 800 - 120 = 680 \text{ mm}$$

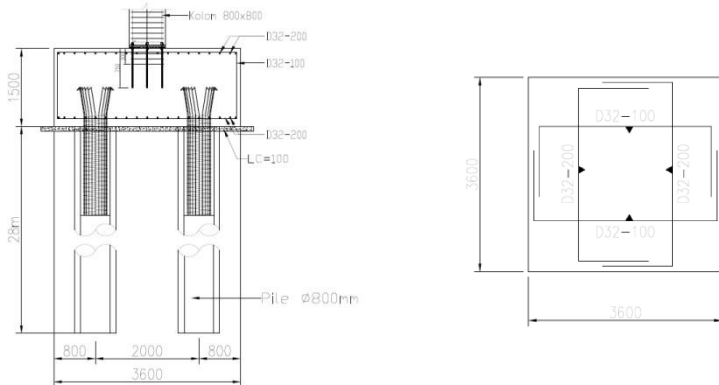
$$A_{S_{perlu}} = \rho \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 0,02 \times \frac{1}{4} \pi 680^2 = 7263,36 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

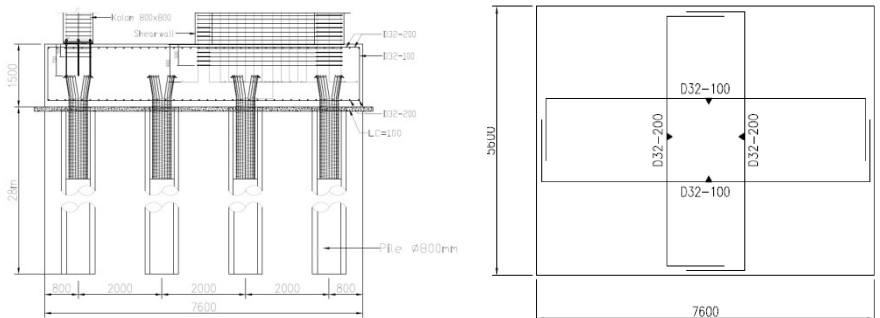
$$n = 7263,36 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 11 \text{ buah}$$

$$s = \pi \times 680 / 11 = 180 \text{ mm}$$

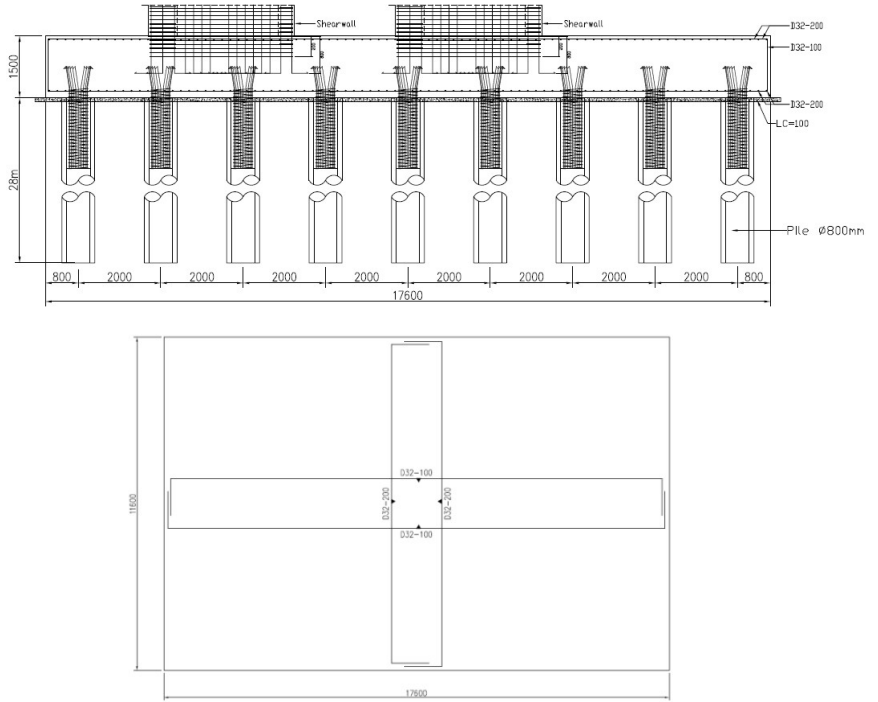
gunakan $s = 180 \text{ mm}$



Gambar 4. 45 Penulangan p1



Gambar 4. 46 Penulangan P2



Gambar 4. 47 Penulangan P3

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Gedung Apartement tower A Bale Hinggil menggunakan sistem balok prategang pada balok arah memanjang yang terdapat di lantai atap lantai ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak:
 - BA : 30/40 cm
- Tebal pelat:
 - Atap : 120 mm
 - Lantai : 120 mm

Struktur Utama:

- Balok induk:
 - B1 : 40/60 cm
 - B2 : 55/75 cm
 - B3 : 35/55 cm
- Balok prategang:
 - Arah Memanjang : 45/125 cm
- Kolom:
 - Lt 1 – 6 : 80/80
 - Lt 7 – 11 : 70/70
 - Lt 12 – 15 : 50/50
 - Lt 16 – 17 : 40/40

- Pondasi
 - Tipe 1 : 3.6 x 3.6 x 1m
 - Tipe 2 : 7.5 x 5.6 x 1m
 - Tipe 3 : 17.6 x 11.6 x 1 m

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. Perhitungan gaya FO SNI 2847:2013 lebih besar dari En 1992-1-1:2004 dikarenakan ada perbedaan Beff
6. Kehilangan gaya prategang SNI 2847:2013 lebih besar 7% dari En 1992-1-1:2004
7. Untuk pengankuran ujung, SNI 2847:2013 dan En 1992-1-1:2004, direncanakan menggunakan angkur yang sama yaitu VSL 5-22
8. Perhitungan gaya gempa pada Gedung Apartement tower A Bale Hinggil menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
9. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan dual sistem
10. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
11. Hasil analisa struktur telah dilakukan pada Gedung Apartement tower A Bale Hinggil dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Dimensi kolom perlu diperhatikan agar tidak menyebabkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom yang terlalu besar.
2. Metode pelaksanaan sangat diperlukan dalam mengaplikasikan balok prategang secara menyilang, terutama menentukan apakah penampang mampu menahan jacking pada suatu arah balok apabila balok dijacking secara berurutan
3. Daerah limit kabel harus sangat diperhatikan dalam merencanakan balok prategang menyilang agar kedua tendon dapat masuk ke dalam daerah limit kabel tersebut.
4. Gambar balok prategang arah memanjang dan melintang harus jelas terutama di bagian persilangan agar antar satu tendon dan tendon lainnya tidak saling bertabrakan.
5. 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.
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.

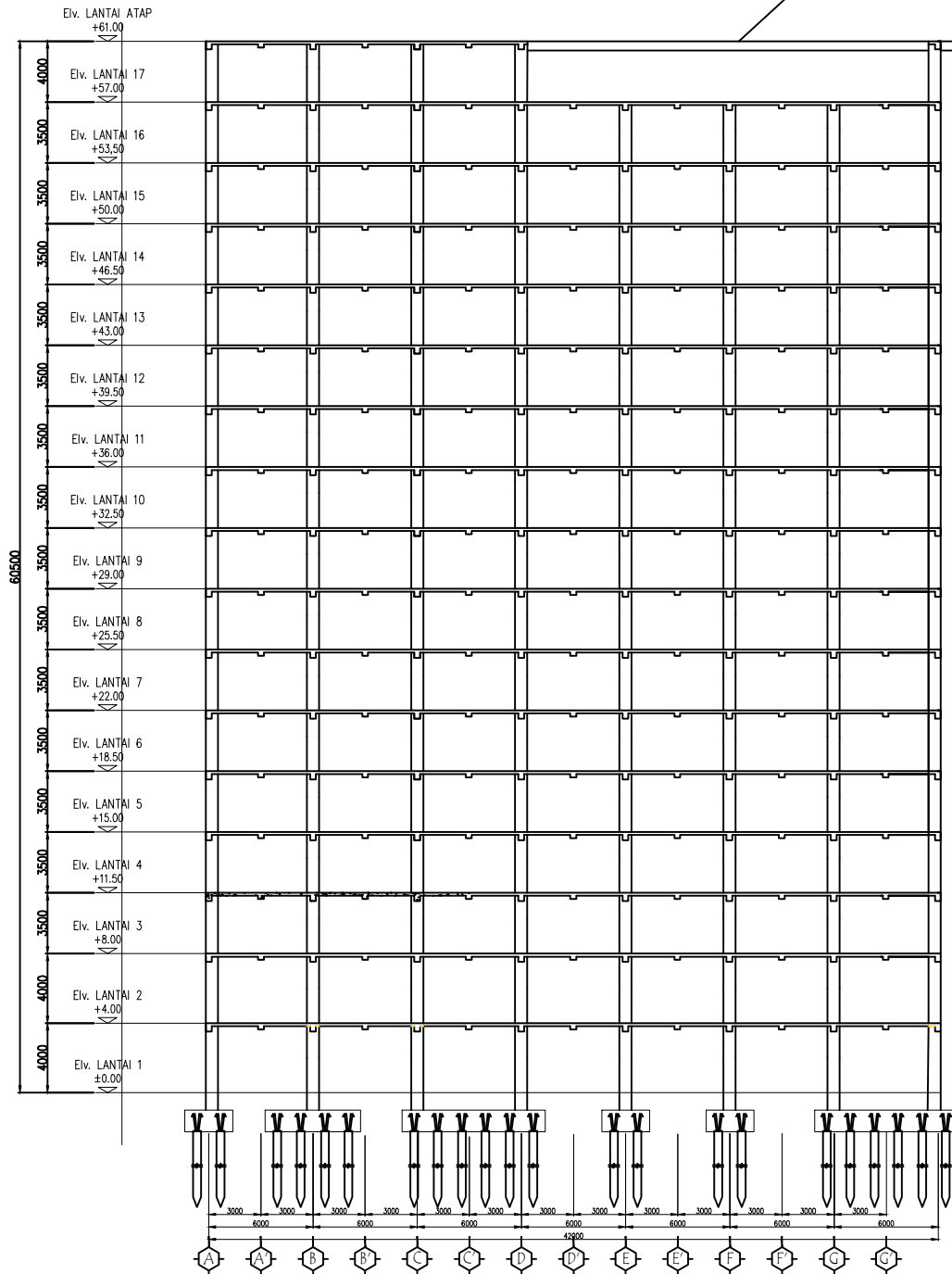
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Adewuyi, A.P dan Franklin, S.O. 2011. **Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.**” Nigeria : ARPN
- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer’s Handbook Second Edition.** Inggris: Spon Press
- Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan.**Bogor:Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan
- Astawa, Tawio dan Raka, 2014.“**Behavior of Partially-Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones**”,**Proceeding of the 6th International Conference of Asian Concrete Federation.** 21-24 Sept. 2014. Asian Concrete Federation (ACF), Seoul, Korea. pp. 589-594.
- Badan Standarisasi Nasional **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726-2012).** Jakarta : BSNI
- Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.** 2008. Farnington Hills
- British Standards Institutiion **Design of prestressed concrete (Eurocode 1992 -1-1:2004).** Inggris : BSI

- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)**.
- Fintel, Mark dan Ghosh S.K. 1978. **Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building**. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Gilbert, R.I, Mickleborough, N.C. 2005. **Design of Prestressed Concrete**. Inggris: Spon Press
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Marshall, Vernon danRobberts, John M. **Prestressed Concrete Design and Practice**. Midrand: Concrete Society of Southern Africa
- Narayan, R.S. Beeby, A.W 2005 **Designers' Guide To EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures**. Inggris: ThomasTelford
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga**. Jakarta : Erlangga.
- Raymond Ian Gilbert, Taylor & Francis Group. 2017. **Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2 Second Edition**. Inggris: CRC Press
- Sulendra, I Ketut dan Tatong, Burhan. 2011. **Analisis Teknis Pekerjaan Balok-Plat Lantai Bangunan Pasca sarjana UNTAD dengan Metode Combidec-Presstress**. Palu: Universitas Tadulako.
- Xiao Han Wu, Shunsuke Otani, dan Hitoshi Shiohara. 2001. **Tendon Model for Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures**. ASCEAmon, R., Knobloch, B., & Mazumder, A. 2000. **Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Insinyur dan Arsitek (3rd Edition ed.)**. Diterjemahkan oleh R. Handoyo. Jakarta: PT. Pradnya Paramita

BALOK PRATEGANG LANTAI ATAP



PORTAL LANTAI 1 s/d LANTAI 17 POTONGAN A-A
SKALA 1:125



PROGAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
TOWER A BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN
SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
1992-1-1:2004

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
2. Prof. Dr. I GUSTI PUTU RAKA

MAHASISWA

ERDHKA DWIPUTRA WAHYURENDRA

NRP

(0311164000049)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN BANGUNAN

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
1	1:125	STR



PROGAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
TOWER A BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN
SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
1992-1-1:2004

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
2. Prof. Dr. I GUSTI PUTU RAKA

MAHASISWA

ERDHKA DWIPUTRA WAHYURENDRA

NRP

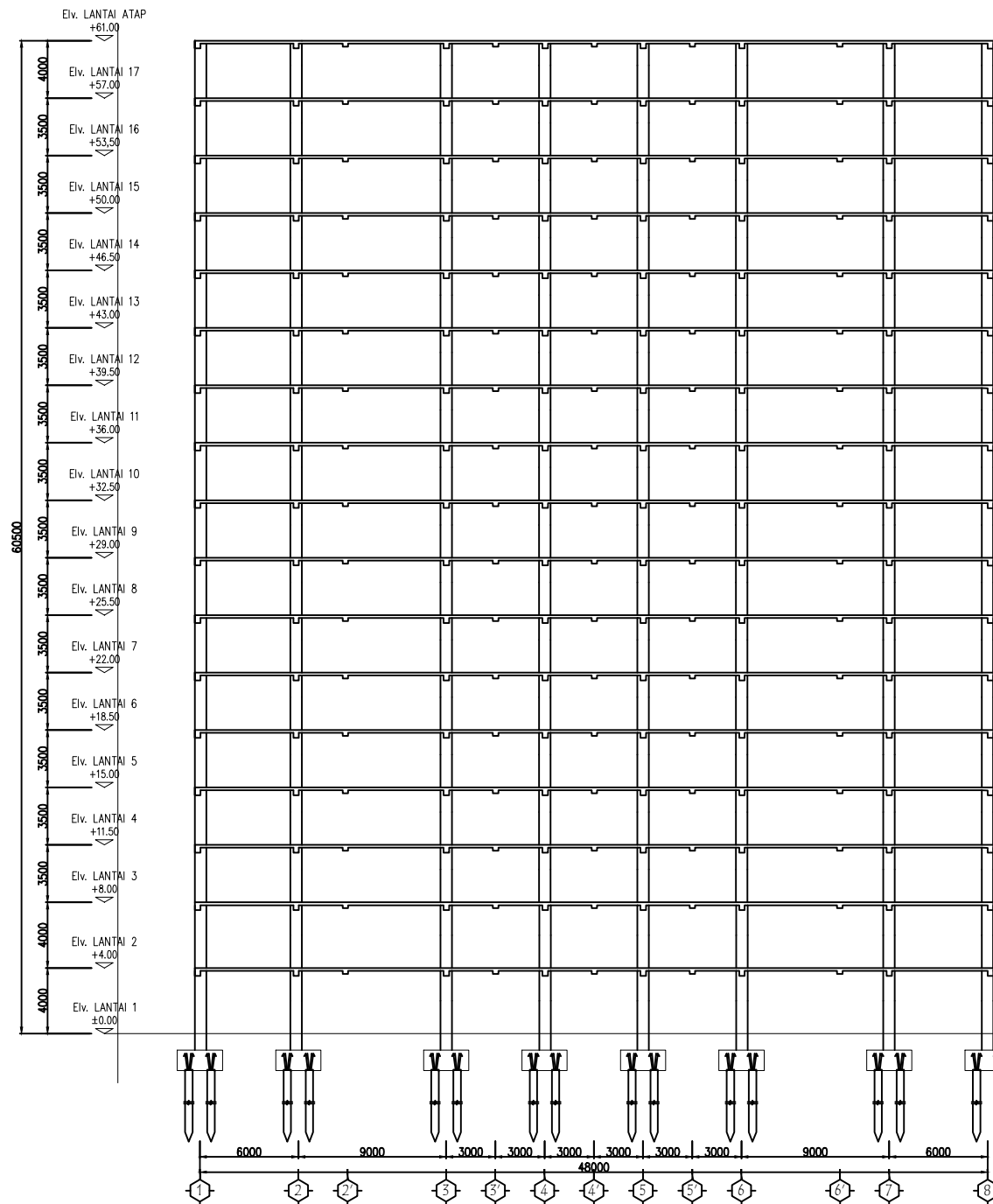
(0311154000049)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN BANGUNAN

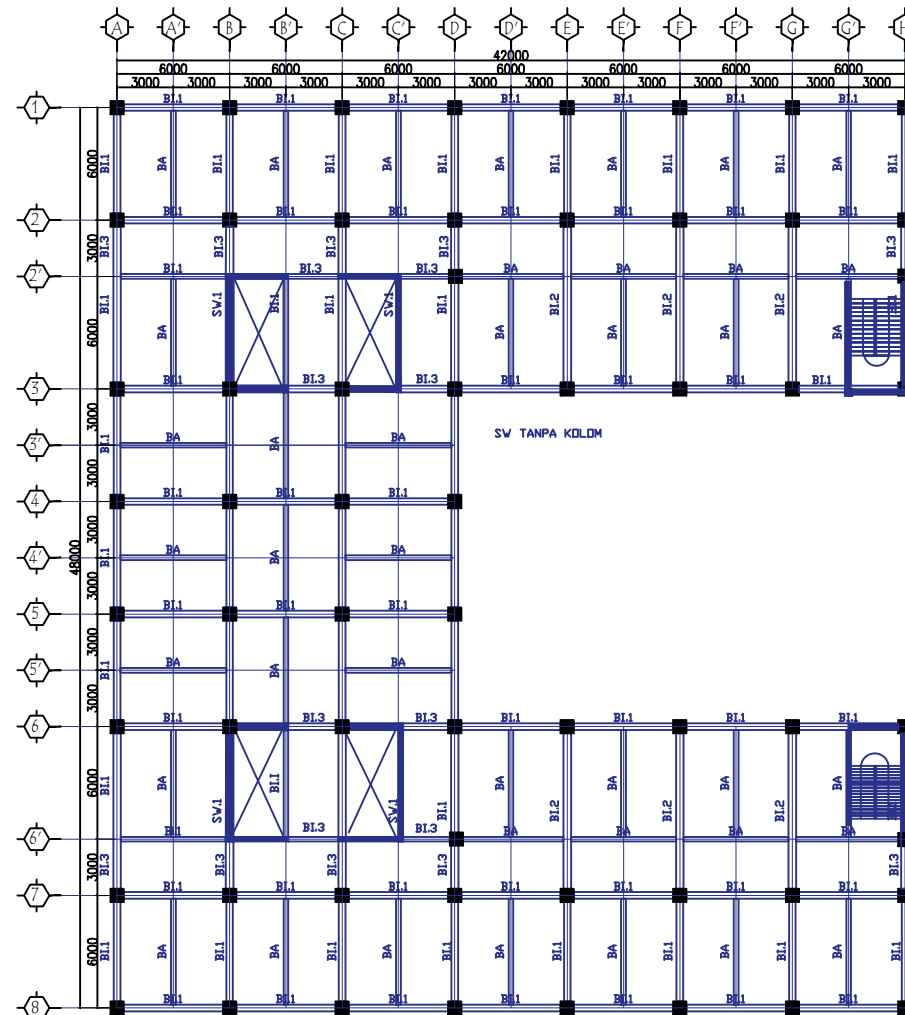
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------


2	1:125	STR
---	-------	-----



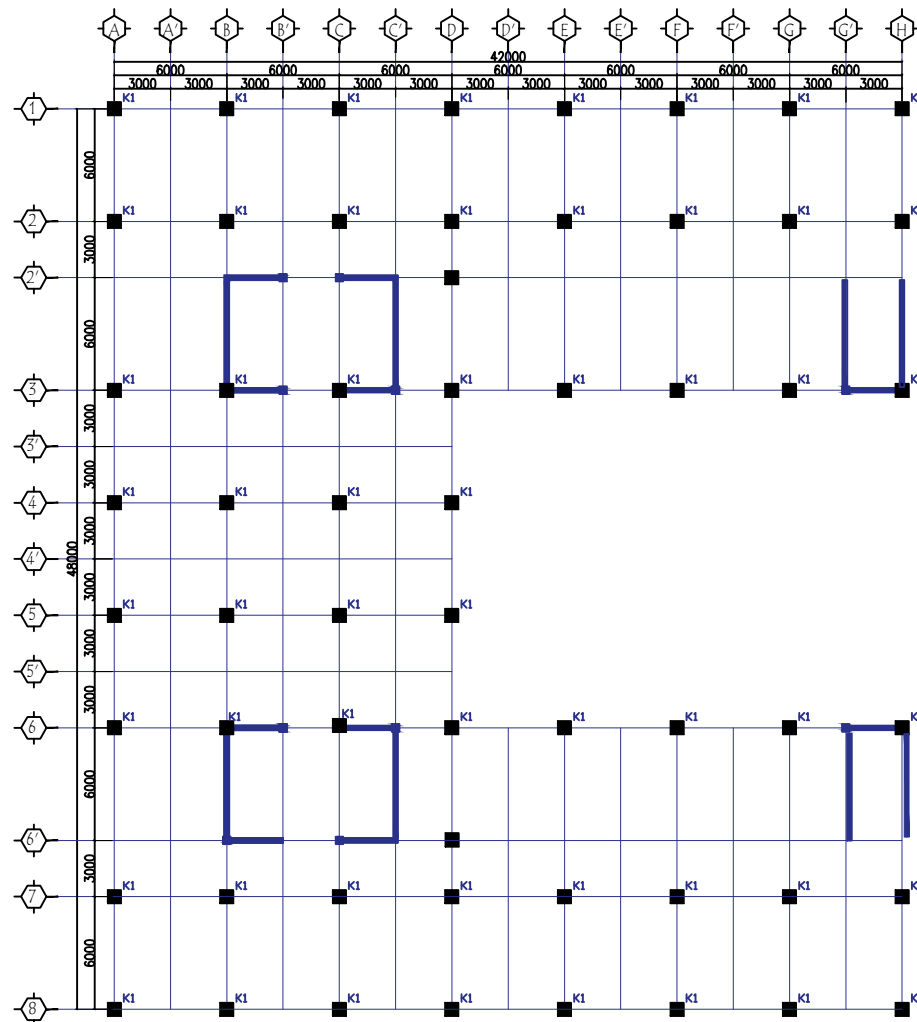
PORTAL LANTAI 1 s/d LANTAI 17 POTONGAN B-8
SKALA 1:125

BENCANA DIMENSI BALOK		
NO	TYPE	UKURAN PENAMPANG BALOK (mm)
1	BL.1	400 x 600
2	BL.2	550 x 750
3	BL.3	350 x 550
4	BA	300 x 400
5	BP	500 x 1250



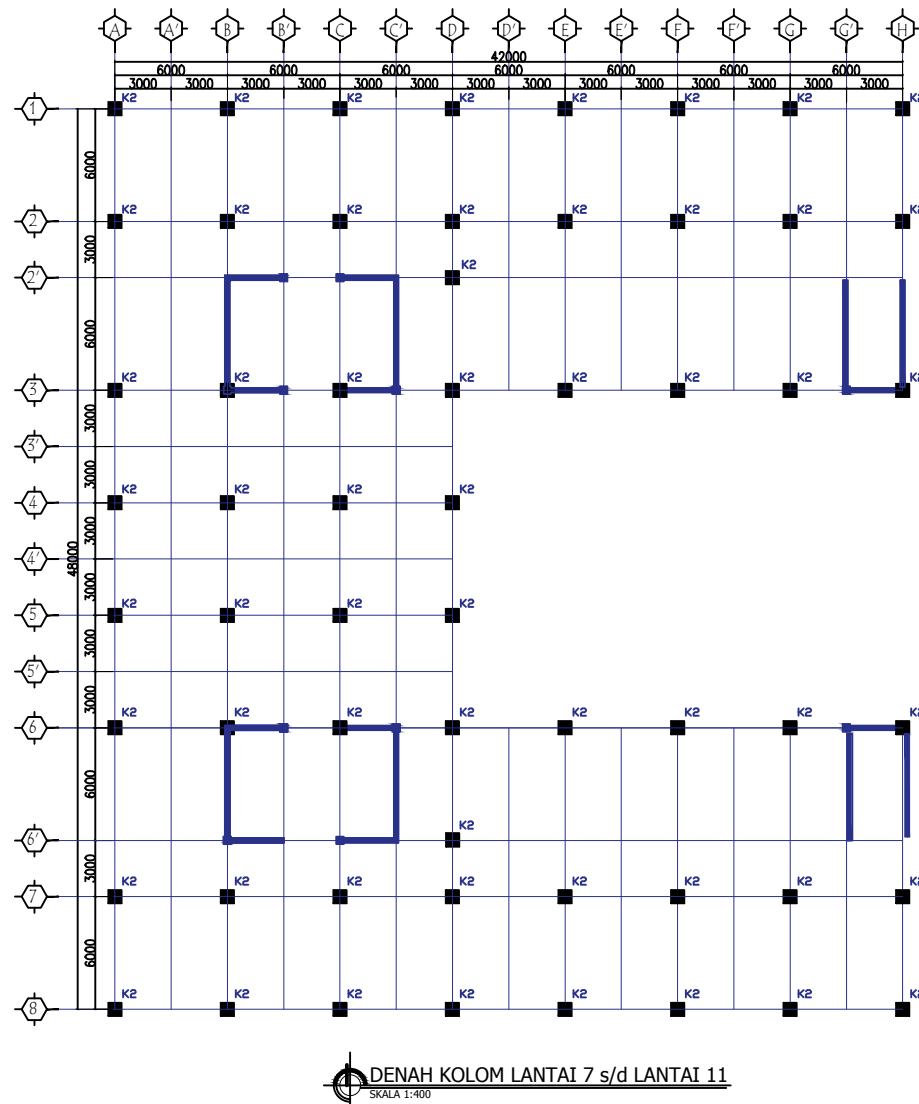
 DENAH BALOK Lantai 1-16
SKALA 1:400

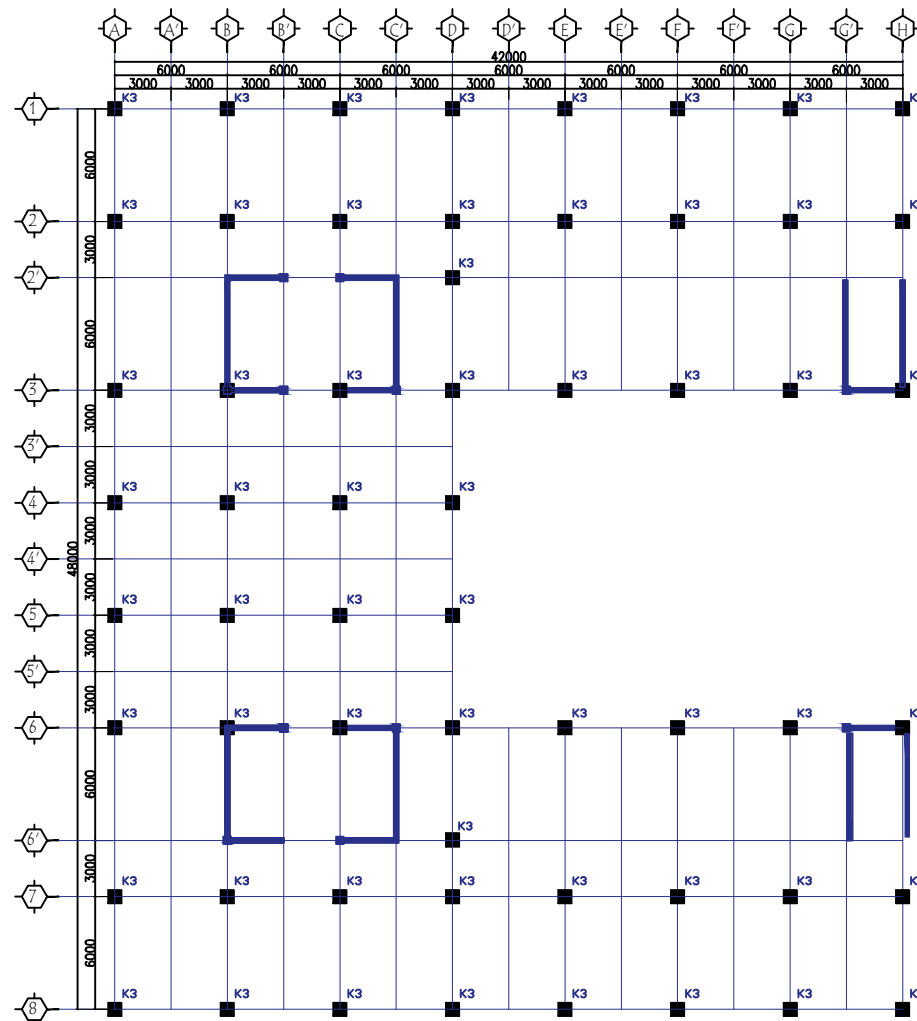
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
4	1:400	STR



RENCANA DIMENSI KOLOM		
NO	TYPE	UKURAN PENAMPANG KOLOM(mm)
1	K1	800 x 800

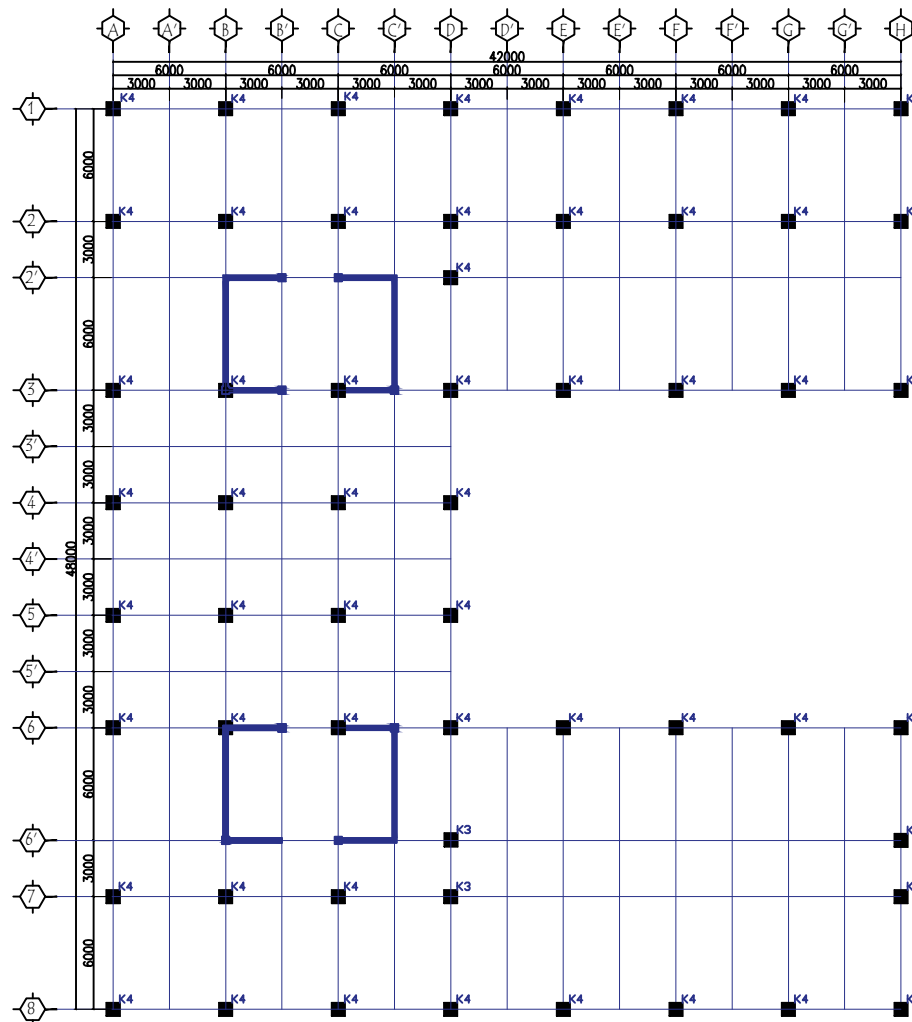
 **DENAH KOLOM LANTAI 1 s/d LANTAI 6**
SKALA 1:400





 **DENAH KOLOM LANTAI 12 s/d LANTAI 15**
SKALA 1:400

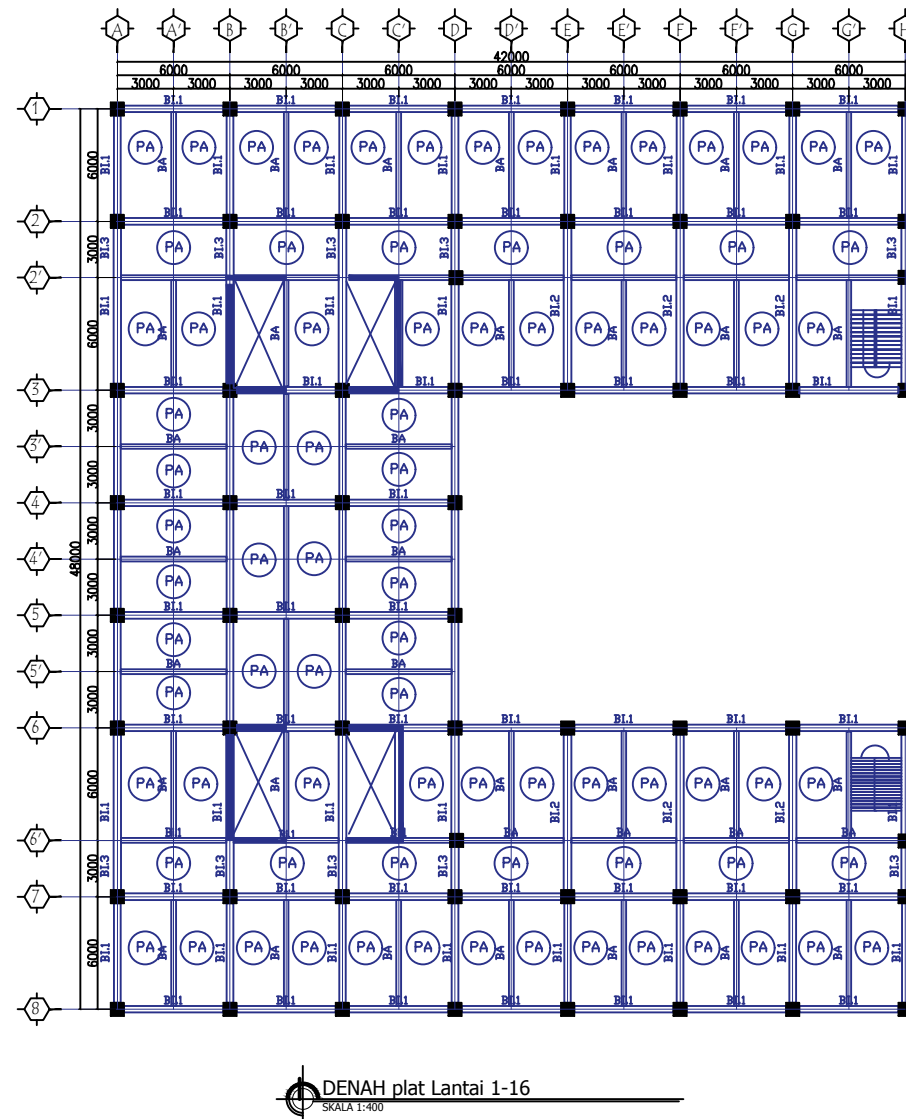
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
7	1:400	STR



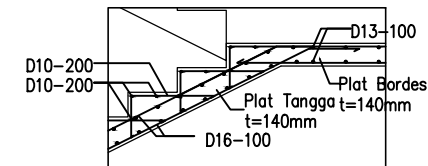
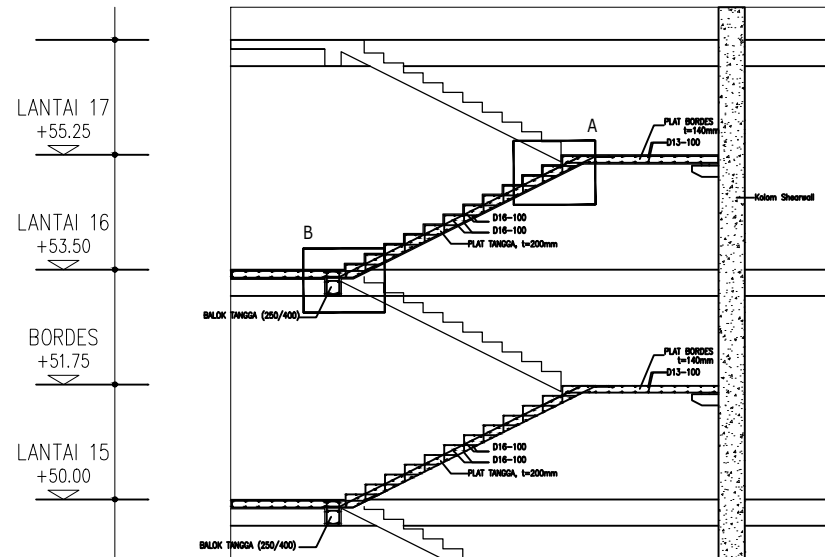
BENCANA DIMENSI KOLOM

NO	TYPE	UKURAN PENAMPANG KOLOM(mm)
1	K3	500 x 500

 DENAH KOLOM LANTAI 16 s/d LANTAI 17
SKALA 1:400

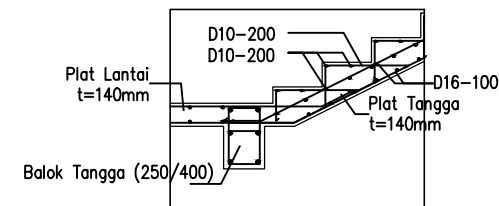
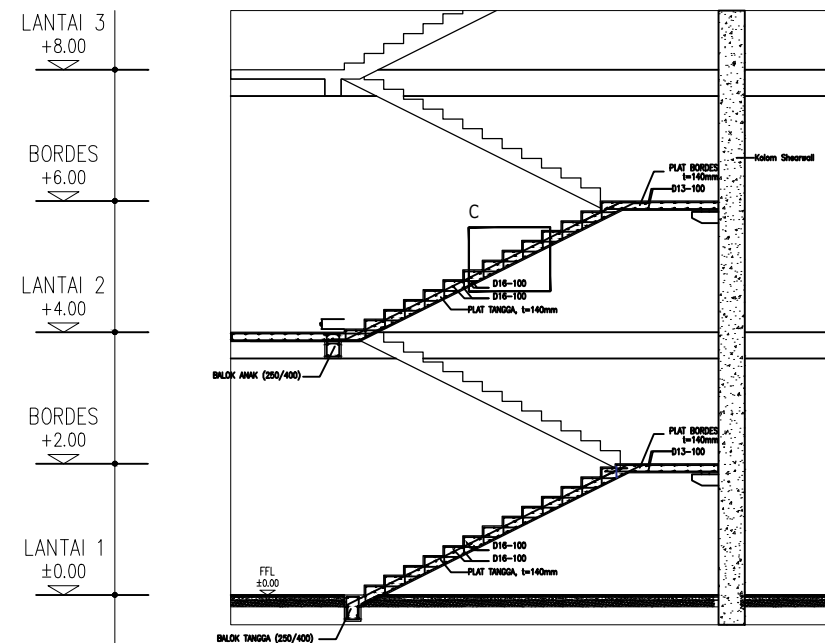


NO. GMB	SKALA	KODE GMB
9	1:400	STR



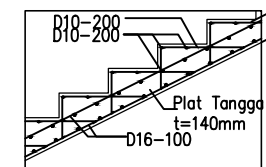
DETAIL A

Skala 1: 50



DETAIL B

Skala 1: 50

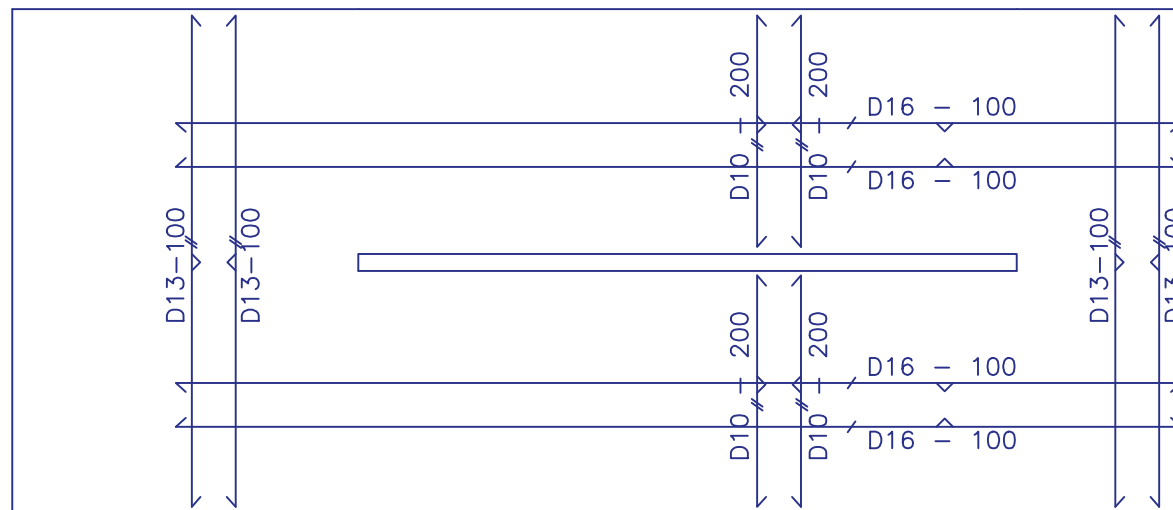
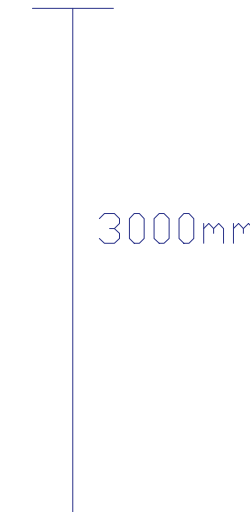
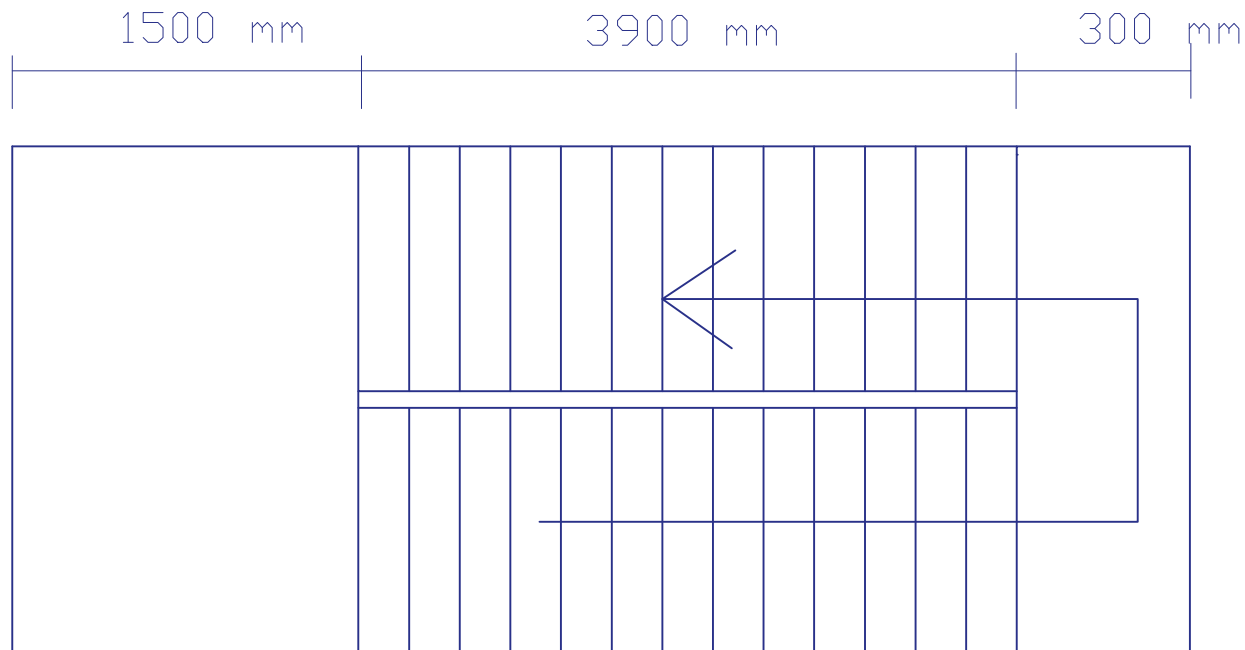


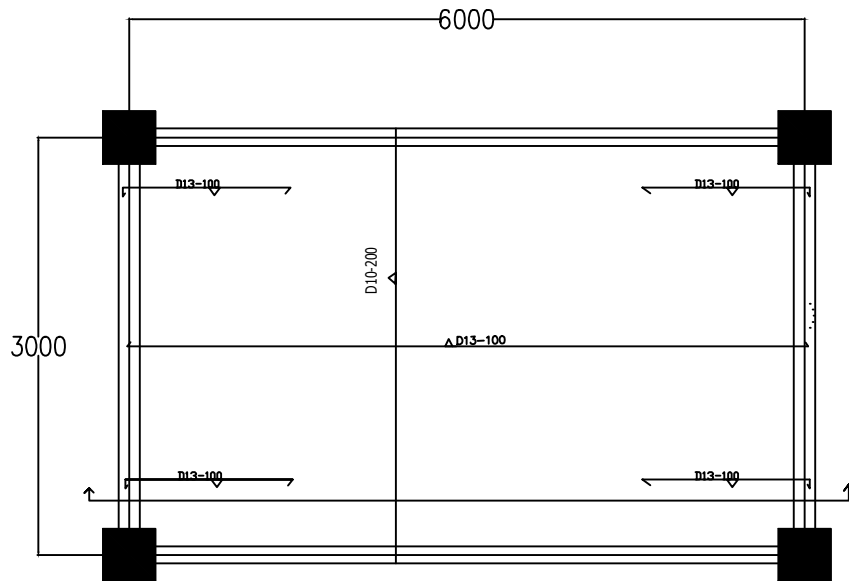
DETAIL C

Skala 1: 50

DETAIL TANGGA

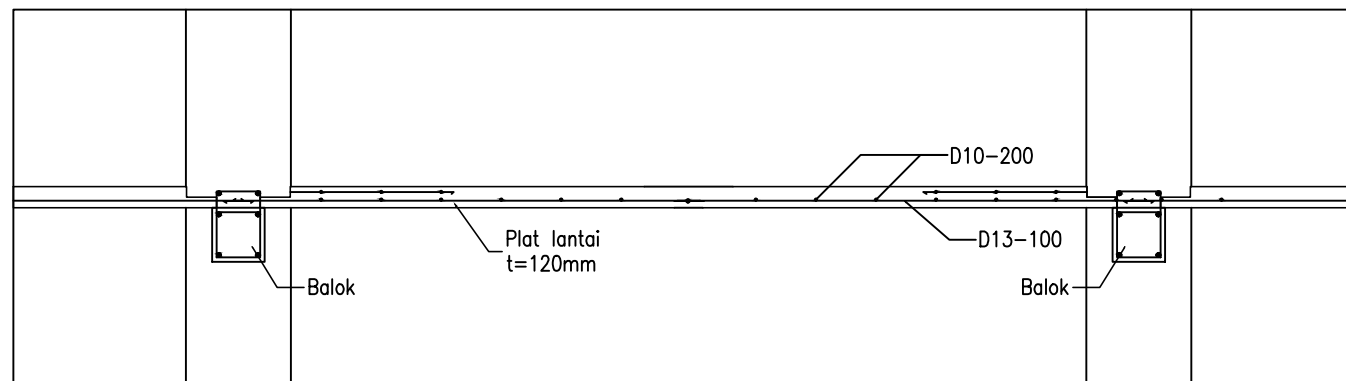
Skala 1: 125





POT. A PENULANGAN PELAT SATU ARAH

Skala 1: 100



PENULANGAN BALOK INDUK DAN ANAK

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 600		550 x 750	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	9D25	2D25
TUL. BAWAH	4D25	3D25	6D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	4D13-100	2D13-150	4D16-120	2D16-150
TYPE	B3		BA	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		300 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	2D19	2D19
TUL. BAWAH	3D25	2D25	2D19	2D19
TUL. PINGGANG	2D25	2D25		
SENGKANG	3D13-120	2D13-150	2D13-150	2D13-150



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
 TOWER A BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
 SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN
 SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
 1992-1-1:2004

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
2. Prof. Dr. I GUSTI PUTU RAKA

MAHASISWA

ERDHIKA DWIPUTRA WAHYURENDRA

NRP

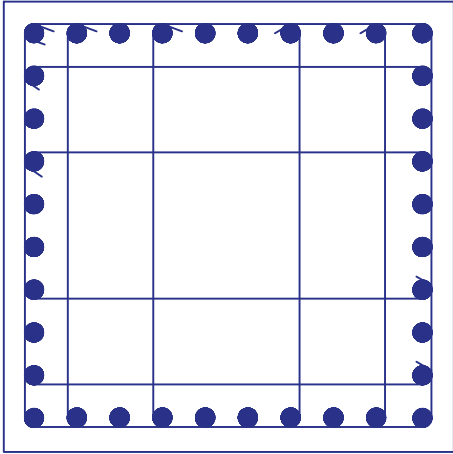
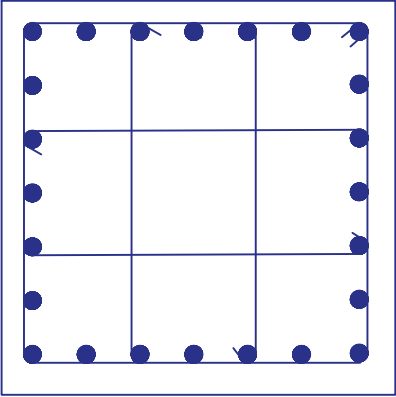
(0311164000049)

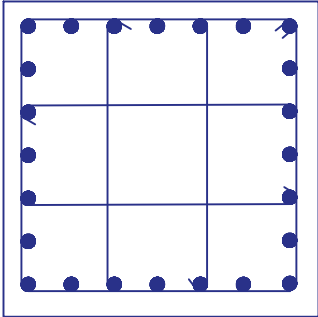
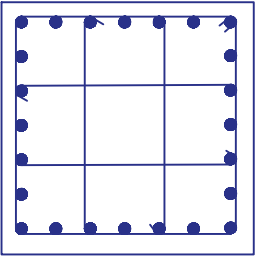
JUDUL GAMBAR

PEMULANGAN BALOK

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
13	1:25	STR

PENULANGAN KOLOM

TYPE	K1	K2
DIMENSI BXH(mm)	800 × 800	700 × 700
POTONGAN		
S PLASTIS	6D13-100	4D13-100
LUAR S PLASTIS	6D13-150	4D13-150
TULANGAN	D32	D29

TYPE	K3	K4
DIMENSI	500 X 500	400 X 400
POTONGAN		
S PLASTIS	4D13-100	4D13-100
LUAR S PLASTIS	4D13-150	4D13-150
TULANGAN	D19	D16



PROGRAM S-1
 JURURAN TEKNIK SIPIL
 FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
 TOWER A BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
 SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN
 SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
 1992-1-1:2004

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
2. Prof. Dr. I GUSTI PUTU RAKA

MAHASISWA

ERDHIKA DWIPUTRA WAHYURENDRA

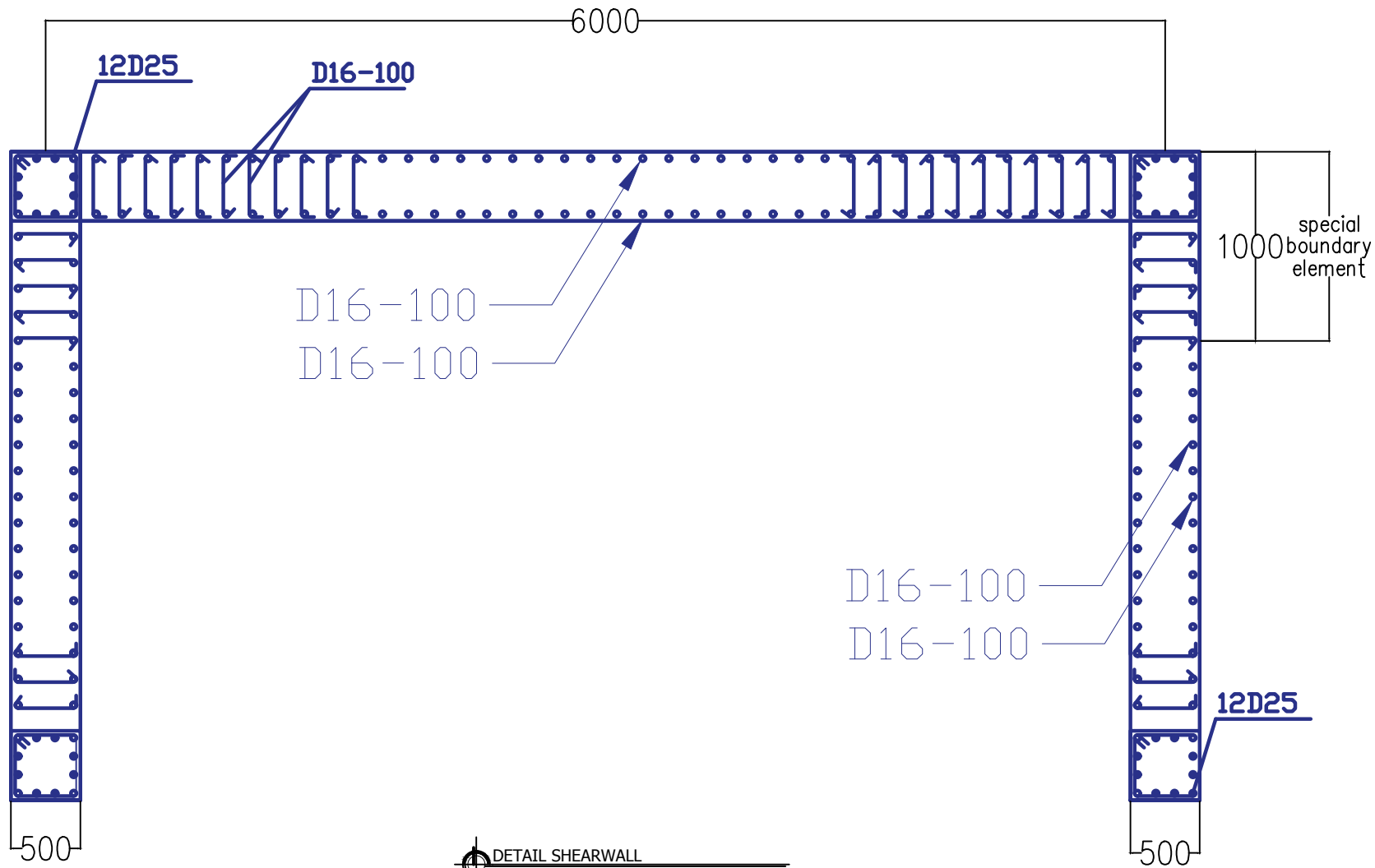
NRP

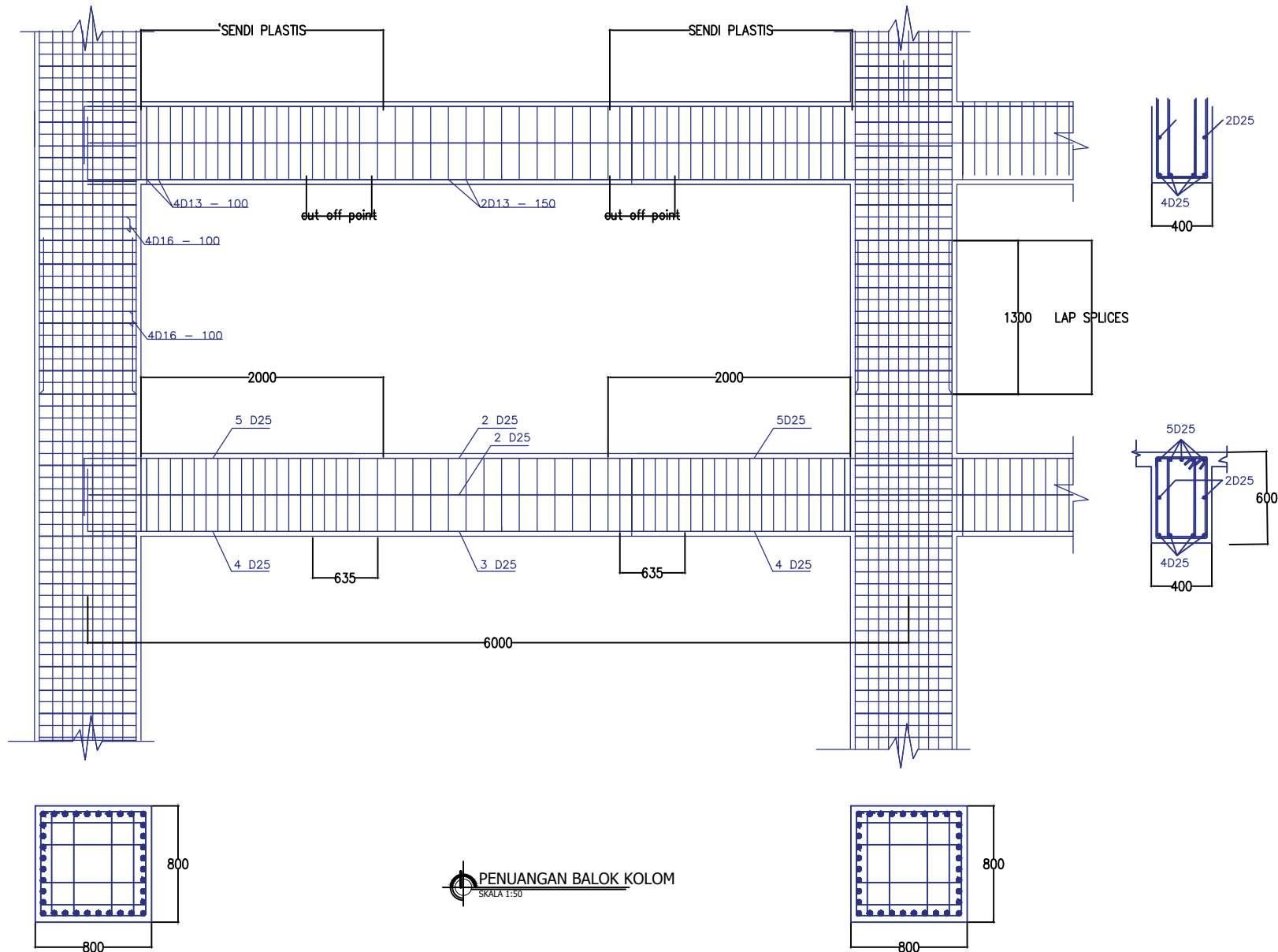
(0311164000049)

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM

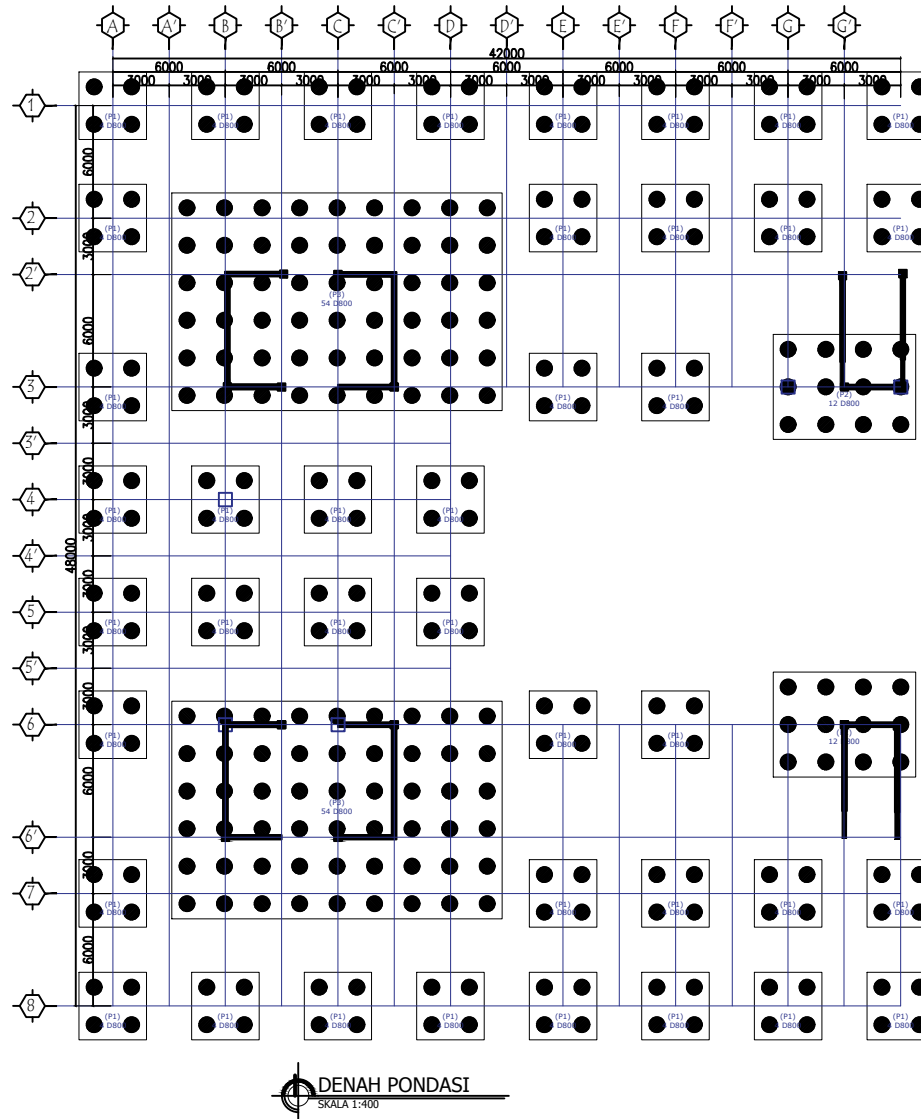
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
14	1:25	STR





NO. GMB	SKALA	KODE GMB
16	1:50	STR

TYPE	Length	JUMLAH	
		POER	PILE
(P1) 4 D800	28m	40	160
(P2) 12 D800	28m	2	24
(P3) 54 D800	28m	2	108
TOTAL PILE Ø800 mm			292



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
TOWER A BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN
SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
1992-1-1:2004

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
2. Prof. Dr. I GUSTI PUTU RAKA

MAHASISWA

ERDHIKA DWIPUTRA WAHYURENDRA

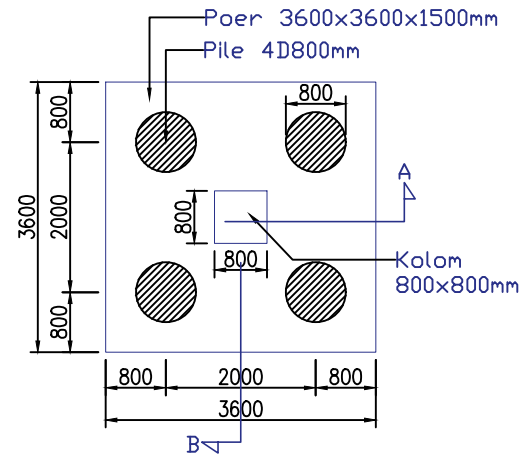
NRP

(0311154000049)

JUDUL GAMBAR

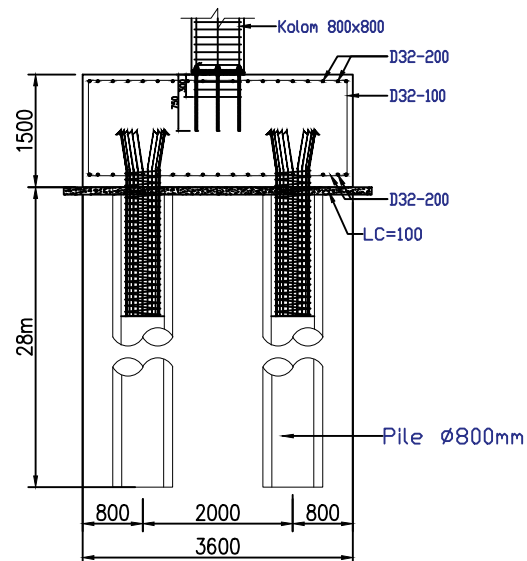
DENAH PONDASI

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
17	1:400	STR



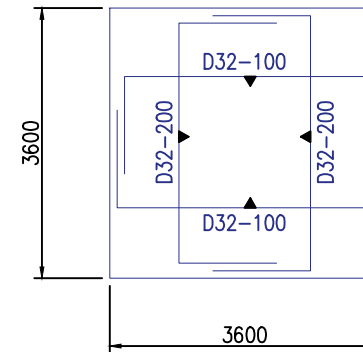
POER (P1)

Skala 1: 100



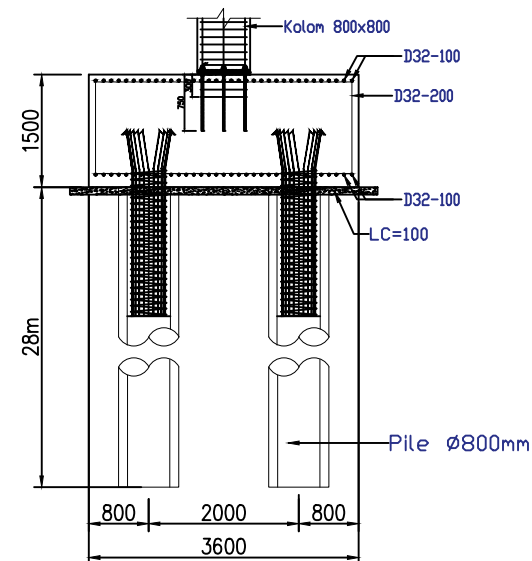
POTONGAN A (P1)

Skala 1: 100



PENULANGAN (P1)

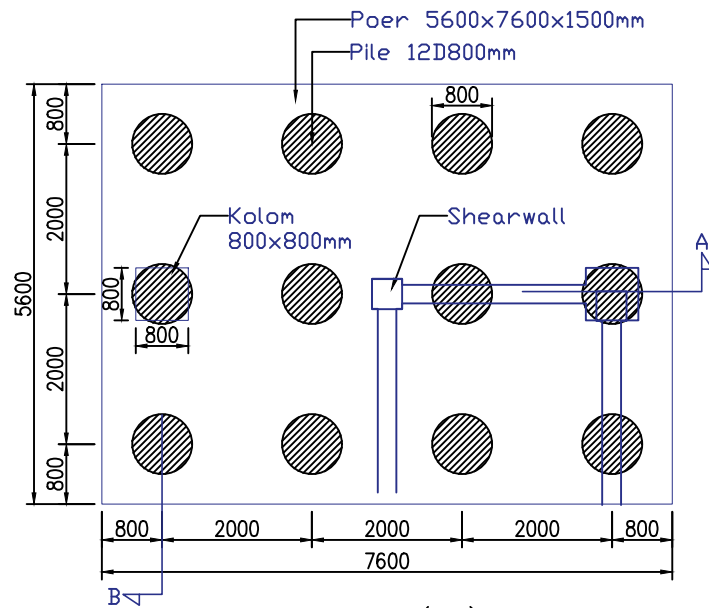
Skala 1: 100



POTONGAN B (P1)

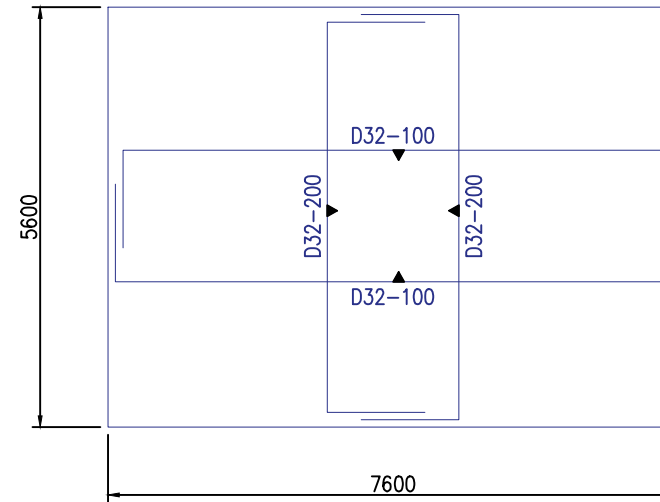
Skala 1: 100

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
18	1:100	STR



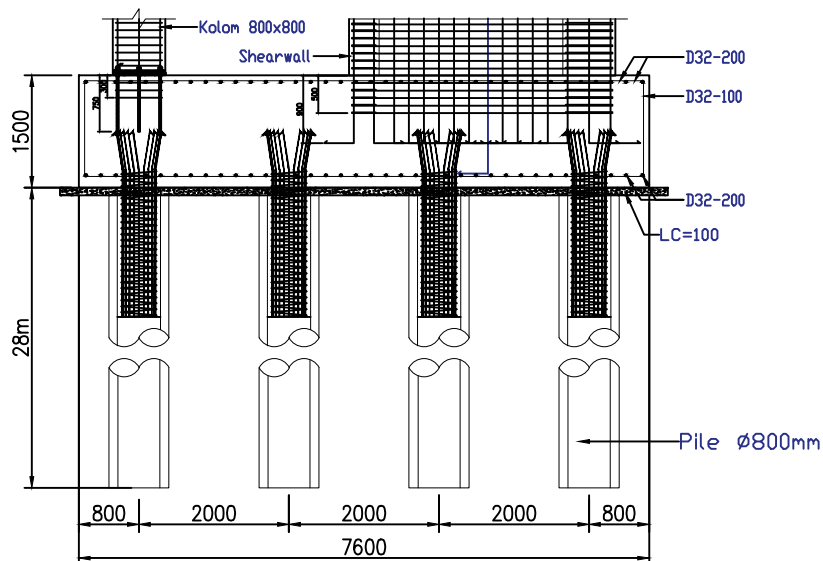
POER (P2)

Skala 1: 100



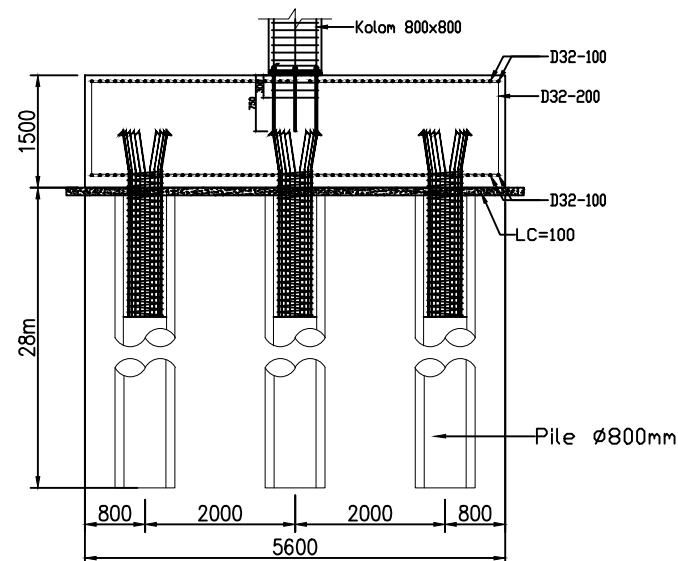
PENULANGAN (P2)

Skala 1: 100



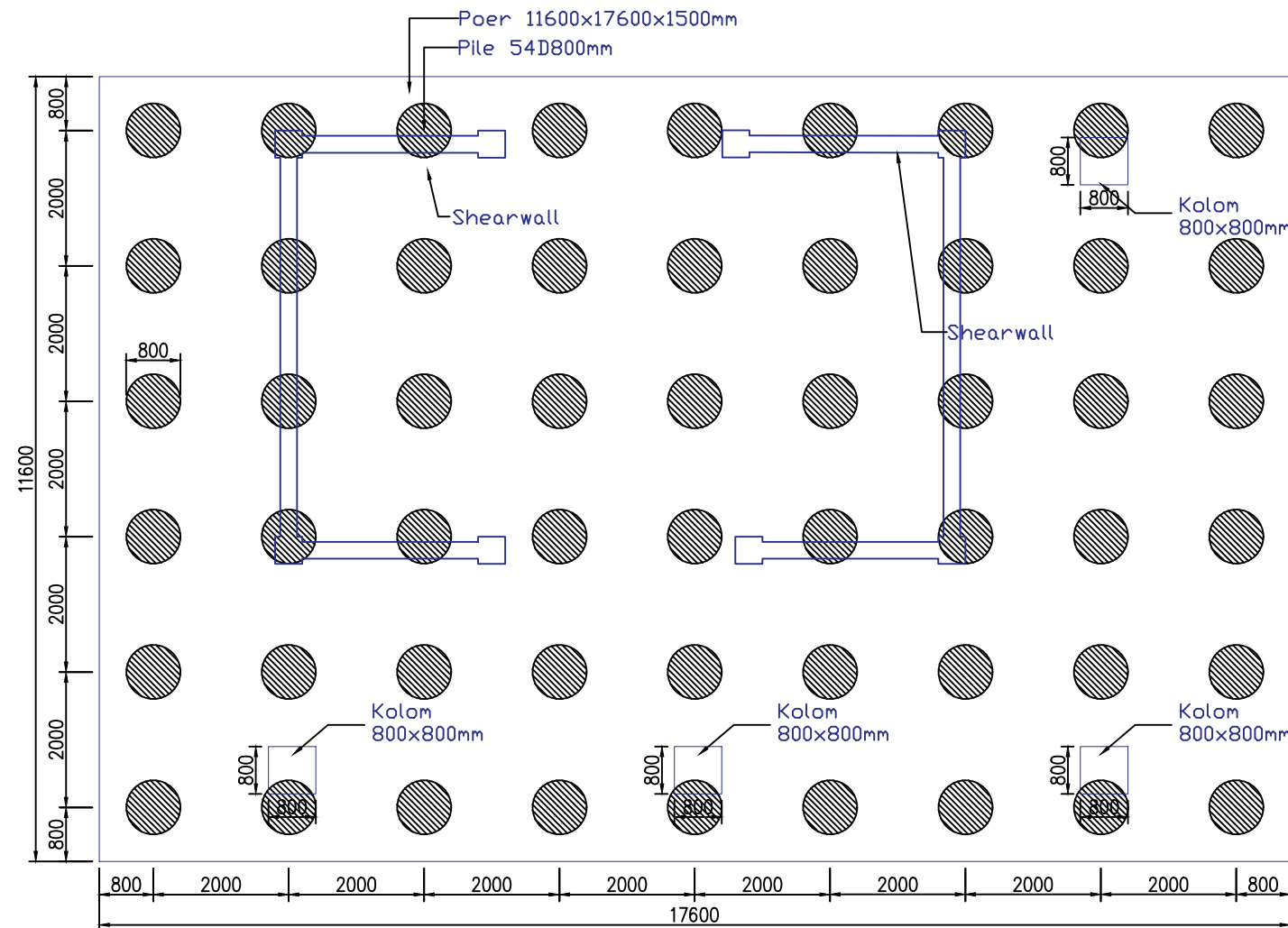
POTONGAN A (P2)

Skala 1: 100



POTONGAN B (P2)

Skala 1: 100



POER (P3)

Skala 1: 100



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
TOWER A BALE HINGGIL MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEKAN BERDASARKAN
SNI 2847:2013 DAN EUROCODE EN
1992-1-1:2004

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
2. Prof. Dr. I GUSTI PUTU RAKA

MAHASISWA

ERDHKA DWIPUTRA WAHYURENDRA

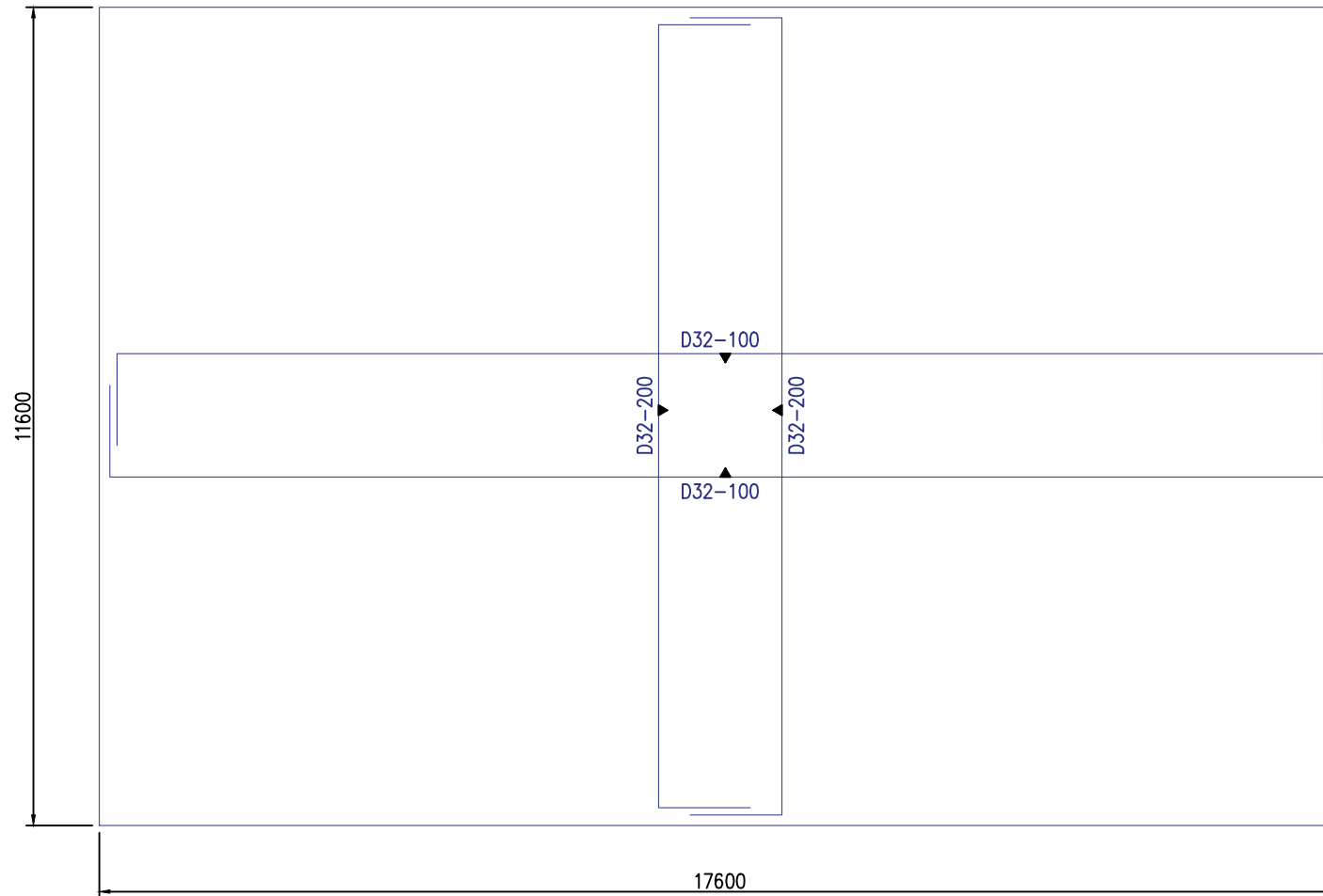
NRP

0311154000049

JUDUL GAMBAR

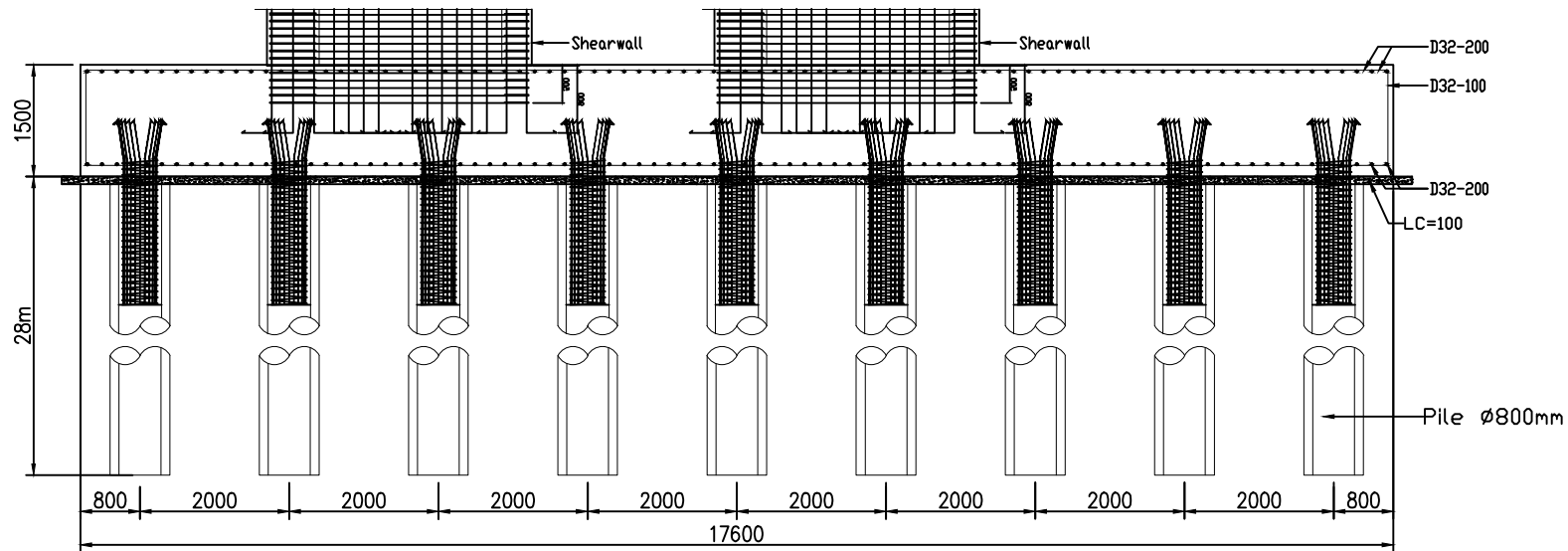
DETAIL PONDASI (P1)

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
21	1:100	STR



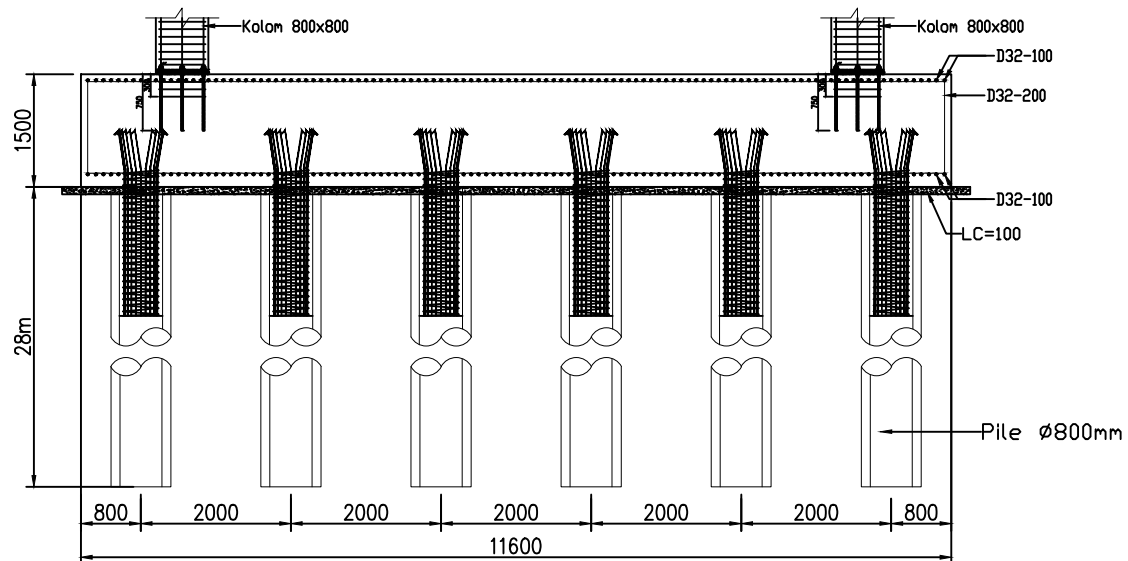
PENULANGAN (P3)

Skala: 1: 100



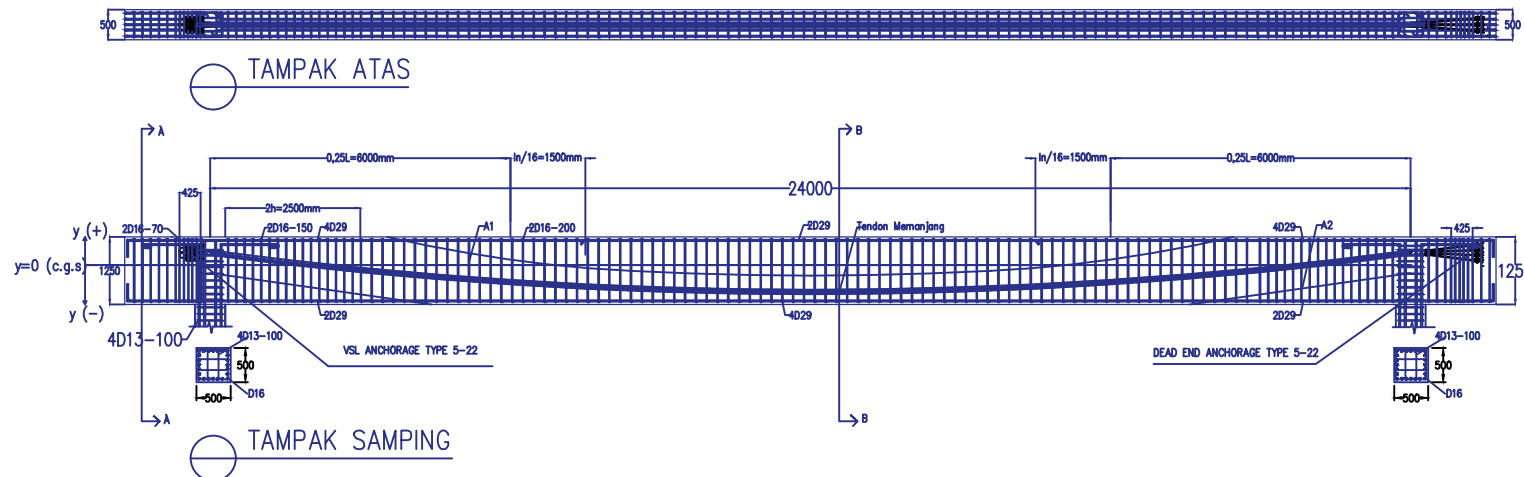
POTONGAN A (P3)

Skala 1: 100



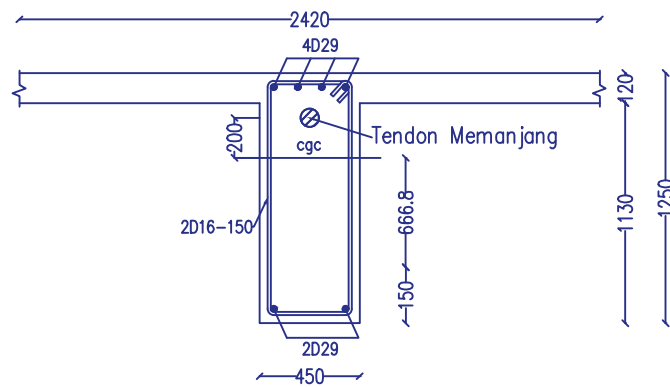
POTONGAN B (P3)

Skala 1: 100

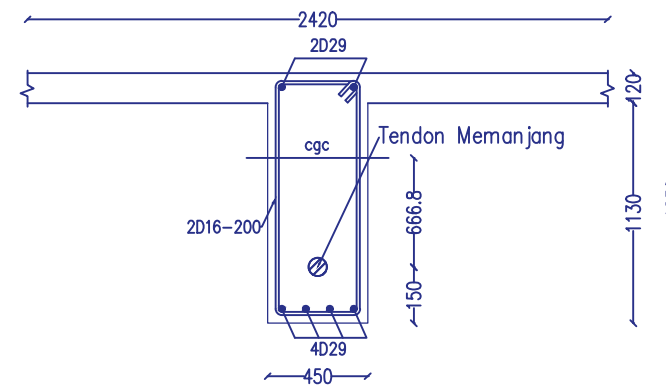


 **DETAIL BALOK PRATEKAN SNI 2847:2013**
SKALA 1:400

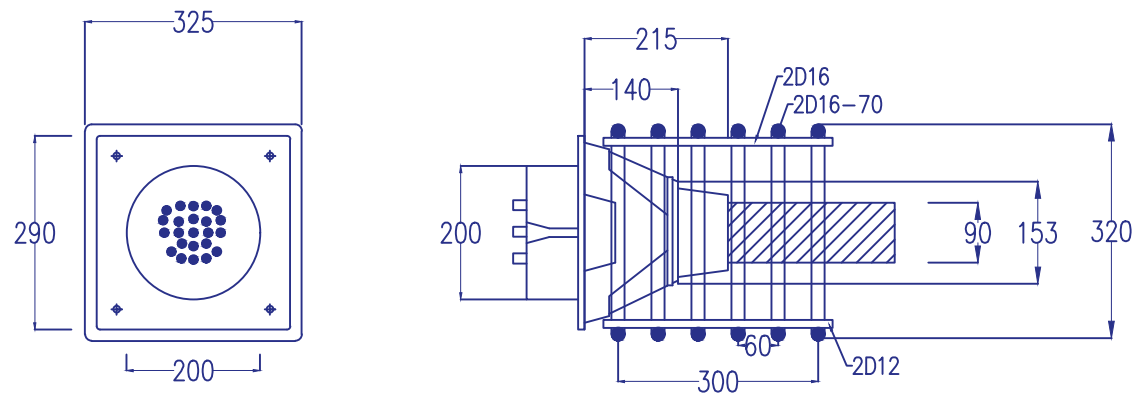
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
24	1:30	STR



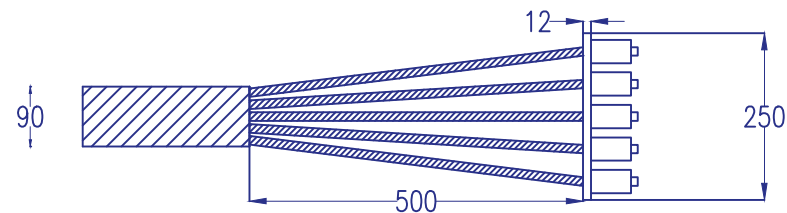
POTONGAN A-A
SKALA 1:30



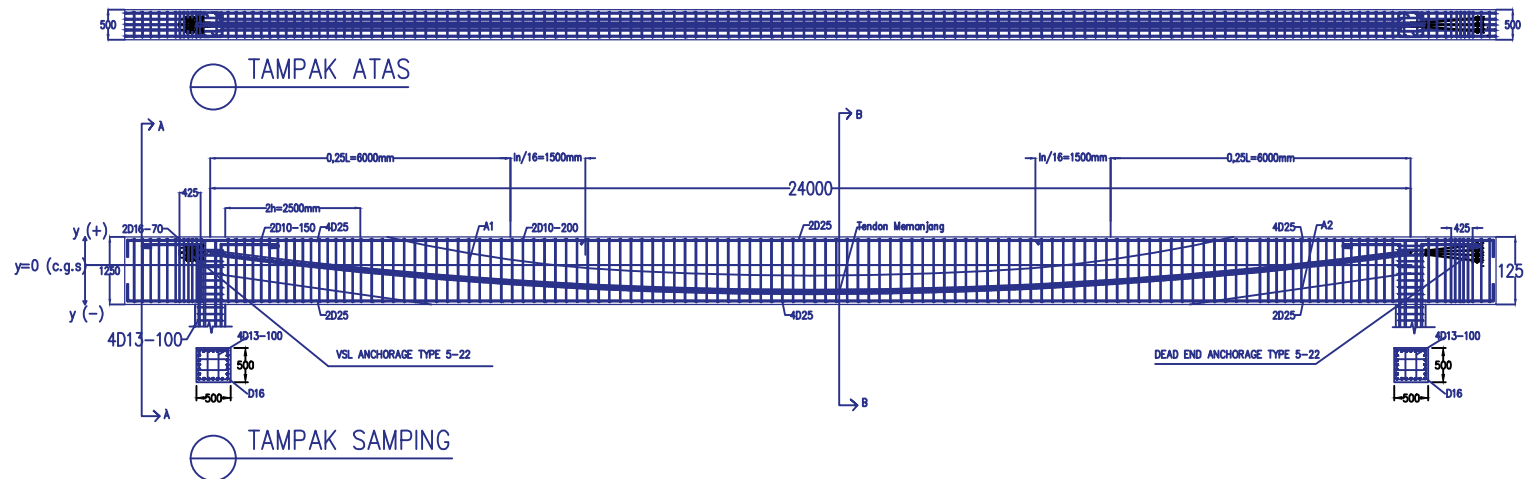
POTONGAN B-B
SKALA 1:30



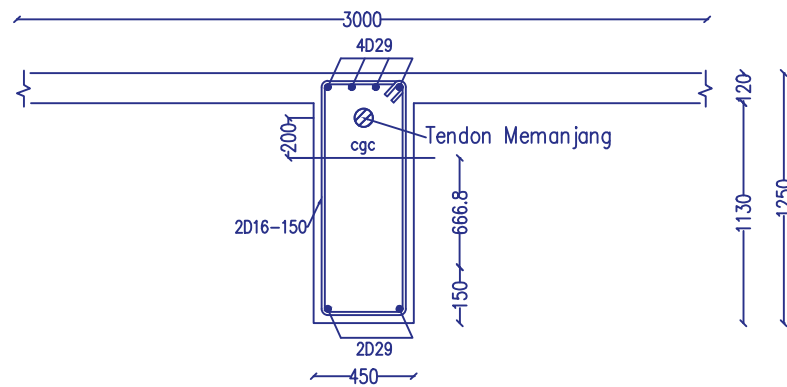
DETAIL ANCHORAGE SC 5-22
SKALA 1:10



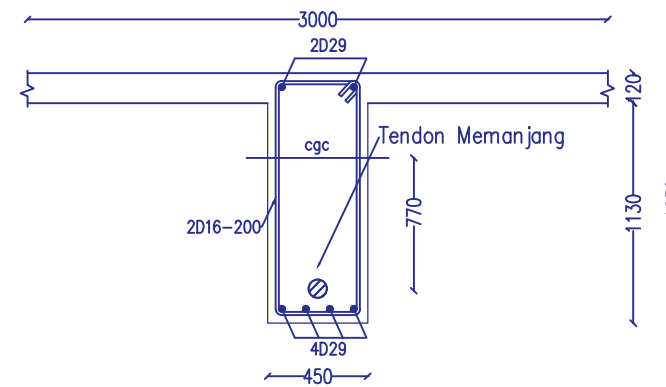
DETAIL VSL DEAD END ANCHORAGE SC 5-22
SKALA 1:10



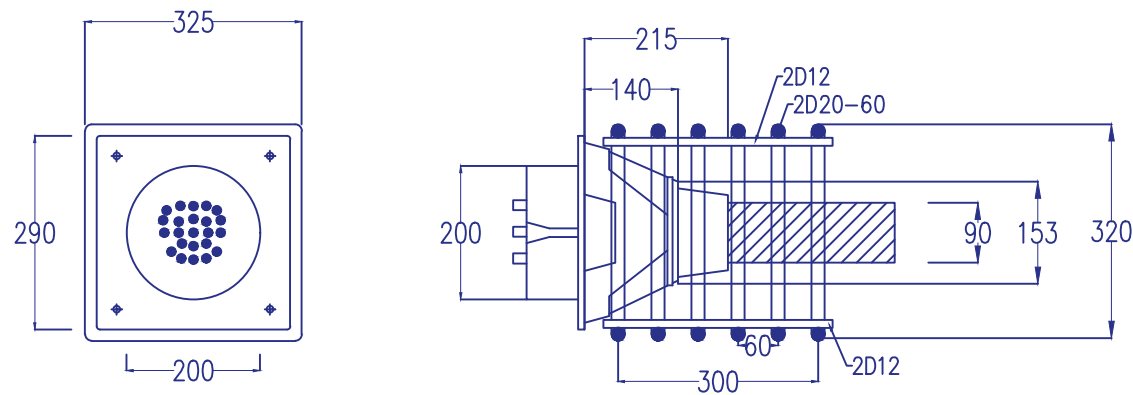
 **DETAIL BALOK EN 1992-1-1**
SKALA 1:400



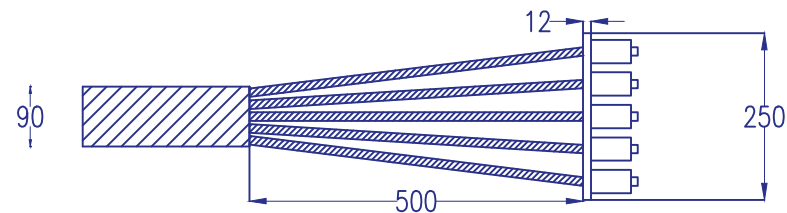
POTONGAN A-A
SKALA 1:30



POTONGAN BB
SKALA 1:30



DETAIL ANCHORAGE SC 5-22
SKALA 1:10

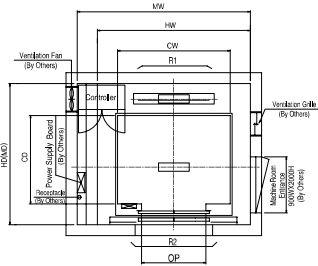


DETAIL VSL DEAD END ANCHORAGE SC 5-22
SKALA 1:10

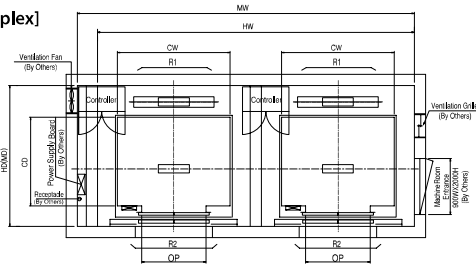
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

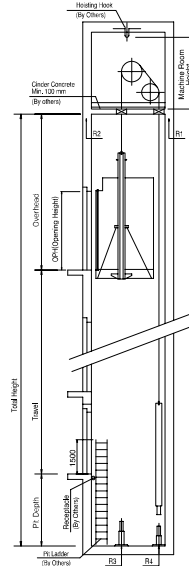
[Simplex]



[Duplex]



I Hoistway Section



I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450-1000	Travels:100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travels:100	4300			4500
		1150/1600	Travels:80	4300			
		80<Travels:100	4650				
	1.5	450-1000	Travels:100	4400	1450	2300	3000
		1350	Travels:100	4400			4500
		1150/1600	Travels:80	4400			
		80<Travels:100	4750				
	1.75	450-1000	Travels:100	4500	1600	2300	3000
		1350	Travels:100	4500			4500
		1150/1600	Travels:80	4500			
		80<Travels:100	4850				
MS2021	1	410-1025	Travels:100	4200	1400	2400	3000
		1365	Travels:100	4300			4500
		1160/1365	Travels:80	4300			
		80<Travels:100	4650				
	1.5	410-1025	Travels:100	4400	1450	2400	3000
		1365	Travels:100	4400			4500
		1160/1365	Travels:80	4400			
		80<Travels:100	4750				
	1.75	410-1025	Travels:100	4500	1600	2400	3000
		1365	Travels:100	4500			4500
		1160/1365	Travels:80	4500			
		80<Travels:100	4850				
Standard / EN	2			5100	1900	2300	4500
	2.5	800-1600	Travels:130	5300	2200		

Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
	Person	Load(kg)		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
	2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300					

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
	2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300					

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450				
	20	1365	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

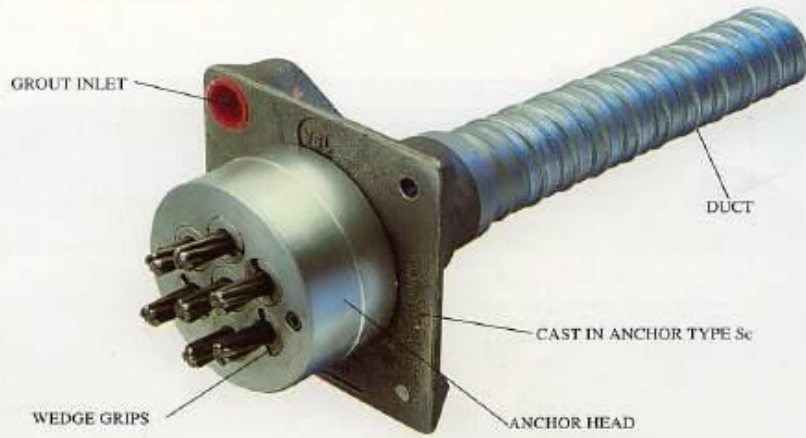
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ¹

TENDON PROPERTIES

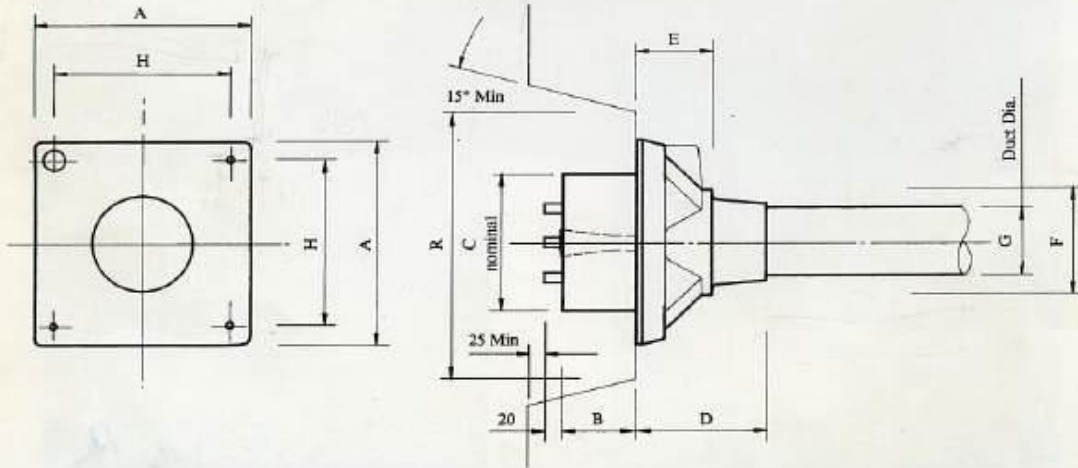
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
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	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
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			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
	6-37	32	8000
33		8250	127
34		8500	127
35		8750	127
6-42		36	9000
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
6-48	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
6-55	48	12000	144
	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13230	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated polyethylene PT-PlusTM duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



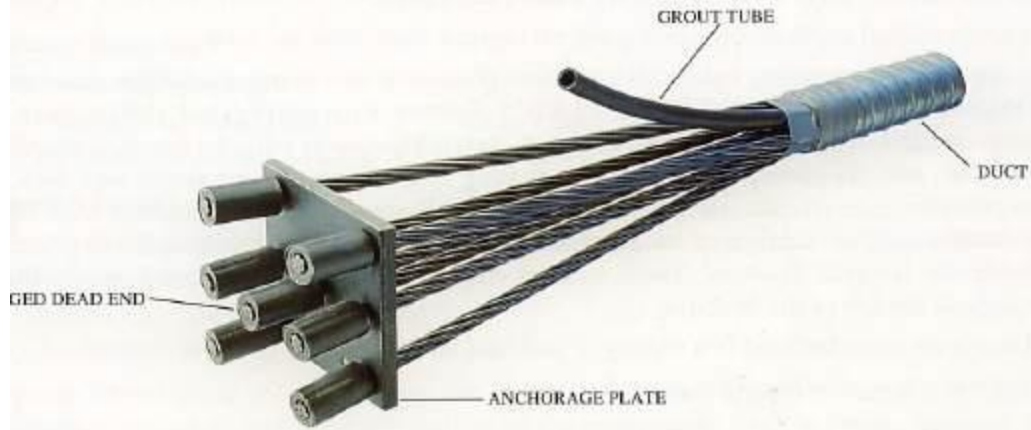
VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



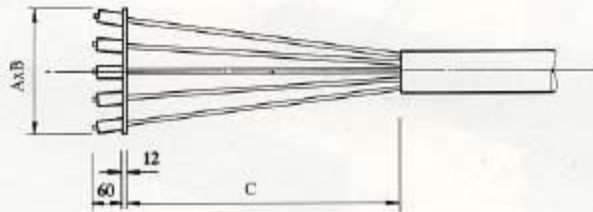
TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	213	64	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	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	118	325	650
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	64	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	64	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900	
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900	

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000



Innovation and Trust

BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

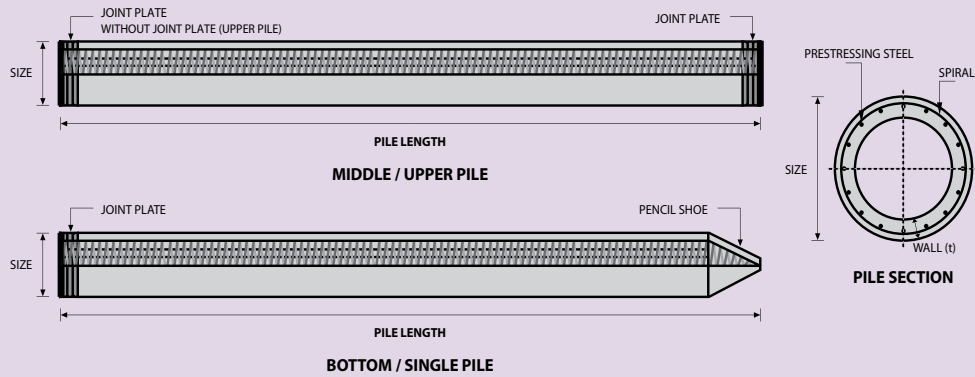
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	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 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	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 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	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/mm ²) 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



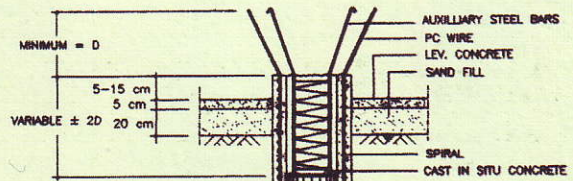
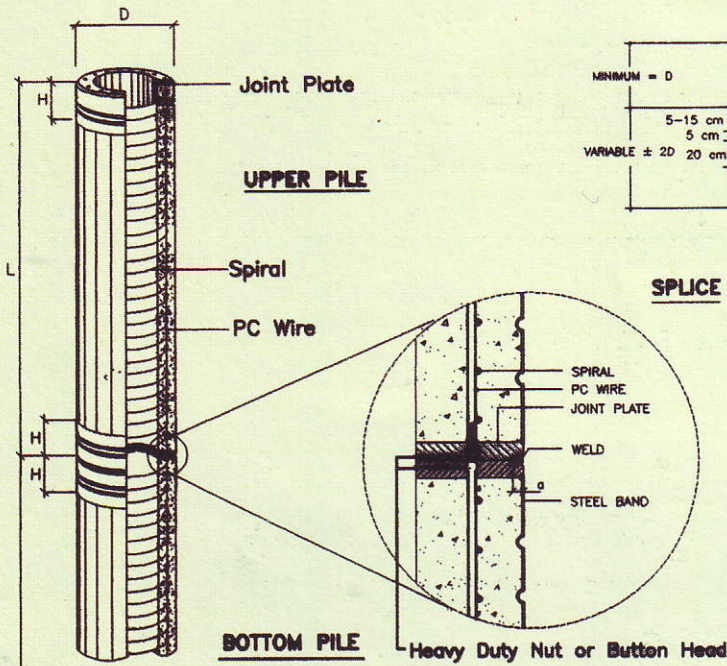
PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

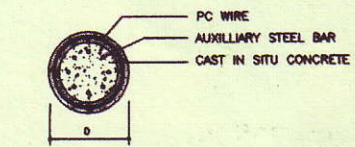
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	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
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
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
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
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
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
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
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
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
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	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

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

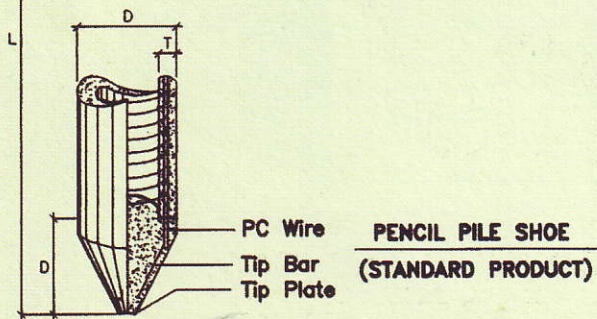
Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe



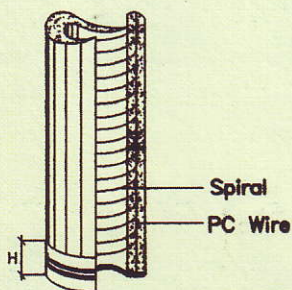
SPLICE



PILE CAP CONNECTION DETAIL



**PENCIL PILE SHOE
(STANDARD PRODUCT)**



**MAMIRA PILE SHOE
(SPECIAL ORDER)**

Mamira Pile Shoe (Special design)			Thickness of Weld
D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10



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



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. TAVIO, ST, MT, PhD
NAMA MAHASISWA	: ERDHKA DWIPUTRA WAHYUBENDRA
NRP	: 0311591000009
JUDUL TUGAS AKHIR	: DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG DWERA APARTEMEN BALE HINUBIL MENGLUWAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN SN12897:20
TANGGAL PROPOSAL	: DAN EUIKODE EN-1992-1-1-2004 (7 January 2013)
NO. SP-MMTA	: 15167

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	11/A	Prelim ^{ukuran dimensi} } reklamasi	minggu, hrs Coba dimodelkan	
2	16/A	permodelan etbs, gempa, shear wall, not	dirurangi balok or search gasa	
3	30/A	permodelan etbs, shearwall	-> primer balok induk dan kolom	
4	6/S	Primer balok induk kolom	-> konsen di rencana detail Shear wall	
5	14/S	Shearwall beserta gambar	-> tulangan pengait dibenarkan	
6	22/S	shearwall, pondasi	-> pratekan Geri gaya Fo, momen numinal bentan	



Formulir TA.04
rev.01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL, FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil II, 2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	Prof. Dr. IGUSTI PUTU BAKA
NAMA MAHASISWA	Erahika Dwiputra Wahyurendra
NRP	0311199000009
JUDUL TUGAS AKHIR	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG TOWER A APARTEMENT BALE HUBBAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEKAN
TANGGAL PROPOSAL	BERDASARKAN SNI 2847-2013 DAN EUDOCODE EN 1992-1-1:2004
NO. SP-BMTA	15107

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	12/5	<ul style="list-style-type: none"> - konsultasi profil balok pratekan dengan permodelan - output dimensi? atau <u>bagaimana Fo?</u> - sistem radikal (kehidupan gaya pembebanan kolom) 	<ul style="list-style-type: none"> - sistem mandiri (kehidupan gaya akibat kolom) - kehidupan gaya Fo 	<u>R</u>
2		<ul style="list-style-type: none"> - konsultasi transfer, service, tendon, kehidupan gaya putarannya, dan kontrol 	<ul style="list-style-type: none"> - kontrol transfer pembebanan - Baca pasal 21 - cek kapasitas 	<u>R</u>

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Erdhika Dwiputra Wahyurendra ini dilahirkan di Surabaya pada tanggal 4 maret 1997. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Kendangsari 1 Surabaya, SMPN 1 Surabaya dan SMAN 2 Surabaya. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2015 melalui jalur undangan dan terdaftar dengan NRP 03111540000049.

Selama masa perkuliahan penulis aktif di Ormawa Unit Kegiatan Mahasiswa Musik ITS. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, dapat memberikan saran dan kritik tentang Tugas Akhir ini dapat disampaikan melalui email

Email : erdhikaputra7@gmail.com