



TUGAS AKHIR (RC14-1510)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG GALAXY
MALL 3 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
PRATEKAN UNTUK AMENITIES DENGAN
MENINJAU PENGARUH TORSI AKIBAT
KETIDAKBERATURAN STRUKTUR BANGUNAN**

BENEDIKTUS DERRY GALISTA
NRP 3113 100 091

Dosen Pembimbing
Prof. Tavo ST., MT., PhD.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG GALAXY
MALL 3 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
PRATEKAN UNTUK AMENITIES DENGAN MENINJAU
PENGARUH TORSI AKIBAT KETIDAKBERATURAN
STRUKTUR BANGUNAN**

BENEDIKTUS DERRY GALISTA
NRP 3113 100 091

Dosen Pembimbing 1
Prof. Tavo ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT-RC14-1501

**DESIGN MODIFICATION OF GALAXY MALL III
PLANNING USING PRESTRESSED BEAM FOR
AMENITIES WITH REVIEWING THE EFFECT OF
TORQUE DUE TO IRREGULARITIES BUILDING
STRUCUTRE**

BENEDIKTUS DERRY GALISTA
NRP 3113 100 091

Supervisor 1
Prof. Tavio ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG GALAXY
MALL 3 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
PRATEKAN UNTUK AMENITIES DENGAN MENINJAU
PENGARUH TORSI AKIBAT KETIDAKBERATURAN
STRUKTUR BANGUNAN**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

BENEDIKTUS DERRY GALISTA
NRP. 3113 100 091

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, ST, MT, PhD (Pembimbing I)



SURABAYA
JANUARI, 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG GALAXY
MALL 3 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
PRATEKAN UNTUK AMENITIES DENGAN MENINJAU
PENGARUH TORSI AKIBAT KETIDAKBERATURAN
STRUKTUR BANGUNAN**

Nama Mahasiswa : Benediktus Derry Galistaa
NRP : 3113 100 091
Jurusan : Teknik Sipil
Dosen Asistensi : Prof. Tavio ST. MT. PhD.

ABSTRAK

Desain modifikasi struktur gedung Galaxy Mall 3 dengan bentuk bangunan yang tidak beraturan ini dirancang dengan beton bertulang serta untuk denah amenities pada lantai 5 menggunakan balok pratekan. Perencanaan amenities ditujukan untuk menambah kegunaan dari bangunan Galaxy Mall 3 sendiri seperti convention hall, dan sebagainya.

Dalam Tugas Akhir ini akan dibahas bagaimana merencanakan amenities dengan menggunakan beton pratekan. Perencanaan ini meliputi perencanaan struktur sekunder, analisa struktur, perhitungan titik pusat masa, perhitungan titik pusat rotasi, penulangan struktur utama, serta perencanaan balok pratekan. Penulis memodelkan struktur dalam program bantu ETABS dilanjutkan dengan mencari letak titik pusat masa dan titik pusat rotasi. Setelah mendapatkan titik pusat penulis meninjau pengaruh eksentrisitas terhadap momen yang bekerja pada struktur balok dan kolom. Dalam perencanaan gedung ini penulis menggunakan perhitungan dan peraturan yang sesuai dengan standa.

Perencanaan ini menghasilkan output gambar beserta dimensi struktur-struktur utama dengan meletakkan sistem dinding geser untuk meminimalisir pengaruh torsi dan pengaruh gempa sesuai dengan zona gempa kota Surabaya. Perencanaan ini

memenuhi peraturan mengenai bangunan beton serta peraturan bangunan tahan gempa, seperti SNI 2847-2013, SNI 1726-2012, serta peraturan mengenai beton pratekan yang sesuai dengan konsep bangunan tahan gempa.

Kata Kunci : Galaxy Mall 3, Beton Bertulang, Beton Pratekan, Amenities, Eksentrisitas

**DESIGN MODIFICATION OF GALAXY MALL III
PLANNING USING PRESTRESSED BEAM FOR
AMENITIES WITH REVIEWING THE EFFECT OF
TORQUE DUE TO IRREGULARITIES BUILDING
STRUCUTRE**

Nama Mahasiswa : **Benediktus Derry Galista**
NRP : **3113 100 091**
Jurusan : **Teknik Sipil**
Dosen Pembimbing : **Prof. Tavio ST. MT. PhD.**

ABSTRACT

Design Galaxy Mall 3 with irregular shape of the building is designed with reinforced concrete and to plan amenities on 5th floors using prestressed beams. Planning amenities intended to increase the usability of the building itself as Galaxy Mall 3 convention hall, and so on.

In this final project will discuss how to plan suit using prestressed concrete. This plan includes a secondary structural design, structural analysis, calculation center of mass, calculation center of rotation, the reinforcement of the main structure, and the planning of prestressed beams. Writer will model the structure in ETABS then locate the center of mass and the center of rotation. After getting the center point the writer reviewed the effect of the eccentricity of the moment working on the structure of beams and columns. In planning this building writer use calculation and regulatory compliance with the standards.

This plan will generating output image and dimensions of main structures by placing a shear wall system to minimize the effect of torque and the effect of the earthquake according to the earthquake zone of Surabaya city. This plan conforms to the regulations regarding the building of concrete and earthquake resistant building regulations, such as SNI 2847-2013, SNI 1726-

2012, as well as regulations on prestressed concrete in accordance with the concept of earthquake resistant buildings.

Keywords: Galaxy Mall 3, Reinforced Concrete, Prestressed Concrete, Amenities, Eccentricity

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Kuasa karena dengan rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, kami dapat mengikuti dan menyelesaikan penyusunan proposal Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Galaxy Mall 3 Dengan Menggunakan Balok Pratekan Untuk Amenities Dengan Meninjau Pengaruh Torsi Akibat Ketidakberaturan Struktur Bangunan”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya proposal ini, yaitu:

1. Tuhan Yesus Kristus yang selalu menjaga dan memberkati saya selama penyusunan proposal Tugas Akhir ini.
2. Prof. Tavio ST. MT. PhD., selaku dosen pembimbing yang selalu sabar dalam membimbing saya.
3. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, selaku dosen konsultasi yang banyak memberikan masukan serta kritik yang membangun untuk saya.
4. Orang tua, Saudara, serta Felita yang selalu mendukung saya dan memberikan doa dalam proses penyusunan.
5. Rendy serta Ni Putu Ika teman-teman seperjuangan struktur 3,5 tahun yang selalu mendukung dan teman berdiskusi saya.
6. Teman-teman SMITS semua yang selalu mendukung dan mendoakan saya dalam proses penyusunan skripsi ini.
7. Teman-teman CEITS'13 teman satu angkatan saya yang menjadi teman terbaik saya selama berkuliah di ITS.
8. Teman – teman warga Sipil ITS yang telah memberikan motivasi kepada saya serta semua orang yang tidak dapat saya sebutkan satu per satu di sini.
9. Dan semua orang yang turut membantu serta mendoakan saya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam pembuatan porposal Tugas Akhir ini, penulis menyadari bahwa proposal yang penulis buat masih sangat jauh dari sempurna. Sehingga dengan rasa hormat saya mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap proposal ini, sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap porposal ini serta dapat menambah pengetahuan bagi saya.

Surabaya, 27 Desember 2016

Penulis

Daftar Isi :

ABSTRAK	ii
KATA PENGANTAR.....	vi
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
1.1 Nama Proyek	1
1.2 Latar Belakang Proyek	1
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Manfaat	4
1.5 Tujuan	4
1.6 Pembatasan Masalah	4
BAB II.....	7
TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum	7
2.2 Definisi Beton.....	7
2.2.1 Definisi Beton bertulang.....	8
2.2.2 Mekanisme Beton Bertulang	8
2.3 Beton Pratekan.....	10
2.3.1 Sistem Pratekan untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton.....	11
2.3.2 Sistem Pratekan untuk mengubah beton menjadi bahan yang kuat menahan tarik.....	11
2.3.3 SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.2.5.....	11
2.4 Sambungan Beton Pratekan.....	12
2.5 Shearwall	13

2.5.1 Jenis – jenis Shearwall :	14
2.5.2 Fungsi dari Shearwall :	14
2.6 Struktur Gedung	15
2.6.1 Ketidakberaturan Horizontal	15
2.6.2 Ketidakberaturan Vertikal	16
2.7 Torsi pada bangunan non-simetris	17
2.8 Pengaruh Gempa pada Bangunan	18
2.9 Pengaruh Gempa Pada Bangunan Tak Beraturan	20
2.10 Perencanaan Pile Cap	23
2.10.1 Kontrol Tebal Minimum Pile Cap	23
2.10.2 Kontrol Geser Pons	23
2.10.3 Penulangan Pile Cap	24
2.11 Perencanaan Sloof Pondasi	24
BAB III	25
METODOLOGI	25
3.1 Umum	25
3.2 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir	25
3.3 Pengumpulan Data	28
3.4 Studi Literatur	29
3.5 Preliminary Desain	29
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder	29
3.7 Pembebanan	30
3.8 Analisa Eksentrisitas	31
3.9 Run Pemodelan Struktur	33
3.10 Analisa Struktur Utama Non Pratekan	33

3.11 Analisa Struktur Utama Pratekan	33
3.11.1 Gaya Pratekan.....	33
3.11.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan.....	34
3.11.3 Kehilangan Pratekan.....	34
3.11.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan.....	35
3.11.5 Kontrol Lentur	35
3.11.6 Kontrol Geser	35
3.11.7 Kontrol Lendutan.....	35
3.11.8 Pengangkuran	36
3.12 Metode Pelaksanaan Balok Prategang.....	36
3.13 Perencanaan Pondasi	39
3.14 Output Gambar serta Dimensi struktur.....	39
BAB IV.....	41
PERENCANAAN STRUKTUR	41
4.1 PRELIMINARY DESIGN	41
4.1.1 DATA PERENCANAAN	41
4.1.2 PERENCANAAN BALOK.....	42
4.1.3 PERENCANAAN TEBAL PELAT	44
4.1.4 PERENCANAAN KOLOM.....	51
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....	54
4.2.1 Perencanaan Tulangan Pelat.....	54
4.2.2 Pembebanan Pelat.....	55
4.2.3 Penulangan Pelat.....	56
4.3 PEMODELAN STRUKTUR	62
4.3.1 GEMPA RENCANA.....	62

4.3.2	INPUT KEDALAM PROGRAM BANTU ETABS ..	63
4.3.3	PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS	65
4.3.4	Koefisien Desain Seismik	67
4.3.5	Kontrol Drift (simpangan antar lantai)	73
4.3.6	Kombinasi Pembebanan	75
4.3.7	Kontrol Ketidakberaturan.....	77
4.3.8	Analisa Eksentrisitas	79
BAB V		83
ANALISA STRUKTUR PRATEKAN		83
5.1	UMUM	83
5.2	DATA PERENCANAAN BALOK PRATEKAN	83
5.3	PENENTUAN TEGANGAN IJIN BAJA DAN BETON	84
5.4	PEMBEBANAN BALOK PRATEKAN	86
5.5	ANALISA PENAMPANG BALOK PRATEKAN.....	87
5.6	MENCARI GAYA PRATEGANG AWAL (F_o).....	88
5.7	Kontrol Gaya Pratekan	91
5.8	Penentuan Tendon yang akan digunakan	93
5.9	Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan	94
5.10	KONTROL GAYA PRATEKAN SETELAH KEHILANGAN	98
5.11	KONTROL LENDUTAN	101
5.12	KONTROL MOMEN RETAK	101
5.13	KONTROL MOMEN NOMINAL.....	103
5.14	PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN	104
5.14.1	PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LONGITUDINAL.....	104

5.14.2 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN GESER	107
5.14.3 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN TORSI.....	109
5.15 KONTROL MOMEN NOMINAL AKHIR	110
5.16 KONTROL DAERAH LIMIT KABEL	111
BAB VI.....	115
ANALISA STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN	115
6.1 Umum	115
6.2 Perencanaan Balok Induk	115
6.2.1 Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk	115
6.3 Perencanaan Kolom.....	131
6.3.1 Perencanaan Kolom 1000x1000 (interior).....	131
6.3.2 Perencanaan kolom 100x100 (exterior).....	139
6.3.3 Perencanaan kolom 100x100 (corner).....	146
6.4 Perencanaan Shearwall	157
6.4.1 Shearwall berbentuk core (kotak).....	157
6.4.2 Sherwall L = 6000	162
BAB VII	169
PERENCANAAN PONDASI	169
7.1 Umum	169
7.2 Pondasi Shearwall	169
7.2.1 Spesifikasi tiang pancang	171
7.2.2 Daya dukung tiang pancang kelompok.....	176
7.2.3 Menentukan jumlah tiang pancang minimum	177
7.2.4 Perencanaan konfigurasi tiang pancang.....	177

7.2.5 Kontrol Tiang Pancang terhadap gaya gempa	178
7.2.6 Kontrol kekuatan tiang pancang	184
7.3 Pondasi Kolom (n = 6 buah).....	186
7.3.1 Spesifikasi tiang pancang	188
7.3.2 Daya dukung tiang pancang kelompok	188
7.3.3 Menentukan jumlah tiang pancang minimum	189
7.3.4 Perencanaan konfigurasi tiang pancang	190
7.3.5 Kontrol Tiang Pancang terhadap gempa	191
7.3.6 Kontrol kekuatan tiang pancang	197
7.3.7 Perencanaan Poer	201
7.4 Perencanaan Sloof	206
7.4.1 Penulangan lentur sloof	206
7.4.2 Penulangan geser sloof	208
BAB VIII.....	209
KESIMPULAN DAN SARAN	209
8.1 Kesimpulan.....	209
8.2 Saran	210
DAFTAR PUSTAKA.....	211
LAMPIRAN	213
BIODATA PENULIS.....	215

Daftar Gambar

Gambar 1. 1 Desain Galaxy Mall 3.....	2
Gambar 2. 1 Sistem Balok Pratekan	11
Gambar 2. 2 Mode osiliasi pada bangunan berbentuk X.....	21
Gambar 2. 3 Deformasi bangunan terhadap perubahan aspek ratio	22
Gambar 2. 4 Perbandingan ratio kelangsingan terhadap drift....	23
Gambar 3. 1 Eksentrisitas pada Denah Struktur berbentuk "C"	32
Gambar 4. 1 Preliminary Balok Utama.....	42
Gambar 4. 2 Potongan penampang balok induk tengah arah X.....	46
Gambar 4. 3 Potongan penampang balok induk tepi arah X.....	49
Gambar 4. 4 Peta untuk menentukan harga S_s	62
Gambar 4. 5 Peta untuk menentukan S_1	63
Gambar 4. 6 Permodelan Struktur pada ETABS	65
Gambar 4. 7 Pembesaran Torsi Tidak Terduga (A_x).....	77
Gambar 5. 1 Nilai Torsi yang didapat dari ETABS	110
Gambar 5. 2 Daerah limit kabel	113
Gambar 6. 1 Diagram interaksi P-M pada SP Column (interior)	134
Gambar 6. 2 Diagram interaksi P-M pada SP Column kolom 100x100 (exterior)	142
Gambar 6. 3 Diagram interaksi P-M pada SP Column kolom 100x100 corner.....	150
Gambar 6. 4 Diagram interaksi P-M Shearwall Kotak	160
Gambar 6. 5 Nilai displacement pada Shearwall kotak pada lantai 7.....	161
Gambar 6. 6 Diagram interaksi P-M Shearwall L 6000.....	166

Gambar 6. 7 Nilai displacement pada lantai 7 Shearwall L6000	167
Gambar 7. 1 Diagram interaksi P-M pada tiang pancang	201
Gambar 7. 2 Diagram interaksi P-M pada Sloof.....	207

Daftar Tabel

Tabel 2. 1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur.....	16
Tabel 2. 2	Ketidakteraturan vertikal pada struktur.....	17
Tabel 4. 1	Preliminary Desain Balok Induk.....	43
Tabel 4. 2	Tabel Nilai L_y dan L_x Pelat	45
Tabel 4. 3	Beban Mati yang Diterima Kolom.....	52
Tabel 4. 4	Beban Hidup yang Diterima Kolom	53
Tabel 4. 5	Rekap Penulangan Pelat.....	61
Tabel 4. 6	Nilai Parameter pendekatan C_v dan x	65
Tabel 4. 7	Koefisien untuk batas perioda yang dihitung.....	66
Tabel 4. 8	Gaya geser dasar gedung	68
Tabel 4. 9	Faktor Skala	69
Tabel 4. 10	Kontrol akhir base reaction.....	70
Tabel 4. 11	hasil perhitungan partisipasi massa gedung	71
Tabel 4. 12	persentase struktur dalam menahan gempa.....	73
Tabel 4. 13	Simpangan antar lantai ijin $\Delta_a^{a,b}$	74
Tabel 4. 14	Hasil kontrol drift.....	75
Tabel 4. 15	Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Bangunan	80
Tabel 4. 16	Pusat Massa Eksentrisitas Baru	81
Tabel 4. 17	Batas limit kabel atas dan bawah	112
Tabel 6. 1	Hasil nilai momen pada balok 55/70	116
Tabel 6. 2	Rekapitulasi Tulangan lentur tumpuan balok 55/70	120
Tabel 6. 3	Rekapitulasi tulangan lapangan balok 55/70	124
Tabel 6. 4	Rekapitulasi penulangan balok induk	131
Tabel 6. 5	Data perencanaan kolom 100x100 (interior)	131
Tabel 6. 6	Hasil output dari ETABS kolom 100x100 (interior).....	132
Tabel 6. 7	Data perencanaan kolom 100x100 exterior	139
Tabel 6. 8	Output dari ETABS kolom 100x100 exterior.....	140
Tabel 6. 9	Data perencanaan kolom 100x100 corner.....	147
Tabel 6. 10	Output dari ETABS kolom 100x100 corner	148
Tabel 6. 11	Rekap Penulangan Kolom	155
Tabel 6. 12	Data perencanaan shearwall kotak.....	157

Tabel 6. 13	Data perencanaan shearwall L = 6000.....	162
Tabel 7. 1	Hasil output joint drift Shearwall kotak.....	170
Tabel 7. 2	Spesifikasi tiang pancang dari WIKA Beton.....	171
Tabel 7. 3	Hhasil perbandingan P ijin dari masing-masing diameter tiang pancang.....	172
Tabel 7. 4	Rekapitulasi Jarak antar tiang pancang kelompok pada shearwall.....	176
Tabel 7. 5	Kebutuhan Tiang pancang kelompok pada Shearwall kotak.....	177
Tabel 7. 6	Rekapitulasi Kontrol terhadap beban arah X.....	179
Tabel 7. 7	Rekapitulasi Kontrol terhadap beban arah Y.....	181
Tabel 7. 8	Rekapitulasi kontrol terhadap beban arah X dan Y .	183
Tabel 7. 9	Hasil output terhadap Kolom.....	187
Tabel 7. 10	Rekapitulasi jumlah tiang pancang Kolom pada tower kanan	189
Tabel 7. 11	Kontrol terhadap beban arah X.....	192
Tabel 7. 12	Rekapitulasi kontrol terhadap beban arah Y.....	194
Tabel 7. 13	Rekapitulasi kontrol terhadap beban arah X dan Y	196
Tabel 7. 14	Rekap Kontrol Tiang Pancang.....	200

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Nama Proyek

Nama proyek ini adalah “DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEEDUNG GALAXY MALL 3 dengan menggunakan balok pratekan untuk amenities dengan meninjau pengaruh torsi akibat ketidakberaturan bentuk struktur bangunan” yang berlokasi di Jalan Dharmahusada Indah Timur 35-37 Surabaya.

1.2 Latar Belakang Proyek

Indonesia memiliki jumlah penduduk lebih dari 250 juta jiwa yang menjadikan menjadi negara terpadat ke 4 di dunia. Sedangkan lahan wilayah Indonesia sekitar 192,62 juta (kadoatie, 2010). Padatnya penduduk seharusnya dapat diikuti dengan pembangunan infrastruktur yang memadai. Sebagai Negara besar Indonesia perlu menggalakan kembali pembangunan-pembangunan bangunan sehingga Indonesia tidak hanya populasinya saja yang berkembang, namun juga infrastrukturnya. Dalam pembangunan infrastruktur ini tentu saja diperlukan orang yang ahli dibidang teknik sipil dan peraturan-peraturan yang mengatur standar keamanan pembangunan gedung bertingkat tinggi di Indonesia. Namun kita sebagai warga negara Indonesia masih dapat melihat kurangnya perkembangan Indonesia dibidang infrastruktur, mulai dari pembangunan transportasi masal sampai pembangunan gedung bertingkat. Perencanaan yang dibahas di sini adalah dibidang pembangunan gedung bertingkat.

Surabaya sebagai kota terbesar kedua di Indonesia telah mengikuti perkembangan infrastruktur, namun masih tetap harus diperbanyak lagi. Sebagai contoh PT Sinar Galaxy telah banyak membangun infrastruktur, mulai dari mall, perumahan mewah, dan yang paling menonjol saat ini adalah proses

pembangunan Galaxy Mall 3. Lihat **Gambar 1.1**. Pembangunan ini tentu membutuhkan teknik sipil yang handal serta dapat merencanakan secara efisien. Karena proyek ini sebuah proyek yang besar, mencari material yang efisien tentu akan sangat diperlukan. Namun tetap mengutamakan keamanan bangunan, oleh karena itu dalam proses pembangunan tetap berpegang pada Standar yang telah ditetapkan di Indonesia yaitu SNI 03-2847-2013.



Gambar 1. 1 Desain Galaxy Mall 3

Beberapa gedung mall di Surabaya dimanfaatkan untuk convention hall atau ruang serba guna, sebagian digunakan untuk acara pernikahan atau acara-acara besar lain, sebagian lainnya digunakan untuk ruang pertemuan. Pembangunan Hall serba guna ini bertujuan untuk menambah pendapatan pihak manajemen Mall. Selain lokasi yang baik, kemudahan lahan parkir menjadi alasan untuk beberapa owner untuk membangun hall serbaguna pula di bangunan pusat hiburan Mallnya.

Dalam merencanakan bangunan gedung yang indah namun memiliki fungsi kegunaan yang maksimal ternyata tidak luput dari kegagalan struktur akibat perencanaan struktur yang rumit. Bangunan mengalami keretakan dan kegagalan struktur sebagian besar akibat beban gempa. Oleh karena itu sebagai perencana dibutuhkan perhitungan yang baik untuk mencegah kegagalan struktur tersebut.

Perencanaan bangunan gedung bertingkat ini dapat memberikan informasi atau pencerdasan yang akurat bagaimana merencanakan bangunan kokoh namun efisien, baik secara waktu dan biaya. Dapat efisien dengan cara menggunakan SNI yang terbaru, sehingga dengan SNI terbaru dapat lebih sempurna dari SNI yang sebelumnya. Dalam mencakup semua perencanaan bangunan bertingkat itu, maka usulan judul yang ditawarkan adalah “DESAIN MODIKASI STRUKTUR GEDUNG GALAXY MALL 3 dengan menggunakan balok pratekan untuk amenities serta dengan mempertimbangkan kemungkinan adanya torsi akibat ketidakberaturan bentuk struktur bangunan”.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang tersebut, maka dapat dirumuskan masalah sebagai berikut :

- a. Bagaimana model dan analisa struktur gedung Galaxy Mall 3 dengan program bantu lunak ETABS?
- b. Bagaimana mendapatkan titik pusat rotasi dan titik pusat masa pada gedung Galaxy Mall3?
- c. Bagaimana pengaruh Eksentrisitas pada struktur primer bangunan?
- d. Bagaimanakah merencanakan struktur primer dan sekunder pada gedung Galaxy Mall 3?
- e. Bagaimana merencanakan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan Galaxy Mall 3?

- f. Bagaimana merencanakan dimensi beton pratekan yang digunakan pada amenities Galaxy Mall 3 sesuai standar kriteria perancangan struktur?
- g. Bagaimana merencanakan pondasi untuk gedung Galaxy Mall 3?

1.4 Manfaat

Manfaat penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk mendesain bangunan Galaxy Mall 3 dengan balok pratekan sehingga dapat menambah keindahan struktur bangunan dengan mengurangi jumlah kolom, serta menambah fungsi gedung yaitu untuk amenities.

1.5 Tujuan

Tujuan yang dicapai adalah:

- a. Menganalisa struktur gedung dalam program bantu ETABS.
- b. Mengantisipasi pengaruh eksentrisitas pada struktur primer bangunan.
- c. Mendapatkan dimensi struktur yang bekerja di sebuah gedung, baik primer dan sekunder.
- d. Mendapatkan beban-beban apa saja yang bekerja pada struktur bangunan Galaxy Mall 3.
- e. Menghasilkan dimensi balok pratekan yang digunakan sesuai dengan kebutuhan amenities.
- f. Mendapatkan pondasi yang tepat untuk gedung Galaxy Mall 3.

1.6 Pembatasan Masalah

Dalam penyusunan Proyek Tugas Akhir ini, penulis hanya menjelaskan permasalahan dari sudut pandang ilmu teknik sipil. Yaitu pada bidang perencanaan struktur, antara lain :

- a. perencanaan atap dan plat lantai, plat tangga,
- b. perencanaan beban gempa,
- c. perencanaan struktur balok,
- d. perencanaan kolom (menggunakan sistem *Strong Column Weak Beam*).

Penulis juga tidak meninjau sistem manajemen baik dalam biaya serta waktu pengerjaan. Penulis hanya menghitung bangunan pusat hiburan Mall struktur bagian atas saja, tidak termasuk hotel dan tower office.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka akan dijelaskan mengenai pengertian Beton Pratekan, Shearwall, Strong Column Weak Beam. Terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam desain modifikasi Galaxy Mall 3 diantaranya : Torsi, Kantilever, Beton bertulang, Beton Pratekan, Shearwall.

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. (ACI) dan Beton prategang adalah beton bertulang dimana telah ditimbulkan tegangan-tegangan intern dengan nilai dan pembagian yang sedemikian rupa hingga tegangan-tegangan akibat beton-beton dapat dinetralkan sampai suatu taraf yang diinginkan. (PBI – 1971)

Shearwall (dinding geser) adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya Shear Wall / dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

2.2 Definisi Beton

Beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa padat. (SNI 03- 2847 – 2002, Pasal 3.12). Sifat utama dari beton, yaitu sangat kuat terhadap beban ekan, tetapi juga bersifat getas/ mudah patah atau rusak terhadap beban tarik. Dalam perhitungan struktur, kuat tarik beton ini biasanya diabaikan.

2.2.1 Definisi Beton bertulang

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang di syaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya.

(SNI 03- 2847 – 2002, Pasal 3.13). Sifat utama dari baja tulangan, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Karena baja tulangan harganya mahal, maka sedapat mungkin dihindari penggunaan baja tulangan untuk memikul beban tekan.

Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan beton dan baja tulangan dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton. Beton juga tahan terhadap kebakaran dan melindungi baja supaya awet.

2.2.2 Mekanisme Beton Bertulang

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

a. Kuat tekan

Nilai kuat tekan beton didapatkan melalui tata cara pengujian standar, menggunakan mesin uji dengan cara memberikan beban tekan bertingkat pada benda uji silinder beton diameter 150mm, tinggi 300mm)

sampai hancur. Tata cara pengujian yang umum dipakai adalah standar ASTM (American Society for Testing Materials) C39-86. Kuat tekan beton umur 28 hari berkisar antara 10-65 Mpa. Untuk beton bertulang pada umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar 17-30Mpa.

b. Kuat tarik

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

c. Kuat geser

Kekuatan geser lebih sulit diperoleh, karena sulitnya mengisolasi geser dari tegangan-tegangan lainnya. Ini merupakan salah satu sebab banyaknya variasi kekuatan geser yang dituliskan dalam berbagai literature, mulai dari 20% dari kekuatan tekan pada pembebanan normal, sampai sebesar 85% dari kekuatan tekan, dalam hal terjadi kombinasigeser dan tekan

d. Modulus Elastisitas

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

e. Rangkak

Rangkak (creep) adalah sifat di mana beton mengalami perubahan bentuk (deformasi) permanen akibat beban tetap yang bekerja padanya. Rangkak timbul dengan intensitas yang semakin berkurang untuk selang waktu tertentu dan akan berakhir setelah beberapa tahun berjalan. Besarnya deformasi rangkak sebanding dengan besarnya beban yang ditahan dan

juga jangka waktu pembebanan. Pada umumnya rangkai tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur, tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban kerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (defleksi).

f. Susut

Susut secara umum didefinisikan sebagai perubahan volume beton yang tidak berhubungan dengan beban. Pada dasarnya ada dua jenis susut, yaitu susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam cetakan (bekisting). Sedangkan susut pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya, dan proses hidrasi pasta semen telah selesai. Laju perubahannya berkurang terhadap waktu, karena beton semakin berumur akan semakin tahan tegangan dan semakin sedikit mengalami susut.

2.3 Beton Pratekan

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

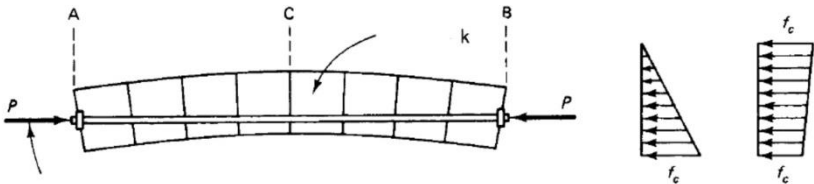
- Tegangan ijin beton pratekan = $0.88 \times f_{ci}$ '
- Tegangan ijin saat sesudah penyaluran gaya prategang
 - ➔ Tegangan tekan => $\sigma_{ci} = 0.6 \times f_{ci}$ '
 - ➔ Tegangan tarik => $\sigma_{ti} = 0.25 \times f_{ci}$ '
- Tegangan ijin saat kehilangan prategang
 - ➔ Tegangan tekan => $\sigma_{cs} = 0.45 \times f_{ci}$ '
 - ➔ Tegangan tarik => $\sigma_{ts} = 0.5 \times f_{ci}$ '

2.3.1 Sistem Pratekan untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 1996).

2.3.2 Sistem Pratekan untuk mengubah beton menjadi bahan yang kuat menahan tarik

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 1996). Konsep ini dapat dilihat pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2. 1 Sistem Balok Pratekan

2.3.3 SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.2.5

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

- a. 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 kecil dari 3.5 MPa dan $f'c/10$.

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

2.4 Sambungan Beton Pratekan

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

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

horizontal minimum sebesar 0,2 kali beban mati vertikalnya, kecuali menggunakan landasan yang memadai.

2.5 Shearwall

Shear Wall adalah jenis Struktur dinding yang berbentuk Beton bertulang yang biasanya digunakan pada dinding-dinding Lift pada gedung-gedung tinggi, namun demikian Struktur jenis ini bisa juga digunakan pada dinding-dinding yang memerlukan kekakuan dan ketahanan khusus. Prinsip dasar Shearwall adalah :

- Beban Lateral dipikul dengan menggunakan dinding geser.
- Sehingga dalam perencanaan bangunan harus mempertimbangkan efek simpangan lateral dinding struktural oleh Beban Gempa.
- Pada Bangunan Struktur Galaxy Mall 3 ini akan dirancang dengan menggunakan *Sistem Rangka Gedung*
- Kestabilan Sistem Rangka Gedung ada 2, yaitu :
 - a. Kestabilan Gravitasi
 - b. Kestabilan Lateral
- Cara untuk menahan Beban Lateral adalah
 - a. Membuat sambungan jepit sempurna (rigid frame)
 - b. Membuat ikatan angin diagonal (bracing) pada struktur rangka
 - c. Membuat dinding geser (Shearwall)
 - d. Menggabungkan ketiga cara diatas
- Sistem struktural utama yang menahan beban lateral ada 2, yaitu :
 - a. Subsistem horizontal
 - ➔ Menahan beban angin dan beban gempa
 - b. Subsistem vertikal
 - ➔ Menahan beban sendiri dan beban hidup

2.5.1 Jenis – jenis Shearwall :

- a. Bearing Wall
Sebagai penahan gravitasi.
- b. Frame Wall
Sebagai penahan gaya lateral, geser dan pengaku pada sisi luar bangunan.
- c. Core Wall
Sebagai pengaku bangunan gedung, diletakan pada titik pusat massa bangunan.

2.5.2 Fungsi dari Shearwall :

- a. Memperkokoh gedung
Dengan struktur dinding Beton bertulang, maka Dinding bukan hanya sebagai penyekat ruangan tetapi berfungsi juga sebagai Struktur Bangunan yang ikut memikul gaya2 beban yang bekerja pada Balok dan kolom sekitarnya.
- b. Meredam Guncangan 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.
- c. 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.
- d. Daya Pikul Beban disekitar 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.

2.6 Struktur Gedung

Perkembangan jaman semakin pesat, pembangunan gedung menjadi semakin menonjolkan sisi keindahan. Struktur gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria dalam pasal ini. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung.

2.6.1 Ketidakberaturan Horizontal

Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar dalam **tabel 2.1** harus dianggap mempunyai ketidakberaturan struktur vertikal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdaftar dalam **tabel 2.1** harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal SNI-1726-2012 yang dirujuk pada tabel tersebut.

Tabel 2. 1 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

2.6.2 Ketidakberaturan Vertikal

Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar dalam **tabel 2.2** harus dianggap mempunyai ketidakberaturan struktur vertikal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdaftar dalam **tabel 2.2** harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal SNI-1726-2012 yang dirujuk pada tabel tersebut.

Tabel 2. 2 Ketidakberaturan vertikal pada struktur

		referensi	seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel13	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel13	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel13	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.	Tabel13	D, E, dan F
4.	Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel13	E dan F D, E, dan F
5b.	Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel13	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

2.7 Torsi pada bangunan non-simetris

Eksentrisitas diantara pusat kekakuan bangunan dan pusat massa bangunan dapat menyebabkan gerakan torsi selama terjadinya gempa. Beban torsi ini dapat meningkatkan displacement pada titik ekstrim bangunan dan menimbulkan masalah pada elemen penahan beban lateral yang berlokasi pada tepi gedung. Kolom umumnya dapat dirancang dengan tipe bujur sangkar, bulat, persegi panjang. Dalam torsi ada 3 jenis analisa antaralain :

1. Torsi pada tampang tebal seperti bujur sangkar, bulat dan persegi panjang.
2. Torsi pada tampang tipis terbuka seperti profil I, profil canal, profil z.
3. Torsi pada tampang tipis tertutup seperti tampang hollow dan pipa.

Dari hasil perhitungan diadapat persentase penambahan luasan tulangan torsi antara kolom bujur sangkar dan dan kolom bulat adalah sekitar 7.862 %, persentase untuk penambahan tulangan pada kolom bujur sangkar dan kolom persegi panjang adalah sekitar 6.983%, sedangkan persentase penambahan luasan tulangan kolom bulat dan kolom persegi panjang adalah 15.394

2.8 Pengaruh Gempa pada Bangunan

Gempa adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempabumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Beban Gempa yang berdampak pada bangunan yaitu :

1. Beban gempa horizontal

Beban gempa horizontal bekerja pada 2 sumbu utama dari struktur utama secara bersamaan, oleh karena itu dapat membahayakan struktur bangunan yang terkena gempa horizontal. Untuk dapat tetap kuat dalam menahan beban gempa yang bekerja maka unsur kolom utama perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya. Pengaruh beban horizontal (E_h), harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726-2012 pasal 7.4.2.1):

Dimana : Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p

$$E_h = \rho Q_E$$

ρ = faktor redundans

2. Beban gempa vertikal

Selain percepatan gerakan tanah pada arah horisontal, pada saat terjadi gempa terdapat juga percepatan gerakan tanah berarah vertikal. Gerakan tanah kearah vertikal ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa kearah vertikal yang bekerja pada struktur bangunan. Pengaruh beban gempa vertikal (E_v) harus ditentukan sesuai persamaan berikut (SNI 1726-2012 pasal 7.4.2.2):

$$E_v = 0.25S_{DS}D$$

Dimana : SDS = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek yang diperoleh dari 6.10.4

D = pengaruh beban mati

Prosedur analisis dalam perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa harus sesuai

dengan tabel 13 SNI 1726-2012

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan mempunyai hanya ketidakteraturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

CATATAN: Dijinkan, TI: Tidak Dijinkan

Gambar 2.2 Prosedur analisis sesuai tabel 13 SNI 1726 – 2012

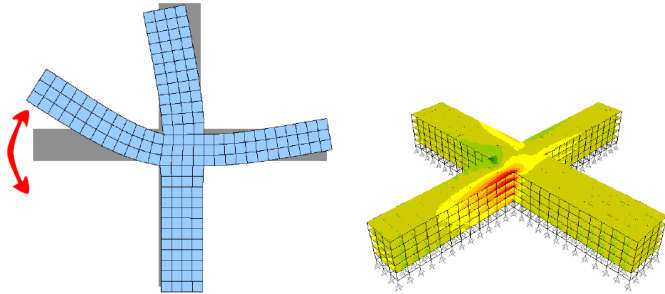
2.9 Pengaruh Gempa Pada Bangunan Tak Beraturan

Selama terjadi gempa, pada bangunan akan terjadi osilasi. Gaya-gaya yg terjadi akan bergerak kearah yg berbeda-beda melalui element struktur dan akhirnya ditansfer ke tanah. Besarnya gaya-gaya yang mengakibatkan osilasi dipengaruhi oleh keseluruhan geometri bangunan yaitu:

a. Bentuk bangunan

Bangunan dengan bentuk yang sederhana sangat sesuai dalam melawan gaya gempa karena gaya gempa disebarkan secara langsung menuju tanah. Bangunan yang tidak beraturan akan memiliki mode osilasi yang spesial terhadap tranlasi dan torsi. Akibat dari mode osilasi yang spesial ini akan menginduksi konsentrasi tegangan

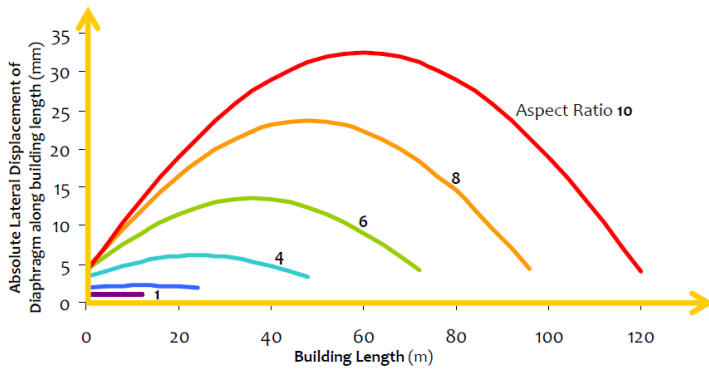
yang tinggi di ujung belokan bangunan sehingga akan mengakibatkan kerusakan yang parah. Hal ini dapat dilihat pada **Gambar 2.2**.



Gambar 2. 2 Mode osilisasi pada bangunan berbentuk X

b. Aspek ratio bangunan

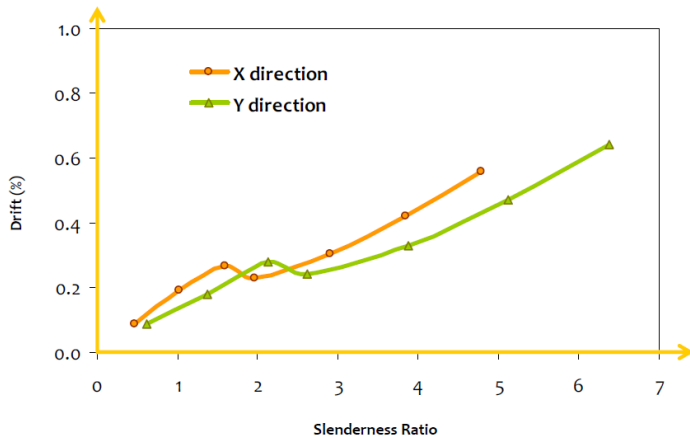
Aspek ratio bangunan merupakan suatu perbandingan antara panjang dengan lebar bangunan. Aspek ratio bangunan yang besar tidak baik untuk bangunan karena saat terjadi gempa, gaya inersia akan terpusat pada bagian lantai bangunan karena memiliki massa yang besar. Gaya inersia kemudian disalurkan ke sistem penahan beban lateral sesuai dengan kapasitas beban yang dapat ditahan. Akan tetapi, gaya inersia tersebut terdistribusi pada area tributari ketika slab lantai berdeformasi pada tempatnya. Hal ini mengakibatkan kelebihan beban sehingga menyebabkan kerusakan pada bangunan. Perubahan deformasi pada bangunan akibat aspek ratio diperlihatkan pada **Gambar 2.3** dibawah ini.



Gambar 2. 3 Deformasi bangunan terhadap perubahan aspek ratio

c. Ratio kelangsingan

Ratio kelangsingan merupakan perbandingan antara tinggi bangunan terhadap panjang bangunan. Selama terjadi gempa, bangunan tidak boleh bergoyang dan berpindah secara berlebihan kearah lateral. Perpindahan lateral yang besar akan dapat mengakibatkan kerusakan non-struktur, struktur dan $P-\Delta$ effect yang signifikan sehingga dapat meruntuhkan bangunan. **Gambar 2.4** menunjukkan perbandingan ratio kelangsingan terhadap drift.



Gambar 2. 4 Perbandingan ratio kelangsingan terhadap drift

2.10 Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan ini digunakan pile cap untuk merencanakan tiang pancang dengan meninjau gaya geser pon dan penulangan momen lentur.

2.10.1 Kontrol Tebal Minimum Pile Cap

Menurut SNI 03.2847-2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150mm untuk pondasi di atas tanah, atau kurang dari 300mm untuk pondasi tapak diatas tiang pondasi.

2.10.2 Kontrol Geser Pons

Pile cap harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons, untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beban harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada pile cap sesuai dengan SNI 2847 2013 pasal 22.7.6.2

dalam perencanaan tebal pile cap syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

2.10.3 Penulangan Pile Cap

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

2.11 Perencanaan Sloof Pondasi

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

BAB III

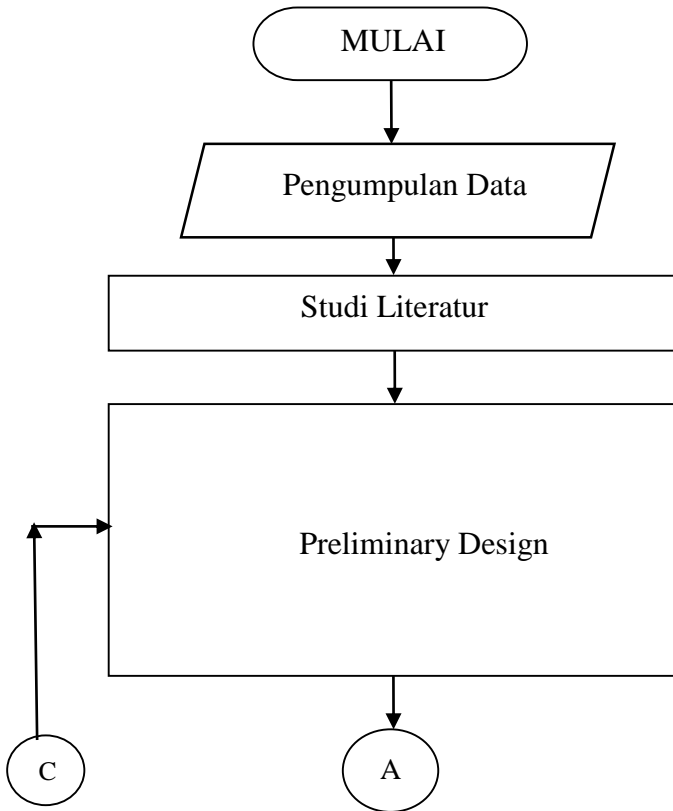
METODOLOGI

3.1 Umum

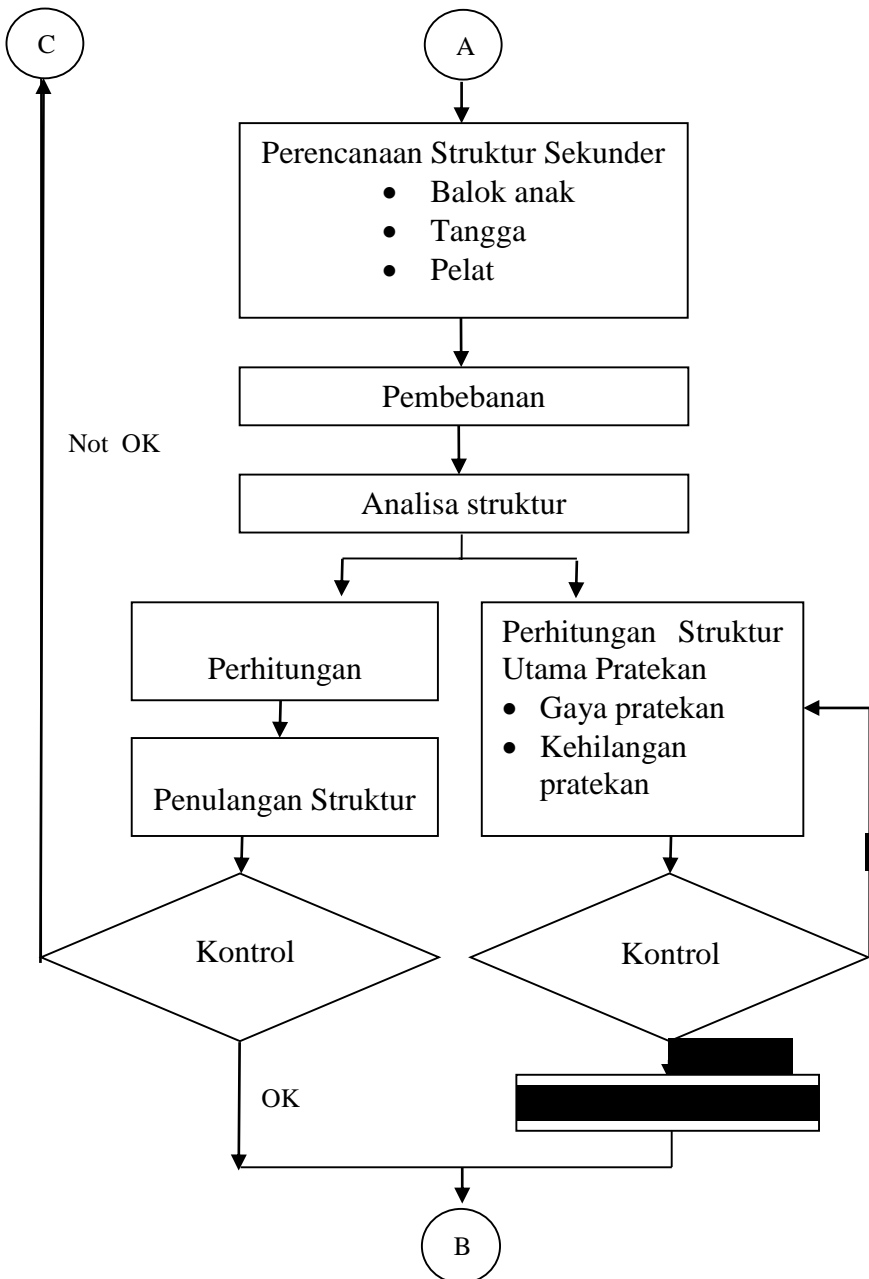
Dalam penyusunan Tugas Akhir, diperlukan langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan. Hal ini bertujuan agar penyusunan tugas akhir ini dapat berjalan dengan baik.

3.2 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir

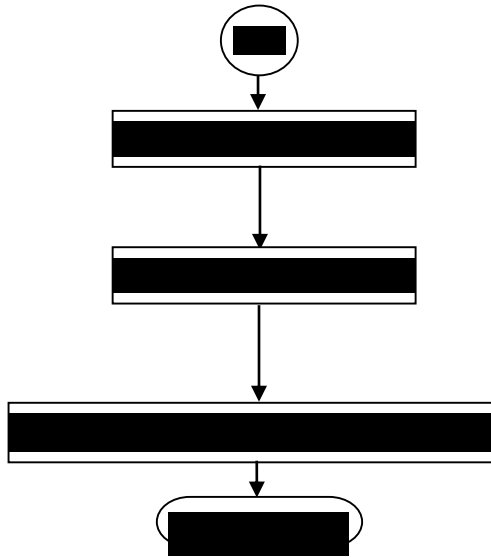
Urutan penyusunan Tugas Akhir ini akan diterangkan pada **Gambar 3.1**



Gambar 3.1 Bagan alir penyelesaian Tugas Akhir



Gambar 3.1 Bagan alir penyelesaian Tugas Akhir (Lanjutan)



Gambar 3.1 Bagan alir penyelesaian Tugas Akhir (lanjutan)

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Tipe Bangunan	: Mall Galaxy 3
Lokasi	: Surabaya
Ketinggian Lantai	: lantai 1 = 5 m lantai 2 = 5 m lantai 3 = 5 m lantai 4 – 5 = 5 m
Luas Bangunan	: $\pm 40000 \text{ m}^2$
Tinggi Total Bangunan	: $\pm 35,00 \text{ m}$
Mutu Beton (f_c)	: 40 Mpa
Mutu Baja (f_y)	: 400 Mpa

3.4 Studi Literatur

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

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

3.5 Preliminary Desain

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

1. Dimensi balok, pelat dan kolom
2. Denah bangunan
3. Jumlah lantai
4. Jenis struktur utama
5. Lokasi proyek
6. Fungsi bangunan
7. Data material

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

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

1. Perencanaan Pelat.

- Perencanaan Dimensi Pelat
Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 dan 9.5.3.
 - Perencanaan Penulangan Pelat
2. Perencanaan Tangga.
 3. Perencanaan Balok Lift.
 4. Perencanaan Balok Anak.
 - Perencanaan dimensi balok anak
 - Penulangan Balok Anak
 - Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.2

3.7 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727 - 2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 2847-2013 pasal antara lain :

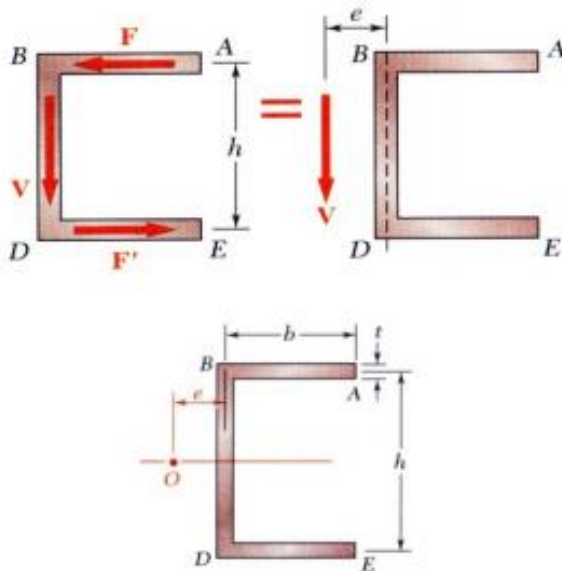
1. Beban Mati
Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (SNI 1727 - 2013).
2. Beban Hidup
Beban hidup untuk Lantai parkir adalah 400 kg/m^2 , balkon (kantilever) = 300 kg/m^2 dan 100 kg/m^2 untuk beban pekerja (atap).
3. Beban Gempa (perencanaan menggunakan respon spektrum)
Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 03-176-2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Beban geser dasar nominal statik ekivalen V yang terjadi dari tingkat dasar dihitung sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.8. Beban geser V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.8.3.

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

3.8 Analisa Eksentrisitas

Eksentrisitas terjadi karena pusat rotasi dan pusat massa pada gedung tidak berimpit, dengan adanya hal ini mengakibatkan gedung akan mengalami momen torsi yang mengakibatkan gedung mengalami punter, contohnya pada struktur yang tidak beraturan.

Pusat massa adalah letak titik tangkap resultan beban mati dan beban hidup yang sesuai yang bekerja pada lantai tingkat tersebut. Sedangkan pusat rotasi (pusat kekakuan) adalah titik dimana pada suatu lantai bangunan, apabila bekerja gaya horizontal pada titik tersebut, lantai tingkat tersebut tidak mengalami rotasi tapi hanya bertranslasi. Untuk menghitung besarnya eksentrisitas pada bangunan, persamaan yang digunakan tidak selalu sama tergantung pada bentuk denah bangunan itu sendiri atau perbedaan akibat beban mati maupun beban hidup pada lantai yang sama. Untuk menghitung besarnya eksentrisitas yang terjadi pada bangunan dapat dilihat pada persamaan 1, 2, dan 3 untuk bentuk denah seperti pada **Gambar 3.2**



Gambar 3. 1 Eksentrisitas pada Denah Struktur berbentuk "C"

Dari **Gambar 3.2**, didapatkan persamaan sebagai berikut
Dengan :

$$F = \int_0^b q \, ds = \int_0^b \left(\frac{VQ}{I} \right) ds = \frac{VQ}{I} \int_0^b \left(st \frac{h}{2} \right) ds = \frac{Vthb^2}{4I} \quad (1)$$

$$I = \frac{1}{12}th^3 + 2 \left[\frac{1}{12}bt^3 + bt \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right] \quad (2)$$

$$e = \frac{Fh}{V} \quad (3)$$

e = eksentrisitas

F = gaya geser

I = momen inersia

h = jarak

V = besarnya gaya yang menyebabkan bangunan mengalami puntir

3.9 Run Pemodelan Struktur

Analisa struktur utama menggunakan program ETABS untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur.

3.10 Analisa Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan ETABS dilakukan kontrol desain dan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847-2013. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (*servisability*) dan beban ultimate. Jika desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Jika tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.11 Analisa Struktur Utama Pratekan

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

3.11.1 Gaya Pratekan

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

3.11.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847-2013 pasal 18.5.

Setelah memilih tendon baja pratekan, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847-2013.

3.11.3 Kehilangan Pratekan

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

1. Kehilangan langsung

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

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

$$(\Delta P = 2 * L_{max} * \tan \Omega)$$

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

$$E_s = n \times f_{c,ir}$$

$$f_{c,ir} = f_e / A + (F_o \times e^2 / I) \times (M \times e / I)$$

c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847-2013 pasal 18.6.2.2)

$$F_r = f_1 - f_2 = f_i (1 - e^{-u \times KL})$$

d. Kehilangan akibat slip angker (ANC)

$$ANC = \Delta f_{st} = \Delta a \times ES / L$$

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama, adapun macam kehilangan tidak langsung adalah :

- a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847-2013 pasal 18.6.1.c)

$$\varepsilon_{cr} = (f_c / E \text{ balok}) * k_b * k_c * k_d * k_e *$$

k_{tn}

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

$$\Delta \varepsilon_{su} = \varepsilon_b * k_p * k_e * k_p$$

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

3.11.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

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

3.11.5 Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok dilakukan 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 Ps.18.4.1).

3.11.6 Kontrol Geser

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

3.11.7 Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan

struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu:

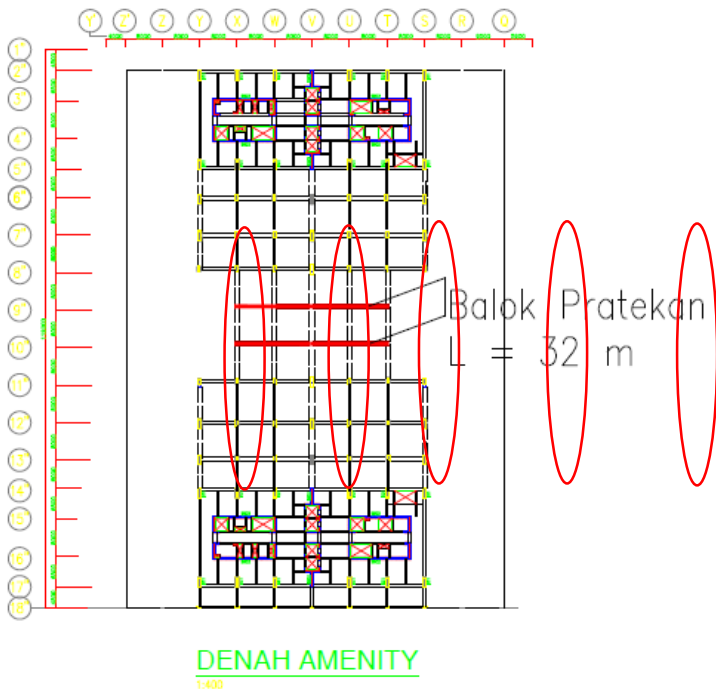
- a. Lendutan akibat tekanan tendon
- b. Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok
- c. Lendutan akibat beban sendiri

3.11.8 Pengangkuran

Kegagalan balok pratekan pasca tarik bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.13.4. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.13.1.

3.12 Metode Pelaksanaan Balok Prategang

Balok Pratekan adalah sebuah sistem yang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja bermutu tinggi. Dalam desain modifikasi Galaxy Mall 3 ini direncanakan sistem monolit, pasca tarik, dan jacking di tempat. Yang dimana monolit berarti balok dan kolom di cor bersama menjadikan balok dan kolom menjadi 1 dan bekerja bersama, pasca tarik berarti balok ditekan setelah beton mengeras (umur 14 hari minimal), jacking di tempat berarti balok tersebut akan dijacking di tempat dimana balok tersebut nantinya akan diletakan. Untuk denah balok pratekan dapat dilihat pada **Gambar 3.3**



Gambar 3. 3 Denah balok pratekan (lingkaran merah)

Metode pelaksanaan balok prategang sebagai berikut :

- a. Penulangan Kolom
- b. Penulangan Balok Pratekan
- c. Pemasangan tendon
- d. Pemasangan stack tulangan untuk balok anak dan tulangan pelat
- e. Pemasangan bekisting
- f. Proses input wire (kabel)
- g. Proses pengecoran balok pratekan dan kolom

h. Setelah beton mengeras mulai proses jacking
Untuk contoh balok Pratekan dapat dilihat pada **Gambar 3.4**





Gambar 3. 4 Beberapa contoh metode balok pratekan

3.13 Perencanaan Pondasi

Untuk merencanakan pondasi diperlukan perhitungan beban struktur atas secara keseluruhan, lalu diteruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah pengerjaan struktur bawah adalah :

- i. Menghitung beban total dari struktur atas.
- j. Mencari daya dukung tanah.
- k. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (tiang pancang).
- l. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi.
- m. Merencanakan pile cap.

3.14 Output Gambar serta Dimensi struktur

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

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR

4.1 PRELIMINARY DESIGN

Preliminary design merupakan rancangan awal yang digunakan untuk merencanakan dimensi struktur suatu bangunan. Perencanaan awal dihitung berdasarkan pedoman dan peraturan yang sudah ada. Komponen yang dihitung antara lain balok induk, balok pratekan, tebal pelat, dan ukuran kolom. Sebelum melakukan preliminary kita harus mempersiapkan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.1 DATA PERENCANAAN

Perencanaan Gedung Galaxy Mall 3 menggunakan beton bertulang untuk struktur utama gedung. Berikut adalah data-data perencanaan struktur gedung.

- Tipe Bangunan : Pusat Perbelanjaan
- Lokasi : MERR, Surabaya
- Ketinggian Lantai : Lantai 1 - 8 = 5,0 m
- Luas Bangunan : $\pm 1600 \text{ m}^2$
- Tinggi Total Bangunan : $\pm 45,00 \text{ m}$
- Mutu Beton (f_c) : 40 Mpa
- Mutu Tulangan (f_y) : 400 Mpa

4.1.1.1 Pembebanan

1. Beban Gravitasi
 - Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m^3
 - Tanah : 2000 kg/m^3

- Adukan finishing : 2100 kg/m³
- Keramik : 2600 kg/m³
- Dinding setengah bata : 250 kg/m²
- Plafond : 11 kg/m²
- Penggantung : 7 kg/m²
- Plumbing +ducting : 25 kg/m²
- **Beban Hidup**
 - Lantai atap : 100 kg/m²
 - Pekerja : 20 kg/m²
 - Lantai : 250 kg/m²
 - Parkiran : 400 kg/m²
 - Pelat tangga : 300 kg/m²
- 2. **Beban Angin**
 - Dekat dari pantai : 40 kg/m³
- 3. **Beban Gempa**

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2012

4.1.2 PERENCANAAN BALOK

Penentuan tinggi balok ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal.9.5. Bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan pada balok. Persyaratan dapat dilihat pada **Gambar 4.1**

Tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan 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 lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	ℓ/20	ℓ/24	ℓ/28	ℓ/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	ℓ/16	ℓ/18,5	ℓ/21	ℓ/8

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 1,00.
 (b) Untuk f_c selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_c/700)$.

Gambar 4.1 Preliminary Balok Utama

4.1.2.1 Perencanaan Balok Induk

Perencanaan dimensi balok induk untuk mutu beton 40 MPa dan mutu tulangan 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan sederhana, sehingga digunakan perumusan :

$$h_{\min} = \frac{L}{12} \qquad b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk 570 cm dan 560 cm, baik arah melintang maupun memanjang. Sehingga diperoleh perencanaan dimensi balok induk seperti berikut

Tabel 4. 1 Preliminary Desain Balok Induk

Bentang L (cm)	h min (cm)	b min (cm)	Digunakan h (cm)	Digunakan b (cm)	Dimensi (cm)
500	30	20	50	40	40/50
600	47	31	60	45	45/60
800	40	30	70	55	55/70
900	60	40	75	60	60/75

4.1.2.2 Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada portal pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut

$$h_{\min} = \frac{L}{20} \qquad b = \frac{3}{4} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki L = 3200 cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{16} = \frac{3200}{20} = 100,0 \text{ cm}$$

$$b = \frac{3h}{4} = \frac{3}{4} 100,0 = 75,0 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 75/150.

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 70/140.

4.1.3 PERENCANAAN TEBAL PELAT

4.1.3.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

4. 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.
5. 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.

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

4.1.3.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu Tulangan : 400 MPa
- Rencana tebal pelat : 12 cm

Ukuran pelat yang terdapat pada struktur Gedung Galaxy Mall 3 adalah 800x800, 600x900, 400x800.

dimensi balok memanjang = 55/70

dimensi balok melintang = 55/70

Untuk pelat tipe 800x800, maka nilai L_y dan L_x yaitu :

$$L_x = 800 - (55/2 + 55/2) = 745 \text{ cm}$$

$$L_y = 800 - (55/2 + 55/2) = 745 \text{ cm}$$

Dengan menggunakan cara perhitungan di atas maka nilai L_y dan L_x untuk semua tipe pelat adalah sebagai berikut

Tabel 4. 2 Tabel Nilai L_y dan L_x Pelat

Tipe Pelat (cm)	L_y (cm)	L_x (cm)

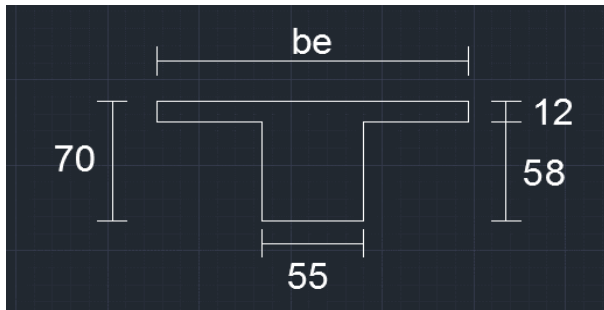
800 x 800	745	745
600 x 900	555	840
400 x 800	360	745

4.1.3.3 Perhitungan Pelat Lantai Balok Induk Tengah

Perhitungan tebal pelat ditentukan berdasarkan rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur lebar [REDACTED] untuk semua balok pada tepi panel. Pelat tipe 800x800 akan digunakan sebagai contoh perhitungan.

1. Perhitungan [REDACTED] balok Arah X ($L = 800$ cm)

Potongan penampang balok induk tengah yang digunakan sebagai acuan perencanaan dapat dilihat pada **Gambar 4.2**. Balok induk dengan dimensi 35/50, dan tebal pelat 16 cm. Perhitungan lebar efektif balok b_e ialah sebagai berikut :



Gambar 4.2 Potongan penampang balok induk tengah arah X

$$be_1 = bw + 2 hw$$

$$be_1 = 55 + 2 \times 58 = 171 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 8t$$

$$be_2 = 55 + 8 \times 12 = 151 \text{ cm}$$

Dari kedua perumusan di atas diperoleh nilai terkecil lebar efektif balok b_e adalah 151 cm untuk balok induk 55/70 dengan ukuran pelat 800 x 800.

Dengan dimensi yang telah direncanakan sebelumnya, maka kita dapat menghitung momen inersia dari penampang balok yang ada.

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

h =	70
be =	151
bw =	55
t =	12

Maka didapat nilai $k = 1,892$

Momen Inersia penampang balok T =

$$I_b = 1/12 \times 55 \times 70^3 \times 1.99$$

$$= 2974187.029 \text{ cm}^4$$

Hasil dari inersia balok lalu dibandingkan dengan inersia pelat untuk mendapatkan nilai α_f . Dengan lebar pelat adalah 800 dan tebal 12, maka inersia pelat adalah sebagai berikut.

Momen inersia lajur pelat =

$$I_s = 1/12 \times b \times T^3$$

$$I_s = 1/12 \times 800 \times T^3$$

$$I_s = 182933.3333 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2974187.029}{182933.3333} = 16,258$$

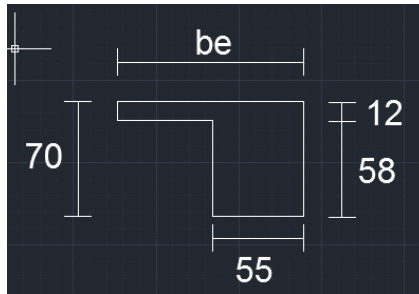
dikarenakan terdapat 3 balok T interior, maka dengan cara yang sama diperoleh

$$\alpha_{f2} = 16.64625281 \text{ Balok arah X (800cm)}$$

$$\alpha_{f3} = 16.64625281 \text{ Balok arah Y (800cm)}$$

2. Perhitungan balok exterior Arah Y (L = 800 cm)

Potongan penampang balok induk tengah yang digunakan sebagai acuan perencanaan dapat dilihat pada **Gambar 4.3**. Balok induk dengan dimensi 35/50, dan tebal pelat 16 cm. Perhitungan lebar efektif balok b_e ialah sebagai berikut :



Gambar 4. 3 Potongan penampang balok induk tepi arah X

$$be_1 = bw + hw$$

$$be_1 = 55 + 56 = 111 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 4t$$

$$be_2 = 55 + 4 \times 12 = 103 \text{ cm}$$

Dari kedua perumusan di atas diperoleh nilai terkecil lebar efektif balok b_e adalah 103 cm untuk balok induk 55/70 dengan ukuran pelat 800 x 800.

Dengan dimensi yang telah direncanakan sebelumnya, maka kita dapat menghitung momen inersia dari penampang balok yang ada.

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

h =	70
be =	103
bw =	55
t =	12

Maka didapat nilai $k = 1.733712859$

Momen Inersia penampang balok T =

$$I_b = 1/12 \times 55 \times 70^3 \times 1.83$$

$$= 2725541.09 \text{ cm}^4$$

Hasil dari inersia balok lalu dibandingkan dengan inersia pelat untuk mendapatkan nilai α_f . Dengan lebar pelat adalah 800 dan tebal 12, maka inersia plat adalah sebagai berikut.

Momen inersia lajur pelat =

$$I_s = 1/12 \times b_s \times T^3$$

$$I_s = 1/12 \times 800 \times T^3$$

$$I_s = 115200 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2725541.09}{115200} = 23.65921085$$

3. Perhitungan Nilai Rata-Rata α_f (α_{fm})

$$\alpha_{fm} = 1/4 \times (\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}) = 18.30250687$$

Berdasarkan SNI 03-2846-2013 Ps 9.5.3.3 (b) dengan nilai $0.2 < \alpha_m > 2$, diambil ketebalan sesuai perumusan 2.18 dan tidak boleh kurang dari 125 mm. Sehingga tebal pelat dihitung berdasar rumus berikut.

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

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\ell_n = l_2 - \left(\frac{bw_1}{2} + \frac{bw_2}{2} \right) = 505 - \left(\frac{55}{2} + \frac{55}{2} \right) = 450 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{l_2}{l_1} = \frac{745}{745} = 1,00$$

$$h = \frac{450 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1,00} = 10,85 \text{ cm}$$

Sehingga perencanaan tebal pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum. (OK.)

4.1.3.4 Perencanaan Pelat Atap

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai. Ketebalan pelat atap direncanakan sama dengan pelat lantai yaitu 16 cm.

4.1.4 PERENCANAAN KOLOM

Dalam perencanaan kolom, pemilihan yang dilakukan adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar tanpa memikul beban balok pratekan.

Menurut SNI 03-2847-2013 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.

Kolom yang hendak direncanakan memikul beban pada luasan pelat dari seperempat masing masing luasan pelat yang di atasnya.

Direncanakan :

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Dimensi balok 55/70

dimensi awal kolom 75 x 75 cm

4. Beban Mati

Beban mati dapat dilihat pada **Tabel 4.3**

Tabel 4. 3 Beban Mati yang Diterima Kolom

	(m)	(kg)
Pelat	8x8x0,16x2400x7 tingkat	129024
Penggantung	8x8x7x7 tingkat	3136
Plafond	8x8x11x7 tingkat	4928
Balok Induk	(8+8)x0,3x0,75x2400x7 tingkat	60480
Kolom	0,75x0,75x4x2400x7 tingkat	9450

	0,75x0,75x5x2400	6750
Spesi (2 cm)	8x8x21x2x7 tingkat	18816
Aspal (1 cm)	8x8x14x1 tingkat	896
Plumbing	8x8x10x7 tingkat	4480
Pipa & ducting	8x8x15x7 tingkat	6720
Beban Total		244680

2. Beban Hidup dapat dilihat pada **Tabel 4.4**

Tabel 4. 4 Beban Hidup yang Diterima Kolom

	(m)	(kg)
Lantai atap	8x8x120	7680
Lantai 8	8x8x96	6144
Lantai 7	8x8x96	6144
Lantai 6	8x8x96	6144
Lantai 5	8x8x96	6144
Lantai 4	8x8x96	6144
Lantai 3	8x8x96	6144

Lantai 2	8x8x96	6144
Lantai 1	8x8x96	6144
Beban Total		40056

Berat total yang dipikul oleh kolom

$$W = DL + LL$$

$$= 244680 + 40056 = 284,736 \text{ kg}$$

$$A = \frac{W}{1/3 \cdot f_c} = \frac{284,736}{1/3 \cdot 400} = 547.569 \text{ cm}^2$$

$A = b \times h$ dengan penampang persegi $b = h$, maka didapat dimensi kolom $h = 26,47 \text{ cm}$, sehingga dimensi kolom $75 \times 75 \text{ cm}$ dapat memenuhi sebagai desain preliminary kolom.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur Sekunder dalam suatu bangunan meliputi balok anak, pelat, dan tangga. Namun karena dalam bangunan gedung Galaxy Mall 3 ini tidak menggunakan tangga dan balok anak, maka perencanaan struktur sekunder ini hanya menghitung tulangan pelat.

4.2.1 Perencanaan Tulangan Pelat

Pelat yang direncanakan yaitu pelat atap dan pelat lantai. Pelat atap dan pelat lantai tersebut direncanakan dengan ketebalan pelat 16 cm .

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak dirncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai.

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 16 cm
- Tebal pelat lantai : 16 cm
- Diameter tulangan rencana : 10 cm

4.2.2 Pembebanan Pelat

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL) seperti diatur dalam PBI-83 berdasarkan fungsi lantai. Adapun kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2002

Pelat Lantai

Beban Mati

- | | | | | |
|--------------------|----------|-------------|---|-----------------------|
| • Pelat pelat | = | 0,16 x 2400 | = | 288 kg/m ² |
| • Penggantung | | | = | 7 kg/m ² |
| • Plafond | | | = | 11 kg/m ² |
| • Spesi (t = 1 cm) | = | 21 | = | 21 kg/m ² |
| • Tegel | | | = | 24 kg/m ² |
| | q_{DT} | | = | 391 kg/m ² |

Beban Hidup

- | | | |
|---------------|---|-----------------------|
| • Koridor | = | 479 kg/m ² |
| • Toko Eceran | = | 479 kg/m ² |

$$q_{LT} = 958 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi } q_u &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1,2 \times 391 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 958 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 2176 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Pelat Atap

Beban Mati

- Pelat pelat = $0,16 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi (t = 1 cm) = 21 = 21 kg/m^2
 - Ducting+plumbing = 40 kg/m^2
- $$q_{DT} = 367 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Beban atap = 96 kg/m^2
- Beban hujan = 20 kg/m^2

$$q_{LT} = 116 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi } q_u &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1,2 \times 367 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 116 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 711 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.3 Penulangan Pelat

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

Tebal selimut beton : 20 mm

Diameter rencana : 10 mm

$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2 = 78,57143 \text{ mm}^2$$

Mencari tinggi efektif pelat :

$$d_x = h - c - 0,5 \cdot \phi_b$$

$$d_y = h - c - \phi_a - 0,5 \cdot \phi_a$$

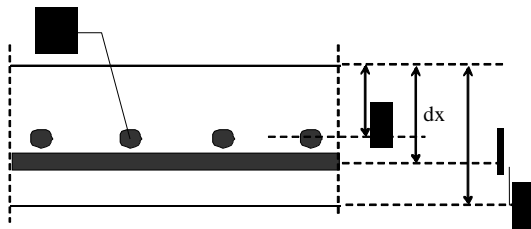
Dimana :

h : tebal pelat

c : tebal selimut beton

ϕ_a : diameter tulangan atas

ϕ_b : diameter tulangan bawah



Didapat :

$$D_x = 160 - 20 - 0.5 \times 10 = 135 \text{ mm}$$

$$D_y = 160 - 20 - 10 - 0.5 \times 10 = 125 \text{ mm}$$

Perhitungan momen berdasarkan PBI 1971 perencanaan perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis dan menerus yang memerlukan sebuah nilai koefisien tertentu sesuai nilai β dimana nilai β adalah sebagai berikut.

$$\beta_1 = I_n / S_n = 745/745 = 1$$

$$q_u = 2002 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha_m = 16,272$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($L_y/L_x = 1$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana :

- M_{lx} = Momen lapangan arah x
- M_{ly} = Momen lapangan arah y
- M_{tx} = Momen tumpuan arah x
- M_{ty} = Momen tumpuan arah y
- X = Nilai konstanta dari perbandingan L_y/L_x

Penulangan arah x

$$\begin{array}{l} M_{lx} \rightarrow X = 21 \\ M_{tx} \rightarrow X = 52 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{lx} \\ M_{tx} \end{array}} \right\} \text{ Hasil interpolasi dari } \beta$$

Maka dipakai $X = 52$

$$\begin{aligned} M_{lx}^{(+)} &= M_{tx}^{(-)} \\ &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 2002 \times 7,45^2 \times 52 \\ &= 5778,03226 \text{ kgm} = 57780322.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Diketahui harga $\emptyset = 0.75$.SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.7)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times 1000 \times dx^2} = \frac{18398520}{0,8 \times 1000 \times 136^2} = 1,243$$

$$Rn = 8.536335749 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,243 \times 16,47}{420}} \right) = 0,00303$$

$$Rho = 0.025024527$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,003$$

$$A_{sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,003 \times 1000 \times 95 = 2375 \text{ mm}^2$$

$$S_{maks} = 2 \cdot h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 200$ (A_s Pasang = $78,57 \text{ mm}^2$)

Penulangan arah y

$$M_{ly} \rightarrow Y = 21$$

$$M_{ty} \rightarrow Y = 52$$



Hasil interpolasi dari β

Maka dipakai $y = 52$

$$\begin{aligned}
 Ml_x^{(+)} &= Mt_x^{(-)} \\
 &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times Y \\
 &= 0,001 \times 2/2 \times 1,745^2 \times 52 \\
 &= 5778,03226 \text{ kgm} = 57780322,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times 1000 \times dx^2} = \frac{18627240}{0,8 \times 1000 \times 136^2} = 1,43 =$$

$$Rn = 8.536335749 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,43 \times 16,47}{400}} \right) = 0,00351$$

$$Rho = 0.025024527$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$, pakai ρ_{min}

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

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,025 \times 1000 \times 85 = 2125 \text{ mm}^2$$

$$S_{maks} = 2 \cdot h = 2 \cdot 170 = 240 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\emptyset 10 - 200$ (A_s Pasang = $78,57 \text{ mm}^2$)

Dalam perencanaan pelat dapat dilihat pada rekap pada **Tabel 4.**

Tabel 4. 5 Rekap Penulangan Pelat

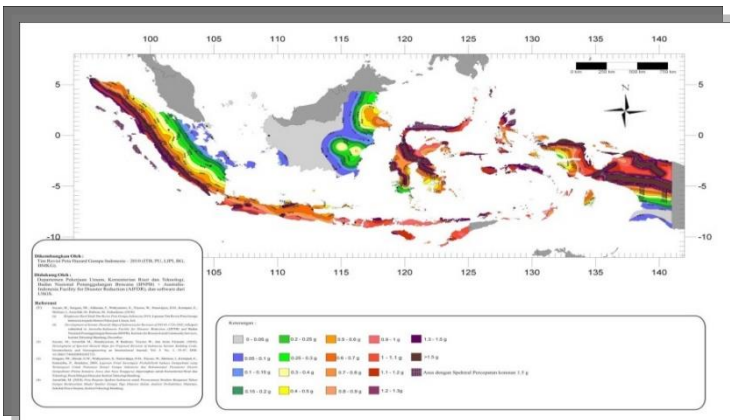
dimensi	Mu	Rn	rho	rho pakai	As perlu	As pakai	Keterangan
8000 x8000	57780323	8.536336	0.025025	0.025025	2375	2375	pasang D-10 - 200
6000 x 9000	32066635	5.780897	0.015948	0.015948	1371.565	1371.565	pasang D-8 - 200
4000 x 8000	13491878	2.489851	0.006471	0.006471	550.0298	550.0298	pasang D-10 - 200

4.3 PEMODELAN STRUKTUR

Dalam perhitungan analisis beban gempa diperlukan suatu pemodelan struktur. Gedung Galaxy Mall 3 ini merupakan bangunan dengan bentuk yang tidak beraturan karena berbentuk L. Hal ini mengakibatkan analisa gempa harus dilakukan dengan menggunakan analisa respon dinamik. Galaxy Mall memiliki jumlah lantai sebanyak 9 lantai dengan tinggi total bangunan ± 45 m.

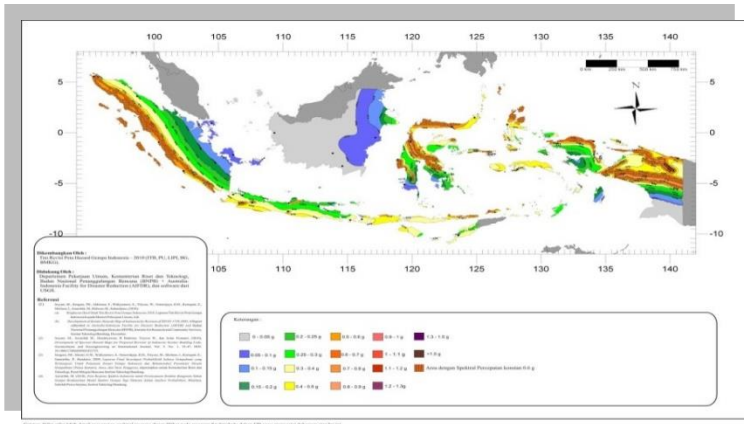
4.3.1 GEMPA RENCANA

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Dimana penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada **Gambar 4.4**



Gambar 4. 4 Peta untuk menentukan harga S_s

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SD. Dari **Gambar 4.4** untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0.65g$.



Gambar 4. 5 Peta untuk menentukan S1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SD. Dari **Gambar 4.5** untuk wilayah Surabaya $S1 = 0,225$

4.3.2 INPUT KEDALAM PROGRAM BANTU ETABS

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Galaxy Mall 3 yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c)	: 40 MPa
Mutu baja (f_y)	: 400 Mpa
Ketinggian antar Lantai	: 5,00 m
Dimensi balok induk	: 55/70
Faktor keutamaan	: 1

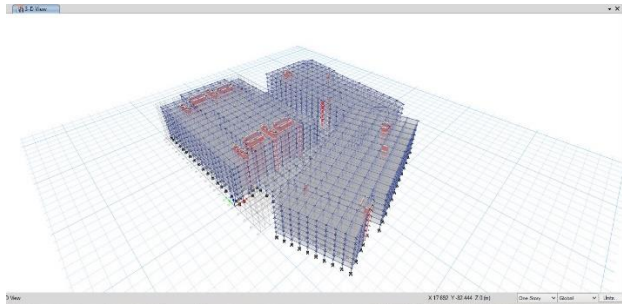
Beban hidup atap :

$$\text{Hujan} = 20 \text{ kg/m}^2$$

Pekerja	= 100	kg/m ²
Beban hidup lantai :		
Parkiran	= 400	kg/m ²
Pusat perbelanjaan	= 250	kg/m ²
Beban Mati :		
Plafon	= 11	kg/m ²
Tegel	= 24	kg/m ²
Spesi	= 21	kg/m ²
Aspal	= 14	kg/m ²
Penggantung	= 7	kg/m ²
ducting & plumbing	= 30	kg/m ²
Tanah (t = 20 cm)	= 400	kg/m ²

Dengan berat sendiri dihitung oleh ETABS

Permodelan struktur dimodelkan dengan program bantu ETABS. Permodelan gedung dapat dilihat pada **Gambar 4.6**



Gambar 4. 6 Permodelan Struktur pada ETABS

4.3.3 PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

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

Dimana : h_n : ketinggian struktur

C_t & x : ditentukan dari table 4.1

Tabel 4. 6 Nilai Parameter pendekatan C_v dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Pada arah X & Y

$$T_a = C_t \times (h_n)^x = 0,0488 \times (45)^{0,75}$$

$$= 0.8478699 \text{ detik}$$

Peroda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari table 4.2 SNI 1726 : 2012

$$T < C_u T_x$$

Tabel 4. 7 Koefisien untuk batas perioda yang dihitung

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

Koefisien Desain Seismik

T yang didapat dari analisis ETABS = 0.873 , maka

$$0,873 < C_u \cdot T_a$$

$$0,873 < 1,4 \times 8478699$$

$$0,873 < 1,187 \text{ (OK)}$$

$$S M_s = F_a \times S_s = 1.36 \times 0.65 = 0.884$$

$$S M_1 = F_v \times S_1 = 1.9 \times 0.225 = 0.4275$$

(Nilai F_a dan F_v dilihat pada SNI 1726–2012 tabel 4 & 5)

Didapat dari interpolasi nilai $F_a = 1.36$ dan $F_v = 1.9$

$$S D_s = 2/3 \times 0.884 = 0.58933$$

$$SD1 = 2/3 \times SM1 = 2/3 \times 0,4278 = 0,285$$

4.3.4 Koefisien Desain Seismik

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad ; SDS = 0,58933$$

$I_e = 2$ (perbelanjaan & mall)

$R = 7$ (Sistem rangka beton dinding geser beton bertulang Khusus)

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Sistem dinding geser beton bertulang khusus = 7,0. (SNI 03-1726-2012 ps 7.2.2 Tabel 9)

$$C_s = 0,58933 / (7/1) = 0,2357$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s = 0,285 / (0,873 \times (7/1)) = 0,131$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,8933 \times 2 > 0,01$$

$$C_s = 0,052 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,131

Kontrol Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 03-1726-2012.

$$V = C_s W$$

di mana:

$$C_s = 0.131$$

$$W = 101877776.61 \text{ kg}$$

$$V = C_s W$$

$$V = 0,131 \times 101877776.61 = 13345988.74 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) dalam **Tabel 4.8**

Tabel 4. 8 Gaya geser dasar gedung

jenis beban	Fx	Fy
quake x	50903.49	-0.0001
quake y	-0.0001	50521.8391

Maka untuk arah x,

arah x			
V dinamik \geq 0.85 V statik			
50903.4928 \geq	113440.9043	not ok	

Maka untuk arah y,

arah y			
V dinamik \geq 0.85 V statik			
50521.8391 \geq	113440.9043	not ok	

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$

Tabel 4. 9 Faktor Skala

jenis beban	FX	Fy	faktor skala	
			FX	Fy
quake x	50903.49		2.228549	
0.85 V statik	113440.9			
quake y		50521.839		2.245384
0.85 V statik		113440.9		

Setelah didapatkan factor 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 pada **Tabel 4.10**:

Tabel 4. 10 Kontrol akhir base reaction

kontrol akhir base reaction

load case	Fx	Fy
quake x	113440.9	0.0002229
quake y	0.000225	113440.9

Maka untuk arah x,

arah x
V dinamik \geq 0.85 V statik
113940.9 \geq 113440.9 ok

Maka untuk arah y,

arah y
V dinamik \geq 0.85 V statik
114140.9 \geq 113440.9 ok

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

Kontrol Perhitungan Partisipasi Massa dapat dilihat pada **Tabel 4.11**

Tabel 4. 11 hasil perhitungan partisipasi massa gedung

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	0.869	0.0874	0.1438
Modal	2	0.855	0.3356	0.2699
Modal	3	0.837	0.3817	0.3713
Modal	4	0.544	0.387	0.3774
Modal	5	0.504	0.7139	0.3777
Modal	6	0.493	0.7142	0.6996
Modal	7	0.447	0.7144	0.7154
Modal	8	0.277	0.7231	0.735
Modal	9	0.264	0.7798	0.7354
Modal	10	0.256	0.7845	0.7779
Modal	11	0.241	0.7847	0.7781
Modal	12	0.217	0.7855	0.7889
Modal	13	0.211	0.787	0.7902
Modal	14	0.176	0.8285	0.7907
Modal	15	0.169	0.8847	0.7907
Modal	16	0.163	0.8871	0.7928

Modal	17	0.16	0.8872	0.8306
Modal	18	0.156	0.8876	0.8468
Modal	19	0.155	0.8891	0.8533
Modal	20	0.15	0.8893	0.8666
Modal	21	0.146	0.8895	0.8668
Modal	22	0.143	0.8962	0.8695
Modal	23	0.142	0.8968	0.8874
Modal	24	0.139	0.8976	0.9105
Modal	25	0.132	0.9015	0.9137

syarat : 90 → syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

Kontrol Sistem Ganda

Kontrol sistem ganda, RPM harus dapat memikul sedikitnya 25% beban lateral. Dari hasil ETABS diperoleh gaya yang dipikul masing-masing oleh Shearwall dan oleh struktur yaitu sebagai berikut :

SHEARWALL		
Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
respon spektrum Max	-187.236	17.4002

STRUKTUR		
Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
respon spektrum Max	-61.524	8.9136

Tabel 4. 12 persentase struktur dalam menahan gempa

Load Case/Combo	persentase dalam menahan gempa			
	Fx		Fy	
	PORTAL	SW	PORTAL	SW
respon spektrum Max	0.247323	0.752677	0.338742	0.661258

Maka Kontrol Sistem Ganda telah terpenuhi karena syarat struktur dapat memikul minimal 25% telah terpenuhi.

4.3.5 Kontrol Drift (simpangan antar lantai)

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 RSNI 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)

Untuk penentuan nilai simpangan ijin antar lantai dapat dilihat pada **Tabel 4.13**

Tabel 4. 13 Simpangan antar lantai ijin $\Delta_a^{a,b}$

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}	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 struktur Sistem rangka pemikul momen, drift dibatasi sebesar:

$$\Delta = 0,020.hsx$$

$$= 0,020.5000$$

= 100 mm (untuk semua tingkat, karena jarak antar lantai sama)

Untuk hasil drift dapat dilihat pada **Tabel 4.14**

Tabel 4. 14 Hasil kontrol drift

kontrol drift		tinggi antar lantai =		5000 mm	
Lantai	h	Drift (delta s)	Drift (delta s)	syarat (delta s)	Keterangan
	(mm)	(m)	(mm)	(mm)	
Atap	40	0.004032	4.032	100	ok
7	35	0.010119	10.119	100	ok
6	30	0.013071	13.071	100	ok
5	25	0.017047	17.047	100	ok
4	20	0.019316	19.316	100	ok
3	15	0.019289	19.289	100	ok
2	10	0.010979	10.979	100	ok
1	5	0.005411	5.411	100	ok

Dari hasil output *software* ETABS, diperoleh hasil simpangan per lantai dan dengan perumusan kontrol di atas maka besar/nilai simpangan yang terjadi baik dari arah x maupun arah y telah memenuhi syarat, sehingga struktur gedung tersebut telah memenuhi kinerja batas layan struktur.

75

4.3.6 Kombinasi Pembebanan

Setelah mendapatkan gaya gempa yang terjadi pada gedung, dilakukan kembali analisa pada gedung dengan memasukkan beban mati (D), beban hidup (L) dan beban gempa (E). Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada SNI 1726-2012 pasal 4.2.2. yaitu sebagai berikut.

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L
3. 1,2 D + L + E
4. 0,9 D + E

Pengaruh beban E pada kombinasi mengikuti syarat yang ada pada SNI 1726-2012 pasal 7.4. yaitu :

1. Untuk kombinasi 3

$$E = E_h + E_v$$

2. Untuk kombinasi 4

$$E = E_h - E_v$$

Keterangan : E_h = pengaruh beban gempa horisontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

Besarnya E_h dan E_v ditentukan dari perumusan berikut.

$$E_h = \rho Q_e$$

$$E_v = 0,2S_{DS}D$$

Keterangan : ρ = faktor redundansi, dipakai 1 karena

desain seismik C

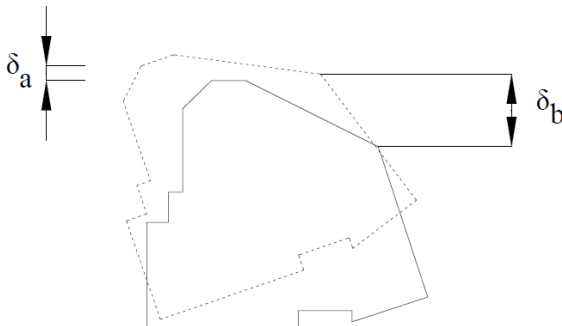
Q_e = gaya gempa dari analisa gempa dinamis

Dengan adanya pengaruh dari gempa horisontal dan gempa vertikal, maka kombinasi pembebanan yang baru menjadi berubah yaitu sebagai berikut.

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L$
3. $1,2 D + L + E$
 - a. $1,2 D + 1,3(RSPX) + 0,11786 D + L$
 - b. $1,2 D - 1,3(RSPX) + 0,11786 D + L$
 - c. $1,2 D + 1,3(RSPY) + 0,11786 D + L$
 - d. $1,2 D - 1,3(RSPY) + 0,11786 D + L$
4. $0,9 D + E$
 - a. $0,9 D + 1,3 (RSPX) - 0,11786 D$
 - b. $0,9 D - 1,3 (RSPX) - 0,11786 D$
 - c. $0,9 D + 1,3 (RSPY) - 0,11786 D$
 - d. $0,9 D - 1,3 (RSPY) - 0,11786 D$

4.3.7 Kontrol Ketidakberaturan

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.8.4.3 Kontrol Ketidakberaturan Horizontal dan Ketidak beraturan vertikal menyebutkan struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam tabel 10 SNI 1726:2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan.



Gambar 4. 7 Pembesaran Torsi Tidak Terduga (Ax)

Dimana :

δ_a atau δ_{\max} dan δ_b dihitung berdasarkan simpangan akibat beban spektra.

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan torsi 1a dan 1b bila ketentuan dibawah ini terpenuhi :

$\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}} \rightarrow$ Tanpa ketidakberaturan Torsi

$1,2 \delta_{\text{avg}} < \delta_{\max} < 1,4 \delta_{\text{avg}} \rightarrow$ ketidakberaturan Torsi 1a

$\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}} \rightarrow$ ketidakberaturan Torsi 1b

Joint Label : 190		
Story : Story Roof		
Ux	0.120331	meter
Uy	0.124182	meter
Uz	0.000103	meter
Rx	0.002114	meter
Ry	0.002545	meter
Rz	0.000536	meter

Sebagaimana hasil displacement dari analisa struktur didapatkan perhitungan sebagai berikut :

$$\delta_{\text{avg}} = \frac{120.3+124.1+0.1}{3} = 81,5 \text{ mm}$$

$$1,2 \times \delta_{\text{avg}} = 81,5 \times 1,2 = 97,8 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } \delta_{\max} < 1,2 \times \delta_{\text{avg}} = 81,5 < 97,8 \text{ mm}$$

(Tanpa Ketidakberaturan Torsi)

4.3.8 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana *ed* sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- $e_x = e_{0x} + (0.05 B_x)$
- $e_y = e_{0y} + (0.05 B_y)$

dimana :

- e_{0x} dan e_{0y} adalah eksentrisitas bawaan gedung
- $0.05 B_x$ dan $0.05 B_y$ adalah eksentrisitas tak terduga.
- B_x adalah panjang gedung arah x
- B_y adalah panjang gedung arah y

Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan untuk eksentrisitas gedung pada **Tabel 4.15**

Tabel 4. 15 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Bangunan

Story	X cm	Y cm	X cr	Y cr	ex	ey
	m	m	m	m	m	m
1	93.063	114.343	86.698	117.659	6.365	3.316
2	93.066	114.366	86.697	117.659	6.369	3.293
3	93.891	115.121	87.171	118.545	6.72	3.424
4	93.885	115.095	87.171	118.545	6.714	3.45
5	93.894	115.114	87.186	118.976	6.708	3.862
6	93.871	115.111	87.146	118.765	6.725	3.654
7	93.886	115.086	87.151	118.733	6.735	3.647
8	93.903	115.123	87.151	118.373	6.752	3.25
Atap	86.068	113.706	83.951	115.969	2.117	2.263

Keterangan :

Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X

Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y

Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X

Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y

ex : Eksentrisitas aktual arah X

ey : Eksentrisitas aktual arah Y

Catatan :

Eksentrisitas aktual didapat dari selisih antara pusat massa dengan pusat kekakuan bangunan.

Sehingga didapat Pusat Massa yang baru akibat eksentrisitas tak terduga seperti pada **Tabel 4.16**

Tabel 4. 16 Pusat Massa Eksentrisitas Baru

Story	eksentrisitas aktual		eksentrisitas rencana				Pusat Massa baru	
	ex	ey	bx	edx	by	edy	Xcmb	Ycmb
	m	m	m	m	m	m	m	m
1	6.365	3.316	184	9.2	224	11.2	102.263	125.543
2	6.369	3.293	184	9.2	224	11.2	102.266	125.566
3	6.72	3.424	184	9.2	224	11.2	103.091	126.321
4	6.714	3.45	184	9.2	224	11.2	103.085	126.295
5	6.708	3.862	184	9.2	224	11.2	103.094	126.314
6	6.725	3.654	184	9.2	224	11.2	103.071	126.311
7	6.735	3.647	184	9.2	224	11.2	103.086	126.286
8	6.752	3.25	184	9.2	224	11.2	103.103	126.323
Atap	2.117	2.263	184	9.2	224	11.2	95.268	124.906

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB V

ANALISA STRUKTUR PRATEKAN

5.1 UMUM

Beton adalah suatu bahan yang mempunyai kekuatan tekan yang tinggi, tetapi kekuatan tariknya relatif rendah. Sedangkan baja adalah suatu material yang mempunyai kekuatan tarik yang sangat tinggi. Dengan mengkombinasikan beton dan baja sebagai bahan struktur maka tegangan telah dipikulkan kepada beton sementara tegangan tarik dipikulkan kepada baja. Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur bertulang biasa tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi retak-retak di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser atau puntir yang tinggi. Untuk mengatasi keretakan serta berbagai keterbatasan yang lain maka dilakukan penegangan pada struktur beton bertulang.

Perencanaan beton pratekan pada Gedung Galaxy Mall 3 ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*). Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan. Perencanaan balok pratekan ini diletakan pada lantai atap (lantai 9) dengan bentang 32m. Balok pratekan yang digunakan sebanyak 2 buah. Ruang yang luas ini difungsikan untuk ruang pertemuan dan ruang serbaguna.

5.2 DATA PERENCANAAN BALOK PRATEKAN

Berikut adalah data-data dalam perencanaan balok pratekan :

- Panjang bentang total = 32 m
- H balok pratekan = 1 m
- B balok pratekan = 0.75 m

- $F'c$ balok pratekan = 40 Mpa
- $F'c$ pelat atap = 40 Mpa
- $D' = 15$ cm
- $F'c$ pada saat curing (14 hari) , $f_{ci} = 0.88 * 40 = 35.2$ Mpa
- Jarak antar balok pratekan (s) = 8m

Mencari lebar efektif (SNI 2847-2013 PS.2.12.2)

$$B_{\text{eff}} = L/4 = 32/4 = 8 \text{ m}$$

$$B_{\text{eff}} = b + (8 \times t_f) = 1,71 \text{ m}$$

$$B_{\text{eff}} = 0,5 \times (L - b) = 3,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai $B_{\text{eff}} = 1,71$ m

5.3 PENENTUAN TEGANGAN IJIN BAJA DAN BETON

Berdasarkan SNI 2847-2013 PS. 18.5.1. Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon $0.94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0.8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5.1)
- Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0.70 f_{pu}$ (SNI 03-2847-2013 Ps.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 :

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.1.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0.6 \times 35.2 = 21,12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas : $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f'_c}$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tr} = 1,01 \times \sqrt{f'_c} = 0,25 \times \sqrt{50} = 7,14 \text{ MPa}$$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan : $0,45 f_c$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

Untuk analisa nilai beban yang tidak tetap (beban hidup), maka nilai tegangan ijin tekan yang diberikan ialah sebesar

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik $\sigma_{tr} = f_t > 0,8\sqrt{f'_c}$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.3.3)

$$\sigma_{tr} = 0,8 \times \sqrt{f'_c} = 0,8 \times \sqrt{40} = 5,059 \text{ MPa}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f'_c = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

5.4 PEMBEBANAN BALOK PRATEKAN

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yakni

1. Tahap Pertama

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan saat struktur kantilever terdiri dari balok pratekan dan balok melintang.

Tahap ini terdiri dari :

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

2. Tahap Kedua

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

Beban mati :

- a. Berat pelat
 $Q_d = y \text{ beton} \times b \times t \text{ pelat} =$
 $Q_d = 2304 \text{ kg/m}$
- b. Berat sendiri balok pratekan
 $Q_d = y \text{ beton} \times b \text{ balok} \times h \text{ balok} =$
 $Q_d = 1800 \text{ kg/m}$

Beban hidup :

- a. Beban Atap
 $Q_{I1} \text{ (setelah direduksi)} = 64,897 \text{ kg/m}^2$
- b. Beban hujan
 $Q_{I2} = 20 \text{ kg/m}^2$

$$Q_{I \text{ total}} = (Q_{I1} + Q_{I2}) \times b = 679,896 \text{ kg/m}$$

5.5 ANALISA PENAMPANG BALOK PRATEKAN

Analisa penampang global (menjadi penampang balok T karena ada pelat atap) SNI 2847-2013 PS. 8.5.1

$$E \text{ pelat} = 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{40} = 28725,41 \text{ Mpa}$$

$$E \text{ balok} = 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{40} = 28725,41 \text{ Mpa}$$

$$N = E \text{ balok} / E \text{ pelat} = 1$$

$$A \text{ pelat} = b_e \times t_f / n = 2052 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ balok} = 6600 \text{ cm}^2$$

$$K_{ell} \text{ balok} = 562 \text{ cm}$$

$$A \text{ total} = A \text{ pelat} + A \text{ balok} = 2052 + 6600 = 8652 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut

:

$$C = h/2 + t_f = 62 \text{ cm}$$

$$Y_t = \frac{(A \text{ pelat} \times \frac{t_f}{2}) + (A \text{ balok} \times c)}{A \text{ total}} = 48,7184466 \text{ cm}$$

$$Y_b = h - y_t = 100 - 48,71884466 = 51,2815534$$

$$D_t = y_t - t_f/2 = 42,7184466 \text{ cm}$$

$$D_b = y_b - (h-t_f)/2 = 7,281553398 \text{ cm}$$

$$K_t \text{ (kern atas)} = W_b / A \text{ total}$$

$$K_b \text{ (kern bawah)} = W_t / A \text{ total}$$

$$I \text{ komposit} = 3748359,637 \text{ cm}^4$$

$$W_t = 76939,2273 \text{ cm}^3$$

$$W_b = 73093,72257 \text{ cm}^3$$

$$K_t = 8,4481879 \text{ cm (dari serat atas)}$$

$$K_b = 8,892652254 \text{ cm (dari serat bawah)}$$

5.6 MENCARI GAYA PRATEGANG AWAL (F_0)

Tegangan beton yang diijinkan :

Pada saat transfer :

Tengah bentang : tarik ijin : 2,97 Mpa

Tekan ijin : -21,12 Mpa

Tumpuan : tarik ijin : 2,97 Mpa

Tekan ijin : -24,64 Mpa

Pada saat beban layan :

Tengah bentang : tarik ijin : 5,059 Mpa

Tekan ijin : -18 Mpa

Tumpuan : tarik ijin : -18 Mpa

Tekan ijin : 5,059 Mpa

Diguankan selimut beton : 50 mm = 5 cm

Letak tendon :

Eksentrisitas pada tumpuan = 437,184466 mm (diatas cgc)

Eksentrisitas pada tengah bentang = 462,815534 mm (dibawah

cgc)

Dengan menggunakan program bantu ETABS dengan kombinasi beban 1D diperoleh :

Momen tumpuan kiri : -1477,8629 kNm = -1477862900 Nmm

Momen lapangan : 1004,57043 kNm = 1004570430 Nmm

Momen tumpuan kanan : -1478,702 kNm = -1478702000 Nmm

Kondisi saat transfer gaya prategang (tengah bentang)

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$2.9665 > -\frac{F_o}{865200} + \frac{F_o \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1004570430}{76939227.3}$$

maka nilai $F_o = 3297.259413$ kN

serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$-21.12 < -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o \times 462.82}{73093722.57} + \frac{1004570430}{73093722.57}$$

maka nilai $F_o = 4656.170093$ kN

Kondisi saat transfer gaya prategangan (tumpuan)

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$-24.64 > -\frac{F_o}{865200} + \frac{F_o \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1004570430}{76939227.3}$$

maka nilai $F_o = 6414.016499$ kN

serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$2.9665 < -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-1478702000}{73093722.57}$$

maka nilai $F_o = 4807.259967$ kN

OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -1665.258 kNm = -1665258000 Nmm

Momen lapangan = 1494.513 kNm = 1494513000 Nmm

Momen tumpuan kanan = -1665.30512 kNm = -1665305120 Nmm

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

serat atas : $\sigma_t < -F_o/A + F_o x e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$-18 > -\frac{F_o}{865200} + \frac{F_o x 462.82}{76939227.3} - \frac{1494513000}{76939227.3}$$

maka nilai $F_o = 293.1535969$ kN

(asumsi kehilangan 20%)

$$100/80 \% = 366.4419961 \text{ kN}$$

serat bawah : $\sigma_b > -F_o/A - F_o x e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$5.0596 > -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o x 462.82}{73093722.57} + \frac{-1665305120}{73093722.57}$$

maka nilai $F_o = 2054.979135$ kN (asumsi kehilangan 20%)

$$100/80 \% = 2568.723919 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

serat atas : $\sigma_t < -F_o/A + F_o x e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$-24.64 > -\frac{F_o}{865200} + \frac{F_o x 462.82}{76939227.3} - \frac{-1665305120}{76939227.3}$$

maka nilai $F_o = 2425.38177$ kN

(asumsi kehilangan 20%)

$$100/80 \% = 3031.727212 \text{ kN}$$

serat bawah : $\sigma_b > -F_o/A - F_o x e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$2.9665 > -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o x 462.82}{73093722.57} + \frac{-1665305120}{73093722.57}$$

maka nilai $F_o = 991.25475$ kN

(asumsi kehilangan 20%)

$$100/80 \% = 1239.068438 \text{ kN}$$

5.7 Kontrol Gaya Pratekan

Diambil gaya $F_o = 3000$ kN (diambil berdasarkan coba-coba agar hasil optimum)

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang) kombinasi 1D

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$2.9665 > -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1004570430}{76939227.3}$$

$$2.9665 > 1.52194 \text{ (OK)}$$

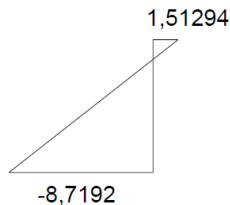
serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$-21.12 > -\frac{3000000}{865200} - \frac{3000000 \times 462.82}{73093722.57} + \frac{1004570430}{73093722.57}$$

$$-21.12 < -8.7192 \text{ (OK)}$$

$$\text{OK } (-8,7192 > -21,12)$$

Diagram Tegangan :



Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan) kombinasi 1D

serat atas : $\sigma_t < -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$-24.64 < -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1004570430}{76939227.3}$$

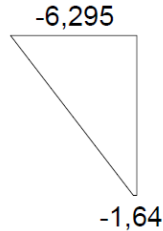
$$-24.64 < -6.295 \text{ (OK)}$$

serat bawah : $\sigma_b > -F_o/A - F_o \times e / W_t + M_{lap}/W_t$

$$2.9665 > -\frac{3000000}{865200} - \frac{3000000 \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-1478702000}{73093722.57}$$

$$2.9665 > -1.64 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan



Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang) kombinasi 1D+1L

serat atas : $\sigma_t < -F_o/A + F_o \times e / W_t - M_{lap}/W_t$

$$-18 < -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1494513000}{76939227.3}$$

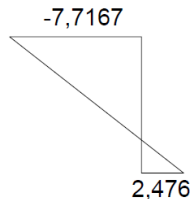
$$-18 < -7.7617 \text{ (OK)}$$

serat bawah : $\sigma_b > -F_o/A - F_o \times e / W_b + M_{lap}/W_b$

$$5.0596 > -\frac{3000000}{865200} - \frac{3000000 \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-1665305120}{73093722.57}$$

$$5.0596 > 2.47626 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan :



Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan) kombinasi 1D+1L

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$5.0596 > -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{-1665305120}{76939227.3}$$

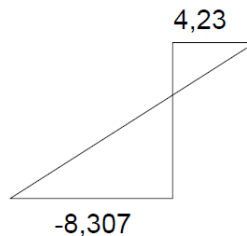
$$5.0596 > 4.23 \text{ (OK)}$$

serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$-18 < -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-1665305120}{73093722.57}$$

$$-18 < -8.307 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan :



5.8 Penentuan Tendon yang akan digunakan

$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$ (strand-stress-relieved)

$F_p \text{ max} = 0.75 \times f_{pu}$

$F_p \text{ max} = 1395 \text{ MPa}$ (strand-stress-relieved)

Luas tendon yang dibutuhkan = $F_o/f_{pmax} = 2150.537634 \text{ mm}^2$

Tendon baja yang akan dipakai dengan spek dari multistrand post-tensioning sebagai berikut : (brosur terlampir)

Tendon unit = 6-27

jumlah strand = 27

Min breaking load = 6750 kN

D strand = 11.2 mm

jumlah tendon = 1

Luas tendon yang digunakan =

$A_{pakai} = 0.25 \times \phi \times D_{strand}^2 \times \text{jumlah strand} \times \text{jumlah tendon}$

$A_{pakai} = 2661.12 \text{ mm}^2$

$A_{pakai} > A_{perlu}$ (OK)

Nilai tegangan pakai =

$f_{pakai} = F_o / A_{pakai} = 1127.344877 \text{ Mpa}$

5.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan

Besarnya gaya pratekan yang sebenarnya pada suatu balok beton pratekan tidak dapat diukur dengan mudah. Gaya total pada tendon pada saat penarikan dapat ditentukan dengan *pressure gauge*. Berbagai macam kehilangan gaya pratekan akan menurunkan gaya pratekan menjadi nilai yang lebih rendah, sehingga beban yang dipikul balok pratekan menjadi lebih rendah pula. Selisih antara gaya pratekan dengan gaya pratekan dinamakan kehilangan pratekan. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan dalam 2 kategori, yaitu :

1. Kehilangan langsung

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

a. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 PS 18.6.1a)

Kehilangan akibat pengankuran/slip anker terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke anker. Kehilangan pratekan akibat slip anker dapat dihitung sebagai berikut :

$$x = \sqrt{\frac{E_{ps} \times \Delta L \times L}{d}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\
 E_c &= 29725,41 \text{ Mpa} \\
 g &= 2.5 \text{ mm} \\
 f \text{ pakai} &= 1127,35 \text{ Mpa} \\
 \mu &= 0,2 \text{ (wire strand tendon)} \\
 K &= 0,005 \text{ (wire strand tendon)} \\
 F &= 900 \text{ mm} \\
 \alpha &= \text{sudut kelengkungan tendon} = (8f/L) = 0,225 \\
 L &= 32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh nilai $x = 263,12 \text{ mm} = 0,263 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 9\text{m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

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

Dikarenakan jumlah tendong yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (wobble effect) SNI 2847:2013 PS 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan pada saat pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \mu &= 0,2 \text{ (wire strand tendon)} \\
 K &= 0,005 \text{ (wire strand tendon)} \\
 \alpha &= \text{sudut kelengkungan tendon} = (8f/L) = 0,225
 \end{aligned}$$

$$L = 32 \text{ m}$$

Maka didapat nilai :

$$F_{pf} = 2851 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 3000 \text{ kN} - 2851 \text{ kN} = 149 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} / A \text{ pakai} = 149000 / 2661,12 \text{ mm}^2$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan adalah :

$$55,99 / 1127,345 = 0,0497$$

$$0,0497 \times 100\% = 4,967 \%$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Pada konstruksi beton pratekan dengan sistem monolit (kolom dan balok bekerja bersama menjadi satu) perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom, karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Sehingga kolom memberikan gaya perlawanan yang menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan untuk mengatasi perlawanan akibat kekakuan kolom.

Maka dengan menggunakan program bantu ETABS diperoleh nilai maksimum Momen pada kolom adalah sebagai berikut :

$$M_A = 15996,53 \text{ kgm}$$

$$M_B = 16034,21 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = (M_B - M_A) / h$$

$$\Delta P = 80076,85 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = 80076,85 / 2661,12 = 30,09 \text{ Mpa}$$

$$\text{Persentase kehilangan} = 30,09 / 1127,345 \times 100\% =$$

$$2,7 \%$$

2. Kehilangan tidak langsung (akibat waktu dan umur)

a. Kehilangan akibat rangkai SNI 2847 : 2013 PS. 18.6.1c

$$CR = K_{cr} \times (E_s/E_c) \times (f_{c,ir} - f_{c,d,s})$$

K_{cr} (untuk metode pasca tarik) = 1,6
 F_{cds} = tegangan beton didaerah cgc akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya pratekan.

$$E_s/E_c = 6,728$$

$$F_{c,ir} = 35.84878984 \text{ Mpa}$$

$$F_{cds} = 22,3584 \text{ Mpa}$$

$$CR = 145,22 \text{ Mpa}$$

$$\text{Persentase kehilangan akibat rangkai} : 145,22 / 1127,345 \times 100\% = 12,88 \%$$

- b. Kehilangan akibat susut SNI 2847:2013 PS.18.6.1e

Dengan ketentuan :

$$RH = 0,7 \text{ (kota surabaya)}$$

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$V/s = \text{luas penampang beton} / \text{keliling penampang beton}$$

$$= 15,395 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 1$$

$$\text{maka didapat nilai } SH = 0,0289$$

$$\text{persentase kehilangan akibat susut adalah : } 0,0289/1127,345 \times 100\% = 0,00256 \%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja SNI 2847 : 2013 PS. 18.6.1e

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja adalah :

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

$$K_{re} = 40 \text{ Mpa}$$

$$J = 0,04$$

$$F_{pi}/f_{pu} = 0,6061$$

$$C = 0,68$$

$$RE = [40 - 0,04(0 + 12,88 + 0)] \times 0,68 =$$

$$RE = 2,382 \%$$

Maka total kehilangan pratekan yang terjadi adalah : $2,382 + 0 + 12,88 + 2,7 + 4,967 = 22,9 \%$

5.10 KONTROL GAYA PRATEKAN SETELAH KEHILANGAN

- a. Kontrol akibat beban layan

Besar gaya pratekan setelah terjadi kehilangan pratekan ialah sebagai berikut :

$$F = (100 - 22,9)/100 \times 3000 = 2312,931 \text{ kN}$$

OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = $-1665.258 \text{ kNm} = -1665258000 \text{ Nmm}$

Momen lapangan = $1494.513 \text{ kNm} = 1494513000 \text{ Nmm}$

Momen tumpuan kanan = $-1665.30512 \text{ kNm} = -665305120 \text{ Nmm}$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

$$\text{serat atas : } \sigma_t < -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$$

$$-18 < -\frac{2312931}{865200} + \frac{2312931 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1494513000}{76939227.3}$$

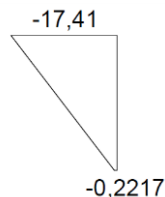
$$-18 < -17.41 \text{ (OK)}$$

$$\text{serat bawah : } \sigma_b > -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$$

$$5.0596 > -\frac{2312931}{865200} - \frac{2312931 \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-1665305120}{73093722.57}$$

$$5.0596 > -0.2217 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan :



Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o x e / W_t + M_{lap}/W_t$

$$5.0596 > -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{1665305120}{76939227.3}$$

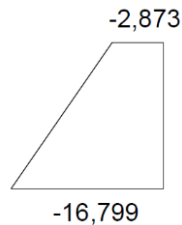
$$5.059 > -2.873 \text{ (OK)}$$

serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o x e / W_b + M_{lap}/W_b$

$$-18 < -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o x 462.82}{73093722.57} + \frac{-1665305120}{73093722.57}$$

$$-18 < -16.799 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan :



- b. Kontrol terhadap SNI 2847 2013 PS. 21.5.2.5

Pratekan rata-rata, f_{pc} yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3.5 MPa dan $f_c/10$.

Dimana :

$$f_c/10 = 4 \text{ Mpa}$$

Dan 3.5 Mpa

$$\text{Didapat } f_{pc} = 2,68 < 3.5 \text{ MPa (OK)}$$

- c. Kontrol gaya pratekan akibat gempa

Menurut SNI 2847 2013, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Sehingga dengan menggunakan program bantu ETABS dengan kombinasi 1D+1L+1RSPX diperoleh :

$$\text{Momen tumpuan negatif} = -2186.89 \text{ kNm} = -21868900 \text{ kgm}$$

Momen tumpuan positif = 1794.044 kNm = 17940440 kgm

Momen tumpuan negatif

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$5.0596 > -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{-21868900}{76939227.3}$$

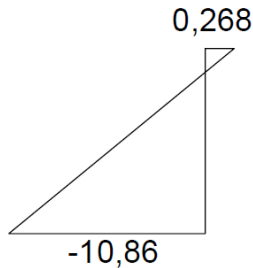
$$5.0596 > 0.268 \text{ (OK)}$$

serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$-18 < -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-21868900}{73093722.57}$$

$$-18 < -10.86 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan :



Momen tumpuan positif

serat atas : $\sigma_t > -F_o/A + F_o \times e / W_t - M \text{ lap}/W_t$

$$5.0596 > -\frac{3000000}{865200} + \frac{3000000 \times 462.82}{76939227.3} - \frac{-21868900}{76939227.3}$$

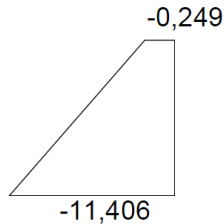
$$5.0596 > -0.249 \text{ (OK)}$$

serat bawah : $\sigma_b < -F_o/A - F_o \times e / W_b + M \text{ lap}/W_b$

$$-18 < -\frac{F_o}{865200} - \frac{F_o \times 462.82}{73093722.57} + \frac{-21868900}{73093722.57}$$

$$-18 < -11.406 \text{ (OK)}$$

Diagram Tegangan :



5.11 KONTROL LENDUTAN

Dikarenakan Tugas Akhir ini dikerjakan dengan program bantu ETABS yang mana tidak memungkinkan untuk menginput gaya pratekan, maka diperlukan metode load balancing guna menggantikan input gaya F_0 tersebut.

Setelah menginput gaya-gaya yang dibutuhkan untuk metode load balancing pada ETABS, maka diperoleh :

1. Lendutan saat jacking
 - a. Akibat tekanan tendon = 81,996 mm (keatas)
 - b. Akibat berat sendiri = 55,525 mm (kebawah)
 - Total : 29,468 mm (keatas)
2. Lendutan saat beban layan
 - a. Akibat tekanan tendon = 28,668 mm (keatas)
 - b. Akibat berat sendiri = 73,318 mm (kebawah)
 - Total : -44,65 mm (kebawah)

Maka besar lendutan yang terjadi adalah 44,65 mm

Dengan syarat lendutan $L/480 = 32000/480 = 66,67$ mm

OK (44,65 < 66,67 mm)

5.12 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai

modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f_c}$) sehingga didapatkan $\phi M_u < 1.2M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f_c} = 0,62 \times 1 \times \sqrt{40} = 3,921 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 37483596370 \text{ mm}^4$$

$$Y_t = y_a = 48.72 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3,921 \times 37483596370}{48.72} \\ &= 3016959676 \text{ Nmm} \\ &= 301695,9676 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini

$$\phi M_u \leq 1.2 M_{cr}$$

$$0,8 \times 326568 \geq 1,2 \times 301695,9676$$

$$298978,0275 \text{ kgm} > 362035.1611 \text{ kgm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

5.13 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 18.7

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$d_p = 937.185 \text{ mm}$$

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

$$A_{ps} = 2661,12 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c-28)}{28} \times 0,05 = 0,8286$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{937,185} 0,17 \right\} = 1650,1086 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2661,12 \times 1650,1086 = 4391137,053 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f_c b} = \frac{4391137,053}{0,85 \cdot 40 \cdot 750} = 172,2 \text{ mm}$$

$$M_n = 4391137,053 \left(917,185 - \frac{172,2}{2} \right) = 3737225343 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 373722,5343 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,8$$

$$0,8 \times 373722,5343 \geq 652571$$

$$890713,1 \text{ kgm} \geq 149451,3 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

5.14 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN

5.14.1 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LONGITUDINAL

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa software ETABS.

$$\text{Momen negatif maks} = 439,823 \text{ kNm} = 43982,3 \text{ kgm}$$

$$\text{Momen positif maks} = 40,5662 \text{ kNm} = 40356,62 \text{ kgm}$$

Data-data perencanaan kebutuhan tulangan :

$$f_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$B \text{ balok} = 60 \text{ cm}$$

$$H \text{ balok} = 800 \text{ cm}$$

$$L \text{ balok} = 32 \text{ m}$$

$$D \text{ tulangan longitudinal} = 25 \text{ mm}$$

$$D \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 70.5 \text{ cm}$$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = 0.0035$$

$$\rho_{\min} = 0.003952847$$

$$\text{jadi dipakai} = 0.003952847$$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 03-2847-2002 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0.764285714$$

$$\rho_b = 0.038978571$$

$$\rho_{\max} = 0.029233929$$

$$m = 11.76470588$$

Penulangan lentur untuk gempu negatif.

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif maks} &= 43982,3 \text{ kgm} = 439,823 \text{ kNm} \\ &= 439823000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = 1.474852036$$

$$\rho = 0.00377077$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka pakai

$$\rho_{\min} = 0.003952847$$

$$\text{As pakai} = 2090.067891 \text{ mm}^2$$

$$\text{As tulangan} = 491.0714286 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As total} = 2455.357143 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 5D25 pada serat atas

Penulanga lentur untuk gempu positif

$$\begin{aligned} \text{momen positif maks} &= 40356,62 \text{ kgm} = 403,5662 \text{ kNm} \\ &= 403566200 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = 1.353272639$$

$\rho =$	0.001932687	
$\rho_{min} > \rho$, maka pakai		
$\rho_{min} =$	0.003952847	
As pakai =	2090.067891	mm ²
As tulangan =	491.0714286	mm ²
n tulangan =	5	buah
As total =	2455.357143	mm ²

Maka dipakai tulangan 5D25 pada serat bawah

5.14.2 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN GESER

Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut :

$$V_u = 125844 \text{ kg}$$

$$M_u = 326568 \text{ kgm}$$

$$V_c = \left(0,05\lambda\sqrt{f'_c} + 4,8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$$

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$d_p = h/2 + e = 1000/2 + 462.815 = 937,184 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1$$

$$d = 705 \text{ mm}$$

$$V_c = \left(0,05 \times 1\sqrt{40} + 4,8 \frac{125844 \times 937,184}{\left(\frac{326568}{1000}\right)} \right) 750 \times 705$$

$$V_c = 9.16591E+11 \text{ N}$$

$$V_{cmin} = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot \sqrt{40} \cdot 750 \cdot 705$$

$$= 568498.4664 \text{ N}$$

$$V_{cmax} = 0,42\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$= 0,42 \times 1\sqrt{50} \times 750 \times 705$$

$$= 1404525.623 \text{ N}$$

Dipakai $V_c = 1404525.623 \text{ N}$

Syarat

1. Tidak butuh tulangan geser

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

2. Butuh tulangan geser minimum

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

3. Butuh tulangan geser

$$\phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + 0,66\sqrt{f'_c}b_wd)$$

Dari data diatas didapat

$$V_u = 1258440 > \phi V_c = 0,75 \times 1404525.623$$

$$1258440 \text{ N} > 1053394.217 \text{ N}$$

Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{12584400}{0,75} - 1404525.623 = 273394.37 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang D12 ($A_{st} = 113.143 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{113,143 \times 400 \times 705}{273394,3772} = 116.7042499 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S \leq d/2 = 662,75 \text{ mm}$$

Jadi dipasang sengkang D13 – 100 mm

5.14.3 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN TORSI

$$A_{cp} = 750000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 3500 \text{ mm}^2$$

Φ 0.75 (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847
2013 pasal 9

$$T_u = 30130.62 \text{ kgm (dari etabs)}$$

$$301306200 \text{ Nmm}$$

$$F_{pc} = 6.92 \text{ Mpa}$$

$$527364119.2 < 301306200$$

tidak butuh tulangan torsi

dengan menggunakan program bantu ETABS diperoleh nilai torsi. Nilai torsi dapat dilihat pada **Gambar 5.1**



Gambar 5. 1 Nilai Torsi yang didapat dari ETABS

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= 585000 \text{ mm}^2 \\
 P_{oh} &= 3100 \text{ mm}^2 \\
 A_o &= (0.85A_{oh}) = 497250 \text{ mm}^2 \\
 S &= 1000 \text{ mm} \\
 T_n &= T_u / \phi = 401741600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

5.15 KONTROL MOMEN NOMINAL AKHIR

dari perhitungan sebelumnya didapat

$$M_n = M_n = T (d-a/2) =$$

Tul lentur =

$$A_s = 2455.357143 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 705 \text{ mm}$$

$$a = 38.51540616 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times (d-a/2) = 673496898.8 \text{ Nmm} \\
 &= 67349.68988 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

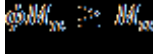
M_n = kuat lentur nominal

A_s = luas tegangan tarik (mm²)

F_y = tegangan leleh baja

f_c = kuat tekan beton

a = tinggi balok tegangan persegi ekuivalen



$427602.2862 > 326568$ (OK)

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton pratekan secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

5.16 KONTROL DAERAH LIMIT KABEL

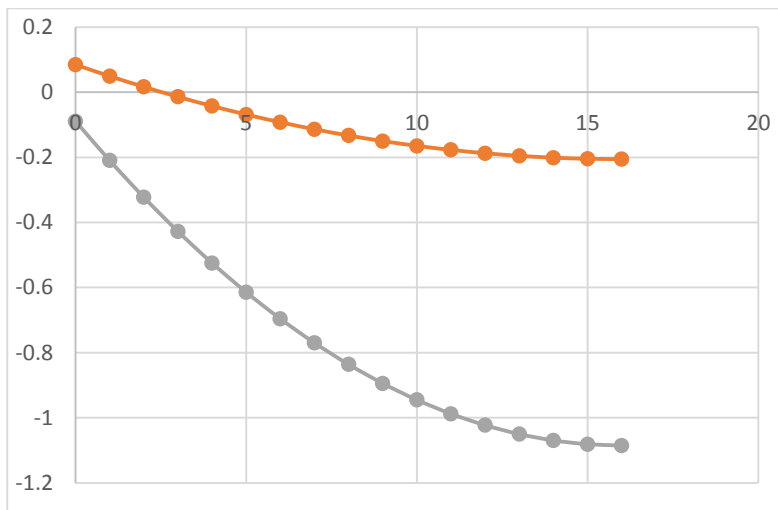
kern	atas	0.084482
	bawah	0.088927

Syarat limit kabel ditabelkan dalam **Tabel 4.15**

Tabel 4. 17 Batas limit kabel atas dan bawah

x	Mg	MT	P eff	PT	a1	a2	limit atas	limit bawah
0	0	0	2312.931	3000	0	0	0.084482	-0.088926523
1	279	105.3839	2312.931	3000	0.03513	0.120626	0.049354	-0.209552672
2	540	203.9688	2312.931	3000	0.06799	0.23347	0.016492	-0.322396489
3	783	295.7548	2312.931	3000	0.09858	0.338531	-0.0141	-0.427457973
4	1008	380.7418	2312.931	3000	0.12691	0.435811	-0.04243	-0.524737126
5	1215	458.9298	2312.931	3000	0.15298	0.525307	-0.06849	-0.614233946
6	1404	530.3189	2312.931	3000	0.17677	0.607022	-0.09229	-0.695948435
7	1575	594.909	2312.931	3000	0.1983	0.680954	-0.11382	-0.76988059
8	1728	652.7002	2312.931	3000	0.21757	0.747104	-0.13308	-0.836030414
9	1863	703.6924	2312.931	3000	0.23456	0.805471	-0.15008	-0.894397906
10	1980	747.8856	2312.931	3000	0.2493	0.856057	-0.16481	-0.944983065
11	2079	785.2799	2312.931	3000	0.26176	0.898859	-0.17728	-0.987785892
12	2160	815.8752	2312.931	3000	0.27196	0.93388	-0.18748	-1.022806387
13	2223	839.6716	2312.931	3000	0.27989	0.961118	-0.19541	-1.05004455
14	2268	856.669	2312.931	3000	0.28556	0.980574	-0.20107	-1.06950038
15	2295	866.8674	2312.931	3000	0.28896	0.992247	-0.20447	-1.081173879
16	2304	870.2669	2312.931	3000	0.29009	0.996139	-0.20561	-1.085065045

Untuk lebih jelas limit kabel dapat dilihat pada **Gambar 5.2**



Gambar 5.2 Daerah limit kabel

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VI

ANALISA STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

6.1 Umum

Dalam perencanaan struktur utama gedung Galaxy mall 3 ini meliputi perencanaan balok, kolom, hubungan balok kolom, shearwall. Perhitungan struktur utama ini mengacu kepada SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu kepada SNI 1726:2012. Perhitungan ini mengaplikasikan program bantu ETABS untuk perhitungan gaya-gaya dalam dan perhitungan kebutuhan tulangan secara manual.

6.2 Perencanaan Balok Induk

Struktur balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder yang nantinya akan diteruskan ke kolom. Perencanaan tulangan balok induk meliputi perencanaan tulangan lentur, tulangan geser, dan tulangan torsi.

6.2.1 Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk

Perencanaan tulangan lentur balok induk ini dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Tinggi balok : 70 cm
- Lebar balok : 55 cm
- Panjang balok : 800 cm
- Diameter tulangan longitudinal : 22 mm
- Diameter tulangan sengkang : 12 mm

Dari hasil analisa ETABS didapat momen envelope pada balok 55/70 pada lantai 4 dengan panjang balok 800cm, dapat dilihat pada **Tabel 6.1**

Tabel 6. 1 Hasil nilai momen pada balok 55/70

LOKASI		MU	
Tumpuan kiri Negatif		206.1439	KNm
Tumpuan kiri positif		0.0352	KNm
Tumpuan kanan Negatif		215.7857	KNm
Tumpuan kanan positif		0.0347	KNm
Lapangan		190.801	KNm

Dari tabel diatas, diperoleh momen terbesar dari kombo yang ada ialah :

Tumpuan : - 215,7857 kNm

0,0347 kNm

Lapangan : 190,801 kNm

Sehingga dari data yang tersedia didapatkan perhitungan sebagai berikut :

$$d' = 40 + 13 + (1/2 \times 22) = 64 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 40 - 13 - (0,5 \times 22) = 636 \text{ mm}$$

A. Penulangan Tumpuan Negatif

Asumsi awal penampang berada dalam kondisi *tension controlled* ($\phi = 0.9$)

$$M_u = 215.7857 \text{ kNm} = 215785700 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 239761888.9 \text{ Nmm}$$

Ambil harga $x < 0.75 X_b$, dimana :

$$X_b = 600 / (600 + f_y) \times D = 381.6 \text{ mm}$$

$$X = 0.75 \times 381.6 = 286.2 \text{ mm}$$

Maka diambil nilai $X = 200 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c \times b \times X}{f_y} = 7480 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = 1663552000 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 0 \text{ (Tulangan tunggal)}$$

$$A_{st} = 0.25 \times \pi \times d^2 = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$f_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$f_{\min} = 0.25 \times \sqrt{f_c} / f_y = 0.003953$$

$$f_{\max} = 0.75 \times \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.0325$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times B_w \times d^2} = 1.1975$$

$$f_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times R_n}{0.85 \times f_c} \right)} = 0.003048$$

$$f_{\text{pakai}} = 0.003953$$

$$A_s \text{ butuh} = \int \times B_w \times d = 1382.706 \text{ mm}^2$$

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$N \text{ tulangan} = 4 \text{ buah}$$

$$A_{st} = 4 \times A_s = 1520.53 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{B_w - 2 \text{ decking} \times d \text{ sengkang} \times n.d \text{ tul utama}}{n-1} = 118.67 \text{ mm}$$

118.67 > 25 → tulangan dipasang 1 layer

Letak titik berat tulangan (dari sisi bawah beton)

$$Y = 97313.974 / 1520.531 = 64 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual

$$D \text{ aktual} = h - y = 636 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y'}{0.85 \times f_c \times B} = 32.525$$

$$M_n \text{ aktual} = (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y') \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' (d - d'') = 943233019.4 > M_n = 239761.89 \text{ (OK)}$$

B. Penulangan Tumpuan Positif

Asumsi awal penampang berada dalam kondisi *tension controlled* ($\phi = 0.9$)

$$M_u = 206.1439 \text{ kNm} = 206143900 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 229048777.8 \text{ Nmm}$$

Ambil harga $x < 0.75 X_b$, dimana :

$$X_b = 600 / (600 + f_y) \times D = 381.6 \text{ mm}$$

$$X = 0.75 \times 381.6 = 286.2 \text{ mm}$$

Maka diambil nilai $X = 200 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c \times b \times X}{f_y} = 7480 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = 1663552000 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 0 \text{ (Tulangan tunggal)}$$

$$A_{st} = 0.25 \times \pi \times d^2 = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$j_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$j_{\min} = 0.25 \times \sqrt{f_c} / f_y = 0.003953$$

$$j_{\max} = 0.75 \times \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.0325$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times B_w \times d^2} = 1.143954$$

$$j_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times R_n}{0.85 \times f_c} \right)} = 0.00291$$

$$j_{\text{pakai}} = 0.003953$$

$$A_s \text{ butuh} = j \times B_w \times d = 1382.706 \text{ mm}^2$$

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$N \text{ tulangan} = 4 \text{ buah}$$

$$A_{st} = 4 \times A_s = 1520.53 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{B_w - 2 \text{ decking} \times d \text{ sengkang} \times n.d \text{ tul utama}}{n-1} = 118.67 \text{ mm}$$

$118.67 > 25 \rightarrow$ tulangan dipasang 1 layer

Kontrol kekuatan :

$$a = \frac{As \cdot fy - As' \cdot fy'}{0.85 \cdot fc \cdot B} = 32.525$$

$$Mn \text{ aktual} = (As \cdot fy - As' \cdot fy') \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot fs' \cdot (d - d'') = 943233019.4 > Mn = 229048.8 \text{ (OK)}$$

Tabel 6. 2 Rekapitulasi Tulangan lentur tumpuan balok 55/70

rekapitulasi tulangan lentur tumpuan						
akibat momen negatif			akibat momen positif			
tul atas	4D22, As =	1520.531 mm ²	tul atas	2DD22, As =	760.2654 mm ²	
tul bawah	2D22, As =	760.2654 mm ²	tul bawah	4D22, As =	1520.531 mm ²	
jadi tulangan yang dipakai :			jumlah	D		
tul atas =	4D22, As =	1520.531 mm ²	4	22		
tul bawah =	4D22, As =	1520.531 mm ²	4	22		

C. Kontrol kekuatan dalam menahan Momen Negatif

$$Mu = 215785700 \text{ Nm}$$

$$Mn = Mu / \phi = 239761889 \text{ Nmm}$$

$$\text{Jarak ke as tul. Tarik, } d' = 64 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak ke as tul. Tekan, } d'' = 64 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, } d \text{ actual} = 636 \text{ mm}$$

$$\text{As tul tarik} = 1520.5308 \text{ mm}^2$$

$$\text{As tul tekan} = 1520.5308 \text{ mm}^2$$

$$0.85x \cdot fc \cdot b \cdot \beta_1 = a = 14960$$

$$As' \cdot x600 - As \cdot xfy = b = 304106.17$$

$$As' \cdot x600 = c = -58388384.4$$

$$X_{1,2} = -73.4591 \text{ dan } 53.13115$$

Ambil $X = 53.13115 \text{ mm}$

Mencari nilai f_s' tulangan terpasang

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = 122.7398 < f_y = 400 \text{ MPa}$$

(tulangan tidak leleh)

$$M_n \text{ act} = 0.85 \times f_c \times b \times \beta_1 \times X \times \left(d - \frac{\beta_1 \times X}{2}\right) + A_s \times f_s \times (d - d'') = 488627186 > M_n = 239761889 \text{ (OK)}$$

Cek kondisi penampang :

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.525}{0.8} = 40.655905$$

$$0.375 \times d \text{ act} = 0.375 \times 636 = 238.5$$

$C < 0.375 d \text{ act} \rightarrow$ asumsi awal tension controlled benar!

D. Kontrol kekuatan dalam menahan Momen Positif

$$M_u = 206143900 \text{ Nm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 229048778 \text{ Nmm}$$

Jarak ke as tul. Tarik, $d' = 64 \text{ mm}$

Jarak ke as tul. Tekan, $d'' = 64 \text{ mm}$

Tinggi efektif, $d \text{ actual} = 636 \text{ mm}$

$$A_s \text{ tul tarik} = 1520.5308 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tul tekan} = 1520.5308 \text{ mm}^2$$

$$0.85 \times f_c \times b \times \beta_1 = a = 14960$$

$$A_s' \times 600 - A_s \times f_y = b = 304106.17$$

$$A_s' x d' x 600 = c = -58388384.4$$

$$X_{1,2} = -73.4591 \text{ dan } 53.13115$$

$$\text{Ambil } X = 53.13115 \text{ mm}$$

Mencari nilai f_s' tulangan terpasang

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{X}\right) \times 600 = 122.7398 < f_y = 400 \text{ MPa}$$

(tulangan tidak leleh)

$$M_n \text{ act} = 0.85 \times f_c \times b \times \beta_1 \times X \times \left(d - \frac{\beta_1 \times X}{2}\right) + A_s \times f_s \times (d - d') = 488627186 > M_n = 239761889 \text{ (OK)}$$

Cek kondisi penampang :

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.525}{0.8} = 40.655905$$

$$0.375 \times d \text{ act} = 0.375 \times 636 = 238.5$$

$C < 0.375 d \text{ act} \rightarrow$ asumsi awal tension controlled benar!

E. Kontrol batas penulangan

Jumlah tulangan tidak boleh kurang dari :

$$1.4 \times b_w \times d / f_y = 1224.3 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\frac{0.25 \sqrt{f_c}}{400} \times 550 \times 636 = 1382.705907 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00434 < 0.025 \text{ (OK)}$$

F. Kontrol jarak tulangan

Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari : $380 \times \frac{280}{f_y} =$

$$C_s = \text{tebal selimut} + \infty \text{ sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{2}{3} \times f_y = 266.67$$

$$S = 380 \times \frac{280}{400} = 399 > 64$$

(OK)

G. Penulangan Lapangan

Menurut SNI 2847:2013 ps. 21.4 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum pada kedua tumpuan.

Asumsi awal penampang berada pada kondisi tension controlled ($\phi=0.9$)

$$M_u = 190.801 \text{ kNm} = 19080100 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 19080100 / 0.9 = 212001111 \text{ Nmm}$$

$$\text{Beta } 1 = 0.8$$

Ambil harga $x < 0.75 X_b$, dimana :

$$X_b = 600 / (600 + f_y) \times D = 381.6 \text{ mm}$$

$$X = 0.75 \times 381.6 = 286.2 \text{ mm}$$

Maka diambil nilai $X = 200 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0.85 \times \text{beta } 1 \times f_c \times b \times X}{f_y} = 7480 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = 1663552000 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 0 \text{ (Tulangan tunggal)}$$

$$A_{st} = 0.25 \times \rho \times d^2 = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\rho_{\min} = 0.25 \times \sqrt{f_c} / f_y = 0.003953$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \frac{0.85 \times \text{beta } 1 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.0325$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times B_w \times d^2} = 1.058812$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times R_n}{0.85 \times f_c} \right)} \right] = 0.00269$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.003953$$

$$A_s \text{ butuh} = \rho \times B_w \times d = 1382.706 \text{ mm}^2$$

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$N \text{ tulangan} = 4 \text{ buah}$$

$$A_{st} = 4 \times A_s = 1520.53 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{B_w - 2 \text{ decking} \times d \text{ sengkang} \times n \cdot d \text{ tul utama}}{n-1} = 118.67 \text{ mm}$$

$$118.67 > 25 \rightarrow \text{tulangan dipasang 1 layer}$$

Kontrol kekuatan :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y'}{0.85 \times f_c \times B} = 32.525$$

$$M_n \text{ aktual} = (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y') \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' (d - d'') \\ = 943233019.4 > M_n = 212001.1 \text{ (OK)}$$

Tabel 6. 3 Rekapitulasi tulangan lapangan balok 55/70

jadi tul lapangan :			
tul atas :	2D22	Ast =	760.2654 mm ²
tul bawah :	4D22	Ast =	1520.531 mm ²

H. Penulangan Torsi

Balok 55/70

$$T_u = 214.7968 \text{ kNm} = 214796800 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 57.5902 \text{ kN} = 57590.2 \text{ N}$$

Perhitungan luas dan keliling penampang :

$$A_{cp} = b \times h = 385000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b+h) = 2500 \text{ mm}$$

Perhitungan luas dan keliling penampang yang dibatasi sengkang :

$$bh = b \text{ balok} - 2. \text{ Decking} - d \text{ tul geser} = 457 \text{ mm}$$

$$hh = h \text{ balok} - 2. \text{ Decking} - d \text{ tul geser} = 607 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = bh \times hh = 457 \times 607 = 277399 \text{ mm}^2$$

$$P_{oh} = 2 \times (bh+hh) = 2 \times (457+607) = 2128 \text{ mm}$$

Cek keperluan torsi :

SNI 2847:2013 ps.11.5.1, pengaruh torsi dapat diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari : $T_u < \phi \times 0.083 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times (A_{cp}^2/P_{cp})$

$$\phi = 0.75$$

$$\lambda = 1$$

$$\phi \times 0.083 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times (A_{cp}^2/P_{cp}) = 2.15 \times 10^8 < 2.3 \times 10^7 \text{ (maka torsi diperhitungkan)}$$

Cek penampang balok:

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 376096.01 \text{ N}$$

$$3.49802 < 3.93704 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Menurut SNI 2847:2013 ps.11.5.3.6

$$\text{Nilai } A_o = 0.85 A_{oh}$$

$$\text{Teta} = 45 \text{ derajat}$$

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 235789.15 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cot } 45 = 1$$

$$A_t/s = \frac{T_u}{\phi \times 2 \times A_o \times f_{yt} \times \cot 45} = 1.518283 \text{ mm}^2/s$$

Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$A_1 = \frac{A_t}{s} \times \text{Ph} \times \frac{f_{yt}}{f_y} \times \cot^2 45 = 1696.2258 \text{ mm}^2$$

$$A_1 \text{ min} = \frac{0.42 \times \sqrt{f_c} \times A_{cp}}{f_y} \times \frac{A_t}{s} \times \text{Ph} \times \frac{f_{yt}}{f_y} = 674.2048 \text{ mm}^2$$

A_1 pakai : 1696.2258 mm^2
 Direncanakan $D = 19 \text{ mm}$
 $A_s = 0.25 \times 22/7 \times 19^2 = 283.64286 \text{ mm}^2$
 $N = 6$ buah
 $A_{st} = 2 \times 283.64286 = 1701.8571 \text{ mm}^2$
 Maka dipakai : 6D19

I. Penulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 ps. 21.5.3.2 syarat spasi maksimum tulangan geser balok adalah :
 $S < d/4 = 636 / 4 = 159 \text{ mm}$
 $S < 6xD$ tul memanjang = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
 $S < 150 \text{ mm}$
 Dan menurut SNI 2847:2013 ps.21.5.4
 $S < d/2 = 636/2 = 318 \text{ mm}$ (menentukan)

Penulangan Tumpuan

Menurut SNI 2847 : 2013 ps. 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari penunjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Momen ujung M_{pr} adalah kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka joint dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1.25 f_y$.

- Akibat gempa kiri
 M_{pr} negatif = $(A_s \times 1.25 f_y x - A_s' \times 1.25 f_s') (d - \frac{a}{2}) + A_s' \times 1.25 f_s' (d - d'')$ = 410013267.6 Nmm
 M_{pr} positif = $(A_s \times 1.25 f_y x - A_s' \times 1.25 f_s') (d - \frac{a}{2}) + A_s' \times 1.25 f_s' (d - d'')$ = 482301673.3 Nmm

- Akibat gempa kanan

$$M_{pr} \text{ negatif} = (A_s \times 1.25 f_y x - A_s' \times 1.25 f_s') \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \times 1.25 f_s' (d - d'') = 482301673.3 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr} \text{ positif} = (A_s \times 1.25 f_y x - A_s' \times 1.25 f_s') \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \times 1.25 f_s' (d - d'') = 410013267.6 \text{ Nmm}$$

Gaya geser total akibat beban gravitasi :

$$V_g = 195840.3 \text{ N}$$

(dari ETABS khusus $1.2d + 1L$)

- Akibat gempa kiri

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L_n} \cdot V_g = -56416.09048 \text{ N}$$

$$V_{ekr} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L_n} \cdot V_g = 335264.5095 \text{ N}$$

$$Pakai = 335264.5095 \text{ N}$$

- Akibat gempa kanan

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L_n} \cdot V_g = 335264.5095 \text{ N}$$

$$V_{ekr} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L_n} \cdot V_g = 335264.5095 \text{ N}$$

Gaya geser total yang menentukan : 335264.5 kN

Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 ps.21.5.4.2, apabila :

- Gaya geser akibat gempa $> 0.5 \times$ gaya geser total : $335264.5095 > 97920.15 \text{ N}$
- Gaya aksial tekan $< A_g \times f_c / 20$: 770000

Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan memenuhi, sehingga $V_c = 0$

$$\phi = 0.75$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{335264.5095}{0.75} - 0 = 447019.346 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}} = \frac{447019.346}{400 \times 636} = 1.757 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi :

Dipakai sengkang 2kaki D-13

$$A_v = 0.25 \times \pi \times d^2 = 265.5714286 \text{ mm}^2$$

$$S = 265.5714286 / 1.757 = 151.1357 \text{ mm}$$

Dipasang $S = 150 \text{ mm}$

Penulangan Lapangan

- Tulangan geser diluar sendi plastis $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$
 - $V_{u,2h} = 19369.1 \text{ N}$ (output dari ETABS)
 - Untuk daerah diluar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 413942.1457 \text{ N} = 413.9421457 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_s = \frac{V_{u,2h}}{\phi} - V_c = -388116.679 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang D13mm, $f_y=400$, 2 kaki

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}} = \frac{-388116.679}{400 \times 636} = -1.525615877 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser & torsi:

$$\frac{Av}{s} + \frac{Av}{s} = -1.525615877 \frac{mm^2}{mm}$$

Dipakai sengkang 2 kaki – D13

$$Av = 265.5714286 \text{ mm}^2$$

$$S = 265.57 / 1.52 = -174.0748983 \text{ mm}$$

Dipasang 2 D13-175mm pada daerah luar sendi plastis (>2h)

Penghentian Tulangan Negatif – SNI 2847:2013 ps.12.2.2

Tulangan atas terpasang 4D22. Dua buah akan diputus dengan $As = 760.5714286 \text{ mm}^2$. Kuat lentur negatif rencana dengan tulangan ini adalah :

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times fc \times b} = \frac{760.57 \times 400}{0.85 \times 40 \times 550} = 16.26890756$$

$$Mn = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 760.57 \times 400 \left(636 - \frac{16.27}{2} \right) = 191014638.2 \text{ Nmm} = 191.0146382 \text{ kNm}$$

Diketahui :

— š	=	1
—	=	1
— •	=	1
Db	=	22
„	=	1

Maka nilai $Ld = 818.471865 \text{ mm}$

cb adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c1 = 40 + 13 + 22/2 = 64 \text{ mm}$$

$$c_2 = 18.4 \text{ mm}$$

$$\text{maka, } c_{b \text{ min}} = 18.4 / 22 = 0.83636 < 2.5$$

$$L_d = 1512.393664 \text{ mm}$$

Panjang Penyaluran Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 ps. 21.5.1, panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90 dalam beton berat normal adalah :

$$L_{dh} > 8d_b = 8 \times 22 = 196 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = \frac{0.24 \times f_y \times d_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.24 \times 400 \times 550}{\sqrt{40}} = 333.9365209 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan } l_{dh} = 350 \text{ mm dengan kait : } 12d_b = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan balok hanya ditampilkan 1 macam perhitungan, sehingga sisa macam balok yang lain dapat dilihat pada **Tabel 6.4**

Tabel 6. 4 Rekapitulasi penulangan balok induk

Jenis balok	lokasi	tulangan lentur		tulangan geser		tulangan torsi
		tumpuan	lapangan	tumpuan	lapangan	
balok 4560 lantai 4	atas	4D22	2D22	2D13-125	2D13-200	8D16
	bawah	4D22	4D22			
balok 5060 lantai 4	atas	4D22	2D22	2D13-125	2D13-175	6D19
	bawah	4D22	4D22			
balok 5570 lantai 4	atas	4D22	2D22	2D13-150	2D13-175	6D19
	bawah	4D22	4D22			
balok 6075 lantai 4	atas	5D22	2D22	2D13-125	2D13-150	8D19
	bawah	5D22	5D22			

6.3 Perencanaan Kolom

Dalam perencanaan struktur pada tugas akhir ini setiap kolom didesain mempunyai tinggi 5m dengan tiga macam dimensi kolom, yaitu : 60x60, 75x75, 100x100.

6.3.1 Perencanaan Kolom 1000x1000 (interior)

Data perencanaan kolom 100x100 dapat dilihat pada **Tabel 6.5**

Tabel 6. 5 Data perencanaan kolom 100x100 (interior)

Data Perencanaan Kolom			
Dimensi	B	1000	mm
	H	1000	mm
	Ag	1000000	mm ²
H	=	5000	mm
Decking	=	40	mm
D.tul.ut	=	25	mm
D.tul.sen	=	16	mm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	40	Mpa
n1	=	6	
n2	=	6	
	Ach =	921600	mm ²
	d =	928	mm
	kell balok =	4000	mm

Dari program bantu ETABS didapat :

Data Kolom :

lantai :	4	kolom :	C24
----------	---	---------	-----

Tabel 6. 6 Hasil output dari ETABS kolom 100x100 (interior)

KOLOM ATAS				
	kombinasi	P	M2	M3
1	1.4d	-13520.1	-0.0158	2.2229
2	1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-19220.5	338.1467	540.8837
3	1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-19250.9	21.8466	37.4643
4	1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-19253.1	21.8465	37.4648
5	1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-19220.5	338.1467	540.8837
6	0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-9381.83	26.4883	35.0005
7	0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	-9351.89	342.7883	538.42
8	0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-9382.31	26.4882	35.0006
9	0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-9351.89	342.7883	538.42
KOLOM BAWAH				
	kombinasi	P	M2	M3
10	1.4d	-13520.1	0.1211	20.76
11	1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-19328.7	859.7398	948.4354
12	1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-19359.1	71.9134	96.0847
13	1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-19361.3	71.9134	96.0867
14	1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-19328.7	859.7398	948.4354
15	0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-9446.02	67.3074	83.7607
16	0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	-9416.08	855.1338	936.1121
17	0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-9446.5	67.3074	83.7614
18	0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-9416.08	855.1338	936.1121

A. Cek syarat komponen struktur penahan gempa

Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c / 10$ (SNI 2847 : 2013 ps.21.6.1)

$$P_u = 19361.3208 \text{ N}$$

$$\frac{A_g \times f_c}{10} = \frac{A_g \times f_c}{10} = 4000$$

$$19361.3208 \text{ N} > 4000 \text{ (OK)}$$

Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300mm (SNI 2847:2013 ps.21.6.1.1)

Sisi terpendek kolom 1000mm → memenuhi syarat

Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4 (SNI 2847:2013 ps.21.6.1.2.)

$$b/h = 1000/1000 = 1 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

B. Tulangan longitudinal penahan lentur

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$ (SNI 2847:2013 ps.21.6.3.1). Dengan menggunakan program bantu Sp column gaya-gaya yang bekerja pada kolom di-input kedalam program, sehingga kolom tersebut didapatkan rasio tulangan lentur 1.23% atau 20D25. Dapat dilihat pada

Gambar 6.1

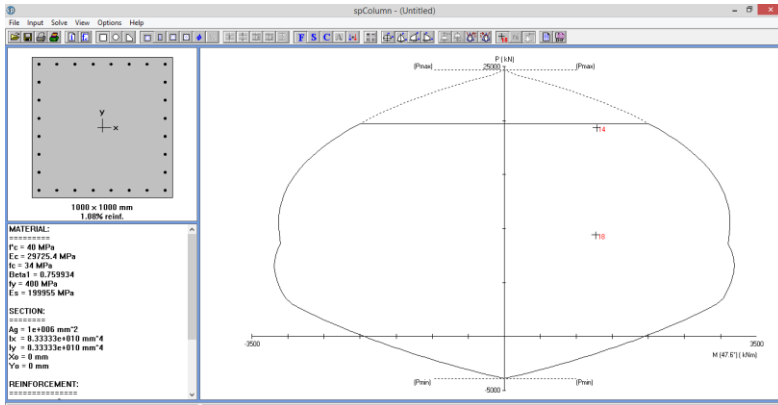
→ Kontrol spasi tulangan :

→ Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db, tetapi tidak kurang dari 25mm (SNI 2847:2013 ps.7.6.1)

$$S = \frac{b \text{ column} - 2 \text{ decking} - 2 d \text{ sengkang} - n d \text{ tul.utama}}{n-1} =$$

$$147.6 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Maka tulangan dapat dipasang 1 baris.



Gambar 6. 1 Diagram interaksi P-M pada SP Column (interior)

C. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Persyaratan strong column weak beam harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom), persyaratan ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 ps.13.2.4 :

$$B_e = b_w + 2h_w = 1710 \text{ (menentukan)}$$

$$B_e = b_w + 8h_f = 1510$$

tinggi efektif aktual (d aktual)

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton) :

$$Y = 64 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif aktual :

$$D \text{ aktual} = h - y = 700 - 64 = 636 \text{ mm}$$

Luas tulangan (A_s)

$$A_s \text{ tarik} = A_s \text{ tarik balok} + A_s \text{ pelat} = 2693.102273 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tekan balok} = 1520.530844 \text{ mm}^2$$

besar nilai M_g :

$$M_{g1} = 217.7857 \text{ kNm}$$

$$M_{g1+} = 206.1439 \text{ kNm}$$

$$\text{total nilai } M_g = 217.7857 + 206.144 = 423.9296 \text{ kNm}$$

NILAI $M_{nc} =$

$$M_{nc} = M_{nc} \text{ atas} + M_{nc} \text{ bawah} =$$

$$M_n \text{ atas} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ bawah} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} = 1896.8708 \text{ kNm}$$

Persyaratan strong column weak beam :

$$M_{\text{column}} > 1.2 M_{\text{balok}}$$

$$1896.8708 > 508.71552 \text{ (OK)}$$

Sehingga persyaratan strong column weak beam telah terpenuhi

D. Tulangan transversal untuk pengekanan

- Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.1)
 - o $h = 1000 \text{ mm}$
 - o $1.6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1.6 \times 360 \text{ cm} = 576 \text{ cm}$
 - o 500 mm
- Tentukan spasi maksimum hoop, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Nilai S_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.3) :
 - o $b/4 = 1000/4 = 250 \text{ mm}$
 - o $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
 - o Tidak melebihi 150 dan tidak kurang dari 100 mm

Maka dipakai jarak sengkang 100 mm
- Penentuan luas tulangan confinement

Untuk daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.4)

$$Ash1 = 0.3 \times \left(\frac{sbc \times fc}{fy} \right) \times \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) = -145.465 \text{ mm}^2$$

$$Ash2 = 0.09 \frac{sbc \times fc}{fy} = -513 \text{ mm}^2$$

A pakai = 145.465 mm

Direncanakan menggunakan D16, $Ast = 201.14 \text{ mm}^2$ sehingga digunakan 2D16 – 100

$$Ash = 402.2857143 \text{ mm}^2 > -145.46875 \text{ mm}^2$$

(tulangan sengkang memenuhi)

$\varnothing V_s > V_u$

$$0.65 \times 1493.284571 > 145.46875 \text{ (OK)}$$

cukup dalam menahan geser.

berdasarkan SNI 2847 : 2013 ps. 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari

- $6db = 150 \text{ mm}$
- 150mm
- Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

E. Tulangan transversal untuk beban geser

Diketahui :

$$M_{prc \text{ atas}} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u} = 474.2177 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{L_n} = 948.4354 \text{ kN}$$

VU hasil analisa ETABS

$$V_u = -145.46875 \text{ kN}$$

$$V_e > V_u : 948.4354 > -145.46875$$

perencanaan geser memenuhi syarat

Perhitungan Penulangan geser

1. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak.

Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bisa (SNI 2847 : 2013 ps.21.5.4.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$50\% V_e > V_u$$

$$4217 > 145.46875 \text{ (memenuhi)}$$

2. Hitung kuat geser beton apabila ikut berkontribusi menahan geser (SNI 2847:2013 ps.11.2.1.2)

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1413602.616 \text{ N} = 1413.602616 \text{ kN}$$

3. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201.143 \text{ mm}^2$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{S} = 746642.2857 \text{ N} = 746.64 \text{ kN}$$

$$\phi(V_c + V_s) > V_e$$

$$0.75 \times (1413.6 + 746.64) > 948.4354$$

$$1620.183676 > 948.4354 \text{ (OK)}$$

4. Untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo dimasing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum sesuai (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.5)

- $6db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm
- Jadi sengkang diluar sendi plastis diambil D16-150 mm

F. Sambungan lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B, panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1.3l_d$ (SNI 2847:2013 ps.12.15.1). besarnya l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 ps.12.2.3 dengan menggunakan $K_{tr} = 0$ untuk penyederhanaan desain.

- Maka didapat $l_d = 395.2847 \text{ mm}$
- Harus lebih besar dari : 400 mm

Karena lebih kecil dari 400 mm, maka dipakai $l_d = 400 \text{ mm}$.

G. Kebutuhan Tulangan Torsi

Dari program bantu ETABS didapat :

$P_u =$	4354.75	kN
$T_u =$	7.8237	kNm

$$T_n = 4.899E+11 \text{ Nmm}$$

Torsi akan diabaikan apabila $T_u < T_n$

$$T_u = 7823700 \text{ Nmm}$$

$T_u < T_n$, maka : Torsi dapat diabaikan!

6.3.2 Perencanaan kolom 100x100 (exterior)

Data perencanaan kolom 100x100 untuk posisi exterior dapat dilihat pada **Tabel 6.7**

Tabel 6. 7 Data perencanaan kolom 100x100 exterior

Data Perencanaan Kolom			
Dimensi	B	1000	mm
	H	1000	mm
	Ag	1000000	mm ²
H	=	5000	mm
Decking	=	40	mm
D.tul.ut	=	25	mm
D.tul.sen	=	16	mm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	40	Mpa
n1	=	6	
n2	=	6	
	Ach =	921600	mm ²
	d =	928	mm
	kell balok =	4000	mm

Dari program bantu ETABS didapat :

Data Kolom :

lantai :	4	kolom :	C24
----------	---	---------	-----

Tabel 6. 8 Output dari ETABS kolom 100x100 exterior

KOLOM ATAS				
	kombinasi	P	M2	M3
1	1.4d	-14872.1	-0.01738	2.44519
2	1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-21142.5	371.9614	594.9721
3	1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-21176	24.03126	41.21073
4	1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-21178.4	24.03115	41.21128
5	1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-21142.5	371.9614	594.9721
6	0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-10320	29.13713	38.50055
7	0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	-10287.1	377.0671	592.262
8	0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-10320.5	29.13702	38.50066
9	0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-10287.1	377.0671	592.262
KOLOM BAWAH				
	kombinasi	P	M2	M3
10	1.4d	-14872.1	0.13321	22.836
11	1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-21261.5	945.7138	1043.279
12	1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-21295	79.10474	105.6932
13	1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-21297.5	79.10474	105.6954
14	1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-21261.5	945.7138	1043.279
15	0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-10390.6	74.03814	92.13677
16	0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	-10357.7	940.6472	1029.723
17	0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-10391.2	74.03814	92.13754
18	0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-10357.7	940.6472	1029.723

- **Cek syarat komponen struktur penahan gempa**

Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c / 10$ (SNI 2847 : 2013 ps.21.6.1)

$$P_u = 21297.45288 \text{ kN}$$

$$\frac{A_g \times f_c}{10} = \frac{A_g \times f_c}{10} = 4000$$

$$21297.45288 \text{ kN} > 4000 \text{ (OK)}$$

Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300mm (SNI 2847:2013 ps.21.6.1.1)

Sisi terpendek kolom 1000mm → memenuhi syarat

Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4 (SNI 2847:2013 ps.21.6.1.2.)

$$b/h = 100/100 = 1 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- **Tulangan longitudinal penahan lentur**

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$ (SNI 2847:2013 ps.21.6.3.1). Dengan menggunakan program bantu Sp column gaya-gaya yang bekerja pada kolom di-input kedalam program, sehingga kolom tersebut didapatkan rasio tulangan lentur 1.23% atau 20D25. Dapat dilihat pada

Gambar 6.2

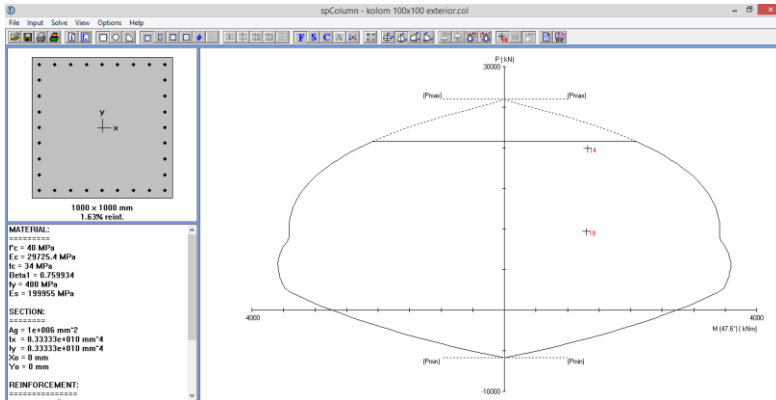
→ Kontrol spasi tulangan :

→ Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db, tetapi tidak kurang dari 25mm (SNI 2847:2013 ps.7.6.1)

$$S = \frac{b \text{ column} - 2 \text{ decking} - 2 d \text{ sengkang} - n d \text{ tul.utama}}{n-1} =$$

$$147.6 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Maka tulangan dapat dipasang 1 baris.



Gambar 6. 2 Diagram interaksi P-M pada SP Column kolom 100x100 (exterior)

- **Persyaratan “Strong Column Weak Beam”**

Persyaratan strong column weak beam harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom), persyaratan ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 ps.13.2.4 :

$$Be = bw + 2hw = 1710 \text{ (menentukan)}$$

$$Be = bw + 8hf = 1510$$

tinggi efektif aktual (d aktual)

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton) :

$$Y = 64 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif aktual :

$$D \text{ aktual} = h - y = 700 - 64 = 636 \text{ mm}$$

Luas tulangan (A_s)

$$A_s \text{ tarik} = A_s \text{ tarik balok} + A_s \text{ pelat} = 2693.102273 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tekan balok} = 1520.530844 \text{ mm}^2$$

besar nilai M_g :

$$M_{g1} = 217.7857 \text{ kNm}$$

$$Mg_{1+} = 206.1439 \text{ kNm}$$

$$\text{total nilai } Mg = 217.7857 + 206.144 = 423.9296 \text{ kNm}$$

NILAI $M_{nc} =$

$$M_{nc} = M_{nc} \text{ atas} + M_{nc} \text{ bawah} =$$

$$M_n \text{ atas} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ bawah} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} = 1896.8708 \text{ kNm}$$

Persyaratan strong column weak beam :

$$M_{\text{column}} > 1.2 M_{\text{balok}}$$

$$1896.8708 > 508.71552 \text{ (OK)}$$

Sehingga persyaratan strong column weak beam telah terpenuhi

- **Tulangan transversal untuk pengekanan**

- Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop diperlukan sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom dengan l_0 merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.1)
 - $h = 100 \text{ mm}$
 - $1.6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1.6 \times 360 \text{ cm} = 576 \text{ cm}$
 - 500 mm
- Tentukan spasi maksimum hoop, s_{max} , pada daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom. Nilai S_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.3) :
 - $b/4 = 1000/4 = 250 \text{ mm}$
 - $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
 - Tidak melebihi 150 dan tidak kurang dari 100 mm

Maka dipakai jarak sengkang 100 mm

- Penentuan luas tulangan confinement
Untuk daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.4)

$$Ash1 = 0.3 \times \left(\frac{sbc \times fc}{fy} \right) \times \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) = -145.465 \text{ mm}^2$$

$$Ash2 = 0.09 \frac{sbc \times fc}{fy} = -513 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ pakai} = 145.465 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan D16, $Ast = 201.14 \text{ mm}^2$ sehingga digunakan 2D16 – 100

$$Ash = 402.2857143 \text{ mm}^2 > -145.46875 \text{ mm}^2$$

(tulangan sengkang memenuhi)

$$\infty V_s > V_u$$

$$0.65 \times 1493.284571 > 145.46875 \text{ (OK)}$$

cukup dalam menahan geser.

berdasarkan SNI 2847 : 2013 ps. 21.6.4.5, sisa panjang kolom **di luar sendi plastis** tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari

- o $6db = 150 \text{ mm}$
- o 150mm
- o Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

• Tulangan transversal untuk beban geser

Diketahui :

$$M_{prc \text{ atas}} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u} = 474.2177 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{L_n} = 948.4354 \text{ kN}$$

VU hasil analisa ETABS

$$V_u = -145.46875 \text{ kN}$$

$$V_e > V_u : 948.4354 > -145.46875$$

perencanaan geser memenuhi syarat

Perhitungan Penulangan geser

1. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak. Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bisa (SNI 2847 : 2013 ps.21.5.4.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$50\% V_e > V_u$$

$$4.217 > 145.46875 \text{ (memenuhi)}$$

2. Hitung kuat geser beton apabila ikut berkontribusi menahan geser (SNI 2847:2013 ps.11.2.1.2)

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1413602.616 \text{ N} = 1413.602616 \text{ kN}$$

3. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201.143 \text{ mm}^2$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{S} = 746642.2857 \text{ N} = 746.64 \text{ kN}$$

$$\phi(V_c + V_s) > V_e$$

$$0.75 \times (1413.6 + 746.64) > 948.4354$$

$$1620.183676 > 948.4354 \text{ (OK)}$$

4. Untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo dimasing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum sesuai (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.5)

- $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

- 150 mm
- Jadi sengkang **diluar sendi plastis** diambil D16-150 mm

- **Sambungan lewatan**

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B, panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1.3l_d$ (SNI 2847:2013 ps.12.15.1). besarnya l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 ps.12.2.3 dengan menggunakan $K_{tr} = 0$ untuk penyederhanaan desain.

- Maka didapat $l_d = 395.2847$ mm
- Harus lebih besar dari : 400 mm

Karena lebih kecil dari 400 mm, maka dipakai $l_d = 400$ mm.

- **Kebutuhan Tulangan Torsi**

Dari program bantu ETABS didapat :

$P_u =$	6354	kN
$T_u =$	8.234	kNm

$T_n = 2.49651E+11$ Nmm

Torsi akan diabaikan apabila $T_u < T_n$

$T_u = 8234000$ Nmm

$T_u < T_n$, maka : Torsi dapat diabaikan!

6.3.3 Perencanaan kolom 100x100 (corner)

Data perencanaan kolom 100x100 untuk posisi exterior dapat dilihat pada **Tabel 6.9**

Tabel 6. 9 Data perencanaan kolom 100x100 corner

Data Perencanaan Kolom			
Dimensi	B	1000	mm
	H	1000	mm
	Ag	1000000	mm ²
H	=	5000	mm
Decking	=	40	mm
D.tul.ut	=	25	mm
D.tul.sen	=	16	mm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	40	Mpa
n1	=	6	
n2	=	6	
	Ach =	921600	mm ²
	d =	928	mm
	kell balok =	4000	mm

Dari program bantu ETABS didapat :

Data Kolom :

lantai :	4	kolom :	C24
----------	---	---------	-----

Tabel 6. 10 Output dari ETABS kolom 100x100 corner

corner				
KOLOM ATAS				
	kombinasi	P	M2	M3
1	1.4d	-14196.1	-0.01659	2.334045
2	1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-20181.5	355.054	567.9279
3	1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-20213.5	22.93893	39.33752
4	1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-20215.7	22.93883	39.33804
5	1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-20181.5	355.054	567.9279
6	0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-9850.92	27.81272	36.75053
7	0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	-9819.48	359.9277	565.341
8	0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-9851.43	27.81261	36.75063
9	0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-9819.48	359.9277	565.341
KOLOM BAWAH				
	kombinasi	P	M2	M3
10	1.4d	-14196.1	0.127155	21.798
11	1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-20295.1	902.7268	995.8572
12	1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-20327	75.50907	100.8889
13	1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-20329.4	75.50907	100.891
14	1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-20295.1	902.7268	995.8572
15	0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-9918.32	70.67277	87.94874
16	0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	-9886.88	897.8905	982.9177
17	0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-9918.83	70.67277	87.94947
18	0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-9886.88	897.8905	982.9177

- **Cek syarat komponen struktur penahan gempa**

Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c / 10$ (SNI 2847 : 2013 ps.21.6.1)

$$P_u = 20329.38684 \text{ kN}$$

$$\frac{A_g \times f_c}{10} = \frac{A_g \times f_c}{10} = 4000$$

$$20329.38684 \text{ kN} > 4000 \text{ (OK)}$$

Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300mm (SNI 2847:2013 ps.21.6.1.1)

Sisi terpendek kolom 1000mm → memenuhi syarat

Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4 (SNI 2847:2013 ps.21.6.1.2.)

$$b/h = 100/100 = 1 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- **Tulangan longitudinal penahan lentur**

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$ (SNI 2847:2013 ps.21.6.3.1). Dengan menggunakan program bantu Sp column gaya-gaya yang bekerja pada kolom di-input kedalam program, sehingga kolom tersebut didapatkan rasio tulangan lentur 1.23% atau 20D25. Dapat dilihat pada **Gambar 6.2**

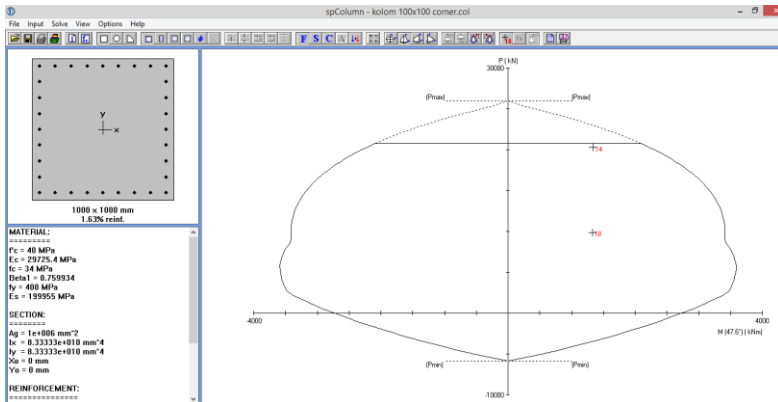
→ Kontrol spasi tulangan :

→ Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db, tetapi tidak kurang dari 25mm (SNI 2847:2013 ps.7.6.1)

$$S = \frac{b_{\text{column}} - 2 \text{ decking} - 2 d_{\text{sengkang}} - n d_{\text{tul.utama}}}{n-1} =$$

$$147.6 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Maka tulangan dapat dipasang 1 baris.



Gambar 6.3 Diagram interaksi P-M pada SP Column kolom 100x100 corner

- **Persyaratan “Strong Column Weak Beam”**

Persyaratan strong column weak beam harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom), persyaratan ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 ps.13.2.4 :

$$Be = bw + 2hw = 1710 \text{ (menentukan)}$$

$$Be = bw + 8hf = 1510$$

tinggi efektif aktual (d aktual)

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton) :

$$Y = 64 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif aktual :

$$D \text{ aktual} = h - y = 700 - 64 = 636 \text{ mm}$$

Luas tulangan (A_s)

$$A_{s \text{ tarik}} = A_{s \text{ tarik balok}} + A_{s \text{ pelat}} = 2693.102273 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ tekan balok}} = 1520.530844 \text{ mm}^2$$

besar nilai M_g :

$$M_{g1} = 217.7857 \text{ kNm}$$

$$Mg_{1+} = 206.1439 \text{ kNm}$$

$$\text{total nilai } Mg = 217.7857 + 206.144 = 423.9296 \text{ kNm}$$

NILAI $M_{nc} =$

$$M_{nc} = M_{nc} \text{ atas} + M_{nc} \text{ bawah} =$$

$$M_n \text{ atas} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ bawah} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} = 1896.8708 \text{ kNm}$$

Persyaratan strong column weak beam :

$$M_{\text{column}} > 1.2 M_{\text{balok}}$$

$$1896.8708 > 508.71552 \text{ (OK)}$$

Sehingga persyaratan strong column weak beam telah terpenuhi

- **Tulangan transversal untuk pengekanan**

- Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop diperlukan sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom dengan l_0 merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.1)
 - $h = 100 \text{ mm}$
 - $1.6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1.6 \times 360 \text{ cm} = 576 \text{ cm}$
 - 500 mm
- Tentukan spasi maksimum hoop, s_{max} , pada daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom. Nilai S_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.3) :
 - $b/4 = 1000/4 = 250 \text{ mm}$
 - $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
 - Tidak melebihi 150 dan tidak kurang dari 100 mm

Maka dipakai jarak sengkang 100 mm

- Penentuan luas tulangan confinement
Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.4)

$$Ash1 = 0.3 \times \left(\frac{sbc \times fc}{fy} \right) \times \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) = -145.465 \text{ mm}^2$$

$$Ash2 = 0.09 \frac{sbc \times fc}{fy} = -513 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ pakai} = 145.465 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan D16, $Ast = 201.14 \text{ mm}^2$ sehingga digunakan 2D16 – 100

$$Ash = 402.2857143 \text{ mm}^2 > -145.46875 \text{ mm}^2$$

(tulangan sengkang memenuhi)

$$\infty V_s > V_u$$

$$0.65 \times 1493.284571 > 145.46875 \text{ (OK)}$$

cukup dalam menahan geser.

berdasarkan SNI 2847 : 2013 ps. 21.6.4.5, sisa panjang kolom **di luar sendi plastis** tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari

- o $6db = 150 \text{ mm}$
- o 150mm
- o Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

• Tulangan transversal untuk beban geser

Diketahui :

$$M_{prc \text{ atas}} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 948.4354 \text{ kNm}$$

$$V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u} = 474.2177 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{L_n} = 948.4354 \text{ kN}$$

VU hasil analisa ETABS

$$V_u = -145.46875 \text{ kN}$$

$$V_e > V_u : 948.4354 > -145.46875$$

perencanaan geser memenuhi syarat

Perhitungan Penulangan geser

5. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak. Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bisa (SNI 2847 : 2013 ps.21.5.4.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$50\% V_e > V_u$$

$$4.218 > 145.46875 \text{ (memenuhi)}$$

6. Hitung kuat geser beton apabila ikut berkontribusi menahan geser (SNI 2847:2013 ps.11.2.1.2)

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1413602.616 \text{ N} = 1413.602616 \text{ kN}$$

7. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201.143 \text{ mm}^2$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{S} = 746642.2857 \text{ N} = 746.64 \text{ kN}$$

$$\phi(V_c + V_s) > V_e$$

$$0.75 \times (1413.6 + 746.64) > 948.4354$$

$$1620.183676 > 948.4354 \text{ (OK)}$$

8. Untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo dimasing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum sesuai (SNI 2847:2013 ps.21.6.4.5)

- $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

- 150 mm
- Jadi sengkang **diluar sendi plastis** diambil D16-150 mm

- **Sambungan lewatan**

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B, panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1.3l_d$ (SNI 2847:2013 ps.12.15.1). besarnya l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 ps.12.2.3 dengan menggunakan $K_{tr} = 0$ untuk penyederhanaan desain.

- Maka didapat $l_d = 395.2847$ mm
- Harus lebih besar dari : 400 mm

Karena lebih kecil dari 400 mm, maka dipakai $l_d = 400$ mm.

- **Kebutuhan Tulangan Torsi**

Dari program bantu ETABS didapat :

$P_u =$	6354	kN
$T_u =$	8.234	kNm

$T_n = 2.49651E+11$ Nmm

Torsi akan diabaikan apabila $T_u < T_n$

$T_u = 8234000$ Nmm

$T_u < T_n$, maka : Torsi dapat diabaikan!

Rekap penulangan kolom

Rekap penulangan kolom dapat dilihat pada **Tabel 6.11**

Tabel 6. 11 Rekap Penulangan Kolom

Kolom	tulangan
100x100 (interior)	28D25
100x100 (exterior)	32D25
100x100 (corner)	32D25
60x60	16D22
75x75	20D22

- **Hubungan Balok – Kolom**
- **Hubungan Balok – Kolom Tengah**
 1. Cek syarat penampang joint
 $B=h = 1000 \text{ mm}$
 $20db = 20 \times 25 = 500 \text{ mm}$
 $B > 20db \rightarrow$ memenuhi syarat
 2. Tentukan luas efektif Joint
 A_j merupakan perkalian tinggi joint dengan lebar joint efektif (SNI 2847:2013 ps.21.7.4.1)
 $B = 1000 \text{ mm}$
 $H = 1000 \text{ mm}$
 $X = b-h = 0 \text{ mm}$
Tinggi joint = 1000 mm
Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari :
 $B+h = 1000+1000 = 2000 \text{ mm}$
 $B +2x = 1000 + 0 = 1000 \text{ mm}$
 $A_j = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$
 3. Hitung tulangan transversal untuk confinement
Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertikal tulangan confinement ini diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 ps. 21.7.3.2)
 $A_{sh}/s = 3.017 \text{ mm}^2$

Dipakai 3D16, $A_{st} = 3 \times 201.14 = 603.42 \text{ mm}^2$

$S = 603.42 / 3.017 = 200.1421 \text{ mm}$

Dipakai $S = 200 \text{ mm}$

4. Hitung gaya geser pada joint

Balok yang masuk kedalam joint memiliki :

Mpr =	410.0133	kNm
Mpr =	482.3017	kNm

$M_e = 0.5 (M_{prb1} + M_{prb2}) = 0.5 (410 + 482.3) = 446.1575 \text{ kNm}$

- Hitung geser pada kolom atas :

$V_{s \text{ way}} = 2 \times M_e / l_u = 446.1575 \times 2 / 2 = 446.1575 \text{ kNm}$

- Hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal

As balok kiri : (balok 55/70) : 1520.531 mm^2

$T_1 = A_s \times 1.25 f_y = 1520.531 \times 1.25 \times 400 = 760256.4 \text{ N} = 760.2654 \text{ kN}$

As balok kanan (balok 55/70) : 1520.531 mm^2

$T_2 = A_s \times 1.25 f_y = 1520.531 \times 1.25 \times 400 = 760256.4 \text{ N} = 760.2654 \text{ kN}$

- Hitung gaya geser pada joint

$V_j = (T_1 + T_2) - V_{s \text{ way}} = (760.2654 + 760.2654) - 446.1575 = 1074.373 \text{ kN}$

5. Cek kuat geser joint

Kuat geser joint yang akan dikekang dikeempat sisinya adalah (SNI 2847:2013 ps. 21.7.4.1)

$V_n = 1.7 \sqrt{f_c} A_j = 1.7 \sqrt{40} \times 1000000 = 10751744.04 \text{ N} = 10751.74 \text{ kN}$

$E \times V_n > V_j = 0.75 \times 10751.74 > 1074.373 \text{ kN}$
(OK)

6.4 Perencanaan Shearwall

6.4.1 Shearwall berbentuk core (kotak)

Data Perencanaan shearwall dapat dilihat pada **Tabel 6.7**

Tabel 6. 12 Data perencanaan shearwall kotak

tebal dinding =	400	mm
tebal decking =	40	mm
D tulangan long =	19	mm
D tulangan trans =	16	mm
fy =	400	Mpa
fc =	40	Mpa
tinggi lantai =	5000	mm
lebar dinding =	6000	mm

Load Case/Combo	P	M2	M3	V2	V3
	kN	kN-m	kN-m	kN	kN
1.4d	-9109.68	5.3947	-518.704	-140.004	4.0626
1.2d+1.6l	-9166.24	-3.9554	-1282.49	-777.494	1.5424
1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max	-6990.38	570.5005	27921.16	18594.75	189.1706
1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max	-11100.7	32.158	3734.212	236.4093	4.7729
1.2d-1.3rspx+0.11786D+1l Max	-11102.5	32.1579	3734.344	236.3822	4.7731
1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max	-1281.66	482.7351	27921.16	18046.52	67.6835
0.9d+1.3rspx-0.11786d Max	-5729.13	16.703	2205.946	769.8977	7.3602
0.9d+1.3rspy-0.11786 Max	4089.566	467.2798	26392.93	18580	70.271
0.9d-1.3rspx-0.11786D Max	-5729.45	16.7027	2205.983	769.8894	7.3604
0.9d-1.3rspy-0.11786D Max	-1438.28	573.6528	26392.93	18580	70.271

- **Kontrol kapasitas beban aksial dinding geser**

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga :

$$\phi \times P_{nv} = 0.55 \times \phi \times f_c \times A_g \times \left(1 - \left(\frac{k \times l_c}{32 \times h}\right)^2\right)$$

Nilai k = 0.80 → untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya, maka diperoleh :

$$35732.8125 \text{ kN} > P_u \text{ max}$$

$$35732.8125 \text{ kN} > 11102.4816 \text{ kN} \rightarrow \text{memenuhi}$$

- **Kontrol dimensi penampang terhadap gaya geser**

Untuk semua segmen shearwall harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, dimana nilai V_n tidak boleh lebih besar dari $0.66 A_{cv} \sqrt{f_c}$

$$V_u = 3003.1505 \text{ kN}$$

$$V_n = 3003.1505 / 0.75 = 4004.200667 \text{ kN}$$

$$A_{cv} = 6000 \times 400 = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$0.66 A_{cv} \sqrt{f_c} = 10018095.63 \text{ N} = 10018.09563 \text{ kN} > V_n$$

(Memenuhi)

- **Perhitungan jumlah tapis tulangan yang dibutuhkan**

Bila V_n melebihi $0.17 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$ harus digunakan dua tirai tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2

$$\text{Nilai } A_{cv} = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$V_{u1} > 0.17 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$$

$$V_{u1} > 2580418.571 \text{ N}$$

$$V_u > V_{u1}$$

$$3003.1505 > 2580.418571 \text{ kN (maka digunakan 2 tirai)}$$

- **Perhitungan kuat geser yang disumbangkan beton**

Menentukan kuat geser beton (V_c) sesuai SNI 2847:2013 ps. 11.9.6, dimana V_c diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

$$D = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6000 = 4800 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0.27 \times \sqrt{40} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4 l_w}$$

$$V_{c1} = 5499145.798 \text{ N} = 5499.145798 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = (0.55 \lambda \sqrt{f_c} + \frac{l_w (0.1 \lambda \sqrt{f_c} + 0.2 x \frac{P_u}{l_w \cdot h})}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} \frac{l_w}{2}}) x h x d$$

$$V_{c2} = 5992532.847 \text{ N} = 5992.532847 \text{ kN}$$

Maka diambil nilai $V_c = 5992.532847 \text{ kN}$

- **Perhitungan tulangan transversal dan longitudinal**

Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

$$\frac{l_w}{5} = 1200 \text{ mm}$$

$$3h = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{atau} = 450 \text{ mm}$$

1. *Hitung tulangan transversal untuk menahan geser*

$$V_s = \frac{V_{ux}}{s} - V_c = -338 \text{ kN}$$

$$V_s = 9996.733514$$

Digunakan tulangan transversal D16 – 150

$$A_{st} = 201.1428571 \text{ mm}^2$$

$$V_s = 2574.628571 \text{ kN}$$

Kontrol rasio tulangan minimum :

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.2, rasio dari tulangan geser horisontal terhadap luas bruto penampang vertikal dinding, f_n tidak boleh kurang dari 0.0025

$$f_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{201.43}{400 \times 150} = 0.003352381 > 0.0025$$

(OK)

2. *Hitung tulangan longitudinal untuk menahan geser*

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.4, rasio dari tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal dinding, f_n tidak boleh kurang dari :

$$f_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{h_w}{l_w} \right) (f_h - 0.0025)$$

$$\int n = 0.003920635$$

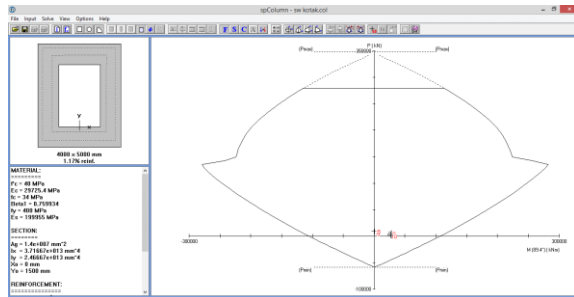
$A_v = \int n \times h \times s_1$, direncanakan $s_1 = 100 \text{ mm}$

$$A_v = 156.8253968 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **D19 – 100 mm²**

Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan sebelumnya, yaitu **D19 – 100 mm²**. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P – M hasil program SpColumn. Dari **Gambar 6.3** diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.



Gambar 6. 4 Diagram interaksi P-M Shearwall Kotak

- **Kuat geser nominal dinding geser**

$$\varnothing V_n = A_{cv} (\alpha c \sqrt{f_c} + \int t f_y)$$

$$\alpha = 0.17$$

$$h_w / t_w = 0.833333333$$

$$\varnothing V_n = 3189.287357 \text{ kN} > 3003.151 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol dan desain element pembatas**

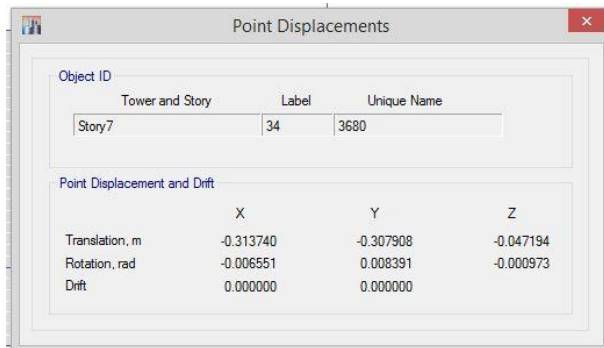
1. *Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus*

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*) dimana element pembatas diperlukan apabila :

$$C \geq \frac{1w}{600\left(\frac{du}{hw}\right)}, \text{ dan } \left(\frac{du}{hw}\right) \text{ tidak boleh diambil kurang dari}$$

0.007. Nilai du adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing masing arah.

Dari program bantu ETABS diperoleh nilai displacement pada nilai tertinggi dapat dilihat pada **Gambar 6.4**



Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
Story7	34	3680	

Point Displacement and Drift	X	Y	Z
Translation, m	-0.313740	-0.307908	-0.047194
Rotation, rad	-0.006551	0.008391	-0.000973
Drift	0.000000	0.000000	

Gambar 6.5 Nilai displacementt pada Shearwall kotak pada lantai 7

Dari gambar diatas maka didapat nilai displacement sebesar 47.19 mm, sehingga :

$$du / hw = 0.0094388$$

du / hw tidak boleh kurang dari 0.007, maka :

$$\text{dipakai } du / hw = 0.0094388$$

$$\frac{1w}{600\left(\frac{du}{hw}\right)} = 1059.456711 \text{ mm}$$

Dari hasil spcolumn didapat nilai $c = 484 \text{ mm}$

484 mm < 1059.46 mm → tidak perlu element pembatas

6.4.2 Shearwall L = 6000

Data Perencanaan shearwall L 6000 dapat dilihat pada **Tabel 6.8**

Tabel 6. 13 Data perencanaan shearwall L = 6000

tebal dinding =		400	mm
tebal decking =		40	mm
D tulangan long =		19	mm
D tulangan trans =		16	mm
fy =		400	Mpa
fc =		40	Mpa
tinggi lantai =		5000	mm
lebar dinding =		6000	mm

Load Case/Combo			P	M2	M3	V2	V3
			kN	kN-m	kN-m	kN	kN
1.4d			-26881	-1405	-6380	-1633.9	-128.231
1.2d+1.6l			-18826	1216.001	-7733.93	936.3706	-8356.17
1.2d+1.3rspy+0.11786D+1l Max			-11588	17437	1183	1857.339	15631.14
1.2d+1.3rspx+0.11786D+1l Max			-13160	1328.007	-2137	3003.151	-1731.34
1.2d-1.3rspy+0.11786D+1l Max			-13185	1340.578	-2136	3002.959	-1731.37
1.2d-1.3rspy_0.11786d+1l Max			-11588	17437	1183	1857.339	15631.14
0.9d+1.3rspx-0.11786d Max			-28680.2	17861.35	-2535	1278.534	1485.841
0.9d+1.3rspy-0.11786 Max			-35612.3	16467	1366	1232.667	10848.32
0.9d-1.3rspx-0.11786D Max			-28683.7	17857.69	-2553	1278.479	1485.836
0.9d-1.3rspy-0.11786D Max			-35612.3	16467	1366	1232.667	10848.32
envelope Max			1076.254	17437	13183	1157.339	10848.32

- **Kontrol kapasitas beban aksial dinding geser**

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga :

$$\phi \times P_{nv} = 0.55 \times \phi \times f_c \times A_g \times \left(1 - \left(\frac{k \times l_c}{32 \times h}\right)^2\right)$$

Nilai $k = 0.80 \rightarrow$ untuk dinding yang ditahan pada bagian punjcaak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya, maka diperoleh :

$$35732.8125 \text{ kN} > P_u \text{ max}$$

$$35732.8125 \text{ kN} > 35612.2613 \text{ kN} \rightarrow \text{memenuhi}$$

- **Kontrol dimensi penampang terhadap gaya geser**

Untuk semua segmen shearwall harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, dimana nilai V_n tidak boleh lebih besar dari $0.66 A_{cv} \sqrt{f_c}$

$$V_u = 3003.1505 \text{ kN}$$

$$V_n = 3003.1505 / 0.75 = 4004.200667 \text{ kN}$$

$$A_{cv} = 6000 \times 400 = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$0.66 A_{cv} \sqrt{f_c} = 10018095.63 \text{ N} = 10018.09563 \text{ kN} > V_n$$

(Memenuhi)

- **Perhitungan jumlah tapis tulangan yang dibutuhkan**

Bila V_n melebihi $0.17 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$ harus digunakan dua tirai tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2

$$\text{Nilai } A_{cv} = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$V_{u1} > 0.17 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$$

$$V_{u1} > 2580418.571 \text{ N}$$

$$V_u > V_{u1}$$

$$3003.1505 > 2580.418571 \text{ kN (maka digunakan 2 tirai)}$$

- **Perhitungan kuat geser yang disumbangkan beton**

Menentukan kuat geser beton (V_c) sesuai SNI 2847:2013 ps. 11.9.6, dimana V_c diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

$$D = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6000 = 4800 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0.27 \times \sqrt{40} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4 l_w}$$

$$V_{c1} = 10401101.74 \text{ N} = 10401.10174 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = (0.55 \lambda \sqrt{f_c} + \frac{lw (0.1 \lambda \sqrt{f_c} + 0.2 \times \frac{P_u}{lw \cdot h})}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{lw}{2}}) \times h \times d$$

$$V_{c2} = 14070619.88 \text{ N} = 14070.61988 \text{ kN}$$

Maka diambil nilai $V_c = 10401.10174 \text{ kN}$

- **Perhitungan tulangan transversal dan longitudinal**

Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

$$\frac{l_w}{5} = 1200 \text{ mm}$$

$$3h = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{atau} = 450 \text{ mm}$$

1. *Hitung tulangan transversal untuk menahan geser*

$$V_s = \frac{V_{ux}}{s} - V_c = -338 \text{ kN}$$

$$V_s = 6396.901071$$

Digunakan tulangan transversal D16 – 150

$$A_{st} = 201.1428571 \text{ mm}^2$$

$$V_s = 2574.628571 \text{ kN}$$

Kontrol rasio tulangan minimum :

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.2, rasio dari tulangan geser horisontal terhadap luas bruto penampang vertikal dinding, ρ_h tidak boleh kurang dari 0.0025

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{201.43}{400 \times 150} = 0.003352381 > 0.0025$$

(OK)

2. Hitung tulangan longitudinal untuk menahan geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.4, rasio dari tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal dinding, ρ_n tidak boleh kurang dari :

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_n = 0.003920635$$

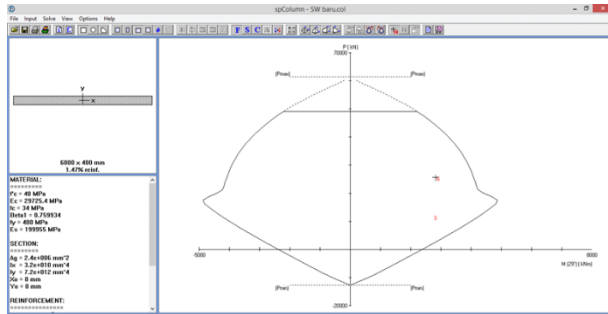
$$A_v = \rho_n \times h \times s_1, \text{ direncanakan } s_1 = 100 \text{ mm}$$

$$A_v = 156.8253968 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **D19 – 100 mm²**

Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan sebelumnya, yaitu **D19 – 100 mm²**. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P – M hasil program SpColumn. Dari **Gambar 6.5** diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.



Gambar 6. 6 Diagram interaksi P-M Shearwall L 6000

- **Kuat geser nominal dinding geser**

$$\varnothing V_n = A_{cv} (\alpha c \sqrt{f_c} + \int t f_y)$$

$$\alpha = 0.17$$

$$h_w / t_w = 0.833333333$$

$$\varnothing V_n = 3189.287357 \text{ kN} > 3003.151 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

- **Kontrol dan desain elemen pembatas**

1. *Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus*

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*) dimana element pembatas diperlukan apabila :

$$C \geq \frac{1w}{600\left(\frac{du}{hw}\right)}, \text{ dan } \left(\frac{du}{hw}\right) \text{ tidak boleh diambil kurang dari}$$

0.007. Nilai *du* adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing masing arah.

Dari program bantu ETABS diperoleh nilai displacement pada nilai tertinggi dapat dilihat pada

Gambar 6.6

The screenshot shows a window titled "Point Displacements" with a table of data for "Story7". The table is divided into two sections: "Object ID" and "Point Displacement and Drift".

Object ID			
Tower and Story	Label	Unique Name	
Story7	34	3680	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, m	-0.313740	-0.307908	-0.047194
Rotation, rad	-0.006551	0.008391	-0.000973
Drift	0.000000	0.000000	

Gambar 6. 7 Nilai displacement pada lantai 7 Shearwall L6000

Dari gambar diatas maka didapat nilai displacement sebesar 47.19 mm, sehingga :

$$du / hw = 0.0094388$$

du / hw tidak boleh kurang dari 0.007, maka :

$$\text{dipakai } du / hw = 0.0094388$$

$$\frac{lw}{600 \left(\frac{du}{hw} \right)} = 1059.456711 \text{ mm}$$

Dari hasil output spcolumn didapat nilai c sebesar 435 mm

$435 \text{ mm} < 1059.5 \text{ mm} \rightarrow$ tidak perlu element pembatas.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum

Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang stabil, aman, dan efisien.

7.2 Pondasi Shearwall

Beban struktur yang bekerja pada kolom menentukan bagaimana perancangan pondasi kolom yang akan dilakukan beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Sehingga perencanaan tiang pancang ditinjau perkolom. Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban terbesar yang didapat dari program bantu ETABS, yaitu dapat dilihat pada **Tabel**

7.1

Tabel 7. 1 Hasil output joint drift Shearwall kotak

Story	Joint Label	Uniqe Name/Load Case/Combc	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	666	1721 ID + 1L	4375.681	2471.264	29426.97	353.1233	653.5006	48.937
Base	667	1727 ID + 1L	4208.774	2179.189	30268.11	427.8533	624.8205	41.2437
Base	483	4382 ID + 1L	4549.788	1889.534	26766.41	394.9116	670.6854	45.6518
Base	486	4403 ID + 1L	4919.318	2505.728	29012.61	362.5993	723.2878	44.0834
Base	488	4417 ID + 1L	89.6393	2198.509	12220.28	156.1568	140.8588	13.2941
Base	489	4424 ID + 1L	78.1434	2705.227	12633.09	147.363	142.8227	8.7088
Base	490	4431 ID + 1L	59.6657	2413.818	13672.49	158.6908	98.653	8.6358
Base	491	4438 ID + 1L	51.2138	2569.223	12320.79	126.3642	101.8082	12.5684

7.2.1 Spesifikasi tiang pancang

Pada perencanaan pondasi gedung Galaxy Mall 3 ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile*. Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :

Tabel 7. 2 Spesifikasi tiang pancang dari WIKA Beton

outside diameter =	400	mm
wall thickness =	75	mm
class =	C	
concrete cross section :	1571	cm ²
unit weight :	393	kg/m
bending moment crack	9	tm
bending moment ultimate :	18	tm
allowable axial load :	111.5	ton

Dalam perhitungan ini akan dibandingkan dari 4 jenis tiang pancang yang berbeda diameter yaitu : 0.4,0.5,0.6, dan 0.8 mm. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 7.3**

Tabel 7. 3 Hasil perbandingan P ijin dari masing-masing diameter tiang pancang

Tiang Pancang (Driven File) : Diameter 0.4												
D pondasi	(B) =	0.4 m										
	4B =	1.6 m										
Luas dasar tiang (Ap) =			0.126 m ²									
Kedalaman m	Qp				Qs							Qu (ton)
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m ²	α	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	β	Qs (ton)	
0	8	8	8.00	25	1.0	25.13	8	8.00	0	1.0	0.00	25.13
0.5	8	8	7.60	25	1.0	23.88	8	8.00	0.63	1.0	2.30	26.18
1	8	8	7.17	25	1.0	22.51	8	8.00	1.26	1.0	4.61	27.12
1.5	8	8	6.57	20	1.0	16.52	8	8.00	1.88	1.0	6.91	23.43
2	6	6	5.71	20	1.0	14.36	6	7.60	2.51	1.0	8.88	23.24
2.5	5	5	4.86	20	1.0	12.21	5	7.17	3.14	1.0	10.65	22.85
3	3	3	4.00	20	1.0	10.05	3	6.57	3.77	1.0	12.03	22.08
3.5	2	2	3.14	20	1.0	7.90	3	6.13	4.40	1.0	13.38	21.28
4	2	2	2.57	30	1.0	9.69	3	5.78	5.03	1.0	14.71	24.40
4.5	2	2	2.14	30	1.0	8.08	3	5.50	5.65	1.0	16.02	24.10
5	2	2	2.00	30	1.0	7.54	3	5.27	6.28	1.0	17.33	24.87
5.5	2	2	2.00	30	1.0	7.54	3	5.08	6.91	1.0	18.62	26.16
6	2	2	2.00	30	1.0	7.54	3	4.92	7.54	1.0	19.91	27.45
6.5	2	2	2.00	30	1.0	7.54	3	4.79	8.17	1.0	21.20	28.74
7	2	2	2.00	30	1.0	7.54	3	4.67	8.80	1.0	22.48	30.02
7.5	2	2	2.00	30	1.0	7.54	3	4.56	9.42	1.0	23.76	31.30
8	2	2	2.14	30	1.0	8.08	3	4.47	10.05	1.0	25.03	33.11
8.5	2	2	2.29	30	1.0	8.62	3	4.39	10.68	1.0	26.31	34.92
9	2	2	2.43	30	1.0	9.16	3	4.32	11.31	1.0	27.58	36.74
9.5	3	3	2.57	30	1.0	9.69	3	4.25	11.94	1.0	28.85	38.54
10	3	3	2.71	25	1.0	8.53	3	4.19	12.57	1.0	30.12	38.65
10.5	3	3	2.86	25	1.0	8.98	3	4.14	13.19	1.0	31.39	40.36
11	3	3	3.00	25	1.0	9.42	3	4.09	13.82	1.0	32.65	42.08
11.5	3	3	3.00	25	1.0	9.42	3	4.04	14.45	1.0	33.92	43.35
12	3	3	3.00	25	1.0	9.42	3	4.00	15.08	1.0	35.19	44.61
12.5	3	3	3.14	25	1.0	9.87	3	3.96	15.71	1.0	36.45	46.32
13	3	3	3.43	25	1.0	10.77	3	3.93	16.34	1.0	37.71	48.49
13.5	3	3	3.86	25	1.0	12.12	3	3.89	16.96	1.0	38.98	51.10
14	4	4	4.29	25	1.0	13.46	4	3.90	17.59	1.0	40.44	53.91
14.5	5	5	4.86	25	1.0	15.26	5	3.93	18.22	1.0	42.11	57.37
15	6	6	5.86	25	1.0	18.40	6	4.00	18.85	1.0	43.98	62.38
15.5	6	6	5.71	20	1.0	14.36	6	4.06	19.48	1.0	45.85	60.22
16	7	7	7.14	20	1.0	17.95	7	4.15	20.11	1.0	47.93	65.88
16.5	10	10	8.64	20	1.0	21.72	10	4.32	20.73	1.0	50.62	72.34
17	2	2	9.93	20	1.0	24.95	3	4.29	21.36	1.0	51.88	76.83
17.5	14	14	11.07	20	1.0	27.83	14	4.56	21.99	1.0	55.39	83.21
18	16	15.5	11.93	25	1.0	37.47	15.5	4.85	22.62	1.0	59.20	96.67
18.5	18	15	12.21	25	1.0	38.37	15	5.12	23.25	1.0	62.91	101.28
19	14	14	13.93	20	1.0	35.01	14	5.35	23.88	1.0	66.42	101.43
19.5	13	13	14.14	20	1.0	35.54	13	5.54	24.80	1.0	69.74	105.28
20	12	12	14.29	20	1.0	35.90	12	5.70	25.13	1.0	72.84	108.75
20.5	14	14	14.57	20	1.0	36.62	14	5.89	25.76	1.0	76.36	112.99
21	16	15.5	14.93	20	1.0	37.52	15.5	6.12	26.39	1.0	80.19	117.71
21.5	18	16.5	15.36	20	1.0	38.60	16.5	6.35	27.02	1.0	84.23	122.82
22	19	17	15.86	12	1.0	23.91	17	6.59	27.65	1.0	88.36	112.28
22.5	18	16.5	16.00	12	1.0	24.13	16.5	6.80	28.27	1.0	92.40	116.53
23	17	16	16.00	12	1.0	24.13	16	7.00	28.90	1.0	96.34	120.47
23.5	16	15.5	16.00	12	1.0	24.13	15.5	7.18	29.53	1.0	100.18	124.31
24	15	15	15.93	12	1.0	24.02	15	7.34	30.16	1.0	103.92	127.94
24.5	16	15.5	16.00	12	1.0	24.13	15.5	7.50	30.79	1.0	107.76	131.88
25	18	16.5	16.07	12	1.0	24.24	16.5	7.68	31.42	1.0	111.80	136.04
25.5	18	16.5	16.14	12	1.0	24.34	16.5	7.85	32.04	1.0	115.85	140.20
26	19	17	16.33	12	1.0	24.63	17	8.02	32.67	1.0	120.00	144.63
26.5	18	16.5	16.30	12	1.0	24.88	16.5	8.18	33.30	1.0	124.06	148.94
27	17	16	16.30	12	1.0	24.88	16	8.32	33.93	1.0	128.01	152.89

Q ijin =

50.96234483 ton

Tiang Pancang (Driven Pile) : Diameter 0.5													
D pondasi	(B) =	0.5 m											
	4B =	2 m											
Luas dasar tiang (Ap) =			0.196 m ²										
Kedalaman m	Qp			Qs								Qu (ton)	
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m ²	α	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	β	Qs (ton)		
0	8	8	8	7.60	25	1.0	37.31	8	8.00	0	1.0	0.00	37.31
0.5	8	8	8	7.17	25	1.0	35.18	8	8.00	1	1.0	2.88	38.06
1	8	8	8	6.57	25	1.0	32.26	8	8.00	2	1.0	5.76	38.02
1.5	8	8	8	6.00	20	1.0	23.56	8	8.00	2	1.0	8.64	32.28
2	6	6	6	5.56	20	1.0	21.82	6	7.60	3	1.0	11.40	32.02
2.5	5	5	5	4.89	20	1.0	19.20	5	7.17	4	1.0	13.31	32.51
3	3	3	3	4.22	20	1.0	16.58	3	6.57	5	1.0	15.03	31.62
3.5	2	2	2	3.56	20	1.0	13.96	3	6.13	5	1.0	16.72	30.69
4	2	2	2	2.89	30	1.0	17.02	3	5.78	6	1.0	18.38	35.40
4.5	2	2	2	2.44	30	1.0	14.40	3	5.50	7	1.0	20.03	34.43
5	2	2	2	2.11	30	1.0	12.44	3	5.27	8	1.0	21.66	34.09
5.5	2	2	2	2.00	30	1.0	11.78	3	5.08	9	1.0	23.28	35.06
6	2	2	2	2.00	30	1.0	11.78	3	4.92	9	1.0	24.89	36.67
6.5	2	2	2	2.00	30	1.0	11.78	3	4.79	10	1.0	26.50	38.28
7	2	2	2	2.00	30	1.0	11.78	3	4.67	11	1.0	28.10	39.88
7.5	2	2	2	2.11	30	1.0	12.44	3	4.56	12	1.0	29.70	42.13
8	2	2	2	2.22	30	1.0	13.09	3	4.47	13	1.0	31.29	44.38
8.5	2	2	2	2.33	30	1.0	13.74	3	4.39	13	1.0	32.88	46.63
9	2	2	2	2.44	30	1.0	14.40	3	4.32	14	1.0	34.47	48.87
9.5	3	3	3	2.56	30	1.0	15.05	3	4.25	15	1.0	36.06	51.12
10	3	3	3	2.67	25	1.0	13.09	3	4.19	16	1.0	37.65	50.74
10.5	3	3	3	2.78	25	1.0	13.64	3	4.14	16	1.0	39.23	52.87
11	3	3	3	2.89	25	1.0	14.18	3	4.09	17	1.0	40.82	55.00
11.5	3	3	3	3.00	25	1.0	14.73	3	4.04	18	1.0	42.40	57.13
12	3	3	3	3.11	25	1.0	15.27	3	4.00	19	1.0	43.98	59.25
12.5	3	3	3	3.33	25	1.0	16.36	3	3.96	20	1.0	45.56	61.93
13	3	3	3	3.67	25	1.0	18.00	3	3.93	20	1.0	47.14	65.14
13.5	3	3	3	4.00	25	1.0	19.63	3	3.89	21	1.0	48.72	68.36
14	4	4	4	4.44	25	1.0	21.82	4	3.90	22	1.0	50.55	72.37
14.5	5	5	5	5.22	25	1.0	25.63	5	3.93	23	1.0	52.64	78.27
15	6	6	6	5.11	25	1.0	25.09	6	4.00	24	1.0	54.98	80.07
15.5	6	6	6	6.33	20	1.0	24.87	6	4.06	24	1.0	57.32	82.19
16	7	7	7	7.72	20	1.0	30.33	7	4.15	25	1.0	59.91	90.24
16.5	10	10	10	8.94	20	1.0	35.12	10	4.32	26	1.0	63.27	98.40
17	2	2	2	9.94	20	1.0	39.05	3	4.29	27	1.0	64.85	103.90
17.5	14	14	14	10.72	20	1.0	42.11	14	4.56	27	1.0	69.23	111.34
18	16	15.5	11.39	25	1.0	55.91	15.5	4.85	28	1.0	74.00	129.90	
18.5	15	15	12.17	25	1.0	59.72	15	5.12	29	1.0	78.64	138.36	
19	14	14	12.78	20	1.0	50.18	14	5.35	30	1.0	83.03	133.21	
19.5	13	13	14.39	20	1.0	56.51	13	5.54	31	1.0	87.17	143.67	
20	12	12	14.72	20	1.0	57.81	12	5.70	31	1.0	91.06	148.87	
20.5	14	14	14.83	20	1.0	58.25	14	5.89	32	1.0	95.45	153.70	
21	16	15.5	14.94	20	1.0	58.69	15.5	6.12	33	1.0	100.24	158.93	
21.5	18	16.5	15.11	20	1.0	59.34	16.5	6.35	34	1.0	105.28	164.62	
22	19	17	15.33	12	1.0	36.13	17	6.59	35	1.0	110.46	146.58	
22.5	18	16.5	15.72	12	1.0	37.04	16.5	6.80	35	1.0	115.50	152.55	
23	17	16	16.00	12	1.0	37.70	16	7.00	36	1.0	120.43	158.13	
23.5	16	15.5	16.11	12	1.0	37.96	15.5	7.18	37	1.0	125.22	163.19	
24	15	15	16.17	12	1.0	38.09	15	7.34	38	1.0	129.90	167.99	
24.5	16	15.5	16.11	12	1.0	37.96	15.5	7.50	38	1.0	134.70	172.66	
25	18	16.5	16.06	12	1.0	37.83	16.5	7.68	39	1.0	139.75	177.58	
25.5	18	16.5	16.06	12	1.0	37.85	16.5	7.85	40	1.0	144.82	182.66	
26	19	17	16.14	12	1.0	38.04	17	8.02	41	1.0	150.01	188.04	
26.5	18	16.5	16.33	12	1.0	38.48	16.5	8.18	42	1.0	155.07	193.55	
27	17	16	16.50	12	1.0	38.88	16	8.32	42	1.0	160.01	198.88	

Q ijin =

79.55369397 ton

Tiang Pancang (Driven Pile) : Diameter 0.6												
D pondasi	(B) =	0.6 m										
	4B =	2.4 m										
Luas dasar tiang (Ap) =			0.283 m ²									
Kedalaman m	Op			Qs								Qu (ton)
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m ²	α	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	β	Qs (ton)	
0	8	8	7.17	20	1.0	40.53	8	8.00	0.00	1.0	0.00	40.53
0.5	8	8	6.57	20	1.0	37.16	8	8.00	0.94	1.0	3.46	40.62
1	8	8	6.00	20	1.0	33.93	8	8.00	1.88	1.0	6.91	40.84
1.5	8	8	5.56	20	1.0	31.42	8	8.00	2.83	1.0	10.37	41.78
2	6	6	5.20	20	1.0	29.41	6	7.60	3.77	1.0	13.32	42.73
2.5	5	5	4.91	20	1.0	27.76	5	7.17	4.71	1.0	15.97	43.73
3	3	3	4.36	20	1.0	24.68	3	6.57	5.65	1.0	18.04	42.72
3.5	2	2	3.82	20	1.0	21.59	3	6.13	6.60	1.0	20.07	41.66
4	2	2	3.27	30	1.0	27.76	3	5.78	7.54	1.0	22.06	49.82
4.5	2	2	2.73	30	1.0	23.13	3	5.50	8.48	1.0	24.03	47.17
5	2	2	2.36	30	1.0	20.05	3	5.27	9.42	1.0	25.99	46.04
5.5	2	2	2.09	30	1.0	17.74	3	5.08	10.37	1.0	27.93	45.67
6	2	2	2.00	30	1.0	16.96	3	4.92	11.31	1.0	29.87	46.83
6.5	2	2	2.00	30	1.0	16.96	3	4.79	12.25	1.0	31.80	48.76
7	2	2	2.09	30	1.0	17.74	3	4.67	13.19	1.0	33.72	51.46
7.5	2	2	2.18	30	1.0	18.51	3	4.56	14.14	1.0	35.64	54.14
8	2	2	2.27	30	1.0	19.28	3	4.47	15.08	1.0	37.55	56.83
8.5	2	2	2.36	30	1.0	20.05	3	4.39	16.02	1.0	39.46	59.51
9	2	2	2.45	30	1.0	20.82	3	4.32	16.96	1.0	41.37	62.19
9.5	3	3	2.55	30	1.0	21.59	3	4.25	17.91	1.0	43.28	64.87
10	3	3	2.64	25	1.0	18.64	3	4.19	18.85	1.0	45.18	63.81
10.5	3	3	2.73	25	1.0	19.28	3	4.14	19.79	1.0	47.08	66.36
11	3	3	2.82	25	1.0	19.92	3	4.09	20.73	1.0	48.98	68.90
11.5	3	3	3.00	25	1.0	21.21	3	4.04	21.68	1.0	50.88	72.09
12	3	3	3.27	25	1.0	23.13	3	4.00	22.62	1.0	52.78	75.91
12.5	3	3	3.55	25	1.0	25.06	3	3.96	23.56	1.0	54.68	79.74
13	3	3	3.82	25	1.0	26.99	3	3.93	24.50	1.0	56.57	83.56
13.5	3	3	4.18	25	1.0	29.56	3	3.89	25.45	1.0	58.47	88.03
14	4	4	4.82	25	1.0	34.06	4	3.90	26.39	1.0	60.67	94.72
14.5	5	5	4.73	25	1.0	33.42	5	3.93	27.33	1.0	63.17	96.58
15	6	6	5.73	25	1.0	40.48	6	4.00	28.27	1.0	65.97	106.46
15.5	6	6	6.86	20	1.0	38.81	6	4.06	29.22	1.0	68.78	107.59
16	7	7	7.95	20	1.0	44.98	7	4.15	30.16	1.0	71.89	116.88
16.5	10	10	8.95	20	1.0	50.64	10	4.32	31.10	1.0	75.92	126.56
17	2	2	9.77	20	1.0	55.26	3	4.29	32.04	1.0	77.82	133.09
17.5	14	14	10.41	20	1.0	58.86	14	4.56	32.99	1.0	83.08	143.94
18	16	15.5	11.14	25	1.0	78.72	15.5	4.85	33.93	1.0	88.80	167.52
18.5	15	15	12.00	25	1.0	84.82	15	5.12	34.87	1.0	94.37	179.19
19	14	14	12.86	20	1.0	72.74	14	5.35	35.81	1.0	99.64	172.38
19.5	13	13	13.50	20	1.0	76.34	13	5.54	36.76	1.0	104.60	180.94
20	12	12	14.82	25	1.0	104.74	12	5.70	37.70	1.0	109.27	214.01
20.5	14	14	15.00	25	1.0	106.03	14	5.89	38.64	1.0	114.54	220.57
21	16	15.5	15.00	25	1.0	106.03	15.5	6.12	39.58	1.0	120.29	226.32
21.5	18	16.5	15.00	25	1.0	106.03	16.5	6.35	40.53	1.0	126.34	232.37
22	19	17	15.14	25	1.0	106.99	17	6.59	41.47	1.0	132.55	239.54
22.5	18	16.5	15.45	25	1.0	109.24	16.5	6.80	42.41	1.0	138.61	247.85
23	17	16	15.86	25	1.0	112.13	16	7.00	43.35	1.0	144.51	256.65
23.5	16	15.5	16.14	25	1.0	114.06	15.5	7.18	44.30	1.0	150.27	264.33
24	15	15	16.23	25	1.0	114.70	15	7.34	45.24	1.0	155.87	270.58
24.5	16	15.5	16.18	25	1.0	114.38	15.5	7.50	46.18	1.0	161.63	276.02
25	18	16.5	16.10	25	1.0	113.80	16.5	7.68	47.12	1.0	167.71	281.51
25.5	18	16.5	16.06	25	1.0	113.49	16.5	7.85	48.07	1.0	173.78	287.27
26	19	17	16.06	25	1.0	113.54	17	8.02	49.01	1.0	180.01	293.55
26.5	18	16.5	16.14	25	1.0	114.11	16.5	8.18	49.95	1.0	186.08	300.19
27	17	16	16.33	25	1.0	115.45	16	8.32	50.89	1.0	192.01	307.46

Q_{ijin} = 122.9847844 ton

Tiang Pancang (Driven Pile) : Diameter 0.8													
D pondasi	(B) =	0.8 m											
	4B =	3.2 m											
Luas dasar tiang (Ap) =			0.503 m ²										
Kedalaman m	Qp			Qs							Qu (ton)		
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m ²	α	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	β		Qs (ton)	
0	8	8	8	6.57	25	1.0	82.58	8	8.00	0.00	1.0	0.00	82.58
0.5	8	8	8	6.00	25	1.0	75.40	8	8.00	1.26	1.0	4.61	80.01
1	8	8	8	5.56	25	1.0	69.81	8	8.00	2.51	1.0	9.22	79.03
1.5	8	8	8	5.20	20	1.0	52.28	8	8.00	3.77	1.0	13.82	66.10
2	6	6	6	4.91	20	1.0	49.35	6	7.60	5.03	1.0	17.76	67.11
2.5	5	5	5	4.67	20	1.0	46.91	5	7.17	6.28	1.0	21.29	68.21
3	3	3	3	4.46	20	1.0	44.85	3	6.57	7.54	1.0	24.06	68.91
3.5	2	2	2	4.00	20	1.0	40.21	3	6.13	8.80	1.0	26.76	66.97
4	2	2	2	3.54	30	1.0	53.36	3	5.78	10.05	1.0	29.41	82.77
4.5	2	2	2	3.08	30	1.0	46.40	3	5.50	11.31	1.0	32.04	78.44
5	2	2	2	2.62	30	1.0	39.44	3	5.27	12.57	1.0	34.65	74.09
5.5	2	2	2	2.31	30	1.0	34.80	3	5.08	13.82	1.0	37.25	72.04
6	2	2	2	2.08	30	1.0	31.32	3	4.92	15.08	1.0	39.83	71.14
6.5	2	2	2	2.08	30	1.0	31.32	3	4.79	16.34	1.0	42.40	73.72
7	2	2	2	2.15	30	1.0	32.48	3	4.67	17.59	1.0	44.96	77.44
7.5	2	2	2	2.23	30	1.0	33.64	3	4.56	18.85	1.0	47.52	81.16
8	2	2	2	2.31	30	1.0	34.80	3	4.47	20.11	1.0	50.07	84.87
8.5	2	2	2	2.38	30	1.0	35.96	3	4.39	21.36	1.0	52.62	88.58
9	2	2	2	2.46	30	1.0	37.12	3	4.32	22.62	1.0	55.16	92.28
9.5	3	3	3	2.54	30	1.0	38.28	3	4.25	23.88	1.0	57.70	95.98
10	3	3	3	2.62	25	1.0	32.87	3	4.19	25.13	1.0	60.24	93.10
10.5	3	3	3	2.69	25	1.0	33.83	3	4.14	26.39	1.0	62.77	96.61
11	3	3	3	2.83	25	1.0	35.77	3	4.09	27.65	1.0	65.31	101.07
11.5	3	3	3	3.08	25	1.0	38.67	3	4.04	28.90	1.0	67.84	106.51
12	3	3	3	3.38	25	1.0	42.53	3	4.00	30.16	1.0	70.37	112.90
12.5	3	3	3	3.69	25	1.0	46.40	3	3.96	31.42	1.0	72.90	119.30
13	3	3	3	4.00	25	1.0	50.27	3	3.93	32.67	1.0	75.43	125.69
13.5	3	3	3	4.54	25	1.0	57.03	3	3.89	33.93	1.0	77.96	134.99
14	4	4	4	4.46	25	1.0	56.07	4	3.90	35.19	1.0	80.89	136.95
14.5	5	5	5	5.31	25	1.0	66.70	5	3.93	36.44	1.0	84.22	150.92
15	6	6	6	6.27	25	1.0	78.78	6	4.00	37.70	1.0	87.96	166.75
15.5	6	6	6	7.19	20	1.0	72.30	6	4.06	38.96	1.0	91.71	164.01
16	7	7	7	8.04	20	1.0	80.81	7	4.15	40.21	1.0	95.86	176.67
16.5	10	10	10	8.81	20	1.0	88.54	10	4.32	41.47	1.0	101.23	189.78
17	2	2	2	9.50	20	1.0	95.50	3	4.29	42.73	1.0	103.76	199.27
17.5	14	14	14	10.27	20	1.0	103.24	14	4.56	43.98	1.0	110.77	214.01
18	16	15.5	11.08	25	1.0	139.20	15.5	4.85	45.24	1.0	118.40	257.59	
18.5	15	15	11.88	25	1.0	149.35	15	5.12	46.50	1.0	125.82	275.17	
19	14	14	12.73	20	1.0	127.98	14	5.35	47.75	1.0	132.85	260.83	
19.5	13	13	13.46	20	1.0	135.33	13	5.54	49.01	1.0	139.47	274.89	
20	12	12	13.92	20	1.0	139.97	12	5.70	50.27	1.0	145.69	285.66	
20.5	14	14	14.96	20	1.0	150.41	14	5.89	51.52	1.0	152.73	303.14	
21	16	15.5	15.04	20	1.0	151.18	15.5	6.12	52.78	1.0	160.38	311.57	
21.5	18	16.5	15.04	20	1.0	151.18	16.5	6.35	54.04	1.0	168.45	319.63	
22	19	17	15.15	12	1.0	91.41	17	6.59	55.29	1.0	176.73	268.14	
22.5	18	16.5	15.35	12	1.0	92.57	16.5	6.80	56.55	1.0	184.81	277.37	
23	17	16	15.65	12	1.0	94.42	16	7.00	57.81	1.0	192.68	287.11	
23.5	16	15.5	16.00	12	1.0	96.51	15.5	7.18	59.06	1.0	200.36	296.87	
24	15	15	16.15	12	1.0	97.44	15	7.34	60.32	1.0	207.83	305.27	
24.5	16	15.5	16.21	12	1.0	97.77	15.5	7.50	61.58	1.0	215.51	313.28	
25	18	16.5	16.18	12	1.0	97.61	16.5	7.68	62.83	1.0	223.61	321.21	
25.5	18	16.5	16.10	12	1.0	97.11	16.5	7.85	64.09	1.0	231.70	328.82	
26	19	17	16.06	12	1.0	96.84	17	8.02	65.35	1.0	240.01	336.85	
26.5	18	16.5	16.06	12	1.0	96.89	16.5	8.18	66.60	1.0	248.11	345.00	
27	17	16	16.14	12	1.0	97.37	16	8.32	67.86	1.0	256.01	353.38	

Q ijin =

117.7942205 ton

7.2.2 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 dapat dilihat pada tabel di bawah. (P ijin dalam ton).

$$N = P_n / P \text{ ijin}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jaraknya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter. Jarak antar tiang pancang dapat dilihat pada **Tabel 7.4**

Tabel 7. 4 Rekapitulasi Jarak antar tiang pancang kelompok pada shearwall

Jarak antar tiang pancang :

Diameter	=	2.5D	3D	jarak (cm)
40	=	100	120	100
50	=	125	150	125
60	=	150	180	150
80	=	200	240	200

Jarak tepi tiang pancang :

Diameter	=	1D	2D	jarak (cm)
40	=	40	80	40
50	=	50	100	50
60	=	60	120	60
80	=	80	160	80

7.2.3 Menentukan jumlah tiang pancang minimum

Tiang pancang dipancang hingga kedalaman : 20 m

Jari-jari tiang pancang rencana : 0.4 mm

Dari perhitungan daya dukung tanah diatas didapatkan data :

$Q_u = 152.89 \text{ ton} = 152887.0345 \text{ kg}$

SF rencana = 3

$P \text{ ijin} = Q_u / SF$

$P \text{ ijin} = 152887.0345 / 3 = 50962.34483 \text{ kg}$

Untuk jumlah tiang pancang minimum :

$N = P/P_{\text{ijin}}$

Sehingga dari hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 7.5**

Tabel 7. 5 Kebutuhan Tiang pancang kelompok pada Shearwall kotak

No	Kombinasi Beban	P (kg)	Pijin (kg)	n
1	1D	124612.2016	50962.34483	3
2	1D + 1L	128821.6462	50962.34483	3
3	D+Rsp _x +L	272941.389	50962.34483	6
4	D-Rsp _x +L	295846.2943	50962.34483	6
5	D+Rsp _y +L	300071.622	50962.34483	6
6	D-Rsp _y +L	308648.868	50962.34483	7

7.2.4 Perencanaan konfigurasi tiang pancang

Dari jumlah kebutuhan yang terbesar digunakan jumlah tiang pancang : 8 buah.

Jarak antar tiang arah X = 2 m

Jarak antar tiang arah Y = 2 m

Jarak tiang kesisi terluar = 0.6 m

N arah X = 4

N arah Y = 2

L pilecap arah X = 7.2 m

L pilecap arah Y = 3.2 m

$$X1 = 2/2 = 1$$

$$N X_{12} = 2 \times 1^2 = 2 \text{ m}^2$$

$$X2 = 2 + 1 = 3$$

$$N X_{22} = 2 \times 3^2 = 18 \text{ m}^2$$

$$S n X_{12} = 2 \times (2+18) = 40 \text{ m}^2$$

$$Y1 = 2 \times 0.5 = 1$$

$$N Y_{12} = 4 \times 1^2 = 4 \text{ m}^2$$

$$Y2 = 1+2 = 3$$

$$N Y_{22} = 4 \times 3^2 = 36 \text{ m}^2$$

$$Y3 = 3+2 = 5$$

$$N Y_{32} = 4 + 5^2 = 100 \text{ m}^2$$

$$S n Y_{12} = 2 \times (4+36+100) = 280 \text{ m}^2$$

7.2.5 Kontrol Tiang Pancang terhadap gaya gempa

Metode perhitungan menggunakan cara dari *Converse-labarre*, didapatkan :

$$m = 1 - \left\{ \text{arc tg} \left(\frac{D}{S} \right) \times \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

$$m = 0.9$$

P ijin 1 tiang pancang dalam group = P ijin x m

$$P \text{ ijin 1 tiang pancang dalam group} = 50962.34483 \times 0.9 = 45866.11035 \text{ kg}$$

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P \text{ max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \times Y_{max}}{S n Y_1}$$

$$P \text{ min} = \frac{P}{n} - \frac{M_y \times Y_{max}}{S n Y_1}$$

Perhitungan terhadap beban arah X dapat dilihat pada **Tabel 7.6**

Tabel 7. 6 Rekapitulasi Kontrol terhadap beban arah X

No Kolom	Kombinasi Beban	P (kg)	Mx (kgm)	P/n (kg)	Mx*Xmax/SnXi2 (kg)	Pmax (kg)	Pmin (kg)
1	D+Rspy+L	419.63384	34.4527131	52.4542299	0.61522702	53.0694569	51.839
1	D-Rspy+L	-513.793	-40.730688	-64.224131	-0.727333709	-64.9514646	-63.4968
1	D+Rsp+L	-10.91112	-0.2232159	-1.3638896	-0.003985998	-1.367875548	-1.3599
1	D-Rsp+L	-83.2481	-6.0547587	-10.406013	-0.108120692	-10.51413342	-10.2979
2	D+Rspy+L	-10.92163	-0.2240928	-1.3652037	-0.004001658	-1.369205368	-1.3612
2	D-Rspy+L	-83.2586	-6.0556459	-10.407326	-0.108136534	-10.51546214	-10.2992
2	D+Rsp+L	419.63384	34.4527131	52.4542299	0.61522702	53.0694569	51.839
2	D-Rsp+L	-513.793	-40.730688	-64.224131	-0.727333709	-64.9514646	-63.4968
3	D+Rspy+L	446.1953	36.0085553	55.7744131	0.643009916	56.41742303	55.1314
3	D-Rspy+L	-513.793	-40.730688	-64.224131	-0.727333709	-64.9514646	-63.4968
3	D+Rsp+L	15.6514	1.3327181	1.95642497	0.023798538	1.980223509	1.932626
3	D-Rsp+L	-56.68558	-4.498835	-7.0856969	-0.080336339	-7.166033268	-7.00536
4	D+Rspy+L	446.1953	36.0085553	55.7744131	0.643009916	56.41742303	55.1314
4	D-Rspy+L	-487.2316	-39.174835	-60.903948	-0.699550631	-61.60349828	-60.2044
4	D+Rsp+L	15.650349	1.33263652	1.95629368	0.023797081	1.980090764	1.932497
4	D-Rsp+L	-56.68663	-4.4989165	-7.0858282	-0.080337795	-7.166166014	-7.00549
5	D+Rspy+L	446.1953	36.0085553	55.7744131	0.643009916	56.41742303	55.1314
5	D-Rspy+L	-487.2316	-39.174835	-60.903948	-0.699550631	-61.60349828	-60.2044
5	D+Rsp+L	-11.21314	1.0333906	-1.401642	0.018453404	-1.38318859	-1.4201
5	D-Rsp+L	-12.7543	0.93082755	-1.5942881	0.01662192	-1.577666134	-1.61091
6	D+Rspy+L	-14.37536	1.31253792	-1.7969197	0.023438177	-1.77348151	-1.82036
6	D-Rspy+L	27.224914	2.39673078	3.4031142	0.042798764	3.445912967	3.360315
6	D+Rsp+L	345.53025	30.4665099	43.1912808	0.544044819	43.73532561	42.64724
6	D-Rsp+L	-37.65731	3.06437977	-4.7071643	0.054721067	-4.65244319	-4.76189
7	D+Rspy+L	-20.1255	1.8375592	-2.5156871	0.032813557	-2.482873495	-2.5485
7	D-Rspy+L	402.71296	43.6288946	50.3391205	0.779087403	51.1182079	49.56003
7	D+Rsp+L	-495.6657	-35.584017	-61.958209	-0.635428873	-62.59363817	-61.3228
7	D-Rsp+L	-11.08397	7.13818682	-1.3854961	0.127467622	-1.258028441	-1.51296
8	D+Rspy+L	-81.86874	0.90668067	-10.233593	0.016190726	-10.21740201	-10.2498
8	D-Rspy+L	-11.09435	7.13914535	-1.3867937	0.127484738	-1.259308913	-1.51428
8	D+Rsp+L	-81.87912	0.9076392	-10.23489	0.016207843	-10.21868248	-10.2511
8	D-Rsp+L	402.71296	43.6288946	50.3391205	0.779087403	51.1182079	49.56003

Nilai P beban tidak boleh melebihi dari P ijin :

No	%	Pijin	Pbeban	Pijin x %	Keterangan
Kolom	Pijin	(kg)	(kg)	(kg)	
1	1.5	45866.11	53.0694569	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-63.496797	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-1.3599036	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-10.297892	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-1.3612021	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-10.299189	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	53.0694569	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-63.496797	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	56.417423	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	-63.496797	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	1.98022351	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	-7.0053606	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	56.417423	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	-60.204397	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	1.98009076	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	-7.0054904	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	56.417423	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-60.204397	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-1.3831886	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-1.5776661	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	-1.7734815	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	3.44591297	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	43.7353256	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	-4.6524432	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-2.4828735	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	51.1182079	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-61.32278	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-1.2580284	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-10.217402	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-1.2593089	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-10.218682	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	51.1182079	68799.1655	OK !!

Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P \max = \frac{P}{n} + \frac{Mx \times X_{max}}{SnY1}$$

$$P \min = \frac{P}{n} - \frac{Mx \times X_{max}}{SnY1}$$

Perhitungan terhadap beban arah X dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 7. 7 Rekapitulasi Kontrol terhadap beban arah Y

No	Kombinasi Beban	P	My	P/n	My*Xmax/SnXi2	Pmax	Pmin
Kolom		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
1	D+Rspy+L	419.63384	63.3277315	52.4542299	4.749579863	57.20380975	47.70465
1	D-Rspy+L	-513.793	-74.943676	-64.224131	-5.620775682	-69.84490657	-58.6034
1	D+RspX+L	-10.91112	-0.4540286	-1.3638896	-0.034052148	-1.397941699	-1.32984
1	D-RspX+L	-83.2481	-11.161926	-10.406013	-0.837144435	-11.24315716	-9.56887
2	D+Rspy+L	-10.92163	-0.4553441	-1.3652037	-0.034150806	-1.399354516	-1.33105
2	D-Rspy+L	-83.2586	-11.163241	-10.407326	-0.837243093	-11.2445687	-9.57008
2	D+RspX+L	419.63384	63.3277315	52.4542299	4.749579863	57.20380975	47.70465
2	D-RspX+L	-513.793	-74.943676	-64.224131	-5.620775682	-69.84490657	-58.6034
3	D+Rspy+L	446.1953	66.6385155	55.7744131	4.997888663	60.77230178	50.77652
3	D-Rspy+L	-513.793	-74.943676	-64.224131	-5.620775682	-69.84490657	-58.6034
3	D+RspX+L	15.6514	2.85688792	1.95642497	0.214266594	2.170691565	1.742158
3	D-RspX+L	-56.68558	-7.8510092	-7.0856969	-0.588825693	-7.674522623	-6.49687
4	D+Rspy+L	446.1953	66.6385155	55.7744131	4.997888663	60.77230178	50.77652
4	D-Rspy+L	-487.2316	-71.632892	-60.903948	-5.372466882	-66.27641454	-55.5315
4	D+RspX+L	15.650349	2.85676555	1.95629368	0.214257417	2.170551099	1.742036
4	D-RspX+L	-56.68663	-7.8511418	-7.0858282	-0.588835635	-7.674663854	-6.49699
5	D+Rspy+L	446.1953	66.6385155	55.7744131	4.997888663	60.77230178	50.77652
5	D-Rspy+L	-487.2316	-71.632892	-60.903948	-5.372466882	-66.27641454	-55.5315
5	D+RspX+L	-11.21314	-1.4063008	-1.401642	-0.105472562	-1.507114556	-1.29617
5	D-RspX+L	-12.7543	-1.6310973	-1.5942881	-0.122332295	-1.71662035	-1.47196
6	D+Rspy+L	-14.37536	-1.7060974	-1.7969197	-0.127957304	-1.924876991	-1.66896
6	D-Rspy+L	27.224914	4.00556764	3.4031142	0.300417573	3.703531776	3.102697
6	D+RspX+L	345.53025	50.8832984	43.1912808	3.816247382	47.00752817	39.37503
6	D-RspX+L	-37.65731	-4.6570745	-4.7071643	-0.349280589	-5.056444847	-4.35788
7	D+Rspy+L	-20.1255	-2.3885425	-2.5156871	-0.179140685	-2.694827737	-2.33655
7	D-Rspy+L	402.71296	60.4154832	50.3391205	4.53116124	54.87028174	45.80796
7	D+RspX+L	-495.6657	-71.881091	-61.958209	-5.391081801	-67.3492911	-56.5671
7	D-RspX+L	-11.08397	-0.5255617	-1.3854961	-0.03941713	-1.424913192	-1.34608
8	D+Rspy+L	-81.86874	-10.940046	-10.233593	-0.820503431	-11.05409617	-9.41309
8	D-Rspy+L	-11.09435	-0.526867	-1.3867937	-0.039515023	-1.426308674	-1.34728
8	D+RspX+L	-81.87912	-10.941341	-10.23489	-0.820600559	-11.05549088	-9.41429
8	D-RspX+L	402.71296	60.4154832	50.3391205	4.53116124	54.87028174	45.80796

Nilai P beban tidak boleh melebihi dari P ijin :

No Kolom	% Pijin	Pijin (kg)	Pbeban (kg)	Pijin x % (kg)	Keterangan
1	1.5	45866.11	57.2038097	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-58.603355	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-1.3298374	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-9.5688683	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-1.3310529	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-9.5700825	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	57.2038097	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-58.603355	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	60.7723018	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	-58.603355	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	2.17069157	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	-6.4968712	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	60.7723018	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	-55.531481	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	2.1705511	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	-6.4969926	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	60.7723018	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-55.531481	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-1.2961694	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-1.4719558	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	-1.6689624	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	3.70353178	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	47.0075282	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	-4.3578837	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-2.3365464	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	54.8702817	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-56.567127	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-1.3460789	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-9.4130893	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-1.3472786	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-9.4142898	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	54.8702817	68799.1655	OK !!

Tinjauan terhadap beban arah X dan Y

$$P \max = \frac{P}{n} + \frac{Mx \times Xmax}{SnY1} + \frac{My \times Ymax}{SnY1}$$

$$P \min = \frac{P}{n} - \frac{Mx \times Xmax}{SnY1} - \frac{My \times Ymax}{SnY1}$$

Tabel 7. 8 Rekapitulasi kontrol terhadap beban arah X dan Y

No	Kombinasi Beban	P	My*Ymax/SnYi2	Mx*Xmax/SnXi2	Pmax	Pmin
Kolom		(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
1	D+Rspy+L	41.96338	0.474957986	0.061522702	5.781904	4.708942
1	D-Rspy+L	-1.09111	0.474957986	0.061522702	0.400092	-0.67287
1	D+Rsp+L	-1.09216	0.499788866	0.064300992	0.427569	-0.70061
1	D-Rsp+L	41.96338	0.499788866	0.064300992	5.809513	4.681333
2	D+Rspy+L	1.56514	-0.035644359	-0.127915878	0.032082	0.359203
2	D-Rspy+L	44.61953	0.02445514	0.090863033	5.692759	5.462123
2	D+Rsp+L	1.565035	0.030985275	0.107884791	0.334499	0.056759
2	D-Rsp+L	44.61953	-0.000151504	-0.003046602	5.574243	5.580639
3	D+Rspy+L	40.2713	0.030985275	0.107884791	5.172782	4.895042
3	D-Rspy+L	-1.1084	-0.003237038	-0.019535796	-0.16132	-0.11578
3	D+Rsp+L	-1.10943	-0.000800656	-0.008316205	-0.1478	-0.12956
3	D-Rsp+L	40.2713	-0.003237038	-0.019535796	5.011139	5.056685
4	D+Rspy+L	1.537963	0.030985275	0.107884791	0.331115	0.053375
4	D-Rspy+L	42.91755	-0.032598135	-0.128359091	5.203737	5.525651
4	D+Rsp+L	1.537861	0.030985275	0.107884791	0.331103	0.053362
4	D-Rsp+L	42.91755	-0.032598135	-0.128359091	5.203737	5.525651
5	D+Rspy+L	-5.54051	0.001624102	-0.000940834	-0.69188	-0.69325
5	D-Rspy+L	-5.54062	-0.032598135	-0.128359091	-0.85353	-0.53162
5	D+Rsp+L	-46.9203	0.031542652	0.113774927	-5.71972	-6.01036
5	D-Rsp+L	0.885365	-0.032598135	-0.128359091	-0.05029	0.271628
6	D+Rspy+L	2.510306	0.031542652	0.113774927	0.459106	0.168471
6	D-Rspy+L	42.91755	-0.002679661	-0.01364566	5.348369	5.38102
6	D+Rsp+L	1.677352	0.002181632	0.004951851	0.216802	0.202535
6	D-Rsp+L	32.06427	-0.002679661	-0.01364566	3.991708	4.024359
7	D+Rspy+L	2.348293	0.000278	0.002825233	0.29664	0.290433
7	D-Rspy+L	-36.9722	-0.032040758	-0.122468955	-4.77603	-4.46701
7	D+Rsp+L	2.510306	0.000278	0.002825233	0.316891	0.310685
7	D-Rsp+L	46.39492	0.002067296	0.006705508	5.808138	5.790592
8	D+Rspy+L	7.974771	0.031542652	0.113774927	1.142164	0.851529
8	D-Rspy+L	7.975906	0.002067296	0.006705508	1.005761	0.988215
8	D+Rsp+L	46.39492	0.000791937	0.005556634	5.805714	5.793017
8	D-Rsp+L	-36.9722	-0.000163588	0.001849456	-4.61984	-4.62321

Nilai P beban tidak boleh melebihi dari P ijin :

No Kolom	% Pijin	Pijin (kg)	Pbeban (kg)	Pijin x % (kg)	Keterangan
1	1.5	45866.11	57.8190368	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-70.57224	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-1.4019277	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11	-11.351278	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-1.4033562	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-11.352705	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	57.8190368	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11	-70.57224	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	61.4153117	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	-70.57224	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	2.1944901	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11	-7.754859	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	61.4153117	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	-66.975965	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	2.19434818	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11	-7.7550016	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	61.4153117	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-66.975965	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-1.4886612	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11	-1.6999984	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	-1.9014388	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	3.74633054	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	47.551573	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11	-5.0017238	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-2.6620142	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	55.6493691	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-67.98472	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11	-1.2974456	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-11.037905	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-1.2988239	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	-11.039283	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11	55.6493691	68799.1655	OK !!

7.2.6 Kontrol kekuatan tiang pancang

Dari spesifikasi WIKA Pile classification, direncanakan tiang pancang beton dengan spesifikasi sebagai berikut :

Diameter (D) =	40	cm
Tebal =	7.5	cm
Kelas =	D	
f_c' =	40	Mpa
Allowable Axial =	111.5	ton
Bendng Moment Crack =	9	tonm
Bending Moment Ulimite =	18	tonm

$$E = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 29725.41001 \text{ MPa} = 297254.1001 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 70898.67454 \text{ cm}^4$$

Kontrol terhadap gaya aksial

P allow = P ijin = 111.5 ton (spek tiang pancang)

P beban max = 39.3601959 ton

P beban max < P allow (OK)

Kontrol defleksi

Defleksi yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$Y = \frac{H (e+Z_f)^3}{12 E I}$$

Z_f adalah kedalaman titik jepit tiang dimana Z_f dihitung dengan :

$$Z_f = 1.8 \times T \times \frac{EI}{nh} = 1.8 \times 5 \times \frac{239254 \times 70898.674}{0.06} = 366.7713881 \text{ cm}$$

Dari buku “daya dukung pondasi dalam” karya Dr. Ir. Herman Wahyudi, nh untuk tanah soft normally –consolidated clay antara 350-700 kN/m³

Dan didapat nilai $nh = 600 \text{ kN/m}^3$ (Terzaghi)

$Nh = 0.06 \text{ kg/cm}^3$

$$H \text{ cap} = \frac{2 \cdot mn}{e+Z_f} = \frac{1800000}{496.7713881} = 3623.397086 \text{ kg}$$

$$Y = \frac{H(e+Zf)^3}{12EI}$$

$$Y = \frac{3623.397086 (130 + 366.7713881)^3}{12 \times 297254.1001 \times 70898.67454} = 1.756460705 \text{ cm}$$

Syarat : Y tidak boleh melebihi Y ijin

$$1.756 < 1.85 \text{ (OK)}$$

7.3 Pondasi Kolom (n = 6 buah)

Beban struktur yang bekerja pada kolom menentukan bagaimana perancangan pondasi kolom yang akan dilakukan beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Sehingga perencanaan tiang pancang ditinjau perkolom. Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban terbesar yang didapat dari program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut :

Tabel 7. 9 Hasil output terhadap Kolom

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	351	4247	1D + 1L	18.2178	3035.081	16140.05	172.1389	116.4456	13.2228
Base	352	4248	1D + 1L	1156.568	473.3801	15951.62	281.1097	263.1184	18.717
Base	354	4240	1D + 1L	1424.911	2551.56	17005.67	399.1915	249.944	33.0251
Base	355	4261	1D + 1L	1700.093	2544.606	16400.69	400.7558	279.7542	34.8189
Base	353	4289	1D + 1L	2153.453	2918.828	19038.64	428.6819	333.5883	32.0169
Base	470	4296	1D + 1L	1671.528	2736.148	17487.16	406.1726	283.5613	31.3657
Base	471	4303	1D + 1L	28.1323	3400.455	16086.75	159.6988	135.5848	14.9209
Base	472	4304	1D + 1L	1447.057	108.6938	16079.74	320.3012	307.7142	22.0108
Base	473	4317	1D + 1L	1910.558	3062.415	17440.65	366.3333	317.8625	35.496
Base	474	4324	1D + 1L	1477.156	2920.746	16249.97	350.6725	272.9404	34.6806
Base	475	4331	1D + 1L	1732.591	2420.288	18811.3	473.8721	289.9974	31.2675
Base	476	4338	1D + 1L	2069.964	2443.68	18482.04	479.278	325.8348	32.4252

7.3.1 Spesifikasi tiang pancang

Pada perencanaan pondasi gedung Galaxy Mall 3 ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile*. Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :

outside diameter =	400	mm
wall thickness =	75	mm
class =	C	
concrete cross section :	1571	cm ²
unit weight :	393	kg/m
bending moment crack	9	tm
bending moment ultimate :	18	tm
allowable axial load :	111.5	ton

Dalam perhitungan yang sama didapat diameter yang dipakai adalah 0.4 mm

7.3.2 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 dapat dilihat pada tabel di bawah. (P ijin dalam ton).

$$N = P_n / P \text{ ijin}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jaraknya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

Jarak antar tiang pancang :

Diameter	=	2.5D	3D	jarak (cm)
40	=	100	120	100
50	=	125	150	125
60	=	150	180	150
80	=	200	240	200

Jarak tepi tiang pancang :

Diameter	=	1D	2D	jarak (cm)
40	=	40	80	40
50	=	50	100	50
60	=	60	120	60
80	=	80	160	80

7.3.3 Menentukan jumlah tiang pancang minimum

Tiang pancang dipancang hingga kedalaman : 20 m

Jari-jari tiang pancang rencana : 0.4 mm

Dari perhitungan daya dukung tanah diatas didapatkan data :

$$Q_u = 152.89 \text{ ton} = 152887.0345 \text{ kg}$$

$$SF \text{ rencana} = 3$$

$$P \text{ ijin} = Q_u / SF$$

$$P \text{ ijin} = 152887.0345 / 3 = 50962.34483 \text{ kg}$$

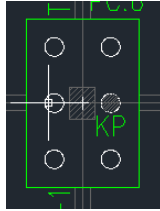
Untuk jumlah tiang pancang minimum :

$$N = P/P_{\text{ijin}}$$

Tabel 7. 10 Rekapitulasi jumlah tiang pancang Kolom pada tower kanan

No	Kombinasi Beban	P (kg)	Pijin (kg)	n
1	1D	272941.389	50962.3448	6
2	1D + 1L	295846.2943	50962.3448	6
3	D+Rsp _x +L	124612.2016	50962.3448	3
4	D-Rsp _x +L	128821.6462	50962.3448	3
5	D+Rsp _y +L	139420.607	50962.3448	3
6	D-Rsp _y +L	125637.0765	50962.3448	3

Dengan jumlah tiang pancang yang direncanakan adalah 6 buah per titik kolom, maka konfigurasi tiang pancang dengan n = 6 buah dapat dilihat pada **Gambar 7.3**



Gambar 7.3 Konfigurasi tiang pancang untuk $n = 6$ buah

7.3.4 Perencanaan konfigurasi tiang pancang

Dari jumlah kebutuhan yang terbesar digunakan jumlah tiang pancang : 6 buah.

Jarak antar tiang arah $X = 2$ m

Jarak antar tiang arah $Y = 2$ m

Jarak tiang kesisi terluar = 0.6 m

N arah $X = 3$

N arah $Y = 2$

L pilecap arah $X = 5.2$ m

L pilecap arah $Y = 3.2$ m

$$X1 = 2/2 = 1$$

$$N X_{12} = 2 \times 1^2 = 2 \text{ m}^2$$

$$X2 = 2 + 1 = 3$$

$$N X_{22} = 2 \times 3^2 = 18 \text{ m}^2$$

$$S n X_{12} = 2 \times (2 + 18) = 40 \text{ m}^2$$

$$Y1 = 2 \times 0.5 = 1$$

$$N Y_{12} = 3 \times 1^2 = 3 \text{ m}^2$$

$$Y2 = 1 + 2 = 3$$

$$N Y_{22} = 3 \times 3^2 = 27 \text{ m}^2$$

$$Y3 = 3 + 2 = 5$$

$$N Y_{32} = 3 + 5^2 = 75 \text{ m}^2$$

$$S n Y_{12} = 2 \times (3 + 27 + 75) = 210 \text{ m}^2$$

7.3.5 Kontrol Tiang Pancang terhadap gempa

Metode perhitungan menggunakan cara dari *Converse-labarre*, didapatkan :

$$m = 1 - \left\{ \text{arc tg} \left(\frac{D}{S} \right) \times \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

$$m = 0.9$$

P ijin 1 tiang pancang dalam group = P ijin x m

$$P \text{ ijin 1 tiang pancang dalam group} = 50962.34483 \times 0.9 = 45866.11035 \text{ kg}$$

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P \text{ max} = \frac{P}{n} + \frac{My \times Y_{max}}{SnY_1}$$

$$P \text{ min} = \frac{P}{n} - \frac{My \times Y_{max}}{SnY_1}$$

Perhitungan terhadap beban arah X dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 7. 11 Kontrol terhadap beban arah X

No Kolom	Kombinasi Beban	P (kg)	Mx (kgm)	P/n (kg)	Mx*Xmax/SnXi2 (kg)	Pmax (kg)	Pmin (kg)
1	D+Rspy+L	157.3991726	2.24290659	19.6748966	0.040051903	19.71495	19.63484
1	D-Rspy+L	2023.485761	28.9166942	252.93572	0.516369539	253.4521	252.4194
1	D+Rsp+L	280.4839157	-2.0384943	35.0604895	-0.036401684	35.02409	35.09689
1	D-Rsp+L	179.427388	-1.4981263	22.4284235	-0.026752255	22.40167	22.45518
2	D+Rspy+L	3000.71622	34.4527131	375.089527	0.61522702	375.7048	374.4743
2	D-Rspy+L	-2260.346748	-40.730688	-282.54334	-0.727333709	-283.2707	-281.816
2	D+Rsp+L	574.8036571	-0.2232159	71.8504571	-0.003985998	71.84647	71.85444
2	D-Rsp+L	165.5658146	-6.0547587	20.6957268	-0.108120692	20.58761	20.80385
3	D+Rspy+L	574.889456	-0.2240928	71.861182	-0.004001658	71.85718	71.86518
3	D-Rspy+L	165.6516135	-6.0556459	20.7064517	-0.108136534	20.59832	20.81459
3	D+Rsp+L	3000.71622	34.4527131	375.089527	0.61522702	375.7048	374.4743
3	D-Rsp+L	-2260.346748	-40.730688	-282.54334	-0.727333709	-283.2707	-281.816
4	D+Rspy+L	3000.71622	36.0085553	375.089527	0.643009916	375.7325	374.4465
4	D-Rspy+L	-2457.822736	-40.730688	-307.22784	-0.727333709	-307.9552	-306.501
4	D+Rsp+L	377.3188387	1.3327181	47.1648548	0.023798538	47.18865	47.14106
4	D-Rsp+L	-31.91900385	-4.498835	-3.9898755	-0.080336339	-4.070212	-3.90954
5	D+Rspy+L	2803.240232	36.0085553	350.405029	0.643009916	351.048	349.762
5	D-Rspy+L	-2457.822736	-39.174835	-307.22784	-0.699550631	-307.9274	-306.528
5	D+Rsp+L	377.3276694	1.33263652	47.1659587	0.023797081	47.18976	47.14216
5	D-Rsp+L	-31.91017311	-4.4989165	-3.9887716	-0.080337795	-4.069109	-3.90843
6	D+Rspy+L	2803.240232	36.0085553	350.405029	0.643009916	351.048	349.762
6	D-Rspy+L	-2457.822736	-39.174835	-307.22784	-0.699550631	-307.9274	-306.528
6	D+Rsp+L	93.38064449	1.0333906	11.6725806	0.018453404	11.69103	11.65413
6	D-Rsp+L	88.75870939	0.93082755	11.0948387	0.01662192	11.11146	11.07822
7	D+Rspy+L	129.4467322	1.31253792	16.1808415	0.023438177	16.20428	16.1574
7	D-Rspy+L	164.4473184	2.39673078	20.559148	0.042798764	20.59871	20.51312
7	D+Rsp+L	2080.057455	30.4665099	260.007182	0.544044819	260.5512	259.4631
7	D-Rsp+L	297.3500116	3.06437977	37.1687515	0.054721067	37.22347	37.11403
8	D+Rspy+L	181.225423	1.8375592	22.6531779	0.032813557	22.68599	22.62036
8	D-Rspy+L	3086.48868	43.6288946	385.811085	0.779087403	386.5902	385.032
8	D+Rsp+L	-2321.660703	-35.584017	-290.20759	-0.635428873	-290.843	-289.572
8	D-Rsp+L	596.1954983	7.13818682	74.5244373	0.127467622	74.6519	74.39697

Nilai P beban tidak boleh melebihi dari P ijin :

No Kolom	% Pijin	Pijin (kg)	Pbeban (kg)	Pijin x % (kg)	Keterangan
1	1.5	45866.11035	19.7149485	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	253.45209	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	35.0968911	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	22.4551758	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	375.704754	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	-281.81601	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	71.8544431	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	20.8038475	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	71.8651837	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	20.8145882	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	375.704754	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	-281.81601	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	375.732537	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	-306.50051	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	47.1886534	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	-3.9095391	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	351.048039	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	-306.52829	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	47.1897558	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	-3.9084338	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	351.048039	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	-306.52829	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	11.691034	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	11.1114606	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	16.2042797	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	20.5987136	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	260.551227	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	37.2234725	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	22.6859914	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	386.590172	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	-289.57216	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	74.6519049	68799.1655	OK !!

Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P \max = \frac{P}{n} + \frac{Mx \times Xmax}{SnY1}$$

$$P \min = \frac{P}{n} - \frac{Mx \times Xmax}{SnY1}$$

Perhitungan terhadap beban arah Y dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 7. 12 Rekapitulasi kontrol terhadap beban arah Y

No	Kombinasi Beban	P	My	P/n	My*Xmax/SnXi2	Pmax	Pmin
Kolom		(kg)	(kgm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
1	D+Rspy+L	157.3991726	4.11841963	19.6748966	0.308881472	19.98378	19.36602
1	D-Rspy+L	2023.485761	53.1813105	252.93572	3.988598286	256.9243	248.9471
1	D+Rsp+L	280.4839157	-4.6818026	35.0604895	-0.351135198	34.70935	35.41162
1	D-Rsp+L	179.4273888	-2.4747595	22.4284235	-0.18560696	22.24282	22.61403
2	D+Rspy+L	3000.71622	63.3277315	375.089527	4.749579863	379.8391	370.3399
2	D-Rspy+L	-2260.346748	-74.943676	-282.54334	-5.620775682	-288.1641	-276.923
2	D+Rsp+L	574.8036571	-0.4540286	71.8504571	-0.034052148	71.8164	71.88451
2	D-Rsp+L	165.5658146	-11.161926	20.6957268	-0.837144435	19.85858	21.53287
3	D+Rspy+L	574.889456	-0.4553441	71.861182	-0.034150806	71.82703	71.89533
3	D-Rspy+L	165.6516135	-11.163241	20.7064517	-0.837243093	19.86921	21.54369
3	D+Rsp+L	3000.71622	63.3277315	375.089527	4.749579863	379.8391	370.3399
3	D-Rsp+L	-2260.346748	-74.943676	-282.54334	-5.620775682	-288.1641	-276.923
4	D+Rspy+L	3000.71622	66.6385155	375.089527	4.997888663	380.0874	370.0916
4	D-Rspy+L	-2457.822736	-74.943676	-307.22784	-5.620775682	-312.8486	-301.667
4	D+Rsp+L	377.3188387	2.85688792	47.1648548	0.214266594	47.37912	46.95059
4	D-Rsp+L	-31.91900385	-7.8510092	-3.9898755	-0.588825693	-4.578701	-3.40105
5	D+Rspy+L	2803.240232	66.6385155	350.405029	4.997888663	355.4029	345.4071
5	D-Rspy+L	-2457.822736	-71.632892	-307.22784	-5.372466882	-312.6003	-301.855
5	D+Rsp+L	377.3276694	2.85676555	47.1659587	0.214257417	47.38022	46.9517
5	D-Rsp+L	-31.91017311	-7.8511418	-3.9887716	-0.588835635	-4.577607	-3.39994
6	D+Rspy+L	2803.240232	66.6385155	350.405029	4.997888663	355.4029	345.4071
6	D-Rspy+L	-2457.822736	-71.632892	-307.22784	-5.372466882	-312.6003	-301.855
6	D+Rsp+L	93.38064449	-1.4063008	11.6725806	-0.105472562	11.56711	11.77805
6	D-Rsp+L	88.75870939	-1.6310973	11.0948387	-0.122332295	10.97251	11.21717
7	D+Rspy+L	129.4467322	-1.7060974	16.1808415	-0.127957304	16.05288	16.3088
7	D-Rspy+L	164.4473184	4.00556764	20.5559148	0.300417573	20.85633	20.2555
7	D+Rsp+L	2080.057455	50.8832984	260.007182	3.816247382	263.8234	256.1909
7	D-Rsp+L	297.3500116	-4.6570745	37.1687515	-0.349280589	36.81947	37.51803
8	D+Rspy+L	181.225423	-2.3885425	22.6531779	-0.179140685	22.47404	22.83232
8	D-Rspy+L	3086.48868	60.4154832	385.811085	4.53116124	390.3422	381.2799
8	D+Rsp+L	-2321.660703	-71.881091	-290.20759	-5.391081801	-295.5987	-284.817
8	D-Rsp+L	596.1954983	-0.5255617	74.5244373	-0.03941713	74.48502	74.56385

Nilai P beban tidak boleh melebihi dari P ijin :

No Kolom	% Pijin	Pijin (kg)	Pbeban (kg)	Pijin x % (kg)	Keterangan
1	1.5	45866.11035	19.983778	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	256.924318	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	35.4116247	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	22.6140305	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	379.839107	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	-276.92257	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	71.8845093	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	21.5328713	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	71.8953328	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	21.5436948	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	379.839107	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	-276.92257	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	380.087416	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	-301.60707	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	47.3791214	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	-3.4010498	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	355.402918	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	-301.85538	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	47.3802161	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	-3.399936	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	355.402918	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	-301.85538	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	11.7780531	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	11.217171	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	16.3087988	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	20.8563324	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	263.823429	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	37.518032	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	22.8323186	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	390.342246	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	-284.81651	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	74.5638544	68799.1655	OK !!

Tinjauan terhadap beban arah X dan Y

$$P \max = \frac{P}{n} + \frac{Mx \ x \ Xmax}{SnY1} + \frac{My \ x \ Ymax}{SnY1}$$

$$P \min = \frac{P}{n} - \frac{Mx \ x \ Xmax}{SnY1} - \frac{My \ x \ Ymax}{SnY1}$$

Tabel 7. 13 Rekapitulasi kontrol terhadap beban arah X dan Y

No Kolom	Kombinasi Beban	P (kg)	My*Ymax/SnYi2 (kg)	Mx*Xmax/SnXi2 (kg)	Pmax (kg)	Pmin (kg)
1	D+Rspy+L	41.96338	0.474957986	0.061522702	5.781904	4.708942
1	D-Rspy+L	-1.09111	0.474957986	0.061522702	0.400092	-0.67287
1	D+Rsp+L	-1.09216	0.499788866	0.064300992	0.427569	-0.70061
1	D-Rsp+L	41.96338	0.499788866	0.064300992	5.809513	4.681333
2	D+Rspy+L	1.56514	-0.035644359	-0.127915878	0.032082	0.359203
2	D-Rspy+L	44.61953	0.02445514	0.090863033	5.692759	5.462123
2	D+Rsp+L	1.565035	0.030985275	0.107884791	0.334499	0.056759
2	D-Rsp+L	44.61953	-0.000151504	-0.003046602	5.574243	5.580639
3	D+Rspy+L	40.2713	0.030985275	0.107884791	5.172782	4.895042
3	D-Rspy+L	-1.1084	-0.003237038	-0.019535796	-0.16132	-0.11578
3	D+Rsp+L	-1.10943	-0.000800656	-0.008316205	-0.1478	-0.12956
3	D-Rsp+L	40.2713	-0.003237038	-0.019535796	5.011139	5.056685
4	D+Rspy+L	1.537963	0.030985275	0.107884791	0.331115	0.053375
4	D-Rspy+L	42.91755	-0.032598135	-0.128359091	5.203737	5.525651
4	D+Rsp+L	1.537861	0.030985275	0.107884791	0.331103	0.053362
4	D-Rsp+L	42.91755	-0.032598135	-0.128359091	5.203737	5.525651
5	D+Rspy+L	-5.54051	0.001624102	-0.000940834	-0.69188	-0.69325
5	D-Rspy+L	-5.54062	-0.032598135	-0.128359091	-0.85353	-0.53162
5	D+Rsp+L	-46.9203	0.031542652	0.113774927	-5.71972	-6.01036
5	D-Rsp+L	0.885365	-0.032598135	-0.128359091	-0.05029	0.271628
6	D+Rspy+L	2.510306	0.031542652	0.113774927	0.459106	0.168471
6	D-Rspy+L	42.91755	-0.002679661	-0.01364566	5.348369	5.38102
6	D+Rsp+L	1.677352	0.002181632	0.004951851	0.216802	0.202535
6	D-Rsp+L	32.06427	-0.002679661	-0.01364566	3.991708	4.024359
7	D+Rspy+L	2.348293	0.000278	0.002825233	0.29664	0.290433
7	D-Rspy+L	-36.9722	-0.032040758	-0.122468955	-4.77603	-4.46701
7	D+Rsp+L	2.510306	0.000278	0.002825233	0.316891	0.310685
7	D-Rsp+L	46.39492	0.002067296	0.006705508	5.808138	5.790592
8	D+Rspy+L	7.974771	0.031542652	0.113774927	1.142164	0.851529
8	D-Rspy+L	7.975906	0.002067296	0.006705508	1.005761	0.988215
8	D+Rsp+L	46.39492	0.000791937	0.005556634	5.805714	5.793017
8	D-Rsp+L	-36.9722	-0.000163588	0.001849456	-4.61984	-4.62321

Nilai P beban tidak boleh melebihi dari P ijin :

No Kolom	% Pijin	Pijin (kg)	Pbeban (kg)	Pijin x % (kg)	Keterangan
1	1.5	45866.11035	20.0238299	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	257.440688	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	34.6729526	68799.1655	OK !!
1	1.5	45866.11035	22.2160643	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	380.454334	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	-288.89145	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	71.812419	68799.1655	OK !!
2	1.5	45866.11035	19.7504617	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	71.8230295	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	19.7610721	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	380.454334	68799.1655	OK !!
3	1.5	45866.11035	-288.89145	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	380.730426	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	-313.57595	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	47.40292	68799.1655	OK !!
4	1.5	45866.11035	-4.6590375	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	356.045928	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	-313.29986	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	47.4040132	68799.1655	OK !!
5	1.5	45866.11035	-4.6579451	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	356.045928	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	-313.29986	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	11.5855614	68799.1655	OK !!
6	1.5	45866.11035	10.9891283	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	16.0763224	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	20.8991311	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	264.367474	68799.1655	OK !!
7	1.5	45866.11035	36.8741919	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	22.5068508	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	391.121334	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	-296.2341	68799.1655	OK !!
8	1.5	45866.11035	74.6124878	68799.1655	OK !!

7.3.6 Kontrol kekuatan tiang pancang

Dari spesifikasi WKA Pile classification, direncanakan tiang pancang beton dengan spesifikasi sebagai berikut :

Diameter (D) =	40	cm
Tebal =	7.5	cm
Kelas =	D	
f'c =	40	Mpa
Allowable Axial =	111.5	ton
Bendng Moment Crack =	9	tonm
Bending Moment Ulimite =	18	tonm

$$E = 4700 \times \sqrt{f'c} = 29725.41001 \text{ MPa} = 297254.1001 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 70898.67454 \text{ cm}^4$$

Kontrol terhadap gaya aksial

P allow = P ijin = 111.5 ton (spek tiang pancang)

P beban max = 41.11026854 ton

P beban max < P allow (OK)

Kontrol defleksi

Defleksi yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$Y = \frac{H(e+Zf)^3}{12EI}$$

Zf adalah kedalaman titik jepit tiang dimana Zf dihitung dengan :

$$Zf = 1.8 \times T \times \frac{EI}{nh} = 1.8 \times 5 \times \frac{239254 \times 70898.674}{0.06} = 366.7713881 \text{ cm}$$

Dari buku "daya dukung pondasi dalam" karya Dr. Ir. Herman Wahyudi, nh untuk tanah soft normally –consolidated clay antara 350-700 kN/m³

Dan didapat nilai nh = 600 kN/m³ (Terzaghi)

Nh = 0.06 kg/cm³

$$H \text{ cap} = \frac{2.mn}{e+Zf} = \frac{1800000}{496.7713881} = 3623.397086 \text{ kg}$$

$$Y = \frac{H(e+Zf)^3}{12EI}$$

$$Y = \frac{3623.397086(130+366.7713881)^3}{12 \times 297254.1001 \times 70898.67454} = 1.756460705 \text{ cm}$$

Syarat : Y tidak boleh melebihi Y ijin

$$1.756 < 1.85 \text{ (OK)}$$

Kontrol tiang pancang terhadap beban lateral

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

Kontrol konfigurasi tiang pancang tipe 2

Jumlah tiang : 6 buah

H max = 8,945 ton

H max 1 tiang = H max / 6 = 8,945 / 6 = 1,49 ton

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

E = 297254,1 kg/cm²

I = 306919,6429 cm⁴

Fd = 1,5 (deflection coefficient)

T = 188,43 cm

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,10933 < 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol momen

$M = F_m \text{ (PT)} < M \text{ banding ultimate (dari spek WIKA beton)}$

$F_m = 1$

$M = 2,809 < 29 \text{ ton meter}$

(OK).

Untuk rekap kontrol tiang pancang dapat dilihat pada **Tabel 7.14**

Tabel 7. 14 Rekap Kontrol Tiang Pancang

Tipe Pile cap	Combo	H max 1 tiang	defleksi	M max	Mu ijin (ton.meter)	Keterangan
Tipe 1 (n=4)	1D	1.49	0.109276	2.807699	29	OK
	1D + 1L	1.232	0.090355	2.321534	29	OK
	1D + Rsp _x + 1L	1.433	0.105096	2.70029	29	OK
	1D - Rsp _x + 1L	1.498	0.109863	2.822774	29	OK
	1D + Rsp _y + 1L	2.242	0.164428	4.224739	29	OK
	1D - Rsp _y + 1L	2.038	0.149467	3.840329	29	OK
Tipe 2 (n=6)	1D	0.9038	0.066285	1.703086	29	OK
	1D + 1L	1.0333	0.075782	1.947111	29	OK
	1D + Rsp _x + 1L	4.498	0.329883	8.475859	29	OK
	1D - Rsp _x + 1L	1.3125	0.096259	2.473225	29	OK
	1D + Rsp _y + 1L	2.39	0.175282	4.503624	29	OK
	1D - Rsp _y + 1L	3.0643	0.224735	5.774249	29	OK
Tipe 3 (n=8)	1D	1.8375	0.134762	3.462515	29	OK
	1D + 1L	2.112	0.5235	3.979772	29	OK
	1D + Rsp _x + 1L	3.242	0.237768	6.109101	29	OK
	1D - Rsp _x + 1L	4.565	0.334797	8.602111	29	OK
	1D + Rsp _y + 1L	7.891	0.578725	14.8695	29	OK
	1D - Rsp _y + 1L	7.138	0.5235	13.45057	29	OK

Kontrol diagram interaksi P-M terhadap kombinasi beban yang bekerja :

Dengan menggunakan program bantu SP column didesain tiang pancang untuk mengontrol apakah kekuatan tiang pancang tersebut telah memenuhi dari berbagai kombinasi beban yang terjadi.

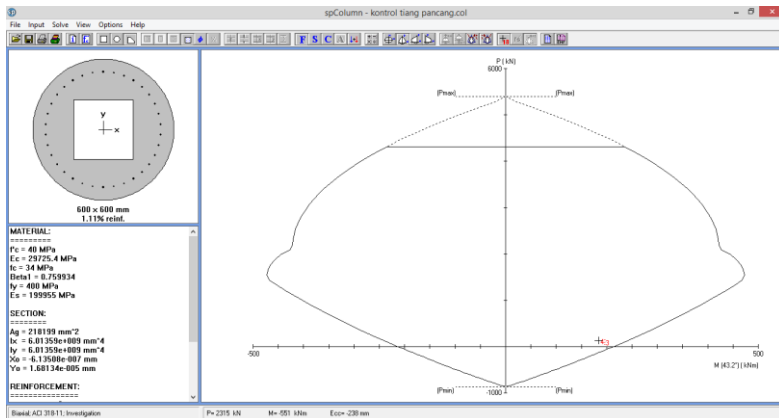
Data-data yang dimasukkan kedalam program bantu SP column adalah :

Diameter tulangan : 10 mm

Cover : 40 mm

Diameter tiang pancang 600 mm dengan tebal 100mm

Setelah diinput kombinasi beban maka didapatkan diagram interaksi sebagai berikut dapat dilihat pada **Gambar 7.1**



Gambar 7.1 Diagram interaksi P-M pada tiang pancang

7.3.7 Perencanaan Poer

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer diambil salah satu contoh tipe poer, yaitu poer untuk tiang pancang kolom dengan jumlah tiang pancang 4 buah.

Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut :

Pu kolom :	308.648868	ton				
P max (1 tiang) :	18.77222797	ton				
jumlah tiang pancang grup :	4					
dimensi kolom :	1000	x	1000	mm		
dimensi pile cap :	4	x	4	x	1	m
fc :	40	Mpa				
fy :	400	Mpa				
D tulangan :	25	mm				
selimut beton :	75	mm				
d efektif :	912.5	mm				

Kontrol geser pons pada pile cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai dengan yang disyaratkan pada SNI 2847 : 2013 ps. 11.2. kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut :

Batas geser pons adalah yang terkecil dari :

$$\varnothing V_c = 0.17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\varnothing V_c = 0.083 \times \left(\frac{a.d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\varnothing V_c = \left(\frac{1}{3}\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

dengan :

dimensi poer : 4 x 4 x 1 m

selimut beton = 75 mm

D tul. Utama = D25

Tinggi efektif : $d = 1000 - 75 - 25/2 = 912.5$ mm

Geser pons 2 arah

$$P_u, \text{ pile} = 18.772 + \left(1.2 \times \frac{111.5}{4}\right) = 52.22 \text{ ton}$$

B = 1

Alfa = 30

$b_1 + a_1 = d \text{ efektif} + d \text{ kolom} = 912.5 + 1000 = 1912.5$ mm

$U = 2 \times d \text{ efektif} + 2 \times 2 d \text{ efektif} = 3.65$ mm

Area tiang kritis = 0 (tidak ada yang mengenali)

Area total tiang kritis = A kolom = $1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$

Lamda = 0 (area tiang kritis / area total tiang kritis)

Pu kolom + poer = V maks + $(1.2 \times \text{gama} \times a1 \times b1)$

Pu kolom + poer = 319.182918 ton

Pu, punch = Pu kolom + Wu – P pile = 319.183 ton

Dimana :

beta c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom = 1

bw = keliling dari penampang kritis pada poer = 7650 mm

SNI PS11.11.2.1

$$\phi V_c = 0.17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 2943289.932 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.083 \times \left(\frac{a.d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 1923718.91 \text{ N}$$

$$\phi V_c = \left(\frac{1}{3}\right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 14070801.5 \text{ N}$$

maka diambil nilai $V_c = 14070801.5 \text{ N} = 1434.827771 \text{ ton}$

kontrol Pu punch < Vc

$319.182918 < 1434.827771 \text{ ton}$

(OK)

Geser pons 1 arah

Pu, pile + poer = P max 1 tiang + $(1.2 \times \text{dimensi pile cap} / \text{jumlah tiang})$

$$\text{Pu pile + poer} = 18.772 + \left(1.2 \times \frac{111.5}{4}\right) = 52.22 \text{ ton}$$

$$\text{Pu, reduce} = 956/1000 \times 52.22 = 50.029 \text{ ton}$$

$$\text{Pu n tiang} = \text{Pu} \times 8 \text{ tiang} = 50.029 \times 8 = 200.115 \text{ ton}$$

$$\text{Vu} = n \times \text{Pu reduce} - (1.2 \times \text{gama} \times \text{panjang poer} \times \text{tebal poer} \times \text{panjang critical section}) = 154.0355776 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 4328367.547 \text{ N} = 441.3722955 \text{ ton}$$

Nilai dari Vc harus lebih besar dari Pu (n tiang)

$$441.3722955 > 200.115 \text{ ton}$$

(memenuhi)

Penulangan pile cap

Dalam merencanakan penulangan pile cap, digunakan gaya-gaya dalam yang bekerja pada kolom yang didistribusikan kepada pile cap.

Penulangan lentur

Arah x :

$$P_u, \text{pile} = 52.22 \text{ ton}$$

$$P_u, \text{pile} + \text{poer} = 62.67 \text{ ton}$$

$$M_u \text{ (perhitungan momen)} = n \times P_u \text{ pile} \cdot X - W_u \cdot X =$$

$$= (2 \times 134.6044 \times 1.9125) - (1.2 \times 2.4 \times 4 \times 2 / 2 \times 2) = 176.71 \text{ ton-meter}$$

f _c	40	Mpa		f _y	400	Mpa
Momen Ultimate	-	knm	=	1732933.34	Nm	
B _w	4000	mm			ρ _{min}	0.0035
h	1000	mm			ρ _{min}	0.003952847
dimater tulangan	25	mm			ρ _{max}	0.0325125
As	490.8738521	mm ²				
Diamter stirrups	13	mm				
cover	75	mm				
d	899.5	mm				

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$R_n = \frac{M_u}{s b d x^2} = \frac{406.01175}{0.9 \times 4000 \times 899.5^2} = 0.594945276$$

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

$$f_{\text{perlu}} = \frac{1}{10} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10 \cdot 1.367}{400}} \right) = 0.001500609$$

$$f_{\text{pakai}} = 0.003952847$$

(section is enough → $f_{\text{pakai}} < f_{\text{max}}$)

$$A_s \text{ perlu} = f \cdot b \cdot d = 0.003952 \times 4000 \times 899.5 = 14222.34378 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan D25, $A_{st} = 22/7 \times 0.25 \times 25^2 = 490.8738521 \text{ mm}^2$.

As perlu / $A_{st} = 14222.34378 / 490.8738521 = 29$ buah \rightarrow maka dipakai 30 buah D25.

$$S = \frac{4000 - 2.75 - 2.13}{30 - 1} = 131.86 \text{ mm}$$

Maka dipakai 30D25-120 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan

$$A_{s'} = 0.5 \times 14222.34378 = 7111.171888 \text{ mm}^2$$

$$N = A_{s'} / A_{st} = 7111.171888 / 490.8738521 = 14.48676041 \text{ buah}$$

Maka digunakan $n = 15$ buah

$$S = \frac{(4000 - 2.75 - 2.13) - (25 \times 29)}{30 - 1} = 123.1785714 \text{ mm}$$

Maka digunakan 15D25 – 120 mm

Arah Y

$P_{u,pile} = 52.22 \text{ ton}$

$P_{u,pile} + poer = 62.67 \text{ ton}$

M_u (perhitungan momen) = $n \times P_u \text{ pile} \cdot X - W_u \cdot X =$

$$= (2 \times 134.6044 \times 1.9125) - (1.2 \times 2.4 \times 4 \times 2 / 2 \times 2) = 176.710022 \text{ ton-meter}$$

f_c	40	Mpa		f_y	400	Mpa
Momen Ultimate	-	knm	=	1732933.34	Nm	
Bw	4000	mm			ρ_{min}	0.0035
h	1000	mm			ρ_{min}	0.003952847
dimater tulangan	25	mm			ρ_{max}	0.0325125
As	490.8738521	mm ²				
Diamter stirrups	13	mm				
cover	75	mm				
d	899.5	mm				

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$R_n = \frac{M_u}{s_b d x^2} = \frac{406.01175}{0.9 \times 4000 \times 899.5^2} = 0.594945276$$

$$f_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}})$$

$$f_{\text{perlu}} = \frac{1}{10} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10 \cdot 1.367}{400}}) = 0.001500609$$

$$f_{\text{pakai}} = 0.003952847$$

(section is enough \rightarrow $f_{\text{pakai}} < f_{\text{max}}$)

$$As_{\text{perlu}} = f \cdot b \cdot d = 0.003952 \times 4000 \times 899.5 = 14222.34378 \text{ mm}^2$$

$$\text{Direncanakan tulangan D25, } Ast = \frac{22}{7} \times 0.25 \times 25^2 = 490.8738521 \text{ mm}^2.$$

$As_{\text{perlu}} / Ast = 14222.34378 / 490.8738521 = 29$ buah \rightarrow maka dipakai 30 buah D25.

$$S = \frac{4000 - 2.75 - 2.13}{30 - 1} = 131.86 \text{ mm}$$

Maka dipakai 30D25-120 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan

$$As' = 0.5 \times 14222.34378 = 7111.171888 \text{ mm}^2$$

$$N = As' / Ast = 7111.171888 / 490.8738521 = 14.48676041 \text{ buah}$$

Maka digunakan $n = 15$ buah

$$S = \frac{(4000 - 2.75 - 2.13) - (25 \times 29)}{30 - 1} = 123.1785714 \text{ mm}$$

Maka digunakan 15D25 - 120 mm

7.4 Perencanaan Sloof

7.4.1 Penulangan lentur sloof

Data perencanaan :

$$F_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$B = 300 \text{ mm}$$

$H = 400 \text{ mm}$
 $D \text{ tul. Lentur} = 13 \text{ mm}$
 $D \text{ tul. Senggang} = 9 \text{ mm}$
 $Cc = 40 \text{ mm}$
 $L = 8000 \text{ m}$

Gaya dalam pada sloof (aksial tekan dan lentur)

Pu tekan sloof maks :

Pu sloof = 10% Pu kolom

Pu sloof = $0.1 \times 243.6787132 \text{ ton} = 24.3678 \text{ ton}$

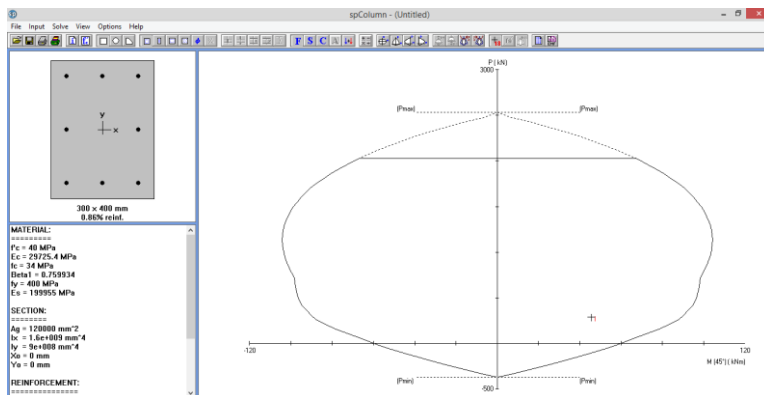
Berat sendiri sloof :L

$W = 2400 \times 0.4 \times 0.3 = 288 \text{ kg/m}$

$Mu = 1.4 \times (1/8 \times q L^2)$

$Mu = 1.4 \times (1/8 \times 288 \times 8^2) = 3225.6 \text{ kgm} = 32.256 \text{ kNm}$

Digunakan SP column untuk merencanakan tulangan, dan didapat tulangan 8D13. Hasil SP Column dapat dilihat pada **Gambar 7.1**



Gambar 7. 2 Diagram interaksi P-M pada Sloof

7.4.2 Penulangan geser sloof

Direncanakan D tulangan sengkang : 9 mm

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = 0.5 \times 288 \times 8 = 1152 \text{ kg} = 11520 \text{ N}$$

$$D' = 400 - 40 - 9 = 351 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f_c}}{6} = 300 \times 351 \times \sqrt{40} / 6 = 110995.95 \text{ N}$$

$$\varnothing V_c = 0.75 \times 110995.95 = 83246.96 \text{ N}$$

$$\varnothing V_c > V_u$$

83246.96 > 11520 (tidak perlu tulangan geser)

Jadi dipasang tulangan sengkang minimum

S maks = d/2 atau 300mm

$$d/2 = 351 / 2 = 175.5 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \times s}{3 \cdot f_y} = \frac{300 \times 150}{3 \cdot 400} = 37.5 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang 2D9 – 150 mm

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Desain Modifikasi Struktur Gedung Galaxy Mall 3 Surabaya menggunakan beton bertulang serta beton pratekan monolit pasca tarik dapat ditarik kesimpulan, yaitu :

1. Perencanaan Balok pratekan didasari oleh kebutuhan ruang serbaguna yang luas serta maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pandangan. Letak ruang serbaguna ini dirancang berada pada lantai paling atas yaitu lantai 8
2. Perencanaan gedung Galaxy Mall 3 ini memiliki dimensi struktur sekunder (pelat), dan struktur utama yang dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, ditunjukkan sebagai berikut :

Struktur Sekunder :

- Tebal pelat lantai : 14 mm
- Tebal pelat atap = 14 mm

Struktur Utama

- Balok induk = 45/60 , 50/60 , 55/70 , 60/75
 - Balok prategang = 60/80 (bentang 32m)
 - Kolom = 1000 x 1000 , 750 x 750 , 600 x 600
3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983
 4. Balok pratekan menggunakan sistem monolit pada Kolom dan cor di tempat.

5. Analisa Struktur menggunakan program bantu ETABS.
6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respon spektrum di daerah Surabaya, sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012.
7. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah sistem ganda.
8. Pondasi yang direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari konstruksi atas melalui poer.
9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan gedung Galaxy Mall 3 Surabaya dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

8.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa adalah pengembangan teknologi dalam beton pratekan ditingkatkan, khususnya pada gedung agar dalam pengaplikasian menjadi efisien dan mudah untuk dilaksanakan. Terutama karena menggunakan program bantu ETABS, sehingga analisa pratekan tidak dapat dicampur atau digabung pada struktur gedung yang telah dibuat.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung**. SNI 1726 - 2012
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. SNI 1727 - 2013
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. SNI 2847 - 2013
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)**
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)**
- Herman, W. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dangkal**. Surabaya. ITS press, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya
- Lumba, P. **Analisis Bangunan Tidak Simetris Dalam Memikul Gaya Gempa Dengan Menggunakan SAP 2000**, Paper, Pp. 72 – 77
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Purwono, R., dkk., (2005), **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. ITS Press, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Sitepu, B., **Analisis Pengaruh Torsi Pada Kolom Bangunan Bertingkat Yang Tidak Simetris**. Paper, Pp. 1 – 12.

Tavio dan Kusuma, B, **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**, ITS Press, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

LAMPIRAN

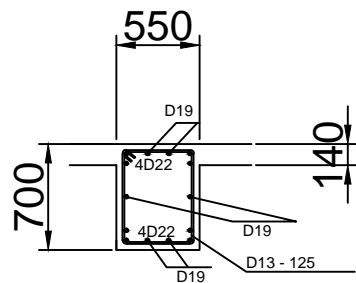
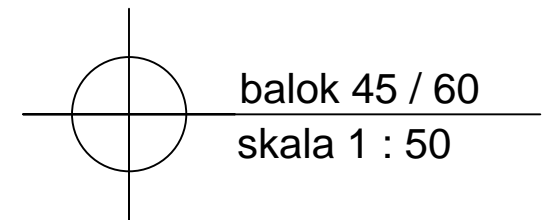
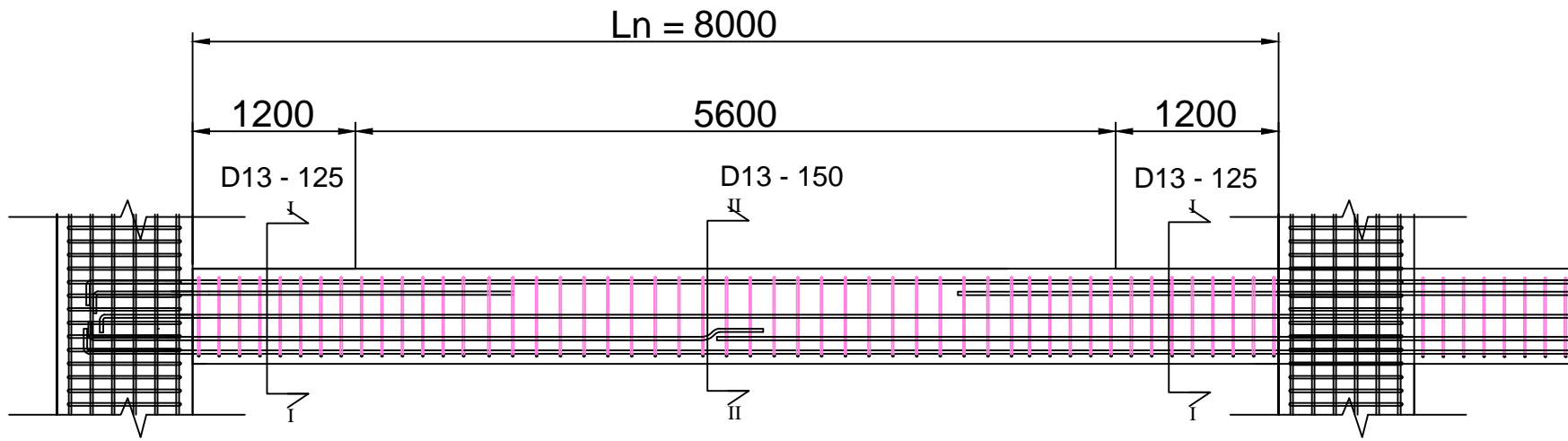
BIODATA PENULIS



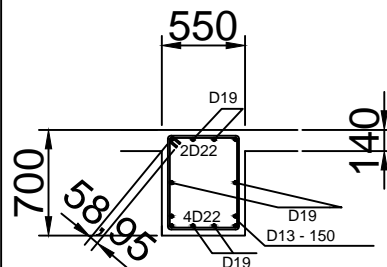
Benediktus Derry Galista,

Penulis dilahirkan di Surabaya 06 September 1995, merupakan anak ketiga dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TKK Kristus Raja (Surabaya), SDK Kristus Raja (Surabaya), SMPK Santa Clara (Surabaya), SMAK St. Louis 1 (Surabaya). Setelah lulus dari SMAK St. Louis 1 Surabaya pada tahun 2013, penulis mengikuti pendaftaran SBMPTN

dan diterima di Jurusan Sarjana 1 Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2013 dan terdaftar dengan NRP 3113 100 091. Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Struktur. Penulis aktif dalam kegiatan organisasi mahasiswa HMS selama 2 periode, serta aktif dalam kepanitiaan seminar-seminar nasional yang diadakan oleh ITS



potongan 1-1



potongan 2-2

Benediktus Derry Galista
3113100091

Mutu beton $f'_c = 40$ MPa

Mutu baja $f_y = 400$ MPa

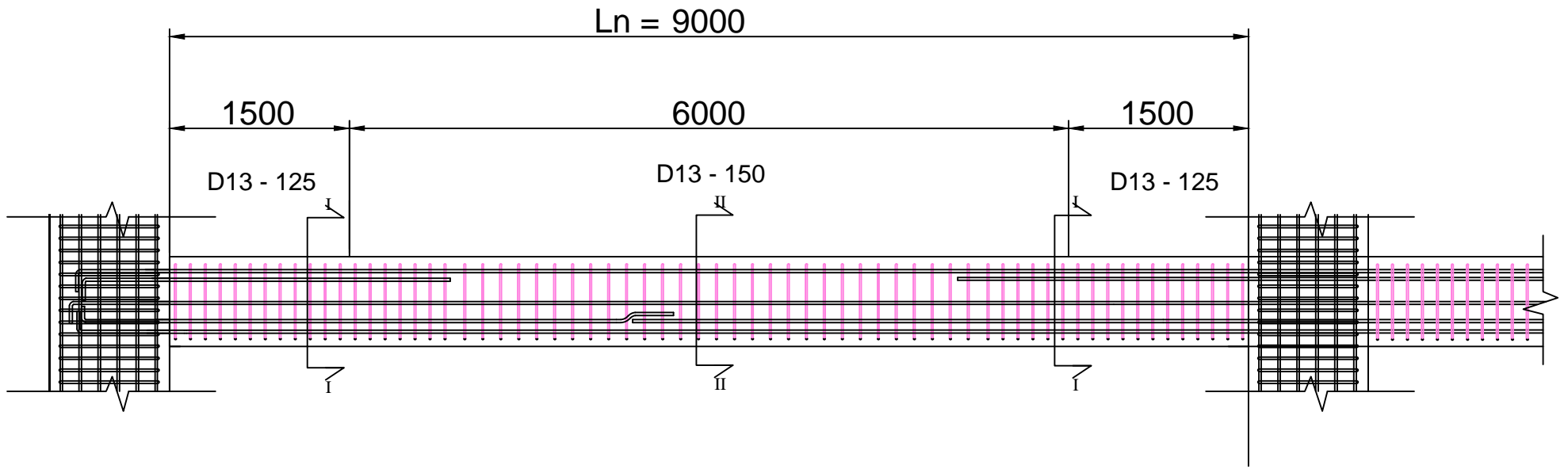
Panjang penyaluran = 350 mm

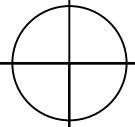
Panjang pemutusan = 1500 mm

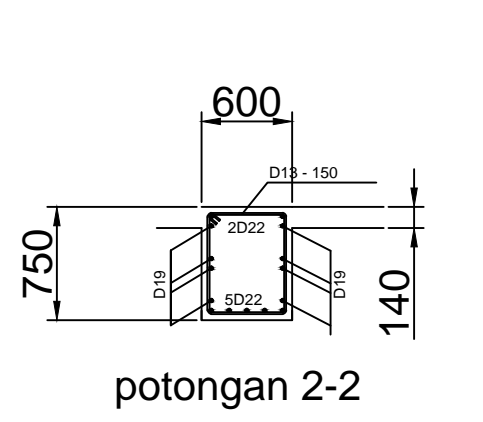
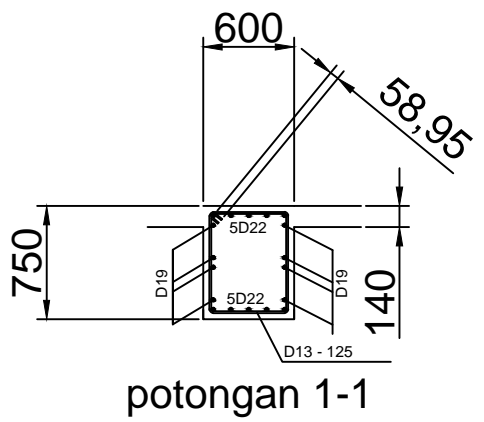
Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA




 balok 60 / 75
 skala 1 : 50



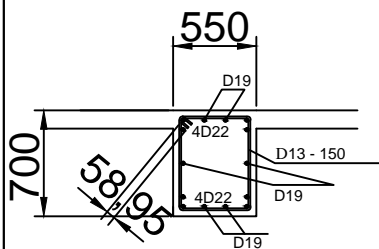
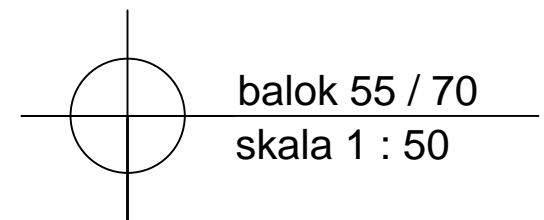
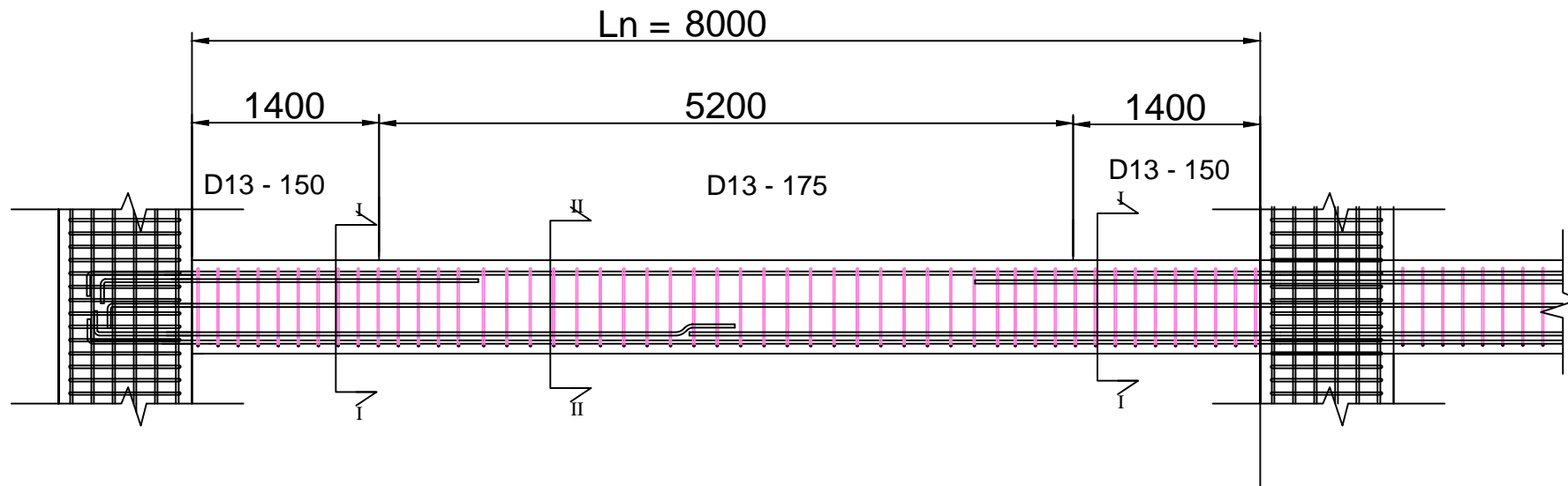
Benediktus Derry Galista
 3113100091

 Mutu beton $f'c = 40$ MPa
 Mutu baja $f_y = 400$ MPa

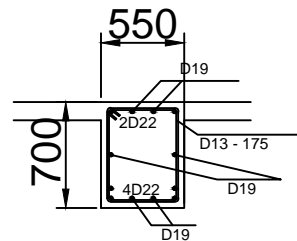
Panjang penyaluran = 350 mm
 Panjang pemutusan = 1500 mm
 Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



potongan 1-1



potongan 2-2

Benediktus Derry Galista
3113100091

Mutu beton $f'c = 40$ MPa

Mutu baja $f_y = 400$ MPa

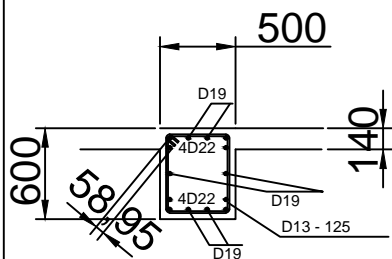
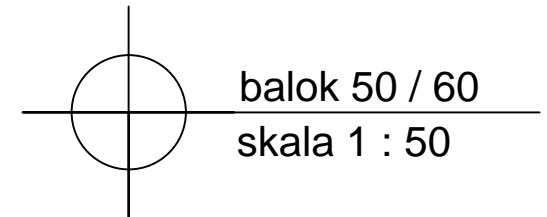
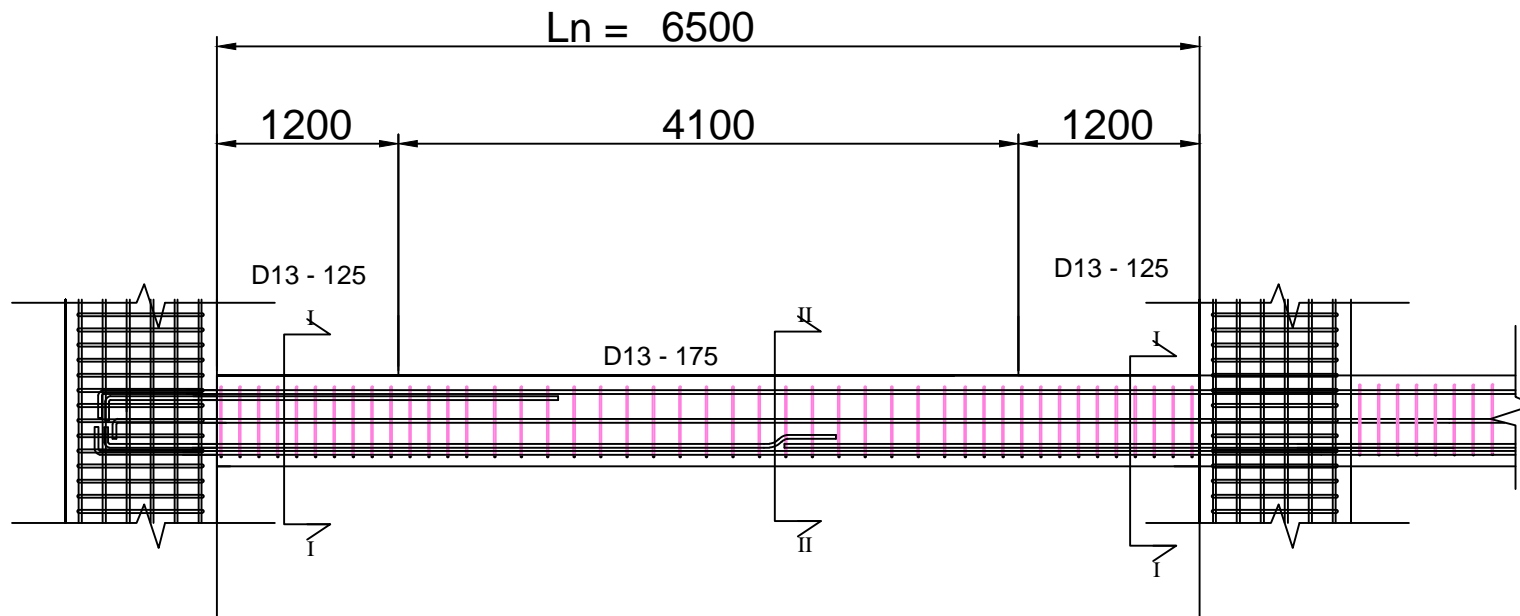
Panjang penyaluran = 350 mm

Panjang pemutusan = 1500 mm

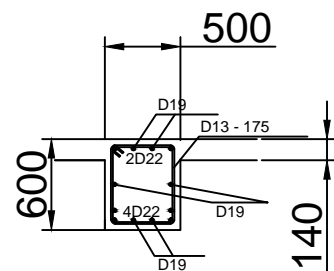
Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



potongan 1-1



potongan 2-2

Benediktus Derry Galista
3113100091

Mutu beton $f'c = 40$ MPa

Mutu baja $f_y = 400$ MPa

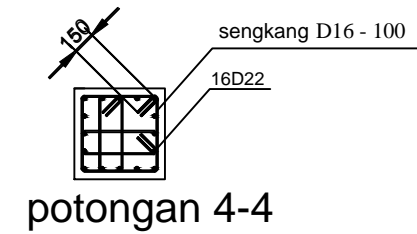
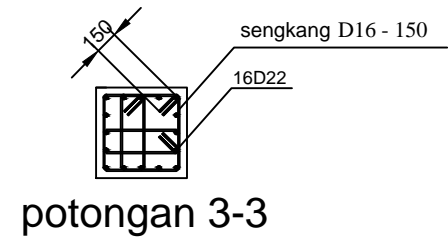
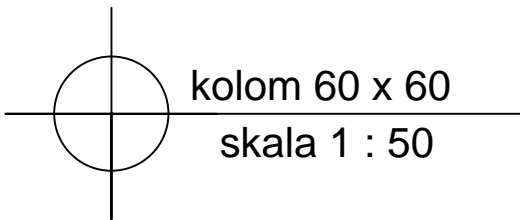
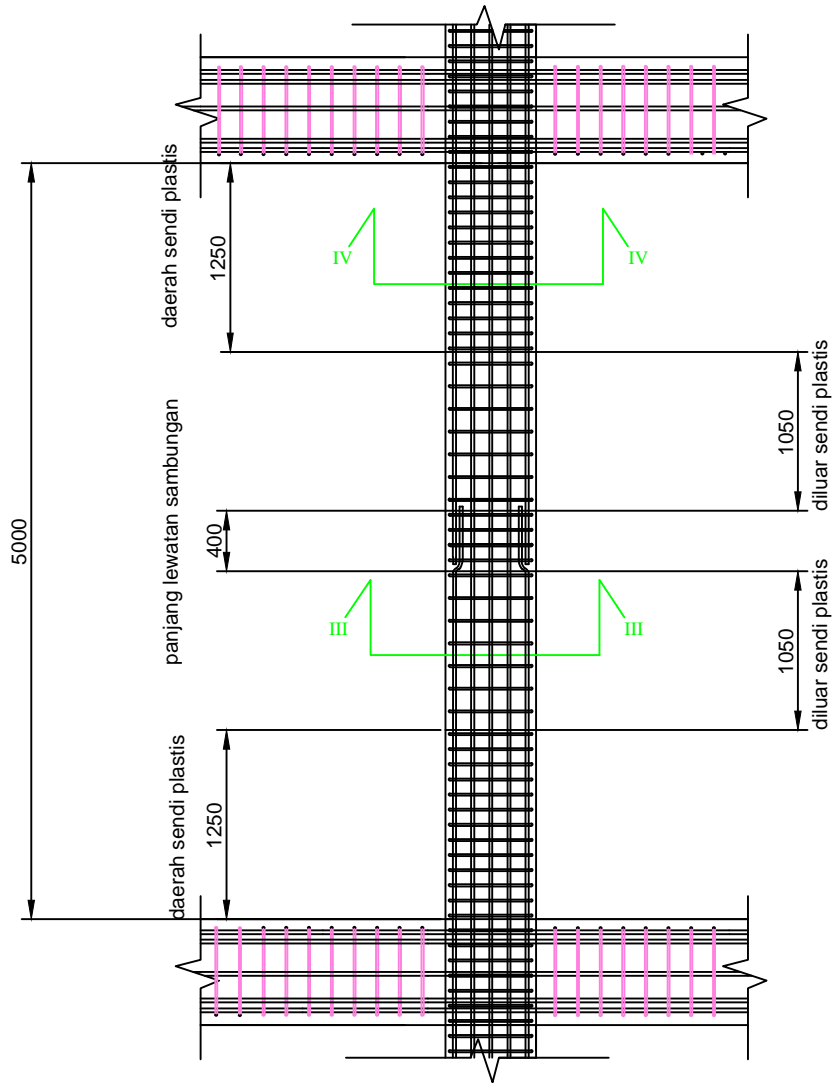
Panjang penyaluran = 350 mm

Panjang pemutusan = 1500 mm

Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40 \text{ Mpa}$

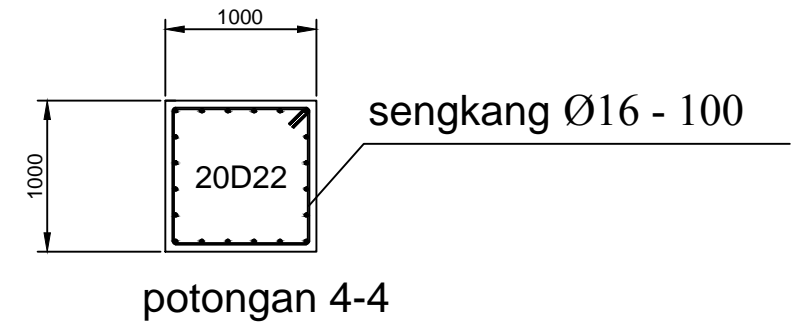
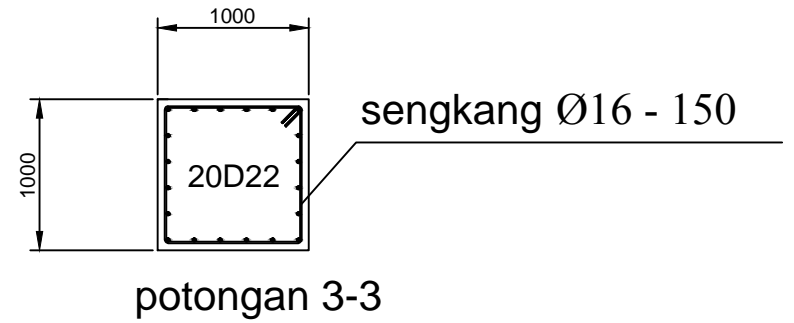
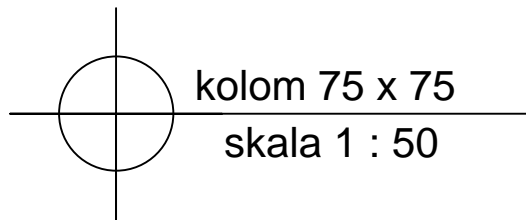
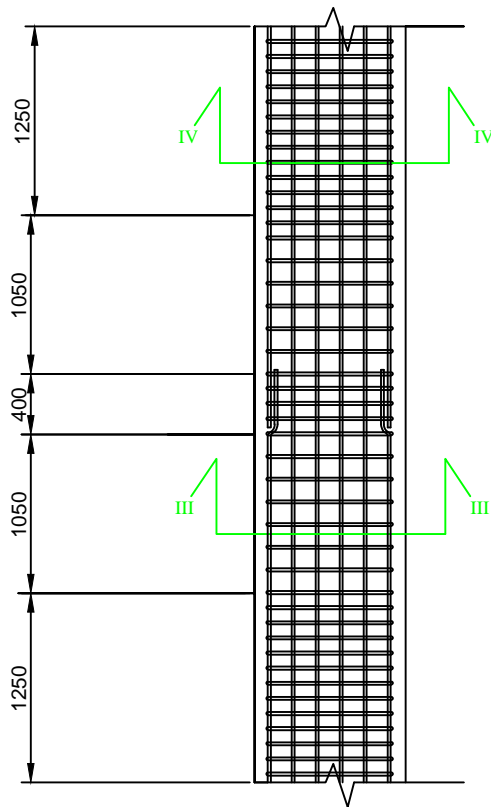
Mutu baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Panjang lewatan sambungan = 400

Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40 \text{ Mpa}$

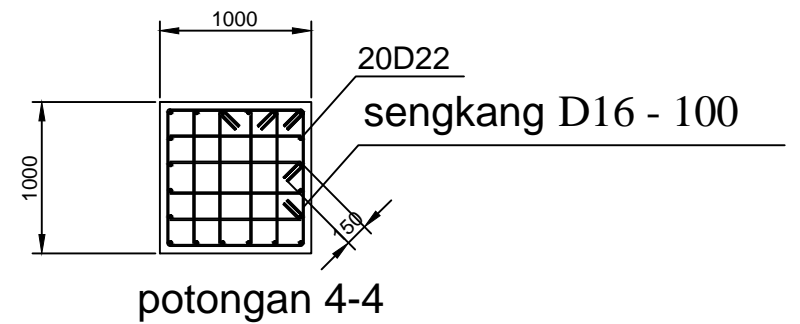
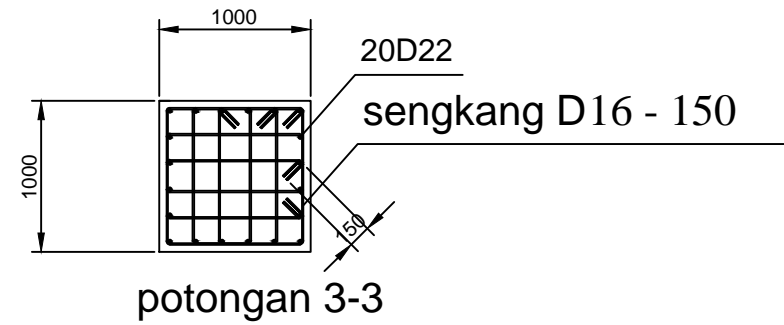
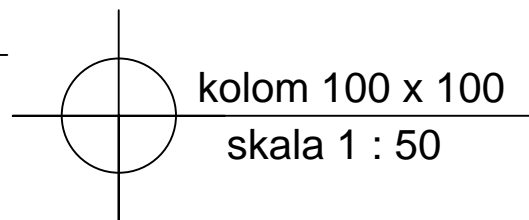
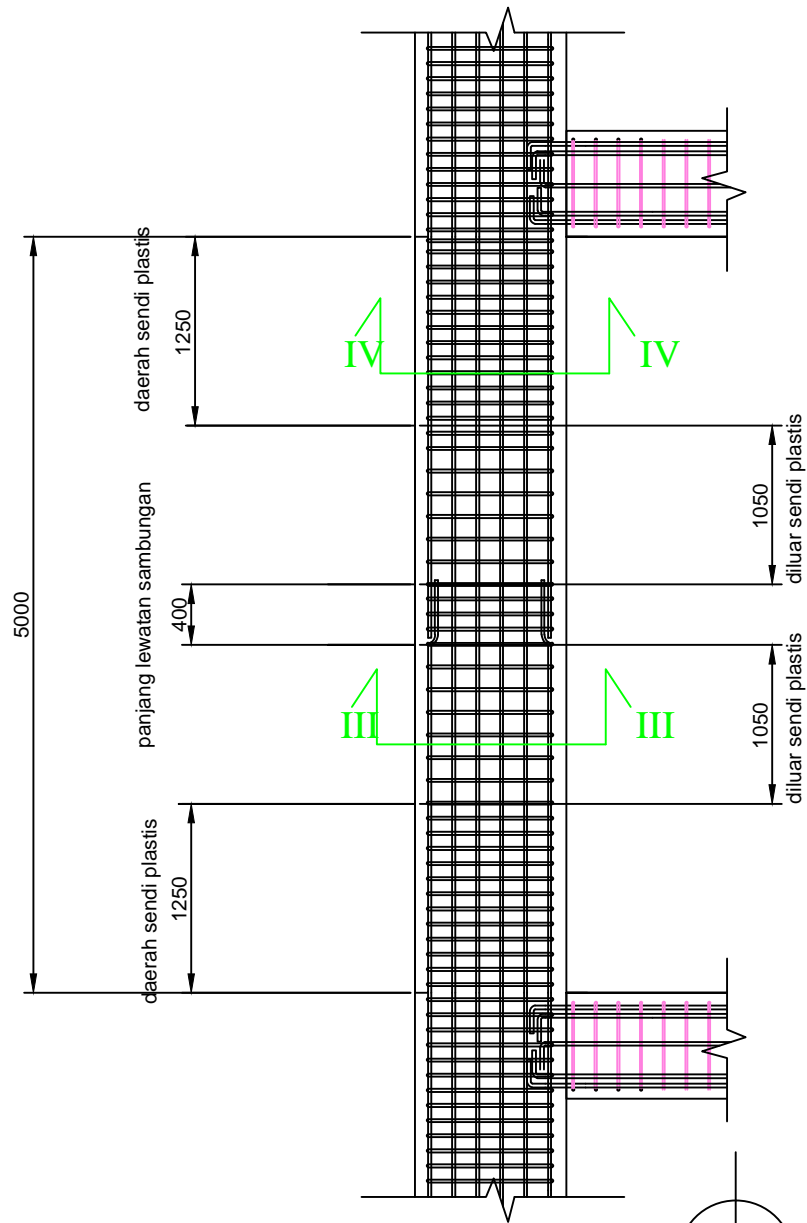
Mutu baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Panjang lewatan sambungan = 400

Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40 \text{ Mpa}$

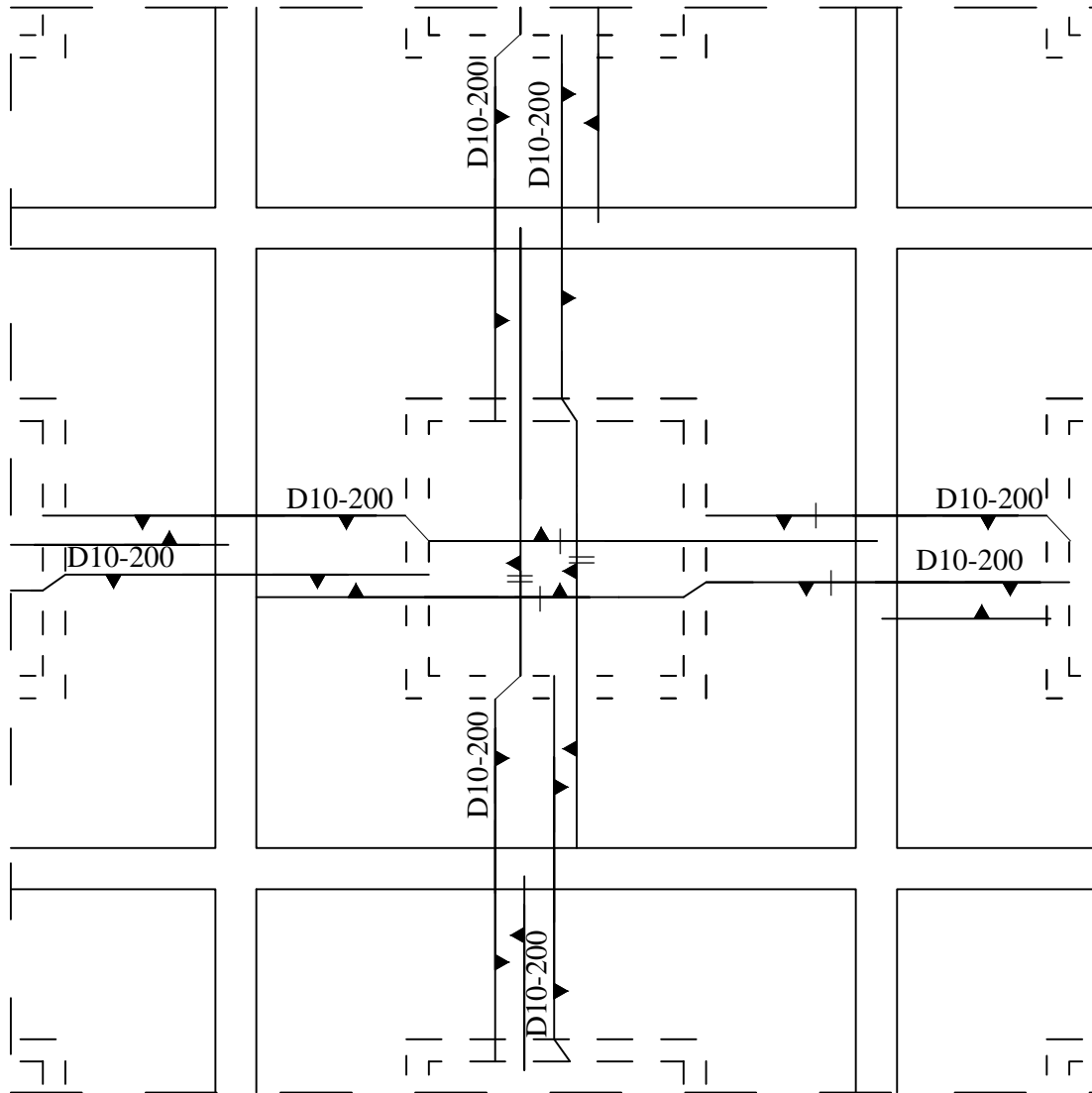
Mutu baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Panjang lewatan sambungan = 400

Satuan panjang = milimeter



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 400 \text{ MPa}$

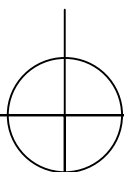
Satuan panjang = milimeter

Panjang pemutusan arah X
dan Y = $\frac{1}{4} L_x$ atau $\frac{1}{4} L_y$



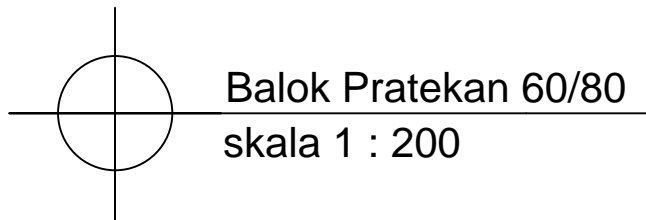
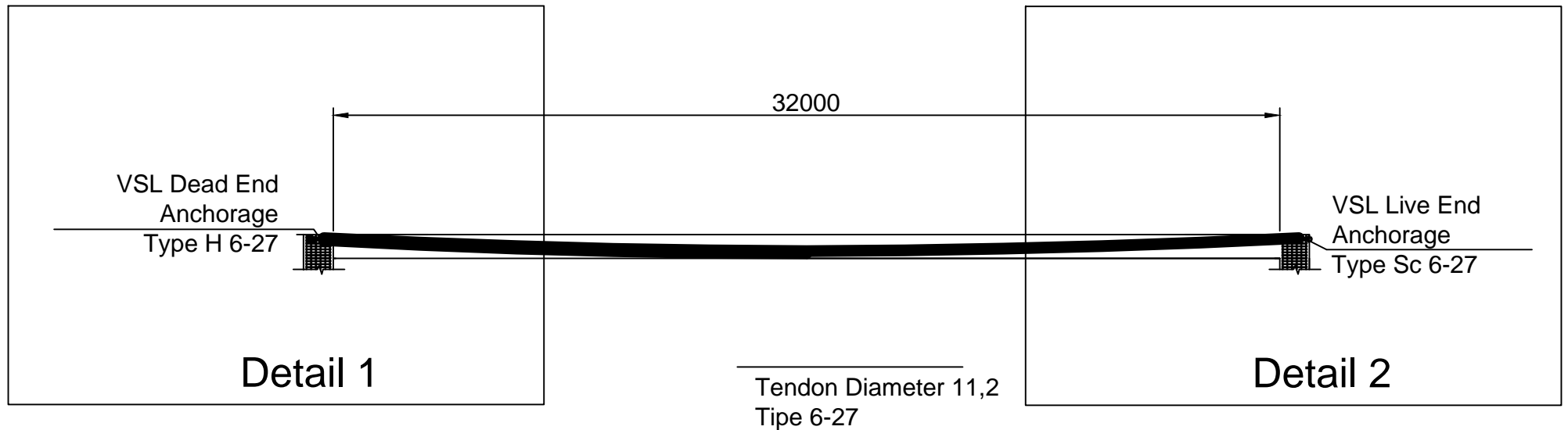
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Benediktus Derry Galista
3113100091



Tulangan Pelat 8000x8000

skala 1 : 100



Mutu beton $f'c = 40 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 400 \text{ MPa}$

Jumlah Tendon = 1 buah

Diameter Tendon = 11,2

Satuan panjang = milimeter

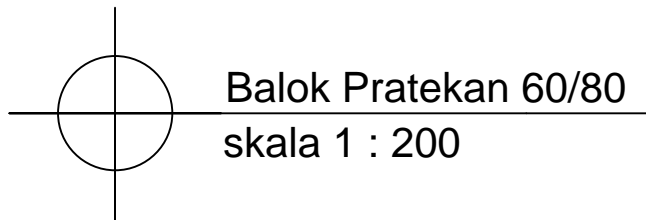
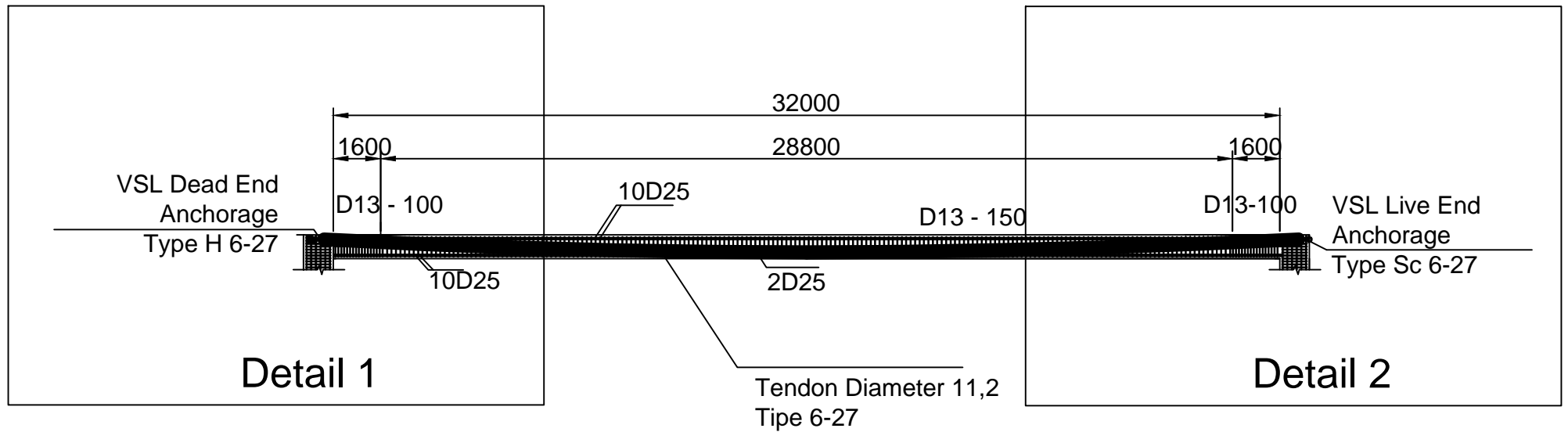
Benediktus Derry Galista
3113100091

Catatan :
Untuk penulangan dihilangkan dari gambar guna kejelasan gambar tendon

Untuk gambar tulangan dapat dilihat pada gambar Detail 1 dan Detail 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 400 \text{ MPa}$

Jumlah Tendon = 1 buah

Diameter Tendon = 11,2

Satuan panjang = milimeter

Benediktus Derry Galista
3113100091

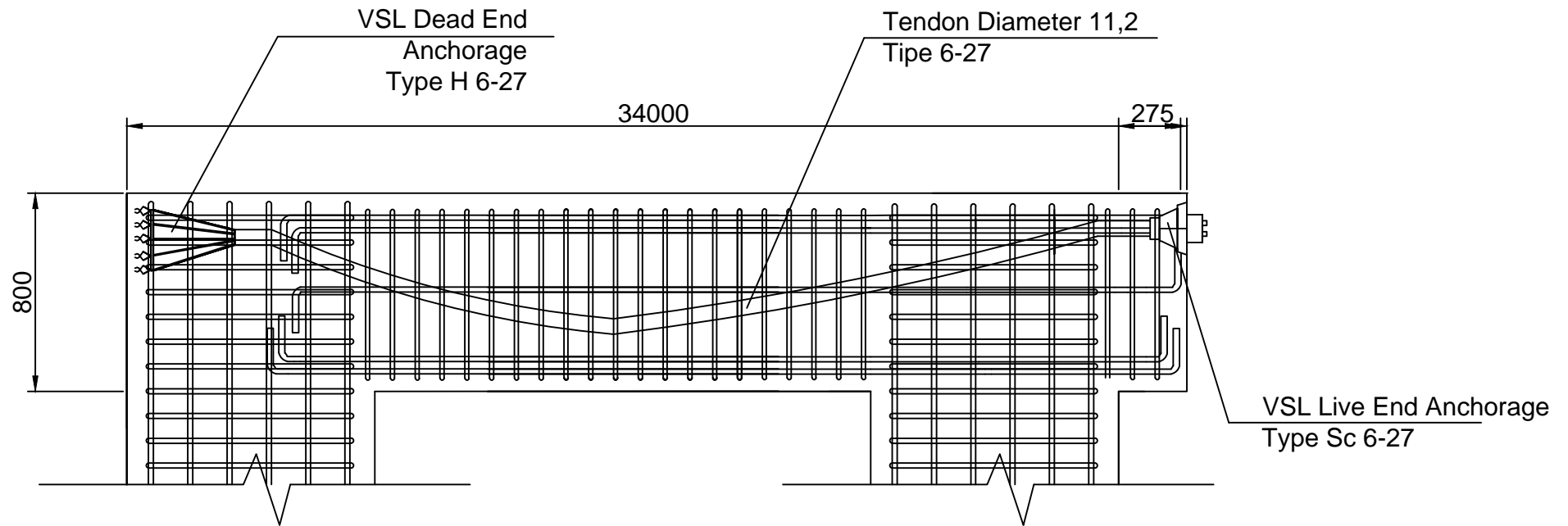
Catatan :

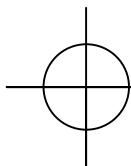
Untuk penulangan dihilangkan dari gambar guna kejelasan gambar tendon

Untuk gambar tulangan dapat dilihat pada gambar Detail 1 dan Detail 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA




 Balok Pratekan 60/80
 skala 1 :

Mutu beton $f'c = 40 \text{ Mpa}$

Mutu baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Jumlah Tendon = 1 buah

Diameter Tendon = 11,2

Satuan panjang = milimeter

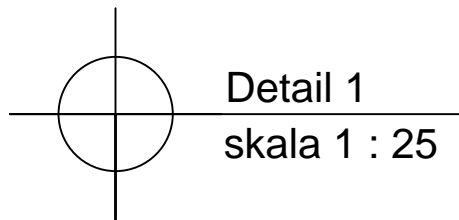
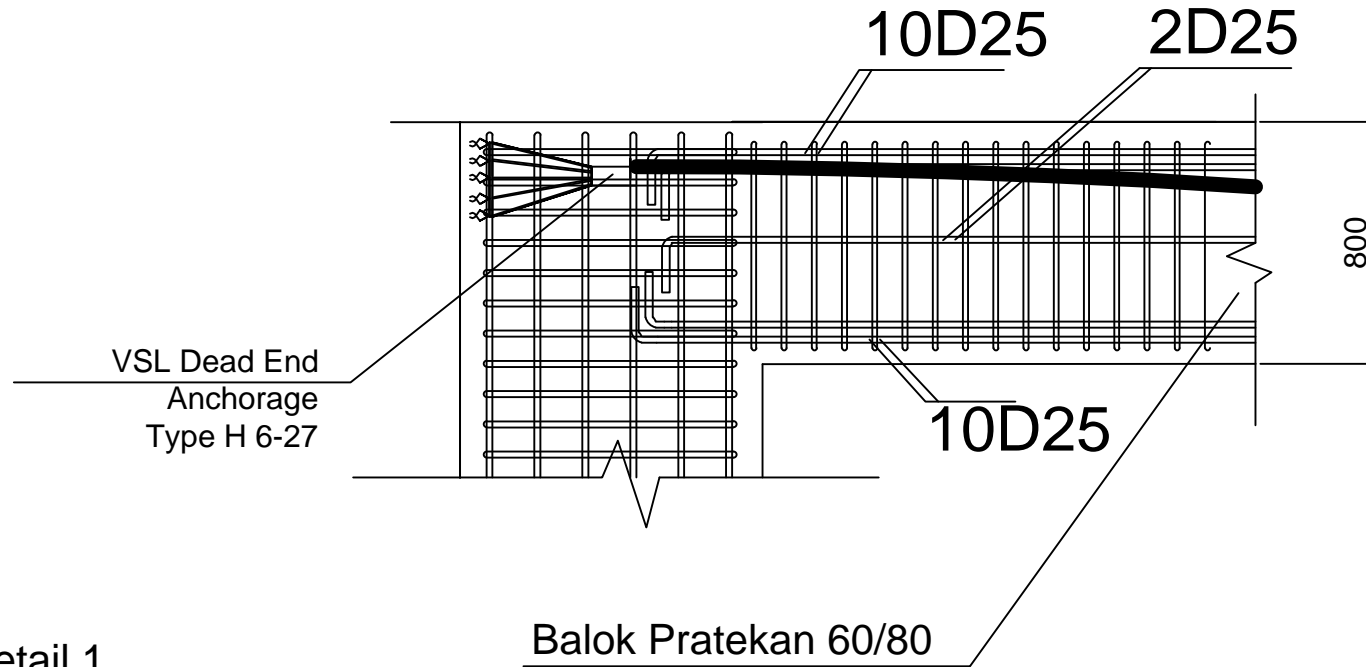
Untuk kejelasan tendon pratekan maka gambar potongan memanjang balok pratekan digambar dengan 2 skala yang berbeda

untuk dimensi bentang skala 1 : 200
 untuk dimensi tinggi balok skala 1 : 100

Benediktus Derry Galista
 3113100091



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40$ MPa

Mutu baja $f_y = 400$ MPa

Jumlah Tendon = 1 buah

Diameter Tendon = 11,2

Satuan panjang = milimeter

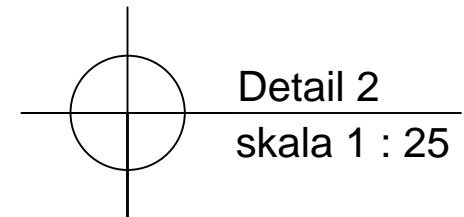
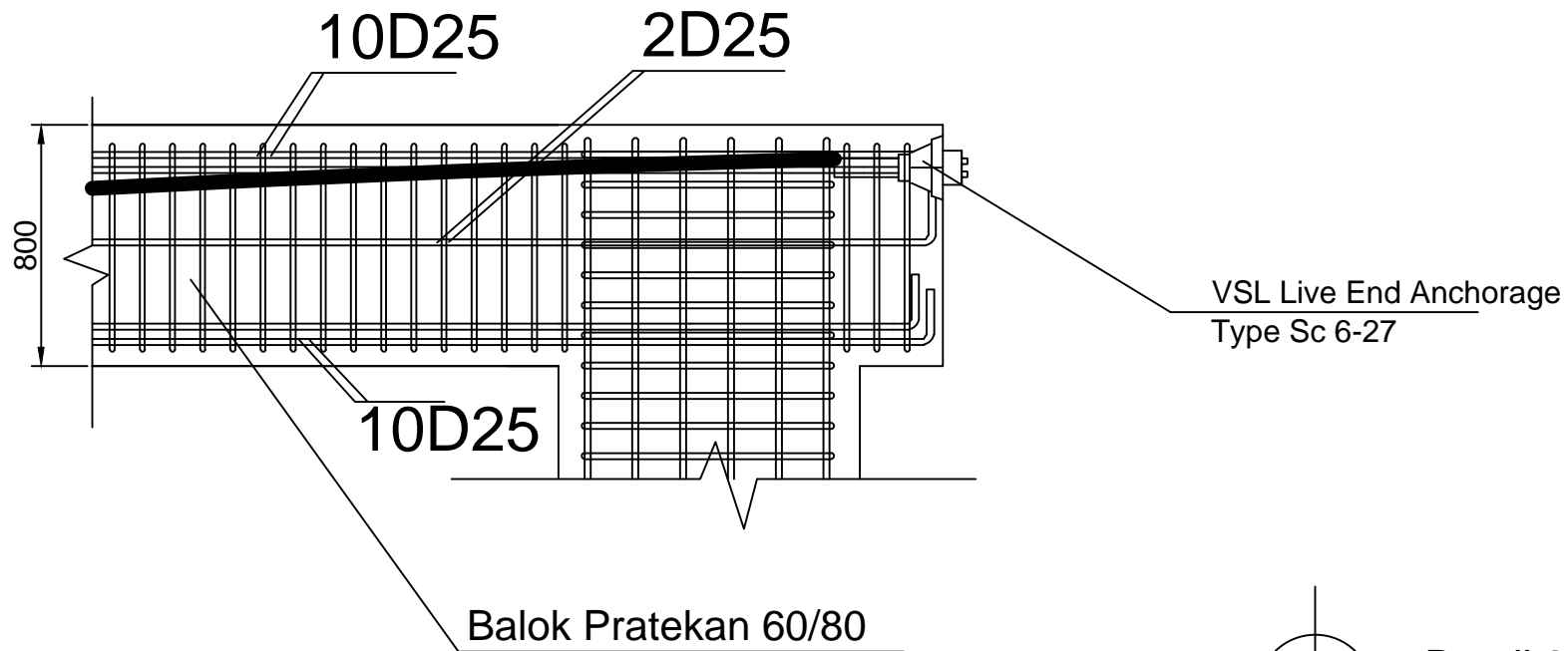
Benediktus Derry Galista
3113100091

Catatan :
Untuk penulangan dihilangkan dari gambar guna kejelasan gambar tendon

Untuk gambar tulangan dapat dilihat pada gambar Detail 1 dan Detail 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40$ MPa

Mutu baja $f_y = 400$ MPa

Jumlah Tendon = 1 buah

Diameter Tendon = 11,2

Satuan panjang = milimeter

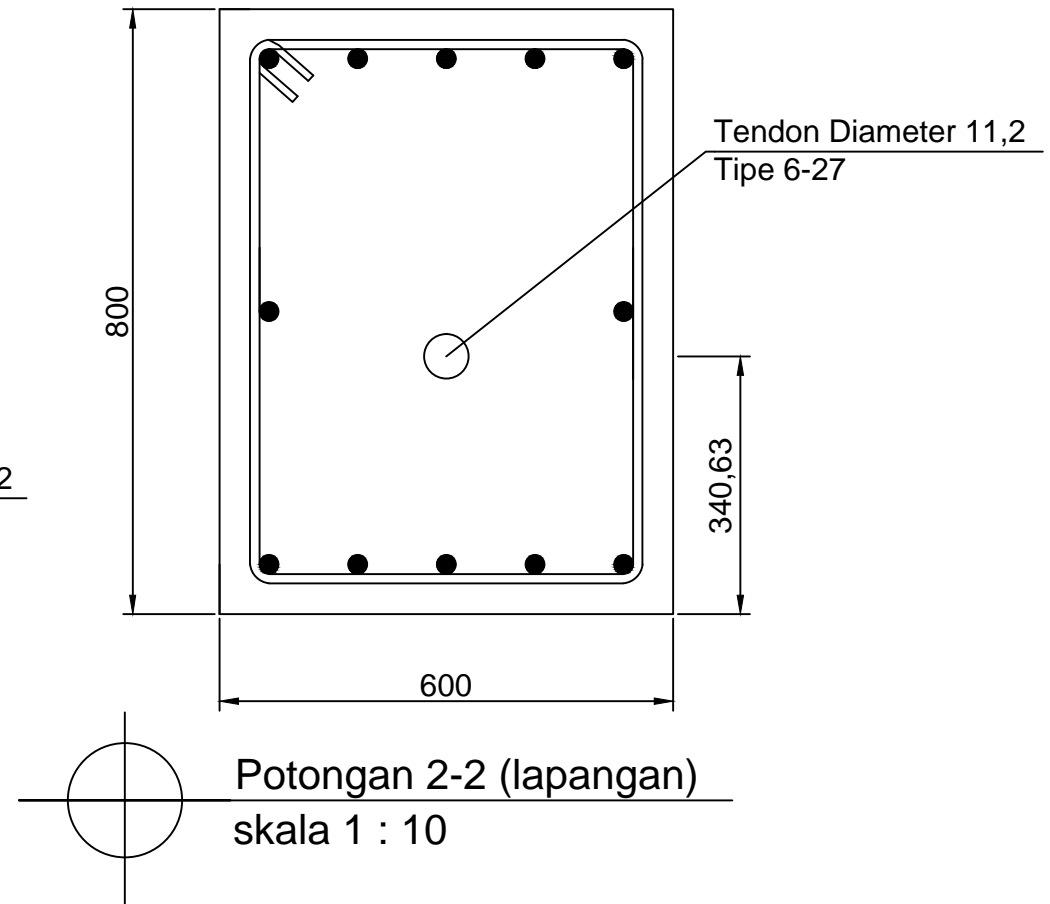
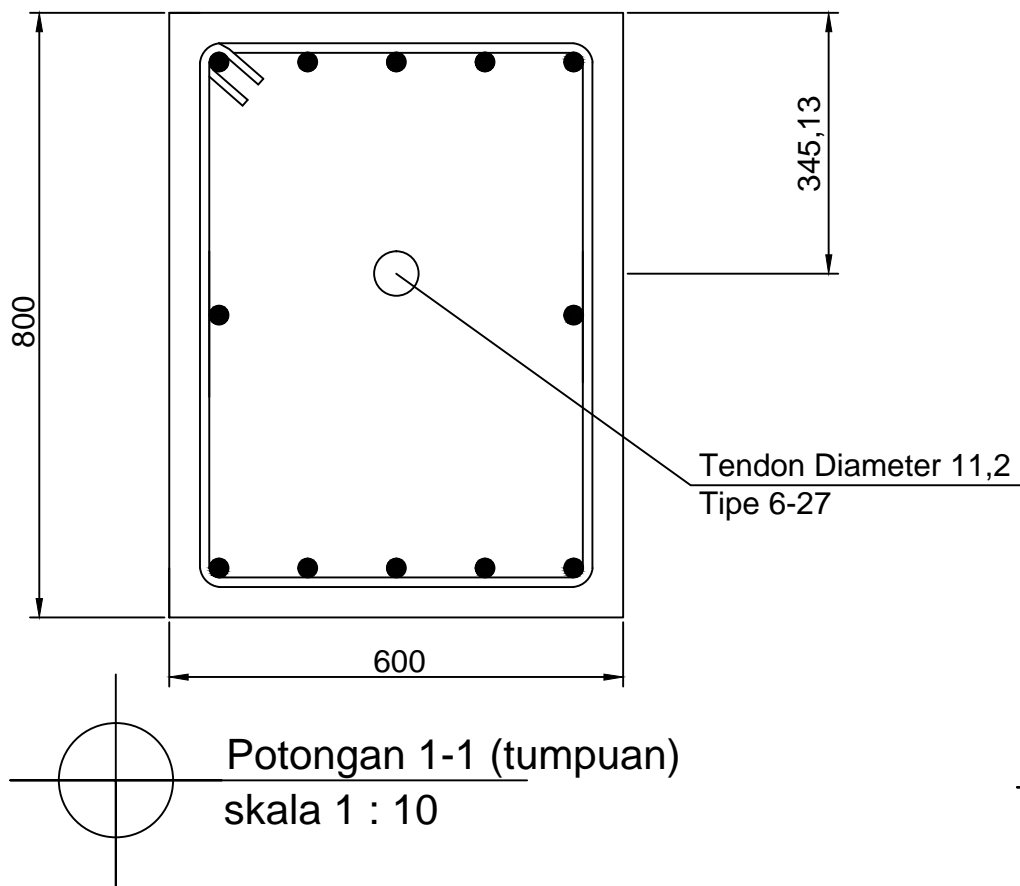
Benediktus Derry Galista
3113100091

Catatan :
Untuk penulangan dihilangkan dari gambar guna kejelasan gambar tendon

Untuk gambar tulangan dapat dilihat pada gambar Detail 1 dan Detail 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



Mutu beton $f'c = 40 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 400 \text{ MPa}$

Jumlah Tendon = 1 buah

Diameter Tendon = 11,2

Satuan panjang = milimeter

Letak tendon dari serat
atas = 34,5 cm

Letak tendon dari serat bawah = 34 cm

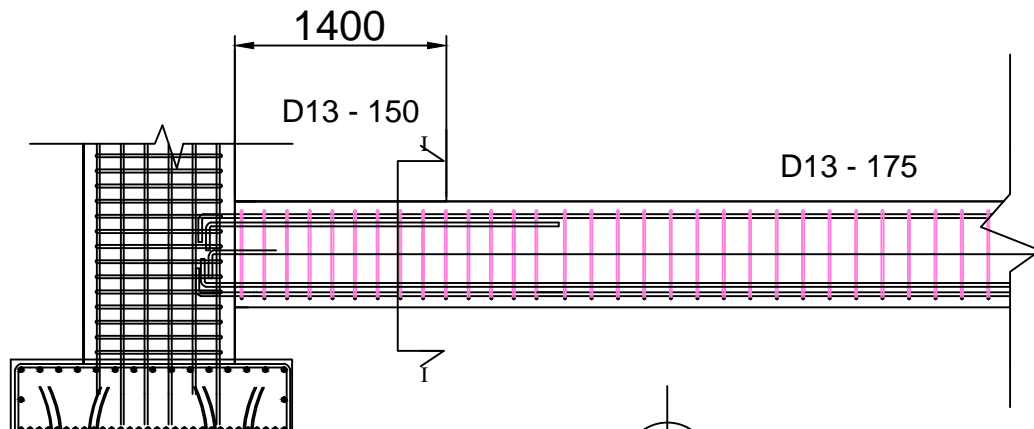
Limit kabel di bawah garis netral = 11,35 cm

Limit kabel di atas garis netral = 8,45 cm

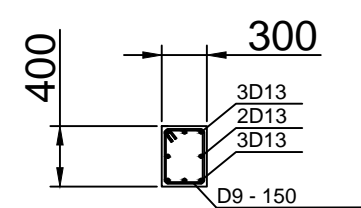
Benediktus Derry Galista
3113100091



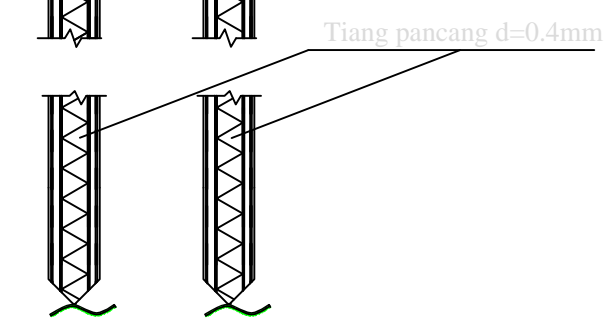
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA



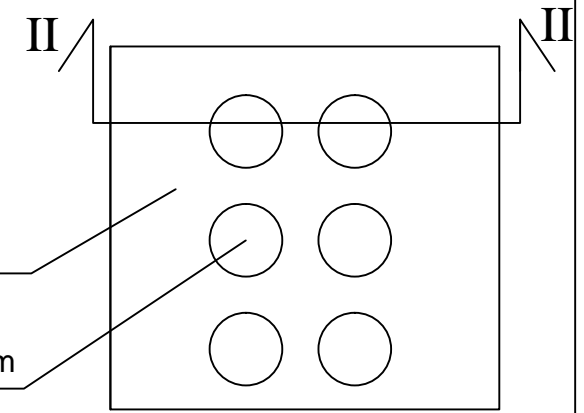
sloof 30/40
skala 1 : 50



potongan 1-1



Tiang pancang d=0.4mm



Pilcecap 4x4x1 m

Tiang pancang d = 0.4 mm

Potongan II - II
Konfigurasi Tiang pancang tipe 2

Konfigurasi Tiang pancang tipe 2
skala 1 : 50