



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
PERKANTORAN CAPITAL SQUARE SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN METODE FLAT PLATE
DAN SHEAR WALL**

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
NRP 031115 40000 151

Dosen Pembimbing
Bambang Piscesa, S.T., M.T., Ph.D.

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



TUGAS AKHIR – RC-14-1501

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
PERKANTORAN CAPITAL SQUARE SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN METODE FLAT PLATE
DAN SHEAR WALL**

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
NRP 031115 40000 151

Dosen Pembimbing
Bambang Piscesa, S.T., M.T., Ph.D.

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

Halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT – RC-14-1501

**BUILDING STRUCTURE DESIGN MODIFICATION OF
CAPITAL SQUARE SURABAYA OFFICE USING FLAT
PLATE AND SHEAR WALL**

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
NRP 031115 40000 151

Advisor
Bambang Piscesa, S.T., M.T., Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Environmental, and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019

Halaman ini sengaja dikosongkan

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
PERKANTORAN CAPITAL SQUARE SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN METODE FLAT PLATE DAN
SHEAR WALL**

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Program studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY

NRP. 031115 40000 151

Disetujui oleh pembimbing Tugas Akhir:

Bambang Piscesa, S.T., M.T., Ph.D.



SURABAYA

JULI, 2019

Halaman ini sengaja dikosongkan

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
PERKANTORAN CAPITAL SQUARE SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN METODE FLAT PLATE
DAN SHEAR WALL**

Nama Mahasiswa : Robert Scott Aryan Timony
NRP : 03111540000151
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Bambang Piscesa, S.T., M.T., Ph.D

ABSTRAK

Gedung Perkantoran eksisting Capital Square Surabaya merupakan gedung 35 lantai yang dibangun di Kota Surabaya yang termasuk dalam kategori risiko gempa menengah. Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi dengan menggunakan metode *flat plate* dan *shear wall*. Dalam tugas akhir ini, dilakukan beberapa modifikasi perencanaan. Modifikasi yang dilakukan diantaranya adalah mengurangi jumlah lantai menjadi 15 lantai dengan menggunakan sistem *flat plate* dikombinasikan dengan *shear wall* yang berfungsi sebagai struktur penahan gaya lateral. Struktur atas lainnya meliputi kolom dan balok tepi. Struktur bawah direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang dengan pile cap. Gedung akan dimodelkan secara tiga dimensi dengan pembebanan gravitasi dan gempa. Dilakukan analisis mengenai besaran *base shear* dan *story drift* untuk memenuhi aspek keamanan gedung.

Sistem *flat plate* digunakan secara luas pada bangunan gedung karena beberapa kelebihan dalam aspek struktural maupun arsitektural. Dibandingkan dengan sistem rangka pemikul momen pada umumnya, struktur yang menggunakan sistem *flat plate* memiliki jumlah lantai lebih banyak dengan

tinggi gedung yang sama dikarenakan tidak menggunakan balok interior sehingga mengurangi tinggi tiap lantai. Selain itu waktu konstruksi menjadi lebih singkat serta biaya konstruksi menjadi lebih murah dikarenakan tidak diperlukan pekerjaan pembuatan bekisting, penulangan, serta pengecoran elemen balok interior.

Dalam tugas akhir ini, secara keseluruhan struktur direncanakan dengan sistem rangka gedung. Jika direncanakan menggunakan dinding geser beton bertulang khusus, kategori desain seismik yang sesuai adalah B dan C tidak dibatasi, D dan E dibatasi dengan ketinggian maksimum 48m, serta F dibatasi dengan ketinggian maksimum 30m.

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan didapatkan ringkasan bahwa rangka utama Gedung mampu menahan beban lateral arah X dan arah Y dengan besar simpangan pada lantai atap sebesar 20,173 mm dengan periode struktur sebesar 0,639 detik. Ketebalan *flat plate* yang direncanakan adalah 250 mm dan ketebalan *shear wall* yang direncanakan adalah 400 mm.

Kata Kunci : *Flat Plate, Shear Wall, Gempa,*

BUILDING STRUCTURE DESIGN MODIFICATION OF CAPITAL SQUARE SURABAYA OFFICE USING FLAT PLATE AND SHEAR WALL

Student Name : Robert Scott Aryan Timony
NRP : 03111540000151
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Academic Advisor : Bambang Pisceca, S.T., M.T., Ph.D.

Abstract

The existing Capital Square Surabaya Office is a 35-story building to be constructed in Surabaya which is located in intermediate earthquake zone. The office building will be modified using Flat Plate and Shear Wall. On this final project, there are several structural design modifications that will be done. One of which are reducing the amount of stories available to just 15-stories using Flat Plate system combined with Shear Wall to provide adequate resistance against lateral earthquake forces. The other main structure elements to be designed are columns and perimeter beams. For the foundation design, spun piles with pile cap will be used. The 3-Dimensional model of the building will be made. This model is designed to withstand any gravity and earthquake loadings. Therefore, the model will be analyzed to obtain structure response results such as base shear and story drift to fulfill the structural security aspects.

The flat plate system is widely used in buildings because of several advantages in structural and architectural aspects. Compared to the frame resisting moment system in general, the structure that uses a flat plate system has a higher number of floors with the same building height because it does not use

interior beams thereby reducing the height of each floor. In addition, construction time will be shorter and construction costs will be cheaper because it is not required to make formwork, reinforcement and concrete casting of beam elements.

In this final project, the overall structure is designed using building frame system. If it is planned using specially reinforced concrete shear walls, the seismic design category for maximum building height which is suitable are, B and C are not restricted, D and E are restricted to maximum height of 48 meters, while F is restricted to maximum height if 30 meters.

Based on the results of the analysis that has been done, it is obtained a summary that the main frame of the building is able to withstand lateral loads in the direction of X and direction of Y with structural displacement on the roof floor about 20,173 mm with a period of structure about 0.639 seconds. The designed flat plate thickness is about 250 mm and as for the shear wall thickness is about 400 mm

Keywords : Flat Plate, Shear Wall, Earthquake

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “**Modifikasi Perancangan Struktur Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya Dengan Menggunakan Metode Flat Plate dan Shear Wall**” ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

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

1. Kedua orangtua, yang selalu memberikan doa & motivasi
2. Bapak Bambang Piscesa, S.T., M.T., Ph.D. sebagai dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSLK ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas kesabarannya memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.
4. Keluarga Besar Angkatan 2015 serta seluruh pihak yang berkontribusi dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Juli 2019

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK.....	vii
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR.....	xxi
DAFTAR TABEL	xxv
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum	5
2.2 Perhitungan Struktur Flat Plate.....	6
2.2.1 Metode Perencanaan Langsung	7
2.3 Kolom	10
2.4 Hubungan Flat Plate dengan Kolom	11
2.5 Punching Shear (Geser Dua Arah).....	12
2.6 Dinding Geser.....	13
2.7 Balok Kolektor	14

BAB III METODOLOGI.....	15
3.1 Diagram Alir Metodologi.....	15
3.2 Pengumpulan Data.....	16
3.2.1 Data-data Bangunan Sebelum Dimodifikasi.....	17
3.2.2 Data-data Bangunan Setelah Dimodifikasi.....	17
3.2.3 Data Gempa.....	18
3.3 Data Tanah.....	19
3.4 Studi Literatur.....	21
3.4.1 Peraturan Yang Digunakan.....	22
3.4.2 Literatur Yang Terkait.....	22
3.5 Preliminary Desain.....	22
3.5.1 Desain Dimensi Flat Plate.....	22
3.5.2 Desain Dimensi Balok Tepi.....	23
3.5.3 Perencanaan Dimensi Kolom.....	24
3.5.4 Perencanaan Dimensi Dinding Geser.....	24
3.6 Pembebanan.....	25
3.7 Beban Gempa.....	25
3.8 Pemodelan Struktur.....	31
3.8.1 Pemodelan Parameter Gempa.....	31
3.8.2 Kontrol Permodelan Struktur.....	33
3.9 Analisa Struktur Utama.....	33
3.10 Perhitungan Struktur Sekunder.....	34
3.10.1 Perencanaan Tangga.....	34
3.10.2 Perhitungan Balok Lift.....	34

3.11 Pendetailan Elemen Struktur Utama	34
3.11.1 Flat Plate.....	35
3.11.2 Balok Tepi	35
3.11.3 Kolom.....	35
3.11.4 Dinding Geser	35
3.11.5 Pondasi	35
3.12 Penggambaran Hasil Perencanaan	37
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN	39
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder	39
4.1.1 Desain Tangga	39
4.1.1.1 Data-data Perencanaan Tangga	39
4.1.1.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga	41
4.1.1.3 Pembebanan Tangga dan Bordes	42
4.1.1.4 Perhitungan Gaya pada Tangga	43
4.1.1.5 Perhitungan Tulangan Tangga	48
4.1.2 Perencanaan Balok Lift	57
4.1.2.1 Data Perencanaan	57
4.1.2.2 Perencanaan Dimensi Balok Lift	59
4.1.2.3 Pembebanan Balok Lift	59
4.2 Preliminary Design	68
4.2.1 Desain Struktur Primer	68
4.2.2 Desain Dimensi Flat Plate	69
4.2.3 Desain Dimensi Balok Tepi.....	69
4.2.4 Desain Dimensi Kolom	70

4.2.4.1 Pembebanan Pada Kolom	70
4.2.4.2 Kombinasi Pembebanan	75
4.2.4.3 Dimensi kolom.....	76
4.2.5 Desain Dimensi Dinding Geser (<i>Shearwall</i>)	76
4.3 Pemodelan Struktur.....	77
4.3.1 Umum.....	77
4.3.2 Data Perencanaan.....	78
4.3.3 Pembebanan Struktur	80
4.3.3.1 Beban Mati	80
4.3.3.2 Beban Hidup	81
4.3.3.3 Beban Gempa Rencana.....	81
4.3.3.4 Kombinasi Pembebanan	84
4.4 Hasil Analisa Struktur.....	85
4.4.1 Kontrol Partisipasi Massa.....	85
4.4.2 Kontrol Periode Getar Alami Struktur (T).....	86
4.4.3 Kontrol Beban Gravitasi.....	89
4.4.4 Kontrol Respon Seismik.....	93
4.4.5 Perbandingan serta Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>) dengan Elemen Balok Tepi yang Berbeda.	97
4.4.5.1 Penggunaan Balok Tepi Biasa pada Setiap Lantai	98
4.4.5.2 Penggunaan Balok Tinggi pada Setiap Lantai ...	100
4.4.5.3 Penggunaan Kombinasi Balok Tinggi dan Balok Biasa	102

4.4.5.4 Perbandingan Simpangan dan Drift pada Penggunaan Balok Biasa, Kombinasi serta Balok Tinggi	104
4.4.6 Kontrol Sistem Rangka Gedung	107
4.5 Perencanaan Struktur Primer	108
4.5.1 Umum.....	108
4.5.2 Perencanaan Pelat Lantai.....	109
4.5.3 Perhitungan Kebutuhan Tulangan.....	111
4.5.3.1 Perencanaan Pelat Arah X	111
4.5.3.2 Perencanaan Pelat Arah Y	123
4.5.3.3 Perancangan Tulangan Geser Pelat	136
4.5.3.4 Kontrol Lendutan dan Retak Pelat	142
4.5.3.5 Kontrol Tegangan Geser Pelat	143
4.5.3.6 Detailing Penulangan Pelat Lantai	144
4.5.4 Desain Balok Primer	147
4.5.4.1 Data Perencanaan	147
4.5.4.2 Perencanaan Tulangan Lentur Tarik pada Tumpuan	151
4.5.4.3 Perencanaan Tulangan Lentur Tekan pada Tumpuan	154
4.5.4.4 Penulangan Lentur Tarik Daerah Lapangan	155
4.5.4.5 Perencanaan Tulangan Lentur Tekan pada Lapangan.....	158
4.5.4.6 Desain Penulangan Geser Tumpuan Balok.....	161
4.5.4.6 Desain Penulangan Geser Lapangan Balok	165

4.5.4.7 Desain Penulangan Torsi Balok.....	167
4.5.4.8 Panjang Penyaluran Tulangan Balok.....	170
4.5.5 Perencanaan Kolom	170
4.5.5.1 Desain Tulangan Longitudinal Penahan Lentur.	173
4.5.5.2 Perencanaan Tulangan Geser Kolom	176
4.5.5.3 Penulangan Geser Kolom di Luar Lo.....	178
4.5.5.4 Penulangan Torsi Kolom	178
4.5.6 Perencanaan Dinding Geser.....	179
4.5.6.1 Data Perencanaan	179
4.5.6.2 Kuat Aksial Rencana	181
4.5.6.2 Pemeriksaan Tebal Dinding Geser	182
4.5.6.3 Kuat Geser Beton	182
4.5.6.3 Desain Dinding Geser Khusus	183
4.5.6.3 Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser.....	184
4.5.6.3 Kontrol Tulangan Penahan Aksial dan lentur	185
4.5.6.4 Perencanaan Kebutuhan Komponen Batas Khusus (special boundary element)	186
4.5.7 Desain Sloof	190
4.5.7.1 Data Perencanaan	190
4.5.7.2 Penulangan Lentur Sloof	190
4.5.7.3 Penulangan Geser Sloof.....	192
4.6 Perencanaan Basement.....	193
4.6.1 Penulangan Dinding Basement	193
4.6.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding <i>Basement</i> .	197

4.6.3 Penulangan Pelat Lantai <i>Basement</i>	197
4.7 Perencanaan Pondasi.....	203
4.7.1 Umum.....	203
4.7.2 Perencanaan Pondasi Kolom	204
4.7.2.1 Data Perencanaan	205
4.7.2.2 Daya Dukung Ijin Satu Tiang Pancang	207
4.7.2.3 Tiang Pancang dalam kelompok	213
4.7.2.4 Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang	215
4.7.2.5 Kontrol Punching Shear Poer Terhadap kolom .	217
4.7.2.5 Kontrol Punching Shear Poer Terhadap Tiang Pancang.....	218
4.7.2.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	220
4.7.3 Perencanaan Pondasi Shear Wall	222
4.7.3.1 Data Perencanaan	225
4.7.3.2 Tiang Pancang dalam kelompok	227
4.7.3.3 Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang	228
4.7.4 Desain Penulangan Poer Kolom	230
4.7.5 Desain Penulangan Poer Shear Wall	232
4.7.5.1 Penulangan Poer Shear Wall Arah X	232
4.7.5.2 Penulangan Poer Shear Wall Arah Y	234
4.7.5.3 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde	235
4.8 Perencanaan Balok Kopel Shear Wall	236
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	243
5.1 Kesimpulan.....	243

5.2 Saran	246
DAFTAR PUSTAKA.....	247

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Jenis-jenis Flat Slab.....	6
Gambar 2.2 Pembagian Pelat Menjadi Frame.....	7
Gambar 2.3 Area Keliling Hubungan Flat Plate dengan Kolom	11
Gambar 2.4 Ilustrasi Kegagalan Geser Ponds	12
Gambar 2.5 Tata Letak Shear Wall pada Bangunan	13
Gambar 2.6 Penggunaan Balok Kolektor	14
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi	16
Gambar 3.2 Denah Gedung Modifikasi	19
Gambar 3.3 Peta Nilai Percepatan Gempa Ss di Indonesia ...	25
Gambar 3.4 Peta Nilai Percepatan Gempa S1 di Indonesia ...	26
Gambar 4.1 Rencana Tangga	40
Gambar 4.2 Gambar Potongan Tangga	40
Gambar 4.3 Dimensi Anak Tangga dan Pelat Tangga	41
Gambar 4.4 Ilustrasi Pembebanan Tangga.....	43
Gambar 4.5 Gaya Dalam pada Tangga	47
Gambar 4.6 Balok Bordes	53
Gambar 4.7 Keterangan Dimensi Passenger Elevator	58
Gambar 4.8 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	61
Gambar 4.9 Pemodelan 3D Struktur	78
Gambar 4.10 Pemodelan Denah Struktur	79
Gambar 4.11 Pemodelan Tampak Samping Struktur	79
Gambar 4.12 Spektrum Respons Gempa Rencana	84
Gambar 4.13 Grafik Perbandingan Displacement Arah X...105	
Gambar 4.14 Grafik Perbandingan Drift Arah X	105
Gambar 4.15 Grafik Perbandingan Displacement Arah Y..106	
Gambar 4.16 Grafik Perbandingan Drift Arah Y	106
Gambar 4.17 Momen M_{1-1} yang Terjadi Pada Pelat Lantai Dasar	110
Gambar 4.18 Momen M_{2-2} yang Terjadi Pada Pelat Lantai Dasar	110

Gambar 4.19 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Kolom Arah X	111
Gambar 4.20 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Kolom X	112
Gambar 4.21 Kapasitas Penampang Lajur Kolom X	112
Gambar 4.22 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Kolom Arah X	115
Gambar 4.23 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Tengah Arah X	
Gambar 4.24 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Tengah X	118
Gambar 4.25 Kapasitas Penampang Lajur Tengah X	118
Gambar 4.26 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Tengah Arah X	121
Gambar 4.27 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Kolom Arah Y	123
Gambar 4.28 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Kolom Y	124
Gambar 4.29 Kapasitas Penampang Lajur Kolom Y	124
Gambar 4.30 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Kolom Arah Y	127
Gambar 4.31 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Tengah Arah Y	130
Gambar 4.32 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Tengah Y	130
Gambar 4.33 Kapasitas Penampang Lajur Tengah Y	130
Gambar 4.34 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Tengah Arah Y	133
Gambar 4.35 Kolom dan Penampang Kritis	137
Gambar 4.36 Penulangan Geser Pada Penampang Kritis	141
Gambar 4.37 Perpanjangan Minimum untuk Tulangan pada Slab tanpa balok	145
Gambar 4.38 Lokasi Balok Tepi dengan Gaya Dalam Terbesar	148
Gambar 4.39 Momen Lentur Balok Tepi Frame B19 Lantai 15	149

Gambar 4.40	Ilustrasi Keterangan Penampang Balok	150
Gambar 4.41	Asumsi Balok T	155
Gambar 4.42	Ilustrasi Kontrol Penampang Balok T	162
Gambar 4.43	Nilai V_u dan M_u Pada Balok Akibat Kombinasi 1,2D+1L	163
Gambar 4.44	Gaya Geser Total pada Balok BI.....	165
Gambar 4.45	Gaya Geser pada Daerah Lapangan Balok.....	165
Gambar 4.46	Gaya Torsi pada Balok	167
Gambar 4.47	Penampang Balok yang Terbebani Torsi.....	167
Gambar 4.48	Lokasi Kolom Dengan Gaya Aksial Maksimum	171
Gambar 4.49	Gaya Aksial pada Kolom K1	171
Gambar 4.50	Diagram Gaya Aksial dan Momen pada Kolom K1... ..	172
Gambar 4.51	Penampang Kolom K1	174
Gambar 4.52	Diagram Interaksi P-M Kolom K1	174
Gambar 4.53	Ilustrasi Tulangan Transversal pada Kolom ...	176
Gambar 4.54	Gaya Torsi pada Kolom K1	179
Gambar 4.55	Denah Dinding Geser	180
Gambar 4.56	Diagram Interaksi P-M Dinding Geser	186
Gambar 4.57	Diagram Interaksi P-M Sloof	191
Gambar 4.58	Diagram Tekanan Tanah Horizontal	194
Gambar 4.59	Penampang Pelat Dinding Basement	194
Gambar 4.60	Penampang Pelat Lantai Basement	198
Gambar 4.61	Kolom Pemikul Beban Terbesar (Kolom E-2) .	204
Gambar 4.62	Penampang Tiang Pancang.....	206
Gambar 4.63	Grafik Hubungan N-SPT dengan Kedalaman Tanah.....	209
Gambar 4.64	Ilustrasi Tahanan Ujung Tanah dan Lekatan Tanah.....	211
Gambar 4.65	Konfigurasi Tiang Pancang.....	214
Gambar 4.66	Area Penampang Kritis Kolom Terhadap Poer	217
Gambar 4.67	Area Penampang Kritis Tiang Pancang Terhadap Poer.....	218

Gambar 4.68	Ilustrasi Gaya Lateral pada Tiang Pancang	220
Gambar 4.69	Rencana Pile Cap Shear Wall	223
Gambar 4.70	Define Section Cuts pada ETABS.....	224
Gambar 4.71	Balok Kopel SW 24.....	236

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Persentase Momen Negatif Interior yang Ditahan oleh jalur Kolom	9
Tabel 2.2 Faktor Momen untuk Distribusi Mo pada Bentang Eksterior	9
Tabel 2.3 Persentase Momen Negatif Interior yang Ditahan oleh Jalur Kolom	10
Tabel 2.4 Persentase Momen Positif Rencana pada Jalur Kolom	10
Tabel 3.1 Klasifikasi Situs	20
Tabel 3.2 Perhitungan N^- rata-rata	21
Tabel 3.3 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior	22
Tabel 3.4 Koefisien Situs Fa	26
Tabel 3.5 Koefisien Situs Fv	27
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter SDS	31
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter SD1	32
Tabel 3.8 Faktor Yang Digunakan Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	32
Tabel 4.1 Rekapitulasi Penulangan Tangga	56
Tabel 4.2 Spesifikasi Passenger Elevator	57
Tabel 4.3 Preliminary Balok Tepi	70
Tabel 4.4 Perhitungan Beban Pada Kolom Interior	70
Tabel 4.5 Perhitungan Beban Pada Kolom Eksterior	73
Tabel 4.6 Beban Mati Tambahan pada Lantai 2 s.d. 15	80
Tabel 4.7 Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap	80
Tabel 4.8 Beban Hidup Pada Perkantoran	81
Tabel 4.9 Partisipasi Massa Struktur	85
Tabel 4.10 Periode Waktu Getar Pemodelan	88

Tabel 4.11 Berat Mati Kolom Balok dan Pelat Lantai	88
Tabel 4.12 Beban Super Dead Bangunan	89
Tabel 4.13 Beban Mati Shear Wall Bangunan	90
Tabel 4.14 Beban Hidup Lantai Bangunan	91
Tabel 4.15 Beban Mati Dinding Partisi	91
Tabel 4.16 Rekapitulasi Beban Bangunan Perhitungan Manual	92
Tabel 4.17 Berat Bangunan Hasil Perhitungan ETABS	92
Tabel 4.18 Gaya Geser Dasar Hasil Analisis ETABS	95
Tabel 4.19 Simpangan dan Drift Arah X Struktur dengan Balok Tepi Biasa	98
Tabel 4.20 Simpangan dan Drift Arah Y Struktur dengan Balok Tepi Biasa	99
Tabel 4.21 Simpangan dan Drift Arah X Struktur dengan Balok Tinggi	101
Tabel 4.22 Simpangan dan Drift Arah Y Struktur dengan Balok Tinggi	101
Tabel 4.23 Simpangan dan Drift Arah X Struktur dengan Kombinasi Balok Tinggi dan Balok Biasa	102
Tabel 4.24 Simpangan dan Drift Arah Y Struktur dengan Kombinasi Balok Tinggi dan Balok Biasa	103
Tabel 4.25 Kontrol Sistem Rangka Gedung	108
Tabel 4.26 Momen Rencana untuk Lantai Dasar	109
Tabel 4.27 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai	135
Tabel 4.28 Momen Lentur Balok BI	149
Tabel 4.29 Gaya Dalam pada Dinding Geser SW1	180
Tabel 4.30 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton.....	205
Tabel 4.31 Data N-SPT	207
Tabel 4.32 Perhitungan Daya Dukung Tanah	211
Tabel 4.33 Jarak Tiang Pancang dari Titik Pusat Poer	215

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gedung eksisting perkantoran Capital Square Surabaya merupakan gedung 35 lantai yang dibangun menggunakan sistem rangka pemikul momen (SRPM) dengan sistem ganda. Gedung tersebut terdiri dari elemen struktur berupa pelat, balok, kolom dan *shear wall*. Struktur SRPM menggunakan sistem ganda sudah sangat umum digunakan sehingga diperlukan sebuah alternatif desain struktur gedung yang lebih modern sekaligus efisien.

Dewasa ini, dalam dunia praktik keinsinyuran, desain struktur, desain tata guna ruang pada bangunan, waktu konstruksi dan efisiensi pelaksanaan konstruksi merupakan faktor-faktor penting yang dipertimbangkan oleh investor. Pernyataan tersebut didukung oleh fakta bahwa struktur dengan sistem *flat plate* dianggap lebih dapat diterima dan juga menarik di dunia. Sistem *flat plate* memiliki keunggulan dibandingkan struktur SRPM konvensional karena tinggi tiap lantai lebih rendah, waktu konstruksi lebih singkat, tingkat estetika lebih baik dan juga ekonomis. (Apostolska. R.P, dkk. 2008).

Struktur *flat plate* tidak menggunakan balok interior sehingga mempunyai beberapa keuntungan dibandingkan struktur balok, kolom, dan pelat konvensional. Ditinjau dari aspek tinggi total bangunan, struktur *flat plate* lebih rendah dibandingkan SRPM karena plafond dapat ditempatkan lebih dekat dengan pelat lantai di atasnya. Dari segi biaya dan waktu konstruksi, struktur *flat plate* lebih murah dan lebih cepat pelaksanaannya dibandingkan SRPM konvensional karena tidak diperlukan bekisting, penulangan serta pengecoran balok.

Perancangan dan perilaku struktur *flat plate* terbukti baik dalam menerima beban gravitasi, namun kekurangannya terletak

pada kemampuan struktur *flat plate* dalam menerima beban lateral (gempa) yang belum terbukti ketepatan dan keakuratannya (Lukman Hemawan dan Tavio, 2010). Masalah yang umumnya timbul pada bangunan yang didesain menggunakan sistem *flat plate* adalah potensi terjadinya deformasi transversal ketika terjadi gempa berkekuatan menengah karena tidak adanya elemen dinding geser dan balok tinggi sehingga kekakuan struktur menjadi rendah. Untuk mengatasi kekurangan dari sistem *flat plate* tersebut, maka digunakan elemen dinding geser (*Shear wall*). Gabungan dari sistem *flat plate* dan *Shear wall* diharapkan mampu memikul beban akibat gempa rencana pada kategori resiko gempa menengah. Pada daerah zona gempa menengah hingga tinggi, pada konstruksi struktur *flat plate*, elemen kolom dan pelat dianggap hanya memikul gaya aksial sedangkan gaya geser akibat gempa utamanya harus dipikul oleh *shear wall*. Tinggi total bangunan dibatasi untuk perencanaan di daerah zona gempa menengah hingga tinggi. (Erberik, M. Altuk dan Elnashai, Amr S., 2004).

Hal lain yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan struktur *flat plate* adalah gaya geser akibat beban kerja terutama pada bagian pertemuan antara pelat dan kolom. Apabila pada bagian pertemuan antara kolom dan pelat tersebut tidak diperkuat, kolom akan memberikan gaya geser ponds (*punching shear*) sehingga kolom dibawah dapat menembus pelat ke atas. Hal ini dapat menimbulkan tegangan geser yang besar pada area sekitar tumpuan dalam hal ini adalah kolom dan mengakibatkan keruntuhan geser ponds. Aspek lain yang dipertimbangkan dalam perancangan struktur pelat lantai *flat plate* adalah aspek *serviceability* yaitu defleksi yang terjadi pada *flat plate* seiring waktu beban layan bekerja. Sehingga, diperlukan perhitungan terhadap ketebalan pelat lantai yang tepat. (Muttoni, A, 2008)

Semula gedung perkantoran Capital Square Surabaya direncanakan menggunakan SRPM dengan sistem ganda (*dual system*) yang menggunakan elemen pelat, balok dan kolom. Dalam

tugas akhir ini penulis mencoba melakukan modifikasi struktur menjadi struktur *flat plate* dengan menggunakan *Shear wall*.

1.2 Perumusan Masalah

Dalam merencanakan gedung perkantoran pada bangunan Capital Square Surabaya dengan metode *flat plate*, permasalahan yang timbul selama perencanaan yaitu :

1. Bagaimana merencanakan dimensi-dimensi struktur yang meliputi kolom, *shear wall* dan *flat plate* ?
2. Bagaimana merencanakan struktur daktail yang dapat menahan beban gempa pada daerah zona gempa menengah ?
3. Bagaimana memodelkan struktur bangunan yang menggunakan *flat plate* dan *shear wall* dengan program bantu ETABS ?
4. Bagaimana merencanakan penulangan dari struktur utama yang didapatkan dari hasil analisa program bantu ETABS ?
5. Bagaimana rancangan akhir dari modifikasi gedung perkantoran pada bangunan Capital Square Surabaya dalam bentuk gambar ?

1.3 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah agar dapat merencanakan struktur gedung yang menggunakan sistem *flat plate*. Tujuan secara detail yang diharapkan dari perencanaan struktur gedung perkantoran Capital Square Surabaya adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui dimensi-dimensi struktur utama.
2. Mendapatkan perancangan struktur gedung perkantoran yang daktail.
3. Membuat pemodelan struktur bangunan yang menggunakan *flat plate* dengan program bantu ETABS untuk kemudian

dianalisa sesuai dengan SNI 2847-2013 dan kemudian dipakai dalam perhitungan struktur utama.

4. Merencanakan penulangan struktur utama.

1.4 Batasan Masalah

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini permasalahan dibatasi dengan batasan-batasan sebagai berikut :

1. Struktur atas yang diperhitungkan adalah *flat plate*, kolom, balok tepi dan *shear wall*.
2. Struktur sekunder yang diperhitungkan adalah struktur tangga dan dinding
3. Balok tepi/eksterior tidak dihilangkan

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Dapat memperkenalkan perencanaan sistem *flat plate* dengan *shear wall* sebagai alternatif desain struktur gedung bertingkat.
2. Tugas Akhir ini diharapkan dapat menjadi acuan untuk mensosialisasikan metode perencanaan gedung dengan sistem pelat lantai *flat plate* dengan *shear wall* yang benar sesuai dengan peraturan-peraturan yang berlaku saat ini maupun yang baru untuk tenaga-tenaga ahli lainnya.

BAB II

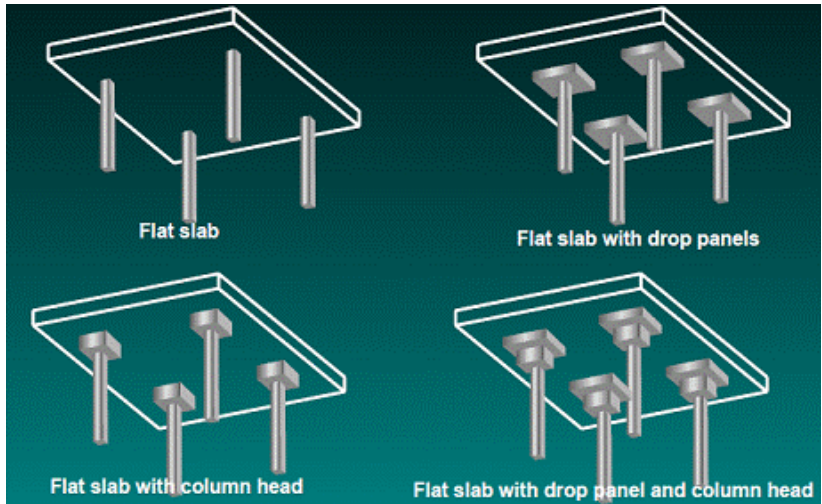
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Flat Plate adalah merupakan konstruksi pelat beton dua arah (*two way plate*) yang hanya memiliki unsur horizontal berupa pelat tanpa balok dan ditumpu kolom. Sistem *flat plate* ini mempunyai ciri khusus yaitu, tidak adanya balok sepanjang garis kolom dalam atau interior, sementara balok-balok tepi sepanjang garis kolom luar atau eksterior, bisa jadi ada atau tidak. Kemampuan *flat plate* untuk menahan gaya geser akibat beban diperoleh dari salah satu atau kedua hal berikut : (McCormac, Jack C. dan Brown, Russell H., 2014)

1. Drop Panel yaitu penambahan tebal pelat di dalam daerah kolom yang berfungsi sebagai penahan gaya geser utama yang menjadi bidang kontak antara pelat dan kolom
2. Kepala Panel (Column Capital) yaitu pelebaran mengecil dari ujung kolom atas yang bertujuan untuk mendapatkan penambahan keliling sekitar kolom untuk memindahkan geser dari beban lantai dan untuk menambah tebal dengan berkurangnya perimeter di dekat kolom

Struktur *Flat Plate* memiliki beberapa jenis pemodelan. *Flat plate* dikombinasikan dengan *drop panel*, *column head* atau kombinasi keduanya. Berdasarkan jenisnya model *Flat Plate* dapat dilihat pada gambar 2.1



Gambar 2.1 Jenis-jenis Flat Slab

Sumber : www.quora.com

Adapun dalam perencanaan menggunakan sistem *flat plate* tanpa dinding geser mempunyai kelemahan sebagai berikut :

1. Tanpa adanya balok-balok disepanjang garis kolom, maka kemampuan menahan beban menjadi berkurang.
2. Besarnya tegangan geser pons yang terjadi pada pelat di sekitar kolom dapat menyebabkan keruntuhan pons, terlebih dengan adanya unbalance moment transfer akibat gaya lateral.
3. Konstruksi *flat plate* mempunyai kekakuan relatif rendah, sehingga kurang dalam menerima gaya lateral.

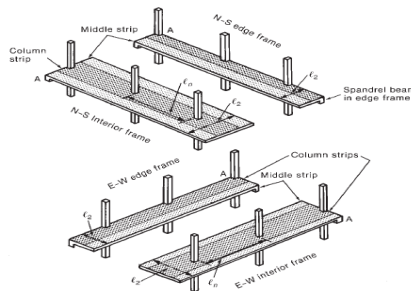
2.2 Perhitungan Struktur Flat Plate

Perhitungan Struktur *Flat plate* dilakukan dengan menggunakan metode desain langsung (*direct design method*)

dimana dilakukan distribusi momen negative dan positif sepanjang lajur kolom.

2.2.1 Metode Perencanaan Langsung

Metode perencanaan langsung merupakan metode pendekatan untuk mengevaluasi dan mendistribusikan momen total pada panel pelat dua arah. Dengan metode ini diupayakan pelat dapat dihitung sebagai bagian dari balok pada suatu portal. Hasil yang diperoleh dengan menggunakan metode pendekatan ini adalah pendekatan momen dan geser dengan menggunakan koefisien-koefisien yang disederhanakan. Metode desain langsung (Direct Design Method) juga disebut sebagai “Direct Analysis Method”, karena metode ini menentukan momen pada bagian pelat tanpa harus menggunakan suatu analisis struktur tertentu. (McCormac, Jack C., 2004). Pada desain langsung, momen yang terjadi pada pelat ditentukan dengan cara mendistribusikan nilai M_o yang dihitung berdasarkan persamaan 1 menjadi momen rencana positif, negatif interior dan eksterior dengan menggunakan tabel 2.1 sampai dengan tabel 2.3 pada masing-masing strip kolom dan strip tengah pada portal ekuivalen seperti pada gambar 2.2.



Gambar 2.2 Pembagian Pelat Menjadi Frame

Sumber:MacGregor,2012

Batasan Penggunaan Metode Perencanaan Langsung :

1. Harus ada minimal tiga bentang menerus di setiap lajur. Jika ada kurang dari tiga bentang menerus, momen negatif interior dari metode desain langsung cenderung terlalu kecil.
2. Panel persegi panjang harus memiliki rasio bentang panjang / bentang pendek yang tidak lebih besar dari 2. Gaya satu arah mendominasi saat rasio bentang mencapai dan melebihi 2.
3. Panjang bentang berturut-turut di setiap arah tidak boleh berbeda lebih dari sepertiga dari bentang lebih panjang. Batas ini diberlakukan sehingga detail standar penulangan tertentu bisa digunakan.
4. Kolom dapat disusun dalam grid persegi panjang bangunan hingga 0,1 kali bentang yang paralel dengan susunan kolom. Di gedung yang ditata dengan cara ini, lokasi kolom yang sebenarnya digunakan dalam menentukan bentang pelat dapat digunakan dalam perhitungan momen desain.
5. Semua beban merupakan akibat gravitasi dan didistribusikan secara merata ke seluruh panel. Metode desain langsung tidak dapat digunakan untuk frame yang tidak menggunakan *bracing*, dibebani secara lateral, pondasi mat, atau pelat dengan pratekan.
6. Beban hidup layan (*unfactored service live load*) tidak boleh melebihi dua kali beban mati layan. Pengambilan strip dengan rasio beban hidup layan lebih besar daripada beban mati layan dapat mengakibatkan momen lebih besar dari yang diasumsikan dalam metode analisis.
7. Untuk panel dengan balok di antara tumpuan di tiap sisi, kekakuan relatif dari balok pada dua arah yang tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,2 atau lebih besar dari 5.

Untuk batasan nomor 2 dan 7, Penggunaan *Direct Design Method* digunakan untuk panel pelat satu arah. Besaran momen total dapat diketahui melalui Pers. 2.1.

$$M_o = \frac{w_u \cdot l_2 \cdot l_n}{2} \times \frac{l_n}{2} - \frac{w_u \cdot l_2 \cdot l_n}{2} \times \frac{l_n}{4} = \frac{w_u \cdot l_2 \cdot (l_n^2)}{8} \quad (2.1)$$

Tabel 2.1 Persentase Momen Negatif Interior yang Ditahan oleh jalur Kolom

L2/L1	0,5	1,0	2,0
$\alpha f_1(L_2/L_1) = 0$	75	75	75
$\alpha f_1(L_2/L_1) = 0$	90	75	45

Sumber : MacGregor, 2012

Tabel 2.2 Faktor Momen untuk Distribusi Mo pada Bentang Eksterior

Lokasi Momen	Tepi Eksterior Tak-dikekang	Slab dengan balok diantara semua pendukung	Slab tanpa balok diantara pendukung interior		Tepi Eksterior Dikekang Secara Penuh
			Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
Interior					
Momen Berfaktor Negatif	0,75	0,7	0,7	0,7	0,65
Momen Berfaktor Positif	0,63	0,57	0,52	0,5	0,35
Eksterior					
Momen Berfaktor negatif	0	0,16	0,26	0,3	0,65

Sumber : MacGregor, 2012

Tabel 2.3 Persentase Momen Negatif Interior yang Ditahan oleh Jalur Kolom

L2/L1		0,5	1,0	2,0
$\alpha_{fl}(L2/L1) = 0$	$\beta t = 0$	100	100	100
	$\beta t \geq 2,5$	75	75	75
$\alpha_{fl}(L2/L1) = 0$	$\beta t = 0$	100	100	100
	$\beta t \geq 2,5$	90	75	45

Sumber : MacGregor, 2012

Tabel 2.4 Persentase Momen Positif Rencana pada Jalur Kolom

L2/L1	0,5	1,0	2,0
$\alpha_{fl}(L2/L1) = 0$	75	75	75
$\alpha_{fl}(L2/L1) \geq 0$	90	75	45

Sumber : MacGregor, 2012

Momen yang didistribusikan pada strip tengah adalah momen yang tidak ditahan oleh strip kolom pada portal ekuivalen dan setiap strip tengah harus diproporsikan untuk menahan jumlah momen yang diberikan pada kedua setengah strip tengah pada portal ekuivalen.

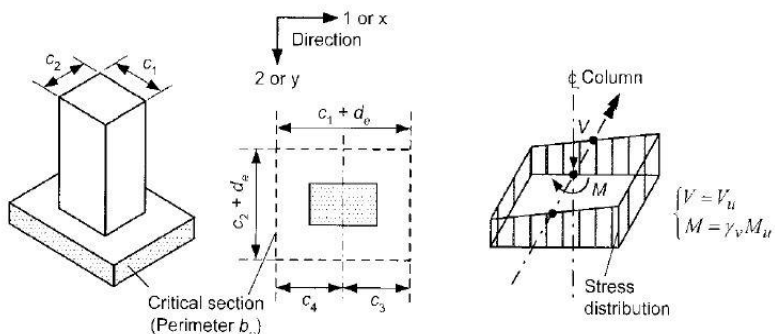
2.3 Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok (jika ada). Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke levasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuh) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh total seluruh strukturnya. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu diwaspadai, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen

struktural horisontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (Tavio dan Lukman Hemawan, 2010).

2.4 Hubungan Flat Plate dengan Kolom

Hubungan pelat dan kolom mencakup daerah *joint* dan bagian dari pelat yang berbatasan dengan kolom. Transfer beban gravitasi antara pelat dan kolom menimbulkan tegangan geser pada pelat di sekeliling kolom yang disebut dengan penampang kritis. Disebutkan bahwa posisi penampang kritis adalah pada jarak yang tidak lebih dari setengah tebal efektif pelat ($d/2$) dari muka kolom atau dari tepi luar tulangan geser jika digunakan tulangan geser pada pelat. Struktur Flat Plate biasanya digunakan untuk memikul gaya gravitasi dan beban lateral didaerah gempa rendah sampai sedang. Biasanya kegagalan geser ponds dimulai pada lokasi sepanjang bagian kritis (ditunjukkan oleh garis putus putus sekeliling kolom) dimana beban mati akibat gravitasi menambah beban momen plat yang bekerja pada daerah hubungan kolom dan pelat dapat dilihat pada gambar 2.3.



Gambar 2.3 Area Keliling Hubungan Flat Plate dengan Kolom

Sumber : www.researchgate.net

2.5 Punching Shear (Geser Dua Arah)

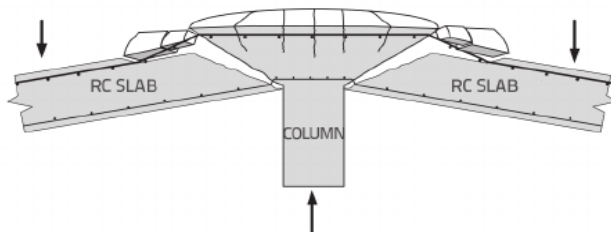
Perilaku geser pelat dua arah merupakan masalah tegangan tiga dimensi, dimana bidang kegagalan geser kritisnya adalah keliling dari daerah yang dibebani, yang lokasinya terletak pada jarak yang memberikan keliling geser minimum b_o . Berdasarkan penelitian analitis maupun eksperimental, bidang geser ini tidak akan lebih dekat dari pada $d/2$ dari beban terpusat atau daerah reaksi. SNI 2847 2013 pasal 11.11.2 memberikan rumusan kekuatan geser tahanan nominal (V_c) tanpa tulangan geser khusus. Untuk plate non-prategang, V_c diambil yang terkecil dari ketiga rumus berikut:

$$V_c = \frac{1}{12} \left[2 + \frac{4}{\beta} \right] \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.1)$$

$$V_c = \frac{4}{12} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.2)$$

$$V_c = 0,17[1 + 2\beta]\sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.3)$$

Nilai dari ketiga persamaan diatas harus diambil berdasarkan nilai terendah, ilustrasi kegagalan geser ponds dapat dilihat pada gambar 2.4

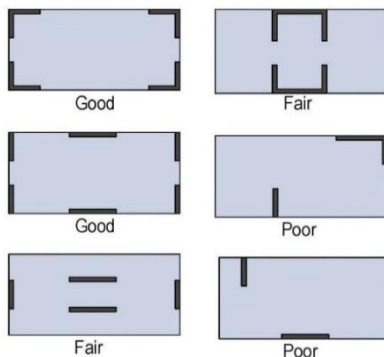


Gambar 2.4 Ilustrasi Kegagalan Geser Ponds

Sumber : www.quora.com

2.6 Dinding Geser

Pada bangunan tinggi tahan gempa umumnya gaya-gaya lateral yang dibebani pada kolom cukup besar sehingga perlu menggunakan elemen-elemen struktur pengaku berupa dinding geser untuk menahan gaya geser yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut. Kolom-kolom dianggap tidak ikut mendukung gaya horizontal, sehingga hanya didesain untuk menahan gaya normal (gaya vertikal). Secara struktural dinding geser dapat dianggap sebagai balok kantilever vertikal yang terjepit bagian bawahnya pada pondasi atau basemen. Perencanaan dinding geser pada bangunan tingkat tinggi harus didesain sesimetris mungkin karena jika tidak simetris maka akan ada jarak (eksentrisitas) antara pusat massa dan pusat kekakuan. Eksentrisitas inilah yang menyebabkan adanya gaya puntir pada bangunan tingkat tinggi tersebut, adanya gaya puntir akibat eksentrisitas mengakibatkan adanya penambahan tulangan torsi pada dinding geser tersebut. Ilustrasi tata letak shear wall dapat dilihat pada gambar 2.5.

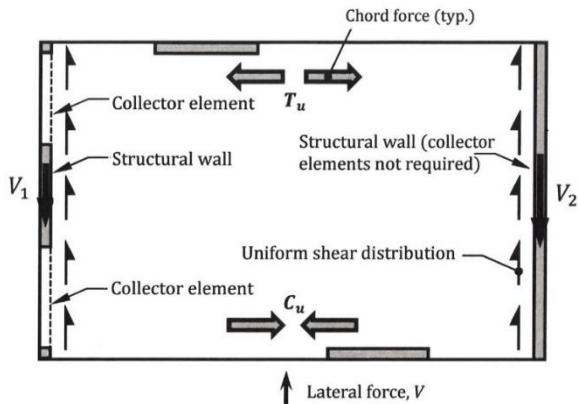


Gambar 2.5 Tata Letak Shear Wall pada Bangunan

Sumber: www.spark.adobe.com

2.7 Balok Kolektor

Balok kolektor adalah elemen tarik atau tekan yang mengumpulkan gaya geser dari diafragma dan menyalurkan gaya ke elemen vertikal atau *shear wall*. Balok kolektor dapat berupa balok atau zona yang diberi tulangan di dalam pelat lantai. Pada perancangan struktur dengan pelat lantai *flat plate* dan menggunakan *shear wall*, fungsi dari balok kolektor adalah menyalurkan gaya geser dari elemen *flat plate* ke *shear wall*. Penggunaan balok kolektor dapat dilihat pada gambar 2.6.



Gambar 2.6 Penggunaan Balok Kolektor

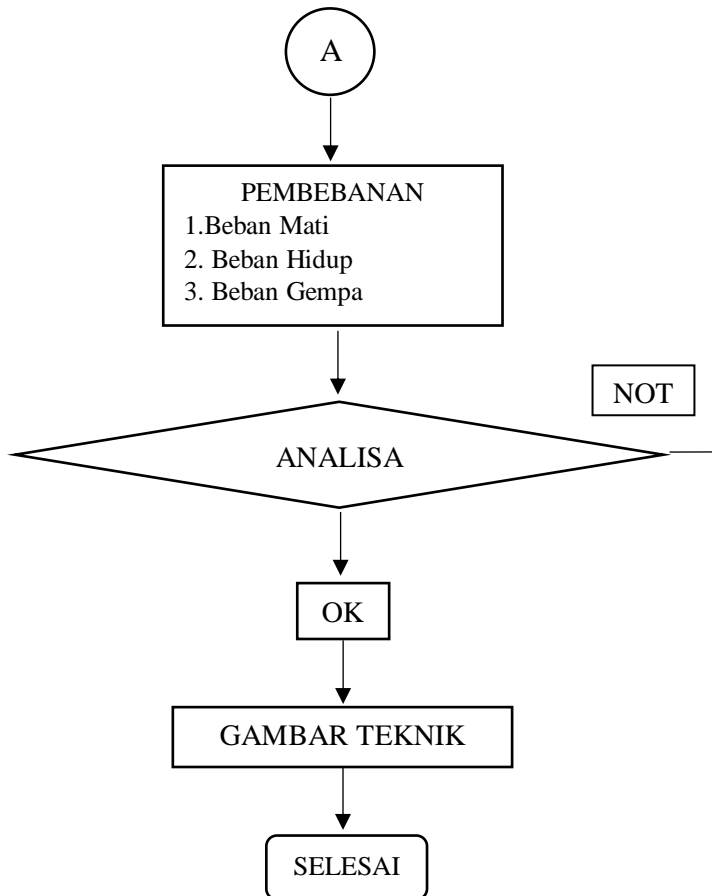
Sumber: www.structuremag.org

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Metodologi

Pada bab ini akan dibahas tahapan-tahapan yang akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini. Tahapan-tahapan tersebut ditampilkan pada diagram alir metodologi pada gambar 3.1.





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi

3.2 Pengumpulan Data

Data yang dikumpulkan adalah data lapangan yang akan dipakai dalam perencanaan ini. Data tersebut berupa data tanah, bahan, dan data gedung yang akan digunakan sebagai objek perencanaan seperti siteplan, denah bangunan, denah pembalokan,

serta data-data lainnya yang diperlukan. Data-data yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

3.2.1 Data-data Bangunan Sebelum Dimodifikasi

❖ Data Umum

Nama Gedung	: Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya
Lokasi Gedung	: Jl. Mayjen HR. Muhammad No.3, Kota Surabaya
Fungsi	: Perkantoran
Jumlah Lantai	: 35
Tinggi Gedung	: 130,9 m
Tinggi Lantai 1	: 4,8 m
Tinggi Lantai 2-8	: 3,2 m
Tinggi Lantai 9-35	: 3,9 m

❖ Data Bahan

- Kuat Tekan Beton (f_c)

Kolom	: 35 Mpa
<i>Shear Wall</i>	: 45 Mpa
Balok dan Pelat Lantai	: 30 Mpa
- Tegangan Leleh Baja (f_y)

Tulangan Ulir	: 400 Mpa
Tulangan Polos	: 240 Mpa

❖ Struktur Bangunan

Sistem Ganda dengan rangka pemikul momen khusus

3.2.2 Data-data Bangunan Setelah Dimodifikasi

❖ Data Umum

Nama Gedung	: Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya
-------------	--

Lokasi Gedung	: Jl. Mayjen HR. Muhammad No.3, Kota Surabaya
Fungsi	: Perkantoran
Jumlah Lantai	: 15
Tinggi Gedung	: 45,5 m
Tinggi Lantai Dasar	: 3,5 m
Tinggi Lantai 2-15	: 3 m
Jumlah Basemen	: 1 Level
Elevasi Basemen	: -3,7 m

❖ Data Bahan

- Kuat Tekan Beton (f_c)

Kolom	: 35 Mpa
<i>Shear Wall</i>	: 45 Mpa
Balok Tepi, Flat Plate dan Tangga	: 30 Mpa
- Tegangan Leleh Baja (f_y)

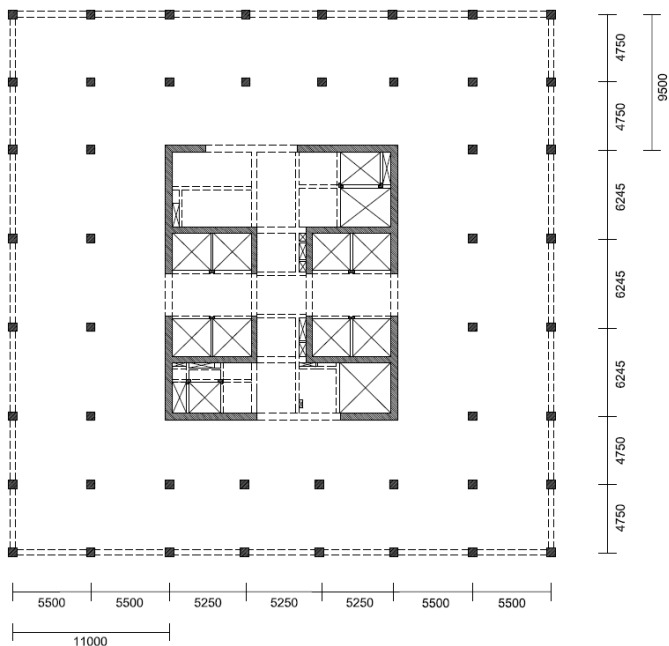
Tulangan Ulir	: 400 Mpa
Tulangan Polos	: 240 Mpa

❖ Struktur Bangunan

Sistem Rangka Gedung *Flat Plate* dengan *Shear Wall*

3.2.3 Data Gempa

Kota	: Surabaya
Fungsi Gedung	: Perkantoran
Kategori Risiko	: II
Kategori Desain Seismik	: D
Kelas Situs	: SE (Tanah Lunak)
S_s	: 0,75
S_1	: 0,35
S_{MS}	: 0,975
S_{M1}	: 0,91
R	: 6
H_n (Tinggi Maksimum)	: 48 m



Gambar 3.2 Denah Gedung Modifikasi

3.3 Data Tanah

Penyelidikan tanah dasar setempat untuk klasifikasi situs dalam perencanaan beban gempa. Dilakukan analisa terhadap data tanah untuk menentukan klasifikasi kelas situs sesuai pasal 5.3 SNI 03-1726-2012. Metode yang digunakan dalam penentuan kelas situs adalah perhitungan \bar{N} rata-rata. Klasifikasi situs dapat dilihat pada tabel 3.1.

Tabel 3.1 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_S (m/detik)	\bar{N} atau $\bar{N}ch$	\bar{S}_u (kPa)
SA (Batu Keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (Batu)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (Tanah Sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	< 175	< 15	< 50
	Termasuk profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : $PI > 20$, $w_c \geq 40\%$, dan $S_u < 25$ kPa		
SF (Tanah Khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik)	Termasuk profil tanah yang : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah liquefaksi, lempung sangat sensitif dan tanah tersementasi lemah; 2. Lempung organik atau tanah gambut dengan $H > 3m$; 3. Lempung lunak dengan $PI > 75$ dan $H > 7,5m$		

Sumber : SNI 1726-2012 Tabel 3

Selanjutnya, dilakukan perhitungan jumlah \bar{N} rata-rata berdasarkan data tanah yang tersedia dengan menggunakan Pers. 3.1

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n Ni} \quad (3.1)$$

Dimana :

\bar{N} = Jumlah SPT rata-rata

di = Tebal Lapisan ke-i

Ni = Jumlah N-SPT lapisan ke-i

Proses penentuan klasifikasi situs berdasarkan atas data tanah pada kedalaman hingga 30 m, karena menurut penelitian hanya lapisan-lapisan tanah sampai kedalaman 30 m saja yang menentukan pembesaran gelombang gempa (Wangsadinata, 2006). Perhitungan jumlah N-SPT rata-rata dapat dilihat pada tabel 3.2.

Tabel 3.2 Perhitungan \bar{N} rata-rata

Lapis	Jumlah N-SPT (Ni)	Kedalaman (m)	Tebal Lapisan, di (m)	di / Ni	$\sum \frac{di}{Ni}$	$\frac{30}{\sum di/Ni}$
0	0	0	0	0	3.2580176	9.2080534
1	3	2	2	0.6666667		
2	5	4	2	0.4		
3	5	6	2	0.4		
4	7	8	2	0.2857143		
5	9	10	2	0.2222222		
6	12	12	2	0.1666667		
7	14	14	2	0.1428571		
8	15	16	2	0.1333333		
9	12	18	2	0.1666667		
10	18	20	2	0.1111111		
11	17	22	2	0.1176471		
12	18	24	2	0.1111111		
13	17	26	2	0.1176471		
14	18	28	2	0.1111111		
15	19	30	2	0.1052632		
				\bar{N}	9.208053	< 15

3.4 Studi Literatur

Mempelajari literatur/pustaka yang berkaitan dengan perencanaan diantaranya .:

3.4.1 Peraturan Yang Digunakan

1. SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 03-1727-2013 Beban minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain

3.4.2 Literatur Yang Terkait

1. Wight, James K. McGregor, James G. 2012. *Reinforced Concrete Mechanics and Design, Sixth Edition*. New York: Pearson.
2. McCormac. Jack C., Brown. Russell H. 2014. *Design of Reinforced Concrete, Ninth Edition*. New Jersey: Wiley.

3.5 Preliminary Desain

Preliminary desain meliputi perencanaan dimensi elemen-elemen struktur seperti kolom, balok, dan pelat yang akan digunakan dalam analisa dan tahap perencanaan selanjutnya.

3.5.1 Desain Dimensi Flat Plate

- a) Untuk $\alpha f_m \leq 0.2$ harus memenuhi tabel berikut:

Tabel 3.3 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan Leleh, f_y (Mpa)	Tanpa Penebalan			Dengan Penebalan		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir		Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir	
280	Ln/33	Ln/36	Ln/36	Ln/36	Ln/40	Ln/40
420	Ln/30	Ln/33	Ln/33	Ln/33	Ln/36	Ln/36
520	Ln/28	Ln/31	Ln/31	Ln/31	Ln/34	Ln/34

Sumber: SNI 2847:2013 (Tabel 9.5c)

Dan tidak boleh kurang dari:

- Pelat tanpa penebalan (drop panels) = 125 mm
- Pelat dengan penebalan (drop panels) = 100 mm

b) Untuk $0.2 \leq \alpha f m \leq 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha f m - 0.2)} \quad (3.2)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

c) Untuk $\alpha f m > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \quad (3.3)$$

3.5.2 Desain Dimensi Balok Tepi

Dimensi balok tepi yang direncanakan hanya balok eksterior. Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa. Balok tepi diasumsikan memikul momen positif maksimum pada tengah bentang sehingga direncanakan tertumpu sederhana meskipun tetap diberikan tulangan negatif pada tumpuan saat pelaksanaan konstruksi.

$$h \min = \frac{L}{16} \text{ (Digunakan apabila } fy = 420 \text{ MPa)} \quad (3.4)$$

$$h \min = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{fy}{700}\right) \text{ (Jika } fy \text{ selain } 420 \text{ MPa)} \quad (3.5)$$

$$h \min = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003wc) \text{ (Digunakan untuk beton ringan dengan nilai } wc \text{ } 1435 - 1835 \text{ kg/m}^3) \quad (3.6)$$

3.5.3 Perencanaan Dimensi Kolom

Untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, faktor reduksi yang digunakan (ϕ), seperti tercantum dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 9.3.2.2 Adalah 0.65. Kemudian luas dimensi kolom dapat didesain dengan rumus sebagai berikut :

$$A = \frac{W}{\phi \cdot f'c} \quad (3.7)$$

dengan :

- A = Luas dimensi kolom
- W = Berat beban total yang diterima oleh kolom
- $f'c$ = Kuat tekan beton karakteristik

3.5.4 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Tebal minimum dinding pendukung pada SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3(1) tidak boleh lebih kecil dari 100 mm dengan memperhatikan beberapa hal berikut :

1. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 tinggi dinding yang ditopang secara lateral
2. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral

Dari kedua item tersebut tebal dinding minimum diambil diambil nilai terbesar.

Dimana:

H : Tinggi total dinding

L : Panjang bentang dinding

3.6 Pembebanan

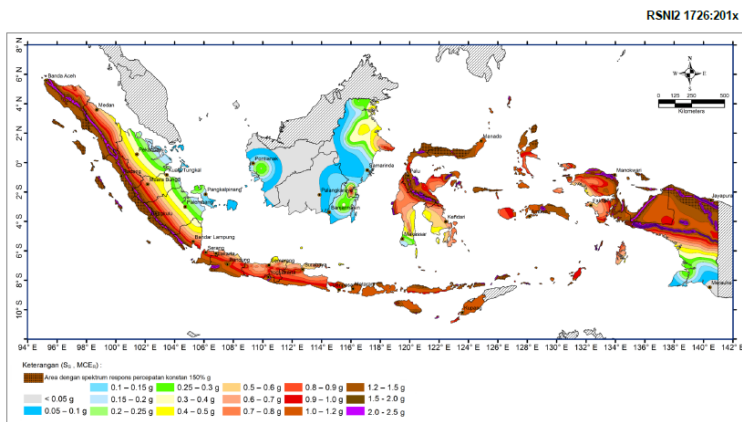
Berdasarkan SNI 03-1727-2013 dan SNI 03-1726-2012 beban yang diperlukan atau ditinjau antara lain :

1. Beban Mati (SNI 03-1727-2013)
2. Beban Hidup (SNI 03-1727-2013)
3. Beban Angin (SNI 03-1727-2013)
4. Beban Gempa (SNI 03-1726-2012)

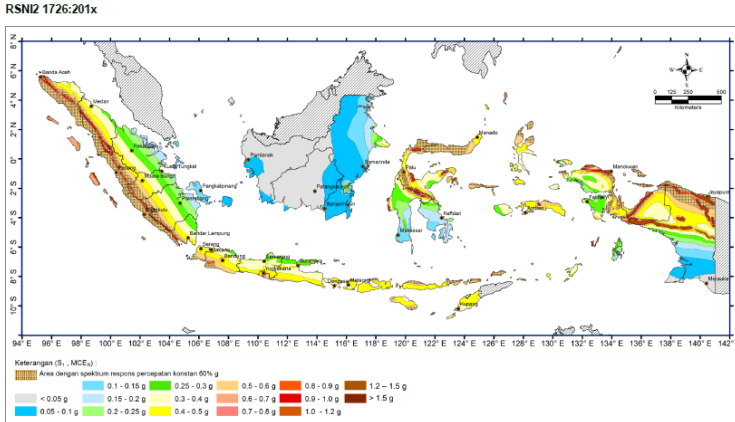
Beban Gempa yang dimaksud adalah gaya-gaya dalam struktur yang terjadi oleh gerakan tanah akibat dari gempa tersebut. Rencana struktur gedung ditentukan melalui analisa respon dinamik.

3.7 Beban Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar Ss dan S1, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut. Nilai percepatan gempa Ss dan S1 pada spektrum respon gempa rencana dapat dilihat pada gambar 3.3 dan gambar 3.4.



Gambar 3.3 Peta Nilai Percepatan Gempa Ss di Indonesia



Gambar 3.4 Peta Nilai Percepatan Gempa S1 di Indonesia

Perhitungan koefisien respon gempa

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 6.2 dan menurut tabel 4 dan tabel 5. Sehingga diperoleh data S_s, S₁, Fa, Fv

$$S_{MS} = Fa \times S_s \tag{3.8}$$

$$S_{M1} = Fv \times S_1 \tag{3.9}$$

Tabel 3.4 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S _s				
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0

SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Sumber : SNI 1726 2012 Tabel 4

Koefisien situs F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S₁ yang terdapat pada Tabel 3.5 dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah yang terdapat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.5 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik S₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sumber : SNI 1726 2012 Tabel 5

1. Penentuan nilai SDS dan SD1

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.10)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.11)$$

2. Penentuan nilai T₀ dan T_s

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad (3.12)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (3.13)$$

4. Penentuan nilai S_a
 - a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Pers. 3.13 :

$$S_a = SDS \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.14)$$
 - b. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons desain, S_a , sama dengan SDS .
 - c. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (3.15)$$

5. Kontrol Gaya Geser Dasar

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen adalah:

$$V = C_s \times W_t \quad (3.16)$$

Penentuan nilai C_s :

- a. C_s maksimum

$$C_s \text{ Maksimum} = \frac{SDS}{\frac{R}{I}} \quad (3.17)$$

- b. C_s hitungan

$$C_s \text{ Hitungan} = \frac{SDS}{T \left(\frac{R}{I} \right)} \quad (3.18)$$

- c. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01 \quad (3.19)$$

- d. C_s minimum tambahan berdasarkan S_1 jika lebih besar dari 0,6g

$$C_s \text{ Minimum} = \frac{S_1}{\frac{R}{T}} \quad (3.20)$$

Nilai C_s yang digunakan adalah nilai C_s yang terletak di interval antara nilai C_s minimum dan C_s maksimum. Sedangkan sistem penahan gaya seismik yang di gunakan adalah sistem dinding geser beton bertulang biasa, dimana memiliki nilai koefisien modifikasi respons (R) = 5,5 sesuai tabel 9 SNI-1726-2012 Pasal 7.2.2 .

Periode fundamental (T)

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t \cdot h \cdot n^x \quad (3.21)$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u \cdot T_{a \text{ minimum}} \quad (3.22)$$

Nilai T yang digunakan dari program bantu ETABS terletak di interval antara $T_{a \text{ minimum}}$ dan $T_{a \text{ maksimum}}$.

6. Kontrol simpang antar lantai (*Drift*) ditentukan sesuai dengan SNI-1726-2012 melalui Pers. 3.22 :

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (3.23)$$

Dimana :

δ_x = defleksi pada lantai ke $-x$

C_d = faktor pembesaran defleksi tabel 2.8 SNI 1726-2012

I = faktor keutamaan gedung

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

7. Perhitungan kuat geser.
Perhitungan kuat geser dilakukan untuk mengecek kebutuhan dinding geser pada bangunan.

$$\tau = \frac{3V}{2A} \quad (3.24)$$

Dimana :

τ = tegangan geser yang terjadi pada kolom

V = gaya geser yang pekerja pada kolom akibat beban

A = luas penampang kolom sesuai dengan hasil preliminary desain

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6}; V_c \geq \tau \quad (3.25)$$

Dimana :

V_c = kuat geser yang disumbangkan beton

Nu = beban aksial berfaktor yang diterima struktur

Ag = luas kolom tanpa rongga

f'_c = mutu beton dalam Mpa

8. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L$
3. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4. $U = 1,0 D + 1,0 L$
5. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Dimana:

U = beban ultimit

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

3.8 Pemodelan Struktur

3.8.1 Pemodelan Parameter Gempa

Berdasarkan SNI 2847 2013 Tabel 1, untuk fungsi gedung apartemen termasuk dalam kategori risiko II. Terdapat dua parameter yang ditetapkan dalam pemilihan kategori desain seismik. Parameter pertama adalah parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{DS}). Parameter kedua adalah parameter respons percepatan pada periode 1 detik (S_{D1}). Rincian mengenai kategori desain seismik berdasarkan parameter S_{DS} dapat dilihat pada tabel 3.6, sedangkan rincian mengenai kategori desain seismik berdasarkan parameter S_{D1} dapat dilihat pada tabel 3.7.

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I, II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726 2012 Tabel 6

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I, II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI 1726 2012 Tabel 7

Berdasarkan informasi yang diperoleh dari *website* pemetaan gempa di Indonesia yaitu puskim.go.id untuk Kota Surabaya dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE), didapatkan data sebagai berikut :

Kota : Surabaya
 S_{DS} : 0,607
 S_{D1} : 0,495
 S_S : 0,75
 S_1 : 0,35

Sehingga jika dilihat pada tabel 3.7 dan 3.8, kategori desain seismik yang sesuai adalah kategori desain seismik D. Selanjutnya dilakukan pemilihan sistem struktur. Struktur direncanakan menggunakan sistem rangka bangunan dengan dinding geser beton bertulang khusus. Faktor yang diperhitungkan meliputi koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), faktor pembesaran defleksi (C_d) serta kategori desain seismik. Nilai faktor untuk sistem dinding penumpu menggunakan dinding geser beton dapat dilihat pada tabel 3.8.

Tabel 3.8 Faktor Yang Digunakan Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons (R)	Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0)	Faktor Pembesaran Defleksi (C_d)	Batas Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, hn (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
B. Sistem Rangka Bangunan								
Dinding Geser Beton Bertulang Khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30
Dinding Geser Beton Bertulang Biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Dinding Geser Beton Polos Didetail	2	2,5	2	TB	TI	TI	TI	TI
Dinding Geser Beton Polos Biasa	1,5	2,5	1,5	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber : SNI 1726 2012 Tabel 9

Catatan : TB = Tidak Dibatasi
 TI = Tidak Diijinkan

Dari tabel diatas, untuk struktur dengan sistem *flat plate* dikombinasikan dengan *shear wall* beton bertulang khusus, batasan tinggi struktur yang diijinkan adalah 48 m.

3.8.2 Kontrol Permodelan Struktur

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

1. Melakukan pengecekan antara perhitungan manual dan perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS, selisih keakuratan antara kedua metode $\pm 5\%$.
2. Menghitung partisipasi massa, dengan syarat partisipasi massa $> 90\%$. (RRSNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1)
3. Menghitung lama waktu getar (T).
4. Menghitung *base shear* dinamik, harus memenuhi ketentuan yang ada $\geq 100\%$ *base shear* statik. (RRSNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4)
5. Menghitung simpangan yang terjadi.
6. Kontrol Sistem Rangka Gedung

3.9 Analisa Struktur Utama

Untuk mempermudah perhitungan, maka dalam tugas akhir ini, analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS. Hal-hal yang diperhatikan dalam analisa struktur ini antara lain :

- Bentuk Gedung
- Dimensi elemen-elemen struktur dari perhitungan preliminary design.

- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanan.

Output dari analisa struktur ini meliputi gaya-gaya dalam seperti gaya momen, gaya lintang, dan gaya normal. Selanjutnya gaya-gaya dalam tersebut akan digunakan dalam pendetailan struktur, yaitu penulangan struktur dan perencanaan sambungan pada plate dan kolom.

3.10 Perhitungan Struktur Sekunder

3.10.1 Perencanaan Tangga

Adapun langkah langkah perencanaan tangga sebagai berikut:

1. Perencanaan desain awal tangga

Perhitungan mencari lebar dan tinggi injakan dan tebal pelat ekuivalen.

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

Dimana : t = Tinggi injakan

i = Lebar injakan

α = sudut kemiringan tangga

2. Pembebanan yang terjadi pada tangga
3. Perhitungan gaya gaya dalam
4. Perhitungan penulangan

3.10.2 Perhitungan Balok Lift

Perancangan balok *lift* meliputi perancangan balok pemisah sangkar dan balok penumpu. Dimana balok pemisah sangkar tidak menerima gaya akibat reaksi mesin dari *lift* sedangkan balok penumpu merupakan balok yang menerima reaksi dari mesin *lift* sesuai spesifikasi dari jenis *lift* itu sendiri.

3.11 Pendetailan Elemen Struktur Utama

Gaya-gaya dalam yang diperoleh dari analisa struktur diatas akan dipakai untuk pendetailan elemen-elemen struktur utama.

Pendetailan ini meliputi perhitungan perencanaan tulangan lentur dan geser.

3.11.1 Flat Plate

Flat plate merupakan elemen struktur yang memikul beban gravitasi dan geser, Besar dan panjang nya penyaluran tulangan yang bekerja sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 13.3

3.11.2 Balok Tepi

Balok merupakan elemen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan yang tercantum dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.2.

3.11.3 Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima beban aksial tekan. Detail penulangan kolom harus memenuhi persyaratan yang tercantum pada SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.5.1.

3.11.4 Dinding Geser

Dinding Geser atau Shear Wall merupakan elemen untuk menahan gaya lateral yang dipengaruhi oleh gempa. Detail penulangan dinding geser harus memenuhi persyaratan yang tercantum pada SNI 03-2847-2013 Pasal 21.4

3.11.5 Pondasi

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang. Data yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standart Penetration Test (SPT) yang terdiri dari 2 titik. Menurut Luciano Decort, daya dukung dari pondasi tiang pancang dapat dirumuskan :

$$QL = QP + QS$$

Dengan :

QL = Daya dukung total

QP = Daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi

QS = Daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{\sum Pu}{P_{ijin}} \quad (3.26)$$

$$S \geq \frac{1.57(D)min-2D}{m+n-2} \quad (3.27)$$

$$\text{Efisiensi tiang dalam grup (n)} = 1 - \emptyset \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 x m x n} \quad (3.28)$$

$$\text{Dengan } \emptyset = \arctan\left(\frac{D}{S}\right) \quad (3.29)$$

$$P_{\max} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My.X_{\max}}{\sum x^2} + \frac{Mx.Y_{\max}}{\sum y^2} \quad (3.30)$$

Pult = Efisiensi Tiang x Pu 1 Tiang

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Pult \geq P perlu

Pperlu = P maks

Kontrol Geser Ponds pada Poer

Tebal poer yang direncanakan harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

$$\emptyset V_c > Pu$$

Kuat geser kontribusi dari beton diambil nilai terkecil dari

SNI 03-2847-2013 Pasal 13.12.2 (1a)

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) + \frac{\sqrt{f'c}b_o d}{6} \quad (3.31)$$

SNI 03-2847-2013 Pasal 13.12.2 (1b)

$$V_c = \frac{(\alpha.s.d)}{b_o} \frac{\sqrt{f'c}b_o d}{6} \quad (3.32)$$

SNI 03-2847-2013 Pasal 13.12.2 (1(c))

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'c}b_o d \quad (3.33)$$

Dimana :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

bo = keliling pada penampang kritis pada poer
= $2(b_{kolom}+d) + 2(h_{kolom}+d)$

α_s = 30, untuk kolom tepi
= 40, untuk kolom tengah
= 20, untuk kolom pojok

3.12 Penggambaran Hasil Perencanaan

Menggambarkan hasil dari perencanaan yang telah dilakukan dengan program bantu AutoCAD.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

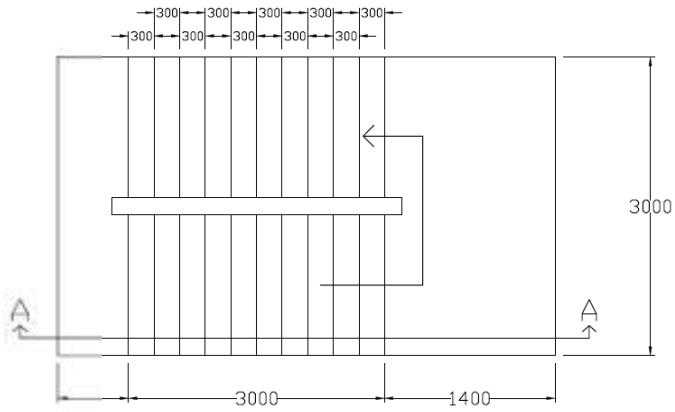
Untuk perhitungan struktur sekunder yang akan dibahas pada bab ini diantaranya adalah perancangan tangga, balok bordes dan perancangan balok *elevator*.

4.1.1 Desain Tangga

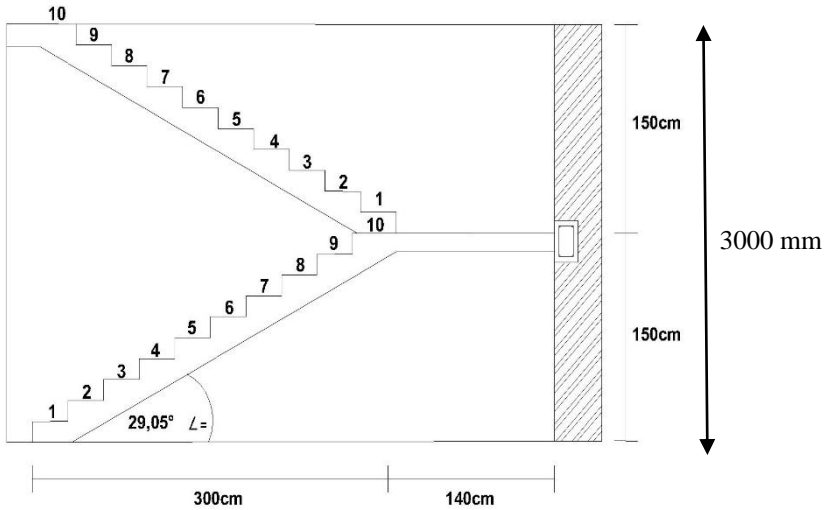
4.1.1.1 Data-data Perencanaan Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai. Denah dan potongan tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2. Data perencanaan tangga adalah sebagai berikut:

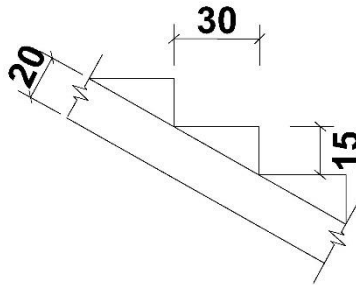
Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa
Tinggi antar lantai	= 300 cm
Panjang bordes	= 140 cm
Tinggi Bordes	= 150 cm
Lebar bordes	= 300 cm
Lebar injakan	= 30 cm
Tinggi tanjakan	= 15 cm
Lebar tangga	= 150 cm
Tebal pelat tangga	= 20 cm
Tebal pelat bordes	= 20 cm
Tebal selimut beton	= 2 cm



Gambar 4.1 Rencana Tangga



Gambar 4.2 Gambar Potongan Tangga



Gambar 4.3 Dimensi Anak Tangga dan Pelat Tangga

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Dengan acuan di atas, untuk jumlah tanjakan, injakan, sudut kemiringan tangga, tebal pelat rata-rata, dan tebal rata-rata pelat tangga dihitung berdasarkan setengah tinggi dari tinggi antar lantai.

Tinggi injakan (t) = 15 cm

$$\text{Jumlah tanjakan (nt)} = \frac{150}{15} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (ni)} = nt - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$$

$$\text{Lebar injakan (L)} = 30 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{arc tan } (150 / (30 \times 9)) = 29,05^\circ, \text{ memenuhi persyaratan}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK.)}$$

$$\text{Tebal pelat anak tangga rata-rata} = (L/2) \times \sin \alpha$$

$$= (30/2) \times \sin 29,05^\circ$$

$$= 7,28 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal pelat tangga rata-rata} = 7,28 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 27,28 \text{ cm}$$

Syarat tinggi injakan dan tanjakan

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

Dimana :

t = tinggi injakan

l = lebar injakan

$$60\text{cm} \leq 2(15) + 30 \leq 65 \text{ cm (OK)}$$

4.1.1.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

- Pelat tangga = $\frac{0,2728 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 29,05^\circ} = 748,94 \text{ kg/m}^2$

- Spesi (t=2) = $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Keramik (t=1) = $1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$

$$q_{DT} = 814,94 \text{ kg/m}^2 \times 1,5 \text{ m}$$

$$= 1222,41 \text{ kg/m}$$

- Berat railing = 30 kg/m

$$q_{DT} = 1222,41 \text{ kg/m} + 30 \text{ kg/m}$$

$$= 1252,41 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2 \times 1,5 \text{ m}$$

$$= 718,5 \text{ kg/m}$$

- Beban Kombinasi

$$= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$$

$$= 1,2 \times 952,614 \text{ kg/m} + 1,6 \times 718,5 \text{ kg/m}$$

$$q_{TOTAL} = 2292,74 \text{ kg/m}$$

b. Pembebanan Bordes

- Beban Mati

- Pelat bordes = $0,2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$

- Spesi (t=2) = $2 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Keramik (t=1) = $1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$

$$q_{DT} = 546 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

- $q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Kombinasi**

$$q_U = 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$$

$$= 1,2 \times 546 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \times 479 \text{ kg/m}^2$$

$$= 1421,6 \text{ kg/m}^2$$

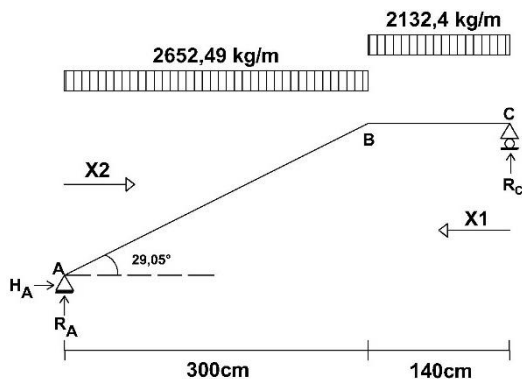
$$q_T = 1421,6 \text{ kg/m}^2 \times \text{Lebar tangga}$$

$$= 1421,6 \times 1,5 \text{ m}$$

$$= 2132,4 \text{ kg/m}$$

4.1.1.4 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisis struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis tertentu dengan peletakan sendi-rol, hal ini bertujuan agar momen maksimum rencana berada tepat di tengah bentang akibat pembebanan tangga. Perletakan sendi rol menghasilkan momen maksimum pada tengah bentang lebih besar dibandingkan perletakan jepit-jepit sehingga pada area tengah bentang yang mengalami gaya tarik paling besar mendapatkan penulangan paling banyak. Ilustrasi pembebanan tangga dapat dilihat pada gambar 4.4.



Gambar 4.4 Ilustrasi Pembebanan Tangga

a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\Sigma M_C = 0$$

$$R_A \times 4,4 - \left[2132,4 \times 1,4 \times \frac{1,4}{2} \right] - \left[2652,49 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,4 \right) \right] = 0$$

$$R_A \times 4,4 - (2089,75) - (23076,66) = 0$$

$$R_A = \frac{25166,41}{4,4} = 5719,64 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_C \times 4,4 + \left[2132,4 \times 1,4 \left(\frac{1,4}{2} + 3 \right) \right] + \left[2652,49 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} \right) \right] = 0$$

$$-R_C \times 4,4 + (11045,83) + (11936,21) = 0$$

$$R_C = \frac{22982,04}{4,4} = 5223,19 \text{ kg}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$5719,64 + 5223,19 - 2652,49 \times 3 - 2132,4 \times 1,4 = 0 \text{ (OK)}$$

a. Perhitungan Gaya Dalam pada Tangga

• **Gaya Normal**

Potongan x_1

$$N_{x_1} = 0$$

Potongan x_2

Untuk :

$$x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow N_A = -R_a \sin 29,05^\circ$$

$$= -5719,64 \cdot \sin 29,05^\circ + 0$$

$$= -2777,3 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 x_2 = 3 \text{ m} \rightarrow N_B &= N_A + q \cdot 3 \cdot \sin 29,05^\circ \\
 &= -2777,3 + 2652,49 \cdot 3 \sin 29,05^\circ \\
 &= 1086,63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- **Gaya Lintang**

Potongan x_1 ($0 \leq x_1 \leq 1,4$)

$$D_{x_1} = -R_c + q_b \cdot x_1 = -5223,19 + (2132,4 \cdot x_1)$$

Untuk:

$$x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_C = -5223,19 \text{ kg}$$

$$x_1 = 1,4 \text{ m} \rightarrow D_B = -5223,19 + (2132,4 \cdot 1,4) = -2237,83 \text{ kg}$$

Potongan x_2 ($0 \leq x_2 \leq 3$)

$$\begin{aligned}
 D_{x_2} &= R_a \cos 29,05^\circ - q_T \cdot x_2 \cos 29,05^\circ \\
 &= 5719,64 \cos 29,05^\circ - (2652,49 \cdot x_2 \cos 29,05^\circ)
 \end{aligned}$$

Untuk:

$$x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = 5719,64 \cos 29,05^\circ = 5000,09 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 x_2 = 3 \text{ m} \rightarrow D_B &= 5719,64 - (2652,49 \cdot 3 \cos 29,05^\circ) \\
 &= -1236,75 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- **Perhitungan Momen**

Potongan x_1 ($0 \leq x_1 \leq 1,4$)

$$M_{x_1} = R_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} q_b \cdot x_1^2$$

Untuk:

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

$$x_1 = 1,4 \text{ m} \rightarrow M_B = 5223,19 \cdot 1,4 - \frac{1}{2} \cdot 2132,4 \cdot 1,4^2$$

$$= 5222,71 \text{ kgm}$$

Potongan x_2 ($0 \leq x_2 \leq 3$)

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

Untuk:

$$x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0$$

$$x_2 = 3 \text{ m} \rightarrow M_B = 5719,64 \cdot 3 - \frac{1}{2} \cdot 2652,49 \cdot 3^2$$

$$= 5222,71 \text{ kgm}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat gaya geser sebesar nol. Dari persamaan momen yang diketahui perlu dilakukan penurunan/diferensial sehingga didapatkan variabel berupa lokasi momen maksimum.

$$5719,64 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 2652,49 \cdot x_2^2$$

Persamaan momen diturunkan :

$$Dx_2 = 0 \rightarrow 5719,64 - 2652,49 \cdot x_2 = 0$$

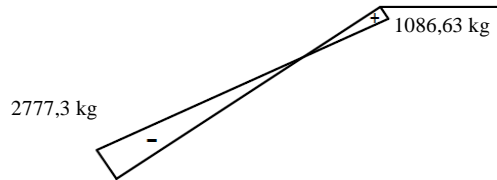
$$x_2 = \frac{5719,64}{2652,49} = 2,16 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5719,64 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 2652,49 \cdot x_2^2$$

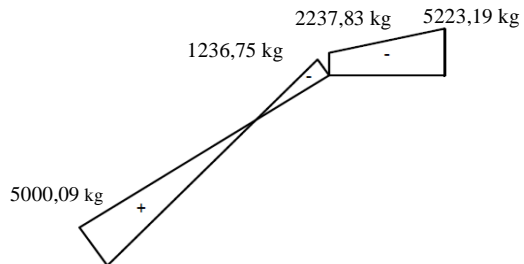
$$= 5719,64 \cdot 2,16 - \frac{1}{2} \cdot 2652,49 \cdot 2,16^2$$

$$= 6166,69 \text{ kgm}$$

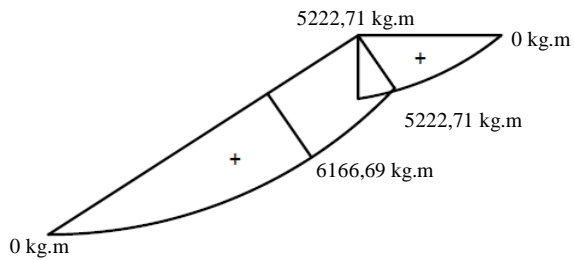
Bidang N



Bidang D



Bidang M



Gambar 4.5 Gaya Dalam pada Tangga

4.1.1.5 Perhitungan Tulangan Tangga

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

• Pelat Tangga:

- f'_c : 30 MPa
- f_y : 400 MPa
- Tulangan (D) : 13 mm
- $d_x = 200 - 20 - (13/2) = 173,5$ mm
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25x\sqrt{30}}{400} = 0,0034$
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{28} \times 0,05 = 0,836$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$

• Bordes:

- f'_c : 30 MPa
- f_y : 400 MPa
- Tulangan (D) : 13 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25x\sqrt{30}}{400} = 0,0034$
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032$

- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$
- $m = \frac{fy}{0,85 f'c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$

1. Perhitungan Penulangan

a. Penulangan Pelat Tangga

$$Ly = 300\text{cm}/\cos(29,05^\circ) = 343,2 \text{ cm}$$

$$Lx = 150 \text{ cm}$$

$$Ly/Lx = 343,2/150 = 2,29$$

$$2,29 > 2,00$$

Maka, pelat tangga termasuk pelat satu arah sehingga penulangan ditinjau pada arah memanjang (Ly) saja.

• Penulangan Lentur

- $Mu = 5470,13 \text{ kgm} = 54701300 \text{ Nmm}$

- $Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{61666900}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 2,276$

- $\rho = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 2,276}{400}} \right) = 0,0060$

- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

- $AS_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0060 \times 1000 \times 173,5 = 1041 \text{ mm}^2$

- $As (D13) = \pi \times r^2 = \pi \times 6,5^2 = 132,73 \text{ mm}^2$

- Jumlah Tulangan = $\frac{1041}{132,73} = 7,84 \approx 8$

- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$

- $AS_{\text{pakai}} = 8 \times 132,73 = 1061,84 \text{ mm}^2$

- Digunakan tulangan lentur **D13-125**

$$(AS_{\text{pakai}} = 1061,84 \text{ mm}^2)$$

- As tulangan bagi = 20% $AS = 0,2 \times 1061,84$
 $= 212,4 \text{ mm}^2$

- $As (D8) = \pi \times r^2 = \pi \times 4^2 = 50,286 \text{ mm}^2$

- Jumlah Tulangan = $\frac{212,4}{50,286} = 4,22 \approx 5$
- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{5} = 200$ mm
- $A_{S_{pakai}} = 5 \times 50,286 = 251,43$ mm²
- Digunakan tulangan bagi **D8-200**
($A_{S_{pakai}} = 251,43$ mm²)

- Penulangan Geser

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

$$= 0,17 \times \sqrt{30} \times 1500 \times 173,5 = 242326,2 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 170396,5 = 90872,3 \text{ N}$$

$$V_u = 500009 \text{ N}$$

$$V_u \leq 0,5 \phi V_c \text{ (OK)}$$

Kekuatan geser pelat yang hanya mempertimbangkan kuat geser beton saja telah mencukupi, dengan demikian tidak diperlukan penulangan geser.

- Penulangan Susut

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1 untuk mutu baja (f_y) 400 MPa dipasang tulangan susut suhu dengan ρ sebesar 0.0018

$$\rho = 0,0018$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 1500 \cdot 173,5 = 468,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{468,45}{50,265} = 9,32 \approx 10$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lebih dari lima kali tebal pelat atau maksimum sebesar 450 mm (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2)

$$\text{Jarak} = \frac{1500}{10} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut **D8-150** ($A_{S_{pakai}} = 468,45$ mm²)

b. Penulangan Pelat Bordes

• Penulangan Lentur

$$- \text{Mu} = 5222,71 \text{ kgm} = 52227100 \text{ Nmm}$$

$$- \text{Rn} = \frac{\text{Mu}}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{52227100}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 1,928$$

$$- \rho = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 1,928}{400}} \right) = 0,00502$$

$$- \rho < \rho_{\max}, \text{ gunakan } \rho$$

$$- \text{As}_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00502 \times 1000 \times 173,5 = 870,97 \text{ mm}^2$$

$$- \text{As} (\text{D13}) = \pi \times r^2 = \pi \times 6,5^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jumlah Tulangan} = \frac{870,97}{132,73} = 6,56 \approx 8$$

$$- \text{Jarak Tulangan (mm)} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$- \text{As}_{\text{pakai}} = 8 \times 132,73 = 1061,84 \text{ mm}^2$$

- Digunakan tulangan lentur **D13-125**

$$(\text{As}_{\text{pakai}} = 1061,84 \text{ mm}^2)$$

$$- \text{As tulangan bagi} = 20\% \text{ As} = 0,2 \times 1061,84 = 212,4 \text{ mm}^2$$

$$- \text{As} (\text{D8}) = \pi \times r^2 = \pi \times 4^2 = 50,286 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jumlah Tulangan} = \frac{212,4}{50,286} = 4,22 \approx 5$$

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

$$- \text{As}_{\text{pakai}} = 5 \times 50,286 = 251,43 \text{ mm}^2$$

- Digunakan tulangan bagi **D8-200**

$$(\text{As}_{\text{pakai}} = 251,43 \text{ mm}^2)$$

• Penulangan Geser

$$\text{Vc} = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{30} \times 3000 \times 173,5 = 484652,3 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \text{ Vc} = 0,5 \times 0,75 \times 484652,3 \text{ N} = 181744,6 \text{ N}$$

$$\text{Vu} = 52231,9 \text{ N}$$

$$\text{Vu} \leq 0,5 \phi \text{ Vc (OK)}$$

Kekuatan geser pelat yang hanya mempertimbangkan kuat geser beton saja telah mencukupi, dengan demikian tidak diperlukan penulangan geser

- Penulangan Susut

$$\rho = 0,0018$$

$$A_{s, \text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 3000 \cdot 173,5 = 936,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{936,9}{50,265} = 18,64 \approx 19$$

$$\text{Jarak} = \frac{3000}{19} = 157,9 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan tulangan susut } \mathbf{D8-150} \text{ (} A_{s \text{pakai}} = 936,9 \text{ mm}^2 \text{)}$$

c. Penulangan Balok Bordes

Desain dimensi balok bordes sesuai dengan SNI 03-2847-201 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a yakni balok bordes dimodelkan sebagai balok yang tertumpu sederhana sehingga dimensi balok rencana relatif lebih besar. Dimensi minimum balok bordes dengan panjang (l) 3000 mm dengan mutu tulangan lentur f_y sebesar 400 MPa adalah:

$$h \text{ min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = 182,1 \approx 300 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 300 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan dimensi balok 200 x 300 mm

- Beban Mati (DL)

- Pelat bordes = $2400 \text{ kg/m}^2 \times 0,2 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} = 672 \text{ kg/m}$

- Berat balok = $0,20 \times 0,30 \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 144 \text{ kg/m}$

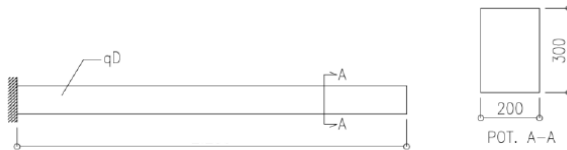
$$q_{DT} = 816 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2 \times 1,40 \text{ m} = 670,6 \text{ kg/m}$$

- Beban Kombinasi

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 816 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 670,6 \text{ kg/m}) \\ &= 2052,16 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Balok Bordes

Perhitungan momen maksimum balok bordes didapatkan berdasarkan asumsi perletakan balok bordes yaitu jepit-jepit sehingga momen maksimum pada tengah bentang adalah:

- $M_u = -1/10 \times Q_u \times l^2$
 $= -1/10 \times 2052,16 \text{ kg/m} \times (3\text{m})^2$
 $= 1846,94 \text{ kgm}$

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan D13

❖ Penulangan Lentur Tarik

- $d = 300 - 40 - (0,5 \cdot 13) - 10 = 243,5 \text{ mm}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18469400}{0,9} = 20521555,6 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_n}{b \cdot x \cdot d^2} = \frac{20521555,6}{200 \times 243,5^2} = 1,73 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034$
- $\rho = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,73 \times 15,68}{400}} \right) = 0,0045$

- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0045$$

- $A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0045 \times 200 \times 243,5 = 219,15 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D13}) = \pi \times r^2 = \pi \times 6,5^2 = 132,73 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{219,15}{132,73} = 1,65 \approx 2$
- $A_{s\text{pakai}} = 2 \times 132,73 = 265,46 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan lentur 2D13
($A_{s\text{pakai}} = 265,46 \text{ mm}^2$)
- Jarak Tulangan

$$S = \frac{b_w - 2.D_{\text{sengakang}} - 2.\text{cover} - n.D_{\text{tulutama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 2 \times 13}{2-1} = 74 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

❖ Penulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 2.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 ($A_s = 265,3 \text{ mm}^2$) dengan spasi 74mm

❖ Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c} x b} = \frac{265,46 \times 400}{0,85 \times 30 \times 200} = 20,82 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{20,82}{0,85} = 24,49 \text{ mm}$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left(\frac{243,5}{24,49} - 1 \right) = 0,027$$

Jika $\varepsilon_t > 0,005$ penampang terkontrol tarik sehingga $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 265,3 \times 400 \times \left(243,5 - \frac{20,82}{2} \right) \\ &= 22261959,7 \text{ Nmm} \\ &= 2226,2 \text{ kgm} \\ \mu_u &= 1846,94 \text{ kgm}\end{aligned}$$

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

- Penulangan Geser

$$V_u = 0,5 \times q_u \times l = 0,5 \times 2052,16 \times 3 = 3078,24 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 200 \times 243,5 = 45345,9 \text{ N}\end{aligned}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 45345,9 \text{ N} = 17004,7 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 1700,47 \text{ kg}$$

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

$$1360,38 \text{ kg} < 3078,24 \text{ kg (Tidak Mencukupi)}$$

Kekuatan geser balok yang hanya mempertimbangkan kuat geser beton saja tidak mencukupi, dengan demikian digunakan penulangan geser.

Direncanakan menggunakan sengkang D8 dua kaki dengan :

$$A_v = 2 \times \pi \times r^2 = 2 \times \pi \times 4^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Jarak sengkang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{243,5}{2} = 121,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{100,53 \times 400}{0,35 \times 200} = 574,45 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$

Kuat Geser Tambahan dari sengkang

$$\begin{aligned} \phi V_s &= 0,75 \times A_v \times f_y \times \frac{d}{s} \\ &= 0,75 \times 100,53 \times 400 \times \frac{243,5}{100} = 73437,17 \text{ N} = 7343,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$0,5 \phi V_c + \phi V_s = 1700,47 \text{ kg} + 7343,7 \text{ kg} = 9044,17 \text{ kg}$$

$$0,5 \phi V_c + \phi V_s > V_u \text{ (OK)}$$

❖ Maka digunakan Sengkang tertutup dua kaki D8-100
Rekapitulasi penulangan tangga dapat dilihat pada **Tabel 4.1**

Tabel 4.1 Rekapitulasi Penulangan Tangga

Elemen Struktur	Tulangan		
	Lentur	Bagi	Susut
Pelat Tangga	D13-125	D8-200	D8-150
Pelat Bordes	D13-125	D8-200	D8-150
		Geser	
		Lapangan	Tumpuan
Balok Bordes	2D13	D8 -100	D8 -100

4.1.2 Perencanaan Balok Lift

4.1.2.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : Passenger Elevator
 Kapasitas : 1000 Kg
 Kecepatan : 1.75m/dt

Dimensi sangkar (car size)

- Car Width (CA) : 2100 mm
- Car Depth (CB) : 1100 mm
- Clear Opening : 1100mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway)

- Hoistway width (X2) : 5200 mm
- Hoistway Depth (X1) : 2550 mm

Beban reaksi lift

R₁ : 5450 kg (Berat mesin + beban kereta + perlengkapan)

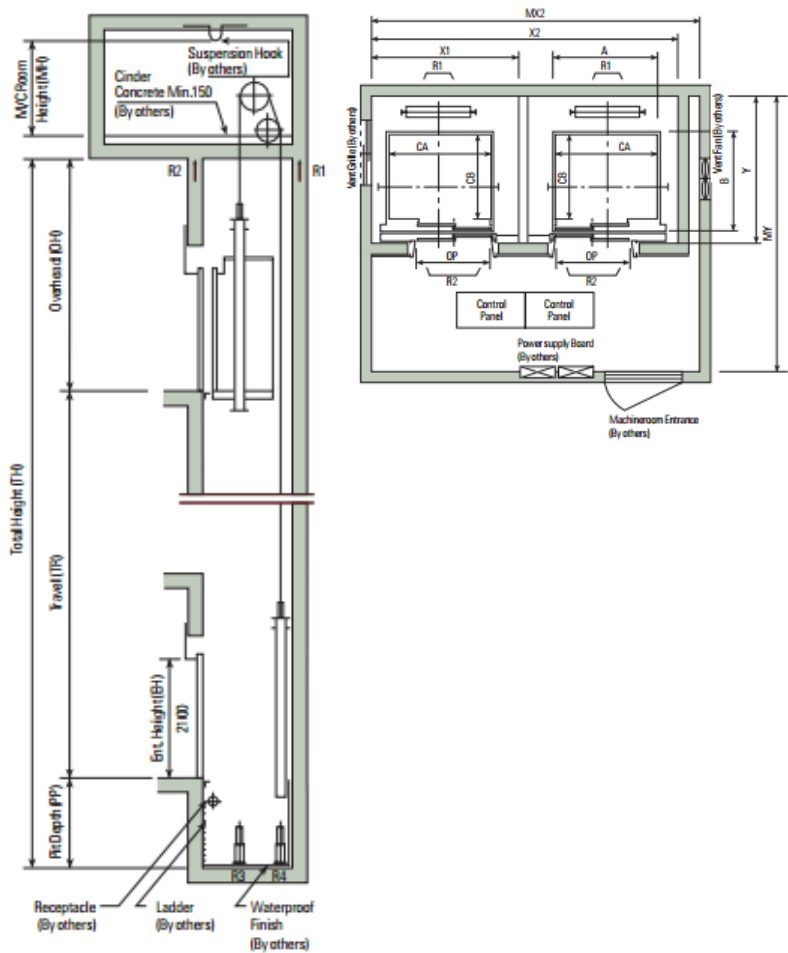
R₂ : 4300 kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift dapat dilihat pada tabel 4.2 dan untuk denah serta detail dimensi lift dapat dilihat pada gambar gambar 4.7.

Tabel 4.2 Spesifikasi Passenger Elevator

Manufacturer Standard (Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car			Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg				Internal CA × CB	External A × B	X1	X2	Depth Y	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4	
1.0	6	450		800	Rear	1100 × 1100	1160 × 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500	
	8	550		800	Rear	1100 × 1250	1160 × 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900	
	9	600		800	Rear	1100 × 1400	1160 × 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100	
	10	700		900	Rear	1400 × 1100	1460 × 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600	4200	2700	6600	5400	
	10	700		900	Side	1100 × 1600	1160 × 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3900	4550	2900	7100	5600	
1.5	11	750		900	Side	1100 × 1650	1160 × 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2900	7100	5600	
	13	900		900	Side	1100 × 2000	1160 × 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300	
1.75	15	1000		900	Side	1100 × 2100	1160 × 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600	
	17	1150	2 Panel Side Open	1100	Rear	2100 × 1100	2160 × 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600	8500	6800	11000	8700	
	20	1350		1000	Side	1200 × 2200	1300 × 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700	
	24	1600		1100	Side	1300 × 2300	1400 × 2507	2250	4600	2750	2250	4600	4500	7800	6000	12200	9500	
				1200	Side	1500 × 2300	1600 × 2507	2450	5000	2750	2450	5000	4500	8500	6800	13600	10400	



Gambar 4.7 Keterangan Dimensi Passenger Elevator

4.1.2.2 Perencanaan Dimensi Balok Lift

Panjang balok penggantung lift = 6000 mm

$$h = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right) = \frac{6000}{16} \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 364 \text{ mm}$$

Ambil dimensi awal h balok 700 mm dan lebar balok 400 mm

$$h_{\text{pakai}} = 700 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pakai}} = 400 \text{ mm}$$

Dirancang dimensi balok penggantung lift 40/70.

4.1.2.3 Pembebanan Balok Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penggantung

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

2. Beban *Impact Load*

Pada SNI 1727:2013 pasal 4.6 tentang *Impact Load* menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga (*driven*). Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

Beban reaksi ruang mesin dari brosur spesifikasi lift :

- $R1 = 5450 \text{ kg}$

- $R2 = 4300 \text{ kg}$

Beban reaksi setelah beban impak SNI 1727:2013

- $R1' = R1 \times (1+50\%) = 5450 \times (1+0,5) = 8175 \text{ kg}$

- $R2' = R2 \times (1+50\%) = 4300 \times (1+0,5) = 6450 \text{ kg}$

3. Koefisien kejut beban hidup keran (*Crane*)

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

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

Dimana :

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

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

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

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

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\Psi = (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) = 1,78$$

$$R1 = \Psi \times R1' = 1,78 \times 8175 \text{ kg} = 14551,5 \text{ kg}$$

$$R2 = \Psi \times R2' = 1,78 \times 6450 \text{ kg} = 11481 \text{ kg}$$

a. **Pembebanan balok penggantung lift 40x60**

- **Beban mati (qd) :**

Beban Pelat Lantai

- Berat pelat beton	= 0,2 x 2400	= 480 kg/m ²
- Berat aspal	= 2 x 14	= 28 kg/m ²
- Ducting + Plumbing		= 30 kg/m ² +
		= 538 kg/m ²

$$q = 538 \times \text{Panjang balok} \times \text{Tributari Pelat} = 538 \times 6 \times 0,5$$

$$= 1614 \text{ kg/m}$$

Akibat Balok

- Berat Balok	= 0,4 x 0,7 x 2400 = 672 kg/m +
= 2286 kg/m	

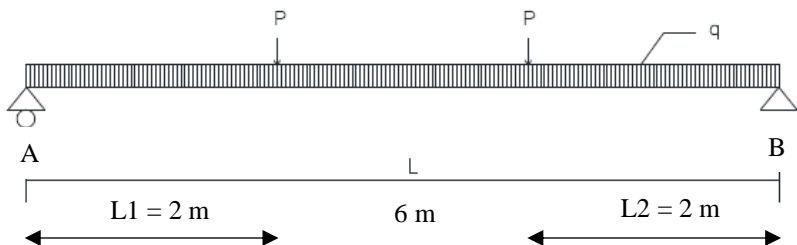
- **Beban Hidup (q_l) :**

$$q_l = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (pelat lantai untuk ruang mesin) } \times 1\text{m}$$

$$= 400 \text{ kg/m}$$

- **Beban berfaktor (qu)**

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l = 1,2 \times 2286 + 1,6 \times 400 = 3383,2 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.8 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

b. Perhitungan Gaya Dalam Balok Penumpu Lift

Dilakukan perhitungan gaya dalam pada balok penggantung lift yang memikul 2 beban lift yaitu beban R2 masing-masing 11481 kg. Beban R1 dipikul langsung oleh shear wall sehingga tidak diperhitungkan.

$$\Sigma M_B = 0$$

$$(R_A \times L) - (P_1 \times 2) - (P_2 \times 4) - (0,5 \times q_u \times 6^2) = 0$$

$$(R_A \times 6) - (11481 \times 2) - (11481 \times 4) - (0,5 \times 3383,2 \times 6^2) = 0$$

$$(R_A \times 6) = (11481 \times 2) + (11481 \times 4) + (0,5 \times 3383,2 \times 6^2)$$

$$R_A = \frac{(11481 \times 2) + (11481 \times 4) + (0,5 \times 3383,2 \times 36)}{6}$$

$$6$$

$$R_A = 21630,6 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$(-R_B \times L) + (P_1 \times 2) + (P_2 \times 4) + (0,5 \times q_u \times 6^2) = 0$$

$$(-R_B \times 6) + (11481 \times 2) + (11481 \times 4) + (0,5 \times 3383,2 \times 6^2) = 0$$

$$(-R_B \times 6) = -(11481 \times 2) - (11481 \times 4) - (0,5 \times 3383,2 \times 6^2)$$

$$-R_B = - \frac{(11481 \times 2) + (11481 \times 4) + (0,5 \times 3383,2 \times 36)}{6}$$

$$6$$

$$R_B = 21630,6 \text{ kg}$$

Kontrol Reaksi Perletakan dan Beban :

$$R_a + R_b - P_1 - P_2 - q_u \times L = 0$$

$$21630,6 + 21630,6 - 11481 - 11481 - (3383,2 \times 6) = 0$$

$$0 = 0 \text{ (OK)}$$

- Momen Maksimum (Mu)

$$Mu = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + (P \times 2)$$

$$= \frac{1}{8} \times 3383,2 \times 6^2 + (11481 \times 2)$$

$$= 38186,4 \text{ kgm}$$

- Gaya Geser (V_u)

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L + R_A$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times 3383,2 \times 6 + 21630,6 = 31780,2 \text{ kg}$$

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan D22

❖ Penulangan Lentur Tarik

- $d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - (1/2 \phi_{\text{lentur}})$
- $d = 700 - 40 - 10 - (0,5 \times 22) = 639 \text{ mm}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{381864000}{0,9} = 424293333,3 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{424293333,3}{400 \times 639^2} = 2,598 \text{ N/mm}^2$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$
-
- $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{1,4 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0037$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$
 $= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$

- $\rho = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,598 \times 15,68}{400}} \right) = 0,0068$
- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ
 $\rho_{\text{pakai}} = 0,0068$
- $A_{s_{\min}} = \frac{1,4 \times b \times w \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 639}{400} = 894,6 \text{ mm}^2$
- $A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0068 \times 400 \times 639 = 1738,1 \text{ mm}^2$
- $A_s \text{ (D22)} = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{1738,1}{380,13} = 4,57 \approx 5$
- $A_{s_{\text{pakai}}} = 5 \times 380,13 = 1900,65 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan lentur 5D22
 $(A_{s_{\text{pakai}}} = 1900,65 \text{ mm}^2)$
- Jarak Tulangan

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot D_{\text{senggang}} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot D_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 5 \cdot 22}{5 - 1} = 47,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

❖ Penulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 3D22 ($A_s = 1140,39 \text{ mm}^2$)

Jarak Tulangan

- $S = \frac{b_w - 2 \cdot D_{\text{senggang}} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot D_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$

$$= \frac{400 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 3.22}{3 - 1} = 117 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

❖ Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{c} \times b} = \frac{1900,65 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 74,54 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{74,54}{0,85} = 87,69 \text{ mm}$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left(\frac{639}{87,69} - 1 \right) = 0,0189$$

Jika $\varepsilon_t > 0,005$ penampang terkontrol tarik sehingga $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 1900,65 \times 400 \times \left(639 - \frac{74,54}{2} \right) \\ &= 411724124,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u = 376680000 \text{ Nmm}$$

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

- Penulangan Geser

$$V_u = 317802 \text{ N}$$

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

$$= 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 639 = 237996,4 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 237996,4 \text{ N} = 89248,7 \text{ N}$$

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

$$89248,7 \text{ N} < 317802 \text{ N}$$

Kekuatan geser balok yang hanya mempertimbangkan kuat geser beton saja tidak mencukupi, dengan demikian digunakan penulangan geser.

Direncanakan menggunakan sengkang D10 dua kaki dengan :

$$A_v = 2 \times \pi \times r^2 = 2 \times \pi \times 5^2 = 157,1 \text{ mm}^2$$

Jarak sengkang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269,5 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{157,1 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,9 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$

Kuat Geser Perlu

$$V_u - 0,5 \phi V_c = 317802 \text{ N} - 89248,7 \text{ N} = 228553,3 \text{ N}$$

Kuat Geser Tambahan dari sengkang

$$\begin{aligned} \phi V_s &= \phi \times A_v \times f_y \times \frac{d}{s} \\ &= 0,75 \times 157,1 \times 400 \times \frac{639}{100} = 301160,7 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$0,5 \phi V_c + \phi V_s = 89248,7 \text{ N} + 301160,7 \text{ N} = 390409,4 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c + \phi V_s > V_u \text{ (OK)}$$

Maka, digunakan sengkang tertutup dua kaki D10-100 pada tumpuan dan lapangan balok lift.

c. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur

saat bekerja. Untuk balok tertumpu sederhana yang memikul beban terbagi rata dan beban terpusat yang tidak berada di tengah bentang adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 2 \times R_2 \text{ (R1 ditumpu langsung oleh shear wall)} \\ &= 2 \times 11481 \text{ kg} \\ &= 22962 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$q_u = 1,0 q_d + 1,0 q_l = 1,0 \times 2286 + 1,0 \times 400 = 2686 \text{ kg/m}$$

1. Lendutan Seketika

$$\delta \text{ ijin} = \frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5qL^4}{384EI_x} + \frac{PL_1}{24EI_x} (3L^2 - 4L_1^2) \\ &= \frac{5 \times 26,86 \times 6000^4}{384 \times 25742,9 \times 1,14 \times 10^{10}} + \\ &\quad \frac{22962 \times 2000}{24 \times 25742,9 \times 1,14 \times 10^{10}} \times (3 \times 6000^2 - 4 \times 2000^2) \\ &= 1,544 \text{ mm} + 5,999 \text{ mm} \\ &= 7,543 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\delta < \delta \text{ ijin (OK)}$$

2. Lendutan Jangka Panjang

Lendutan jangka panjang merupakan proyeksi dari rangkai pada beton (*creep*) akibat beban layan yang bekerja pada elemen tersebut terus menerus. Adapun ketentuan lendutan jangka Panjang untuk balok non-prategang atau pelat satu arah mengacu pada SNI 2847 – 2013 pasal 9.5.2.5. Perhitungan lendutan jangka panjang dilakukan dengan mengalikan lendutan seketika akibat beban tetap yang ditinjau, dengan faktor pengali sebagai berikut:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Dimana :

ρ' = Rasio penulangan balok pada tengah bentang

ξ = Faktor tergantung waktu untuk beban tetap

Dari persamaan diatas, diambil ξ sebesar 2,0 untuk jangka waktu pembebanan lebih dari lima tahun dan ρ' pada tengah bentang sebesar 0,0098. Sehingga didapatkan faktor pengali lendutan jangka panjang sebesar:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0,0098} = 1,493$$

Lendutan jangka panjang = $\lambda_{\Delta} \times \delta$

$$= 1,493 \times 7,543 \text{ mm}$$

$$= 11,26 \text{ mm}$$

- Lendutan Izin Balok

$$\delta \text{ ijin} = \frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16,6 \text{ mm}$$

Lendutan jangka panjang < Lendutan Izin (OK)

4.2 Preliminary Design

4.2.1 Desain Struktur Primer

Desain struktur primer meliputi desain *drop panel*, pelat, kolom serta dinding geser (*shearwall*)

4.2.2 Desain Dimensi Flat Plate

❖ Panel Interior dan Eksterior

Struktur *flat plate* merupakan struktur pelat dua arah yang tidak menggunakan balok interior sehingga pelat akan lebih tebal dibandingkan dengan menggunakan balok. SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2 mengatur bahwa tebal minimum pelat tanpa penebalan (*drop panel*) pada panel *interior* dan *eksterior* akibat digunakan balok pinggir dengan f_y 420 MPa adalah sebesar $1/33$ dari bentang bersih terpanjang (ln) pelat itu sendiri, sehingga didapatkan tebal pelat dengan $l_x = 5500$ mm , $l_y = 6245$ mm sebagai berikut :

$$h_{\text{pelat}} = \frac{Ln}{33} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = 183,8 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan pelat dengan tebal 250 mm.

4.2.3 Desain Dimensi Balok Tepi

Dimensi balok tepi yang direncanakan hanya balok eksterior. Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa. Balok tepi diasumsikan memikul momen positif maksimum pada tengah bentang sehingga direncanakan tertumpu sederhana meskipun tetap diberikan tulangan negatif pada tumpuan saat pelaksanaan konstruksi. Lebar balok diambil dua-pertiga dari tinggi balok. Karena f_y adalah 400 MPa, maka perhitungan tinggi balok adalah sebagai berikut :

$$h \text{ min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$b \text{ min} = \frac{2}{3} h_{\text{min}}$$

Tabel 4.3 Preliminary Balok Tepi

Tipe	Panjang (mm)	hmin (mm)	bmin (mm)	hpakai (mm)	b pakai (mm)
Balok Tepi	6245	379,2	253,1	600	400

Sehingga, direncanakan balok tinggi dengan dimensi awal 400 x 600.

4.2.4 Desain Dimensi Kolom

Dalam desain kolom, diambil *sample* kolom yang dianggap paling besar menerima beban, dalam hal ini kolom pada lantai dasar/basemen karena harus menerima beban lantai dasar hingga lantai atap. Jadi, dimensi kolom sangat berpengaruh terhadap beban yang diterima, semakin berat beban yang dipikul maka semakin besar penampang kolom. Pembebanan pada kolom dapat dilihat pada tabel 4.3.

4.2.4.1 Pembebanan Pada Kolom

❖ Kolom Interior

Pada kolom interior, beban dari balok tinggi tidak diperhitungkan serta kolom dasar dianggap menerima beban dari pelat lantai, beban mati serta beban hidup. Luasan pelat yang diperhitungkan untuk 1 buah kolom adalah $l_x = 5500$ mm, $l_y = 6245$ mm. Perhitungan beban pada kolom interior dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Perhitungan Beban Pada Kolom Interior

Lantai Atap						
Beban	Berat Satuan	B	L	tebal (h)	Σ Lantai	Berat (kg)
Beban Mati						
Pelat Atap	2400	5.5	6.245	0.25	1	20608.50

Penggantung Plafon	7	5.5	6.245		1	240.43
Plafon	11	5.5	6.245		1	377.82
Aspal	14	5.5	6.245		1	480.87
Plumbing & ME (SDL)	73.2	5.5	6.245		1	2514.24
WD						24221.86
Beban Hidup						
Lantai Atap	100	2.75	6.245		1	1717.38
Ruang Mesin AC	600	2.75	6.245		1	10304.25
WL						12021.63

Lantai 2-15						
Beban	Berat Satuan	B	L	tebal (h)	Σ Lantai	Berat (kg)
Beban Mati						
Pelat Lantai 2-15	2400	5.5	6.245	0.25	13	267910.50
Penggantung Plafon	7	5.5	6.245		13	3125.62
Plafon	11	5.5	6.245		13	4911.69
Spesi (2 cm)	42	5.5	6.245		13	18753.74
Dinding Partisi	96	-	6.245	3	13	23381.28
Plumbing & ME (SDL)	73.2	5.5	6.245		13	32685.08
WD						350767.91
Beban Hidup						
Koridor	383	2.75	6.245		13	85508.10
Ruang Meeting	479	2.75	6.245		13	106940.94
WL						192449.04
Lantai Dasar						
Beban	Berat Satuan	B	L	tebal (h)	Σ Lantai	Berat (kg)
Beban Mati						

Pelat Lantai Dasar	2400	5.5	6.245	0.25	1	20608.50
Penggantung Plafon	7	5.5	6.245		1	240.43
Plafon	11	5.5	6.245		1	377.82
Spesi (2 cm)	42	5.5	6.245		1	1442.60
Dinding Partisi	96		6.245	3.5	1	2098.32
Plumbing & ME (SDL)	73.2	5.5	6.245		1	2514.24
WD						27281.91
Beban Hidup						
Koridor	479	2.75	3.1225		1	4113.11
Ruang Kantor	240	2.75	3.1225		1	2060.85
Lobby	479	5.5	2.375		1	6256.94
WL						12430.90

Catatan :* SDL (*Superimposed Dead Load*/ Plumbing dan ME) sebesar 15 psf (73.2 kg/m²)

Dari tabel diatas didapatkan beban total sebesar :

- Beban Total Interior Yang Dipikul 1 Kolom

$$\begin{aligned}
 Q_d &= 24221,86 \text{ kg} + 350769,91 \text{ kg} + 27281,91 \text{ kg} \\
 &= 402271,68 \text{ kg} \\
 &= 4022716,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_l &= 12021,63 \text{ kg} + 192449,04 \text{ kg} + 12430,9 \text{ kg} \\
 &= 216901,57 \text{ kg} \\
 &= 2169015,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban Hidup Terpusat } P = 8,9 \text{ kN} = 8900 \text{ N}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_l + P = 2169015,7 \text{ N} + 8900 \text{ N} = 2177915,7 \text{ N}$$

- ❖ Kolom Eksterior

Pada kolom eksterior, beban dari balok tepi diperhitungkan serta kolom dasar dianggap menerima beban dari setengah luasan pelat lantai dimana terdapat beban mati serta beban hidup. Luasan pelat yang diperhitungkan untuk 1 buah kolom adalah $l_x = 2750 \text{ mm}$ dan

$l_y = 6245$ mm. Perhitungan beban pada kolom interior dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Perhitungan Beban Pada Kolom Eksterior

Lantai Atap						
Beban	Berat Satuan	B	L	tebal (h)	Σ Lantai	Berat (kg)
Beban Mati						
Pelat Atap	2400	2.75	6.245	0.25	1	10304.25
Penggantung Plafon	7	2.75	6.245		1	120.22
Plafon	11	2.75	6.245		1	188.91
Aspal	14	2.75	6.245		1	240.43
Plumbing, ME, Finishing	73.2	2.75	6.245		1	1257.12
Balok Tepi	2400	0.4	6.245	0.6	1	3597.12
WD						15708.04
Beban Hidup						
Lantai Atap	100	2.75	3.1225		1	1681.14
Ruang Mesin AC	600	2.75	3.1225		1	858.69
WL						6010.81
Lantai 2-15						
Beban	Berat Satuan	B	L	tebal (h)	Σ Lantai	Berat (kg)
Beban Mati						
Pelat Lantai 2-15	2400	2.75	6.245	0.25	13	133955.25
Dinding Partisi	96		6.245	3	13	23381.28
Plafon	7	2.75	6.245		13	1562.81
Penggantung Plafon	11	2.75	6.245		13	2455.85

Spesi (2 cm)	42	2.75	6.245		13	9376.87
Plumbing, ME, Finishing	73.2	2.75	6.245		13	16342.54
Balok Tepi	2400	0.4	6.245	0.6	13	46762.56
WD						233837.16
Beban Hidup						
Lantai Kantor	240	2.75	3.1225		13	26791.05
Ruang Meeting	479	2.75	3.1225		13	53470.47
WL						80261.52
Lantai Dasar						
Beban	Berat Satuan	B	L	tebal (h)	Σ Lantai	Berat (kg)
Beban Mati						
Pelat Lantai Dasar	2400	2.75	6.245	0.25	1	10304.25
Dinding Partisi	96		6.245	3.5	1	2098.32
Plafon	7	2.75	6.245		1	120.22
Penggantung Plafon	11	2.75	6.245		1	188.91
Spesi (2 cm)	42	2.75	6.245		1	721.30
Plumbing, ME, Finishing	73.2	2.75	6.245		1	1257.12
Balok Tepi	2400	0.4	6.245	0.6	1	3597.12
WD						18287.23
Beban Hidup						
Lantai Kantor	240	2.75	3.1225		1	2101.47
Lobby	479	2.75	3.1225		1	4113.11
WL						6214.58

Catatan :* SDL (*Superimposed Dead Load*/ Plumbing, ME dan Finishing) sebesar 15 psf (73.2 kg/m²) menurut IBC 2003

- **Beban Total Eksterior Yang Dipikul 1 Kolom**
 $Q_d = 15708,05 \text{ kg} + 233837,16 \text{ kg} + 18287,23 \text{ kg}$
 $= 267832,44 \text{ kg}$
 $= 2678324,4 \text{ N}$
 $Q_l = 6010,81 \text{ kg} + 80261,52 \text{ kg} + 6214,58 \text{ kg}$
 $= 92486,91 \text{ kg}$
 $= 924869,1 \text{ N}$
 Beban Hidup Terpusat $P = 8,9 \text{ kN} = 8900 \text{ N}$
 $Q_l + P = 924869,1 \text{ N} + 8900 \text{ N} = 933769,1 \text{ N}$

4.2.4.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan menggunakan kombinasi sederhana pada SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 yakni 1.4D dan 1.2D+1.6L dari hasil kedua perhitungan diambil nilai yang terbesar.

- Interior
 $Q_{u1} = 1,4 Q_d$
 $= 1,4 \times 4022716,8 \text{ N}$
 $= 5631803,5 \text{ N}$
 $Q_{u2} = 1,2 Q_d + 1,6 Q_l$
 $= 1,2 \times 4022716,8 \text{ N} + 1,6 \times 2169015,7 \text{ N}$
 $= 8297685,2 \text{ N (menentukan)}$
 - Eksterior
 $Q_{u1} = 1,4 Q_d$
 $= 1,4 \times 2376409,9 \text{ N}$
 $= 3326973,8 \text{ N}$
 $Q_{u2} = 1,2 Q_d + 1,6 Q_l$
 $= 1,2 \times 2678324,4 \text{ N} + 1,6 \times 924869,1 \text{ N}$
 $= 4693779,8 \text{ N (menentukan)}$
- ❖ Karena hasil perhitungan beban dari kombinasi 2 lebih besar, maka digunakan kombinasi 2 sebagai beban rencana untuk preliminary desain kolom.

4.2.4.3 Dimensi kolom

Dengan menggunakan mutu tulangan ulir baja (f_y) 420 Mpa, kuat tekan beton (f'_c) 35 Mpa serta beban rencana telah diketahui, dimensi kolom dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$A = \frac{Pu}{\phi f'_c}$$

Nilai ϕ untuk komponen kolom menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3.2.2 (b) ditentukan sebesar 0,65.

- Kolom Interior

$$A = \frac{8297685,2 \text{ N}}{0,65 \times 35} = 364733,4 \text{ mm}^2$$

Jika kolom didesain berbentuk persegi dimana sisi kolom adalah sama, maka didapatkan dimensi kolom :

$$b = h = \sqrt{364733,4} = 603,9 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

Maka, kolom interior didesain dengan dimensi 800 x 800

- Kolom Eksterior

$$A = \frac{4693779,8 \text{ N}}{0,65 \times 35} = 206319,9 \text{ mm}^2$$

Jika kolom didesain berbentuk persegi dimana sisi kolom adalah sama, maka didapatkan dimensi kolom :

$$b = h = \sqrt{206319,9} = 454,2 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

Maka, kolom eksterior didesain dengan dimensi 800 x 800

4.2.5 Desain Dimensi Dinding Geser (*Shearwall*)

Tebal minimum dinding pendukung pada SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3(1) tidak boleh lebih kecil dari 100 mm dengan memperhatikan beberapa hal berikut :

1. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 tinggi dinding yang ditopang secara lateral

2. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari $1/25$ panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral
 Dari kedua item tersebut tebal dinding minimum diambil diambil nilai terbesar.

Dimana :

$$H = \text{Tinggi dinding} = 3,5 \text{ m}$$

$$L = \text{Panjang dinding} = 9 \text{ m}$$

Dimensi awal dinding geser direncanakan setebal 400 mm dengan tinggi dinding 3500mm.

$$T_{\min} = \frac{9000}{25} = 360 \text{ mm}$$

$$T_{\min} = \frac{3500}{25} = 140 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan ketebalan minimum shear wall adalah 140mm dengan demikian :

$$T_{\text{rencana}} = 40 \text{ cm} > 36 \text{ cm (OK)}$$

4.3 Pemodelan Struktur

4.3.1 Umum

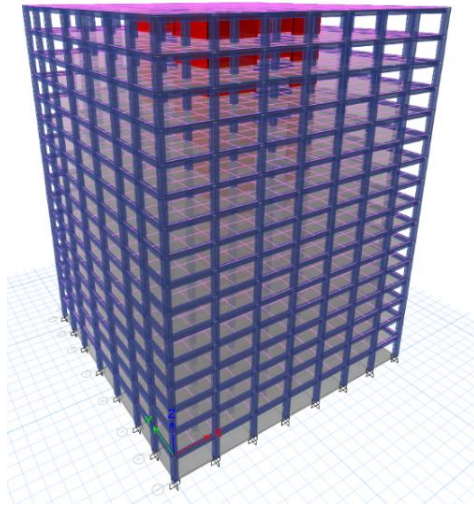
Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013 serta PPIUG 1987 dan pembebanan gempa mengacu pada RSNI 1726:2019 yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Permodelan struktur gedung perkantoran Capital Square Surabaya dilakukan untuk mengetahui apakah struktur kuat dalam menerima beban-beban yang terjadi dengan menggunakan program bantu ETABS 2016. Program bantu ini akan membantu dalam analisis serta kontrol perhitungan struktur sesuai persyaratan yang telah ditetapkan dalam RSNI 1726:2019.

4.3.2 Data Perencanaan

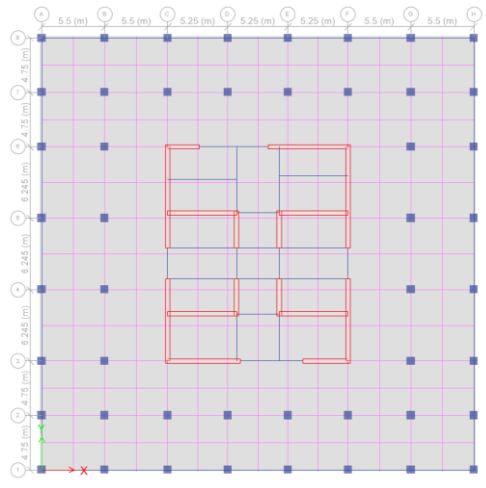
Data-data perencanaan Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya adalah sebagai berikut :

Fungsi	: Perkantoran
Jumlah Lantai	: 15
Tinggi Gedung	: 45,5 m
Tinggi Lantai Dasar	: 3,5 m
Tinggi Lantai 2-15	: 3 m
Mutu Beton ($f'c$)	: 35Mpa (Kolom) 45 Mpa (Shear Wall) 30 Mpa (Flat Plate dan Balok Tepi)

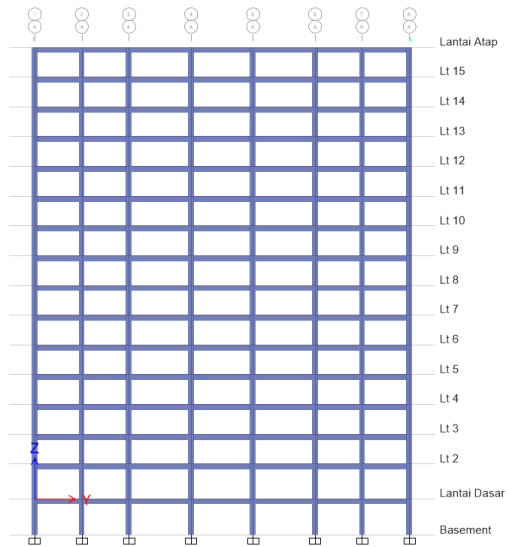
Pemodelan struktur Gedung perkantoran Capital Square Surabaya dapat dilihat pada gambar 4.9, 4.10 dan 4.11.



Gambar 4.9 Pemodelan 3D Struktur



Gambar 4.10 Pemodelan Denah Struktur



Gambar 4.11 Pemodelan Tampak Samping Struktur

4.3.3 Pembebanan Struktur

4.3.3.1 Beban Mati

a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban yang terjadi pada bangunan. Beban mati struktural yang diperhitungkan adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar 2400 kg/m^3 .

b. Beban Mati Tambahan atau SIDL

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural yang secara permanen membebani struktur. Beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 4.6 dan 4.7.

Tabel 4.6 Beban Mati Tambahan pada Lantai 2 s.d. 15

Jenis Beban	Jumlah Satuan	Jumlah
Spesi (t=2cm)	2 x 21 kg/m^2	42 kg/m^2
Plafond + Penggantung	11 + 7	18 kg/m^2
Plumbing , ME, Finishing	73,2 kg/m^2	73,2 kg/m^2
SIDL Lantai		133,2 kg/m^2

Tabel 4.7 Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

Jenis Beban	Jumlah Satuan	Jumlah
Aspal	14 kg/m^2	14 kg/m^2
Plafond + Penggantung	11 + 7	18 kg/m^2
Plumbing, ME, Finishing	73,2 kg/m^2	73,2 kg/m^2
SIDL Lantai Atap		105,2 kg/m^2

➤ Beban Dinding Partisi

Berat Dinding = 20 psf = 0.96 kN/m^2

a). Beban Partisi Lantai Dasar = $96 \text{ kg/m}^2 \times 3,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 &= 336 \text{ kg/m} \\
 \text{b). Beban Partisi Lt. 2 - 15} &= 96 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} \\
 &= 288 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

4.3.3.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin, serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung tersebut. Beban hidup yang bekerja pada bangunan perkantoran dapat dilihat pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Beban Hidup Pada Perkantoran

Area	Beban Hidup Merata	Beban Hidup Terpusat
Lobi dan Koridor Lantai Pertama	4,79	8,90
Lantai Kantor	2,40	8,90
Koridor diatas Lantai Pertama	3,83	8,90

Catatan : Beban dalam satuan kN/m^2

4.3.3.3 Beban Gempa Rencana

Analisis gempa yang akan dikenakan pada struktur gedung menggunakan analisis respons spektrum. Berdasarkan SNI 1726-2019, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar yang didapatkan dari pembacaan peta gempa maksimum pada gambar 16 dan 17, didapatkan nilai $S_s = 0,75$ dan $S_1 = 0,35$ yang berada di Kota Surabaya, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain adalah sebagai berikut :

a. Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Bangunan (I_e)

Berdasarkan pasal 4.1.2 Tabel 1 dan 2 SNI 1726-2019, Gedung perkantoran termasuk dalam kategori risiko II dengan faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1.

b. Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai N-SPT tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu $N = 9,208 (< 15)$. Dengan hasil tersebut, berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2019, maka kategori tanah yang ada di lapangan merupakan **Tanah Lunak (SE)**.

c. Koefisien Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2019, koefisien situs ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai $S_s = 0,75$ dan $S_1 = 0,35$ dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah. Nilai F_a didapatkan dari Tabel 6, sedangkan nilai F_v didapatkan dari hasil interpolasi nilai S_1 pada tabel 7.

$$F_a = 1,3$$

$$F_v = 2,6$$

Penentuan nilai SMS dan SM1:

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,3 \times 0,75 \\ &= 0,975 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2,6 \times 0,35 \\ &= 0,91 \end{aligned}$$

d. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2019, parameter percepatan spektral desain, yaitu S_{DS} dan S_{D1} ditentukan berdasarkan rumus di bawah ini:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ S_{DS} &= \frac{2}{3} \times 0,975 \\ S_{DS} &= 0,65 \end{aligned}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,91$$

$$S_{D1} = 0.606$$

- Dengan nilai-nilai tersebut, berdasarkan SNI 1726 2019 Tabel 8 untuk Kategori Risiko II, dapat diklasifikasikan sebagai kategori desain seismik kategori D.

e. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk kategori desain seismik D, dapat digunakan sistem rangka gedung sebagai sistem strukturnya. Digunakan dinding geser beton bertulang khusus pada arah x dan y yang ditargetkan memikul 90 persen gaya gempa yang ditetapkan dan rangka yang memikul setidaknya 10 persen gaya gempa yang ditetapkan. Parameter sistem struktur untuk arah x dan y dengan dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 6 \qquad \Omega_0 = 2,5 \qquad C_d = 5$$

f. Spektrum Respons Desain

Penentuan nilai T_0 dan T_S :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{0,606}{0,65}$$

$$T_0 = 0,186$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

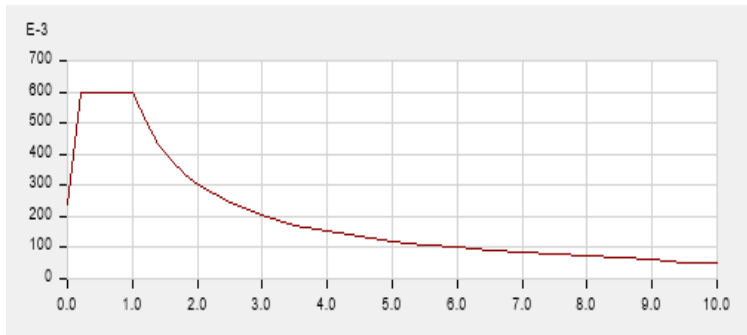
$$T_s = \frac{0,606}{0,65}$$

$$T_s = 0,932$$

Untuk periode yang lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

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

Dengan bantuan software ETABS, respons spektrum gempa rencana sesuai lokasi gedung dan kelas situs tanah dapat dilihat pada gambar 4.12.



Gambar 4.12 Spektrum Respons Gempa Rencana

4.3.3.4 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 4.2.2, faktor-faktor dan kombinasi beban ultimit untuk beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban angin nominal (W), dan beban gempa nominal (E) adalah:

- a. 1,4D
- b. 1,2D + 1,6L
- c. 1,2D + 1,0LL + 1,0Ex

- d. $1,2D + 1,0LL + 1,0Ey$
- e. $0,9D + 1,0Ex$
- f. $0,9D + 1,0Ey$
- g. $1D + 1L$
- h. Envelope

4.4 Hasil Analisa Struktur

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

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol beban gravitasi
- Kontrol respons seismik
- Kontrol batas simpangan (*drift*)
- Kontrol sistem rangka gedung

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing – masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

4.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah. Partisipasi massa pada pemodelan struktur dapat dilihat pada tabel 4.9.

Tabel 4.9 Partisipasi Massa Struktur

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
------	------	--------	--------	--------

		detik		
Modal	1	0.639	0.6861	0.0025
Modal	2	0.608	0.6887	0.6991
Modal	3	0.557	0.6887	0.6993
Modal	4	0.183	0.6887	0.6993
Modal	5	0.165	0.8782	0.6994
Modal	6	0.163	0.8782	0.8819
Modal	7	0.108	0.8782	0.8819
Modal	8	0.081	0.8823	0.9199
Modal	9	0.081	0.9224	0.9239
Modal	10	0.075	0.9224	0.9239
Modal	11	0.058	0.9224	0.9239
Modal	12	0.055	0.9225	0.9419

Dari tabel di atas didapatkan partisipasi massa arah X sebesar **92,24%** pada mode ke 9 dan partisipasi massa arah Y yakni sebesar **91,19%** pada mode ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada pasal 7.9.1 RSNI 1726:2019 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.4.2 Kontrol Periode Getar Alami Struktur (T)

Kontrol periode getar alami struktur bertujuan untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel sehingga nilai waktu getar alami fundamental (T) atau periode waktu getar pada pemodelan perlu dibatasi. Berdasarkan SNI 1726 : 2019, periode fundamental pendekatan (T_a) untuk struktur dinding geser beton ditentukan sebagai berikut :

$$T_a \text{ minimum} = C_t \cdot h_n^x$$

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum}$$

Keterangan :

h_n = Tinggi total struktur (m)

C_t = Parameter periode pendekatan

T_a = Periode fundamental pendekatan

Nilai koefisien batas (C_u) dapat dilihat pada RSNI 1726:2019 tabel 17 sedangkan nilai parameter periode pendekatan dapat dilihat pada tabel 18.

Tabel 17 – Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	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

Tabel 18 – Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

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

Dari kedua tabel diatas, untuk nilai $S_{DI} = 0,606$, C_u adalah sebesar 1,4. Kemudian, tipe struktur digolongkan termasuk dalam sistem struktur lainnya sehingga didapatkan nilai C_t sebesar 0,0488 dan x sebesar 0,75.

$$T_a \text{ minimum} = 0,0488 \times 45,5^{0,75} = 0,855 \text{ detik}$$

$$T_a \text{ maksimum} = 1,4 \times 0,855 = 1,197 \text{ detik}$$

Setelah mengetahui batasa nilai periode fundamental pendekatan, selanjutnya adalah melakukan kontrol periode fundamental struktur hasil analisis ETABS. Periode fundamental struktur hasil analisis dapat dilihat pada tabel 4.10.

Tabel 4.10 Periode Waktu Getar Pemodelan

Case	Mode	Period (detik)
Modal	1	0.639
Modal	2	0.608
Modal	3	0.557
Modal	4	0.183
Modal	5	0.165
Modal	6	0.163
Modal	7	0.108
Modal	8	0.081
Modal	9	0.081
Modal	10	0.075
Modal	11	0.058
Modal	12	0.055

Berdasarkan analisa program bantu ETABS 2016 didapatkan periode fundamental struktur sebesar 0,639 detik . Sehingga $T_c = 0,639$ detik.

Syarat :

$$T_a \text{ minimum} < T_c < T_a \text{ maksimum}$$

$$T_c < T_a \text{ minimum}$$

$$0,639 \text{ detik} < 0,855 \text{ detik}$$

Berdasarkan batas minimum dan maksimum periode getar fundamental, nilai T_c berada dibawah T_a minimum sehingga digunakan T_a minimum dalam melakukan perhitungan kontrol respon seismik.

4.4.3 Kontrol Beban Gravitasi

Beban gravitasi dikontrol untuk mengecek kesesuaian permodelan pada program bantu ETABS 2016 dengan desain bangunan gedung. Berat total bangunan yang dihitung adalah beban mati serta beban hidup pada bangunan. Berat total bangunan dapat dilihat pada tabel 4.11 hingga tabel 4.15.

Tabel 4.11 Berat Mati Kolom Balok dan Pelat Lantai

Elemen	Berat Mati Bangunan						Berat Jenis	Berat (kg)
	Dimensi			Jumlah per Lantai	Jumlah Lantai	Total		
	b(m)	h(m)	L(m)			(m^3)		
Pelat Atap	37.75	0.3	37.735	1	1	427.35	2400	1025637
Pelat lantai	37.75	0.3	37.735	1	15	6410.23	2400	15384560
Opening Lift	6	0.2	3.052	4	15	219.74	2400	527385.6
Berat Pelat Bersih	Berat Pelat Lantai Total - Berat Opening Total							14857174
Balok Tepi 1	0.4	0.6	4.75	8	16	145.92	2400	350208
Balok Tepi 2	0.4	0.6	5.5	8	16	168.96	2400	405504
Balok Tepi 3	0.4	0.6	6.245	6	16	143.88	2400	345323.5
Balok Tepi 4	0.4	0.6	5.25	6	16	120.96	2400	290304
Kolom Lantai Dasar	0.6	0.6	3.5	48	1	60.48	2400	145152
Kolom	0.6	0.6	3.7	48	1	63.94	2400	153446.4
Kolom Lantai 2-15 Interior	0.6	0.6	3	20	14	302.40	2400	725760
Kolom Lantai 2-15 Exterior	0.55	0.55	3	28	14	355.74	2400	853776
Beban Mati Total								19152285

Tabel 4.12 Beban Super Dead Bangunan

Beban Super Dead Bangunan							
Lantai	Beban Superdead (kg/m ²)	b(m)	L(m)	Luas Pelat	Luas Opening	Luas Netto	Beban Superdead (kg)
Lantai Atap	105,2	37,75	37,735	1424,50	0	1424,50	149857,01
Lantai Dasar	133,2	37,75	37,735	1424,50	73,248	1351,25	179986,27
Beban Super Dead Total							329843,27

Tabel 4.13 Beban Mati Shear Wall Bangunan

Beban Mati Shear Wall Bangunan									
No	Elemen	Dimensi			jumlah per Lantai	Jumlah Lantai	Total (m ³)	Berat Jenis	Berat (kg)
		b(m)	h(m)	L(m)					
Lantai Basemen									
1	SW 1	0,4	3,7	8,842	1	1	13,09	2400	31406,784
2	SW 2	0,4	3,7	6	1	1	8,88	2400	21312
3	SW 3	0,4	3,7	7,183	1	1	10,63	2400	25514,016
4	SW 4	0,4	3,7	6	1	1	8,88	2400	21312
5	SW 5	0,4	3,7	6	1	1	8,88	2400	21312
6	SW 6	0,4	3,7	8,842	1	1	13,09	2400	31406,784
7	SW 7	0,4	3,7	3,955	1	1	5,85	2400	14048,16
8	SW 8	0,4	3,7	7,183	1	1	10,63	2400	25514,016
9	SW Lift 1	0,4	3,7	6	4	1	35,52	2400	85248
10	SW Lift 2	0,4	3,7	3,048	4	1	18,04	2400	43305,984
12	BK 1	0,4	1	3,75	5	1	7,50	2400	18000
13	BK 2	0,4	0,8	2,71	4	1	3,47	2400	8325,12
14	BK 3	0,4	1	5,79	2	1	4,63	2400	11116,8
15	BK 4	0,4	1	4,135	2	1	3,31	2400	7939,2
16	BK 5	0,4	1	5,795	1	1	2,32	2400	5563,2
Total									371324,064
Lantai Dasar									
1	SW 1	0,4	3,5	8,842	1	1	12,38	2400	29709,12
2	SW 2	0,4	3,5	6	1	1	8,40	2400	20160
3	SW 3	0,4	3,5	7,183	1	1	10,06	2400	24134,88
4	SW 4	0,4	3,5	6	1	1	8,40	2400	20160
5	SW 5	0,4	3,5	6	1	1	8,40	2400	20160
6	SW 6	0,4	3,5	8,842	1	1	12,38	2400	29709,12
7	SW 7	0,4	3,5	3,955	1	1	5,54	2400	13288,8
8	SW 8	0,4	3,5	7,183	1	1	10,06	2400	24134,88
9	SW Lift 1	0,4	3,5	6	4	1	33,60	2400	80640
10	SW Lift 2	0,4	3,5	3,048	4	1	17,07	2400	40965,12
12	BK 1	0,4	1	3,75	5	1	7,50	2400	18000
13	BK 2	0,4	0,8	2,71	4	1	3,47	2400	8325,12
14	BK 3	0,4	1	5,79	2	1	4,63	2400	11116,8
15	BK 4	0,4	1	4,135	2	1	3,31	2400	7939,2
16	BK 5	0,4	1	5,795	1	1	2,32	2400	5563,2
Total									354006,24
Lantai 2-15									
1	SW 1	0,4	3	8,842	1	14	148,55	2400	356509,44
2	SW 2	0,4	3	6	1	14	100,80	2400	241920
3	SW 3	0,4	3	7,183	1	14	120,67	2400	289618,56
4	SW 4	0,4	3	6	1	14	100,80	2400	241920
5	SW 5	0,4	3	6	1	14	100,80	2400	241920
6	SW 6	0,4	3	8,842	1	14	148,55	2400	356509,44
7	SW 7	0,4	3	3,955	1	14	66,44	2400	159465,6
8	SW 8	0,4	3	7,183	1	14	120,67	2400	289618,56
9	SW Lift 1	0,4	3	6	4	14	403,20	2400	967680
10	SW Lift 2	0,4	3	3,048	4	14	204,83	2400	491581,44
12	BK 1	0,4	1	3,75	5	14	105,00	2400	252000
13	BK 2	0,4	0,8	2,71	4	14	48,56	2400	116551,68
14	BK 3	0,4	1	5,79	2	14	64,85	2400	155635,2
15	BK 4	0,4	1	4,135	2	14	46,31	2400	111148,8
16	BK 5	0,4	1	5,795	1	14	32,45	2400	77884,8
Total									4349963,52
Total Beban Mati Shear Wall									5075293,824

Tabel 4.14 Beban Hidup Lantai Bangunan

Beban Hidup Lantai Bangunan				
Lantai	Fungsi Ruang	Beban Hidup (kg/m ²)	Luas Area (m ²)	Beban (kg)
Lantai Atap	Atap	100	1424,496	142449,63
	Ruang Mesin AC	600	10,1625	6097,50
Lantai 2-15	Ruang	479	74,33	35604,07
	Ruang Kantor	240	857,66	205838,40
	Koridor	383	141,22	54087,26
	Ruang Publik	479	351,2863	168266,11
Lantai Dasar	Ruang	479	74,33	35604,07
	Ruang Kantor	240	550,91	132218,40
	Lobby	479	306,75	146933,25
	Ruang Publik	479	351,2863	168266,11
	Koridor	479	141,22	67644,38
Lantai Basemen	Area Parkir	192	1129,42	216848,69
	Koridor	479	295,076	141341,40
Beban Hidup Total (kg)				1521199,27

Tabel 4.15 Beban Mati Dinding Partisi

Tinggi Dinding	Beban Dinding (kg/m ²)	L (m)	Beban (kg)
3,5	96	144,8	48652,8
3	96	190,68	54915,84
Total			103568,64

Dari seluruh tabel diatas, dapat dibuat rekapitulasi beban pada bangunan. Rekapitulasi beban bangunan berdasarkan perhitungan manual dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.16 Rekapitulasi Beban Bangunan Perhitungan Manual

Perhitungan Berat Struktur Total			
No	Jenis Beban	Berat (kg)	
Berat Mati Total			
1	Berat Pelat, Kolom dan Balok Tepi	16285405,92	kg
2	Berat Shear Wall	5075293,82	kg
Beban Super Dead			
1	Berat Super Dead	329843,27	kg
2	Berat Dinding	103568,64	kg
Beban Hidup			
1	Beban Hidup	1521199,27	kg
Total Beban Bangunan		23315310,93	kg

Beban yang telah dihitung dengan metode manual kemudian dibandingkan dengan beban yang dihitung dengan program bantu ETABS. Berat bangunan pada program bantu ETABS menggunakan massa bangunan (*Mass Source*) dengan kombinasi beban 1,0D + 0,3L dapat dilihat pada tabel 4.17.

Tabel 4.17 Berat Bangunan Hasil Perhitungan ETABS

Lantai	Beban (kg)
Atap	1154177.337
Lantai 15	1344842.896
Lantai 14	1344842.896
Lantai 13	1344842.896
Lantai 12	1344842.896
Lantai 11	1344842.896

Lantai 10	1344842.896
Lantai 9	1344842.896
Lantai 8	1344842.896
Lantai 7	1344842.896
Lantai 6	1344842.896
Lantai 5	1344842.896
Lantai 4	1344842.896
Lantai 3	1344842.896
Lantai 2	1383253.877
Lantai Dasar	1435011.409
Lantai Basement	1158858.892
Total	22614259.16

Selisih antara perhitungan manual dengan pemodelan ETABS adalah sebagai berikut :

$$W_{\text{manual}} - W_{\text{pemodelan}} = (23315310.93 - 22614259.16) \text{ kg} \\ = 701051,77 \text{ kg}$$

$$\text{Persentase Selisih} = \frac{701051,77 \text{ kg}}{W_{\text{pemodelan}}} \times 100\% \\ = 3,1 \%$$

Selisih yang didapatkan dari perbandingan beban bangunan hasil perhitungan manual dan perhitungan ETABS adalah 3,1% yang berarti kurang dari 5%, sehingga pemodelan struktur dianggap sesuai.

4.4.4 Kontrol Respon Seismik

Berdasarkan RSNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah yang ditetapkan tidak boleh diambil kurang dari 100% dari nilai respon statik yang dihitung berdasarkan prosedur gaya lateral ekuivalen.

1) Cs Maksimum

$$Cs \text{ Maksimum} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$$

$$Cs \text{ Maksimum arah } x = \frac{0,65}{\frac{6,5}{1}} = 0,1$$

$$Cs \text{ Maksimum arah } y = \frac{0,65}{\frac{6,5}{1}} = 0,1$$

2) Cs hitungan

$$Cs \text{ hitungan arah } X = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,65}{0,855\left(\frac{6,5}{1}\right)} = 0,117$$

$$Cs \text{ hitungan arah } Y = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,65}{0,855\left(\frac{6,5}{1}\right)} = 0,117$$

3) Cs minimum

$$Cs \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$Cs \text{ minimum arah } X = (0,044)(0,65)(1) = 0,0286$$

$$Cs \text{ minimum arah } Y = (0,044)(0,65)(1) = 0,0286$$

Karena Cs hitungan lebih besar dari Cs maksimum, maka digunakan Cs maksimum yaitu sebesar 0,1.

Perhitungan gaya geser dasar (*base shear*) dapat menggunakan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1 mengenai gaya geser dasar seismik.

$$V = C_s \times W$$

$$V_x = 0,1 \times 22614259,16 \text{ kg} = 2261425,92 \text{ kgf}$$

$$V_y = 0,1 \times 22614259,16 \text{ kg} = 2261425,92 \text{ kgf}$$

Besarnya gaya lateral akibat respons dinamik (V_t) dari hasil analisis ETABS dapat dilihat pada tabel 4.18.

Tabel 4.18 Gaya Geser Dasar Hasil Analisis ETABS

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
EQ X Max	1688937,1	516572,1
EQ Y Max	510466,7	1709438,8

❖ **Kontrol gaya geser dasar (*base shear*)**

$$V_t \geq 1,00 V$$

Berdasarkan RSNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4, bila respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 100% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 1,00 (V/V_t).

Maka:

$$1,00 V_x = 1,00 \times 22614259,16 \text{ kg} = 22614259,16 \text{ kg}$$

$$1,00 V_y = 1,00 \times 22614259,16 \text{ kg} = 22614259,16 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$V_{tx} = 1688937,1 \text{ kgf}$$

$$V_{ty} = 1709438,8 \text{ kgf}$$

Didapatkan :

$$V_{tx} \leq 1,00 V_x \text{ (Not OK)}$$

$$V_{ty} \leq 1,00 V_y \text{ (Not OK)}$$

Sehingga, diperlukan pengalihan faktor skala terhadap respons dinamik pada ETABS. Maka, untuk arah x dan y digunakan factor skala :

$$\text{Faktor Skala Arah X} = \frac{1,00 Vx}{Vtx} \geq 1$$

$$\text{Faktor Skala Arah X} = \frac{22614259,16}{1688937,1} \geq 1$$

$$\text{Faktor Skala Arah X} = \mathbf{1,34}$$

$$\text{Faktor Skala Arah Y} = \frac{1,00 Vy}{Vty} \geq 1$$

$$\text{Faktor Skala Arah X} = \frac{22614259,16}{1281976} \geq 1$$

$$\text{Faktor Skala Arah X} = \mathbf{1,33}$$

➤ Respon Spektrum Awal

Respon Spektrum Arah X

- $U1 = \frac{g \times I}{R} = \frac{9,81 \times 1}{6} = 1,635$

- $U2 = \frac{g \times I}{R} \times 0,3 = \frac{9,81 \times 1}{6} \times 0,3 = 1,635 \times 0,3 = 0,4905$

Respon Spektrum Arah Y

- $U1 = \frac{g \times I}{R} \times 0,3 = \frac{9,81 \times 1}{6} \times 0,3 = 1,635 \times 0,3 = 0,4905$

- $U2 = \frac{g \times I}{R} = \frac{9,81 \times 1}{6} = 1,635$

➤ Respon Spektrum Koreksi

Respon Spektrum Arah X

- $U1 = 1,635 \times \text{FS X} = 1,635 \times 1,34 = 2,191$

- $U2 = 0,4905 \times \text{FS X} = 0,4905 \times 1,34 = 0,657$

Respon Spektrum Arah Y

- $U1 = 0,4905 \times FS \ Y = 0,4905 \times 1,33 = 0,652$
- $U2 = 0,4905 \times FS \ X = 1,635 \times 1,33 = 2,175$

4.4.5 Perbandingan serta Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*) dengan Elemen Balok Tepi yang Berbeda

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan RSNI 1726:2019 pasal 7.12.1. Simpangan antar tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin seperti pada tabel 20 untuk semua tingkat. Pada tugas akhir ini, dilakukan perbandingan *displacement* serta simpangan antar tingkat struktur untuk penggunaan jenis balok pinggir / balok tepi yang berbeda. Ketiga perbedaan tersebut antara lain adalah :

1. Balok tepi biasa digunakan setiap lantai
2. Balok Tinggi / *deep beam* digunakan setiap lantai
3. Kombinasi balok biasa dan balok tinggi (*deep beam*)

Tabel 20 – Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_x^{a,b}$

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 tingkat.	$0,025h_{sx}$ ^c	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Dari RSNI 1726:2019 tabel 20 diketahui simpangan antar tingkat izin (Δa) = $0,020h_{sx} = 0,2 \times$ Tinggi tingkat

Sehingga, simpangan antar tingkat izin adalah sebesar :

$$\Delta a \text{ Lantai 2-15} = 0,2 \times 3000 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$\Delta a \text{ Lantai 2-15} = 0,2 * 3500 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$$

4.4.5.1 Penggunaan Balok Tepi Biasa pada Setiap Lantai

Dilakukan pemodelan struktur *flat plate* yang menggunakan balok tepi biasa pada setiap lantai. Kemudian, dilakukan analisis sehingga didapatkan simpangan struktur (*displacement*) serta simpangan antar lantai (*drift*).

Tabel 4.19 Simpangan dan Drift Arah X Struktur dengan Balok Tepi Biasa

Lantai	Tinggi	Displacement	Drift	Drift Pembesaran Defleksi	Drift Izin	Kontrol
	m	mm	mm	mm	mm	
Atap	45.5	20.173	1.295	6.475	60	OK
15	42.5	18.878	1.345	6.725	60	OK
14	39.5	17.533	1.387	6.935	60	OK
13	36.5	16.146	1.423	7.115	60	OK
12	33.5	14.723	1.449	7.245	60	OK
11	30.5	13.274	1.463	7.315	60	OK
10	27.5	11.811	1.462	7.31	60	OK
9	24.5	10.349	1.448	7.24	60	OK
8	21.5	8.901	1.415	7.075	60	OK
7	18.5	7.486	1.365	6.825	60	OK
6	15.5	6.121	1.297	6.485	60	OK
5	12.5	4.824	1.208	6.04	60	OK
4	9.5	3.616	1.098	5.49	60	OK
3	6.5	2.518	0.963	4.815	60	OK

2	3.5	1.555	0.94	4.7	60	OK
Dasar	0	0.615	0.615	3.075	70	OK

Tabel 4.20 Simpangan dan Drift Arah Y Struktur dengan Balok Tepi Biasa

Lantai	Tinggi	Displacement	Drift	Drift Pembesaran Defleksi	Drift Izin	Kontrol
	m	mm	mm	mm	mm	
Atap	45.5	18.038	1.095	5.475	60	OK
15	42.5	16.943	1.148	5.74	60	OK
14	39.5	15.795	1.193	5.965	60	OK
13	36.5	14.602	1.233	6.165	60	OK
12	33.5	13.369	1.263	6.315	60	OK
11	30.5	12.106	1.284	6.42	60	OK
10	27.5	10.822	1.291	6.455	60	OK
9	24.5	9.531	1.286	6.43	60	OK
8	21.5	8.245	1.265	6.325	60	OK
7	18.5	6.98	1.23	6.15	60	OK
6	15.5	5.75	1.177	5.885	60	OK
5	12.5	4.573	1.108	5.54	60	OK
4	9.5	3.465	1.019	5.095	60	OK
3	6.5	2.446	0.91	4.55	60	OK
2	3.5	1.536	0.917	4.585	60	OK
Dasar	0	0.619	0.619	3.095	70	OK

Contoh perhitungan simpangan antar lantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai atap arah X :

- a. Nilai perpindahan elastis (*displacement*) pada ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai atap adalah sebesar 15,638 mm. Maka nilai $\delta e \text{ Atap} = 15,638$ mm
- b. Nilai perpindahan elastis (*displacement*) pada ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 15 adalah sebesar 14,621 mm. Maka nilai $\delta e 15 = 18,878$ mm.
- c. Hitung simpangan atau perpindahan antar lantai untuk lantai atap dengan persamaan $(\delta e \text{ Atap} - \delta e 15) = 1,295$ mm
- d. Hitung nilai perpindahan antar lantai (*story drift*) yang diperbesar, yaitu :

$$\frac{(\delta e \text{ Atap} - \delta e 15) C_d}{I_e} = \frac{(20,173 - 18,878) 5}{1} = 6,475 \text{ mm}$$
- e. Hitung nilai batas untuk simpangan antar lantai (*story drift*)

Δa yang terdapat pada Tabel 20 SNI 1726-2019, yaitu:

$\Delta a < 0,02 h_{sx}$

$\Delta a < 0,02 (45500 \text{ mm} - 42500 \text{ mm})$

$\Delta a < 60 \text{ mm}$
- f. Cek simpangan antar lantai pada lantai atap, yaitu :
6,475 mm < 60 mm (OK)

4.4.5.2 Penggunaan Balok Tinggi pada Setiap Lantai

Dilakukan pemodelan pada struktur *flat plate* yang menggunakan balok tinggi / *deep beam* sehingga didapatkan simpangan serta simpangan antar lantai. Balok tinggi merupakan jenis balok dimana tinggi balok harus lebih besar atau sama dengan seperempat Panjang bentang serta penulangan yang digunakan pada balok tinggi terdiri dari tulangan longitudinal, sengkang dan tulangan diagonal.

Tabel 4.21 Simpangan dan Drift Arah X Struktur dengan Balok Tinggi

Lantai	Tinggi	Displacement	Drift	Drift Pembesaran Defleksi	Drift Izin	Kontrol
	m	mm	mm	mm	mm	
Atap	45.5	13.028	0.764	3.82	60	OK
15	42.5	12.264	0.8	4	60	OK
14	39.5	11.464	0.837	4.185	60	OK
13	36.5	10.627	0.868	4.34	60	OK
12	33.5	9.759	0.896	4.48	60	OK
11	30.5	8.863	0.915	4.575	60	OK
10	27.5	7.948	0.925	4.625	60	OK
9	24.5	7.023	0.927	4.635	60	OK
8	21.5	6.096	0.917	4.585	60	OK
7	18.5	5.179	0.896	4.48	60	OK
6	15.5	4.283	0.862	4.31	60	OK
5	12.5	3.421	0.814	4.07	60	OK
4	9.5	2.607	0.752	3.76	60	OK
3	6.5	1.855	0.673	3.365	60	OK
2	3.5	1.182	0.685	3.425	60	OK
Dasar	0	0.497	0.497	2.485	70	OK

Tabel 4.22 Simpangan dan Drift Arah Y Struktur dengan Balok Tinggi

Lantai	Tinggi	Displacement	Drift	Drift Pembesaran Defleksi	Drift Izin	Kontrol
	m	mm	mm	mm	mm	

Atap	45.5	12.158	0.682	3.41	60	OK
15	42.5	11.476	0.72	3.6	60	OK
14	39.5	10.756	0.758	3.79	60	OK
13	36.5	9.998	0.791	3.955	60	OK
12	33.5	9.207	0.819	4.095	60	OK
11	30.5	8.388	0.841	4.205	60	OK
10	27.5	7.547	0.854	4.27	60	OK
9	24.5	6.693	0.859	4.295	60	OK
8	21.5	5.834	0.853	4.265	60	OK
7	18.5	4.981	0.838	4.19	60	OK
6	15.5	4.143	0.811	4.055	60	OK
5	12.5	3.332	0.771	3.855	60	OK
4	9.5	2.561	0.719	3.595	60	OK
3	6.5	1.842	0.652	3.26	60	OK
2	3.5	1.19	0.683	3.415	60	OK
Dasar	0	0.507	0.507	2.535	70	OK

4.4.5.3 Penggunaan Kombinasi Balok Tinggi dan Balok Biasa

Dilakukan pemodelan pada struktur *flat plate* yang menggunakan kombinasi balok tinggi / *deep beam* dan balok biasa sehingga didapatkan simpangan serta simpangan antar lantai. Balok tinggi digunakan setiap tiga lantai.

Tabel 4.23 Simpangan dan Drift Arah X Struktur dengan Kombinasi Balok Tinggi dan Balok Biasa

Lantai	Tinggi	Displacement	Drift	Drift Pembesaran Defleksi	Drift Izin	Kontrol
	m	mm	mm	mm	mm	
Atap	45.5	15.502	0.988	4.94	60	OK

15	42.5	14.514	1.038	5.19	60	OK
14	39.5	13.476	1.054	5.27	60	OK
13	36.5	12.422	1.084	5.42	60	OK
12	33.5	11.338	1.121	5.605	60	OK
11	30.5	10.217	1.114	5.57	60	OK
10	27.5	9.103	1.116	5.58	60	OK
9	24.5	7.987	1.122	5.61	60	OK
8	21.5	6.865	1.081	5.405	60	OK
7	18.5	5.784	1.045	5.225	60	OK
6	15.5	4.739	1.009	5.045	60	OK
5	12.5	3.73	0.926	4.63	60	OK
4	9.5	2.804	0.843	4.215	60	OK
3	6.5	1.961	0.753	3.765	60	OK
2	3.5	1.208	0.724	3.62	60	OK
Dasar	0	0.484	0.484	2.42	70	OK

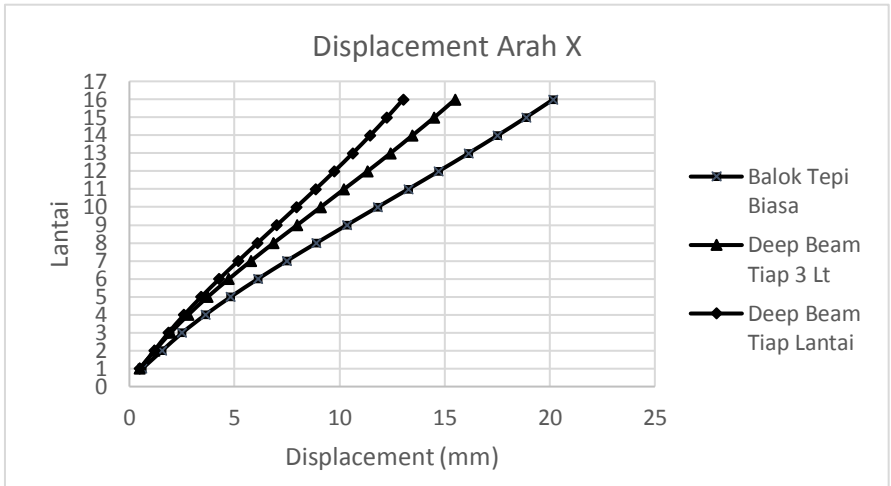
Tabel 4.24 Simpangan dan Drift Arah Y Struktur dengan Kombinasi Balok Tinggi dan Balok Biasa

Lantai	Tinggi	Displacement	Drift	Drift Pembesaran Defleksi	Drift Izin	Kontrol
	m	mm	mm	mm	mm	
Atap	45.5	13.963	0.844	4.22	60	OK
15	42.5	13.119	0.894	4.47	60	OK
14	39.5	12.225	0.915	4.575	60	OK
13	36.5	11.31	0.947	4.735	60	OK
12	33.5	10.363	0.986	4.93	60	OK
11	30.5	9.377	0.985	4.925	60	OK

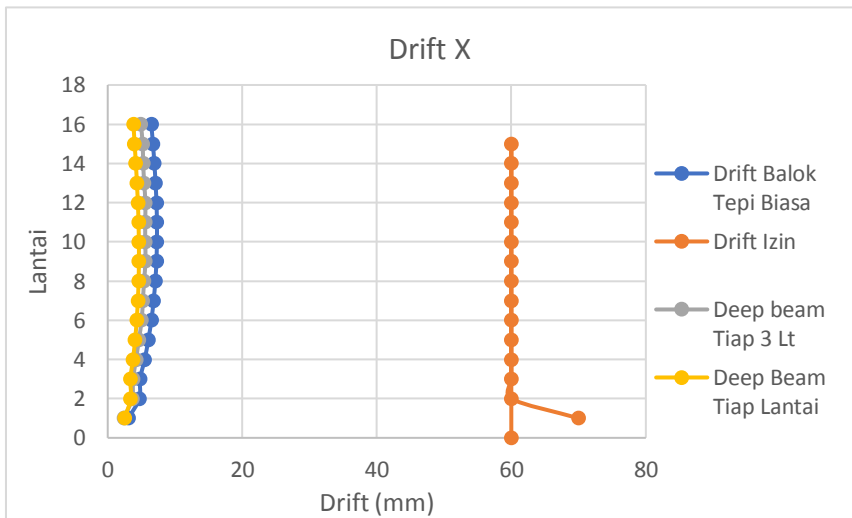
10	27.5	8.392	0.993	4.965	60	OK
9	24.5	7.399	1.004	5.02	60	OK
8	21.5	6.395	0.974	4.87	60	OK
7	18.5	5.421	0.947	4.735	60	OK
6	15.5	4.474	0.922	4.61	60	OK
5	12.5	3.552	0.853	4.265	60	OK
4	9.5	2.699	0.787	3.935	60	OK
3	6.5	1.912	0.715	3.575	60	OK
2	3.5	1.197	0.708	3.54	60	OK
Dasar	0	0.489	0.489	2.445	70	OK

4.4.5.4 Perbandingan Simpangan dan Drift pada Penggunaan Balok Biasa, Kombinasi serta Balok Tinggi

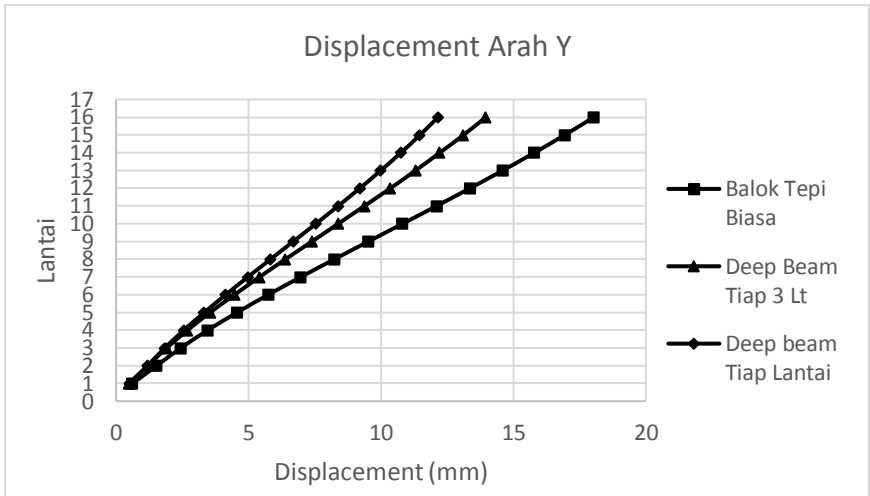
Setelah didapatkan hasil simpangan serta simpangan antar lantai pada ketiga pemodelan balok tepi, dilakukan perbandingan simpangan dan drift pada ketiga struktur tersebut untuk mengetahui pengaruh penggunaan balok tinggi pada struktur gedung bertingkat. Hasil perbandingan *displacement* dan *drift* dari ketiga pemodelan balok tepi pada struktur disajikan dalam bentuk grafik baik arah X maupun arah Y.



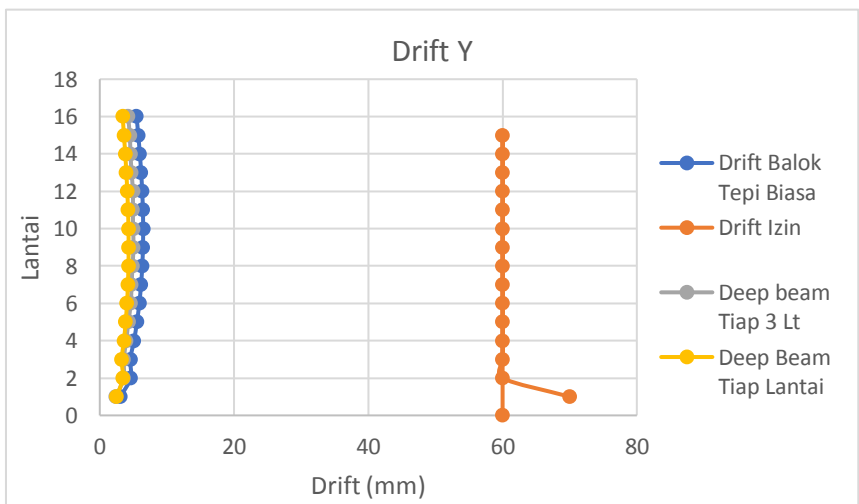
Gambar 4.13 Grafik Perbandingan Displacement Arah X



Gambar 4.14 Grafik Perbandingan Drift Arah X



Gambar 4. 15 Grafik Perbandingan Displacement Arah Y



Gambar 4.16 Grafik Perbandingan Drift Arah Y

- Berdasarkan grafik perbandingan *displacement* dan *drift* pada pemodelan struktur dengan balok tepi biasa, balok tinggi serta kombinasi balok tinggi dan balok tepi, didapatkan bahwa struktur yang memiliki tingkat deformasi berupa *displacement* dan *drift* yang terkecil adalah pemodelan struktur *flat plate* yang menggunakan balok tinggi sebagai balok tepinya dengan besaran simpangan maksimum sebesar 13,028 mm pada arah X serta 12,158 mm pada arah Y serta *drift* maksimum sebesar 4,635 mm pada arah X serta 4,295 mm pada arah Y. Penggunaan balok tinggi sebagai balok tepi mengurangi besaran *displacement* dan *drift* dengan tidak signifikan. Namun, penggunaan balok tinggi sebagai balok tepi menambah beban gravitasi struktur secara signifikan sehingga, diperlukan dimensi kolom yang tentunya lebih besar dibandingkan penggunaan balok tepi biasa.
- Maka, digunakan balok biasa sebagai balok tepi pada pemodelan struktur *flat plate* karena telah memenuhi persyaratan batas simpangan antar tingkat maksimum di samping itu beban gravitasi menjadi lebih ringan dibandingkan penggunaan balok tinggi. Balok tepi yang digunakan memiliki dimensi 600 mm x 400 mm.

4.4.6 Kontrol Sistem Rangka Gedung

Untuk sistem rangka gedung, rangka pemikul momen harus mampu menahan $\geq 10\%$ gaya gempa desain dan dinding geser harus mampu menahan kurang lebih 90% gaya gempa desain. Sehingga, tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. Rangka atau *Frame* yang dianalisis adalah *frame* arah X dan Y karena memiliki sistem penahan gaya seismik, hasil analisis gaya gempa yang dipikul frame dan shear wall dapat dilihat pada tabel 4.22.

Tabel 4.25 Kontrol Sistem Rangka Gedung

Beban Lateral	Rangka		Shear Wall	
	FX	FY	FX	FY
Gempa Arah X	255.36	76.608	2153.66	655.09
Gempa Arah Y	86.57	268.92	743.61	2177.26
	10.60%	10.47%	89.40%	89.53%
	10.43%	10.99%	89.57%	89.01%

Berdasarkan tabel diatas, distribusi gaya geser yang dipikul oleh dinding geser dan gaya geser yang dipikul oleh kolom memenuhi kontrol sistem rangka gedung.

4.5 Perencanaan Struktur Primer

4.5.1 Umum

Pada sub-bab sebelumnya telah dibuat pemodelan pada struktur sekaligus tahap analisis dengan analisis dinamis menggunakan program bantu ETABS sesuai dengan kombinasi beban rencana. Pada bab ini akan dilakukan pembahasan mengenai kekuatan struktur primer sehingga dilakukan perancangan kebutuhan tulangan untuk tiap-tiap elemen struktur primer. Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen utama terdiri dari kolom, dinding geser dan *flat plate*. Perancangan penulangan struktur primer mengacu pada SNI 2847-2013 dengan data perancangan sebagai berikut :

Mutu Beton ($f'c$)	: 30 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa (ulir)
	: 240 MPa (polos)
Jumlah Lantai	: 15 lantai
Tinggi Lantai	: 3,5 m (Lantai Dasar)
	3,0 m (Lantai 2-15)

Tinggi Bangunan : 45,5 m
 Dimensi kolom : 800 mm × 800 mm
 Dimensi Balok Tepi : 600 mm x 400 mm

Kategori Risiko Gempa : D
 Fungsi Bangunan : Perkantoran

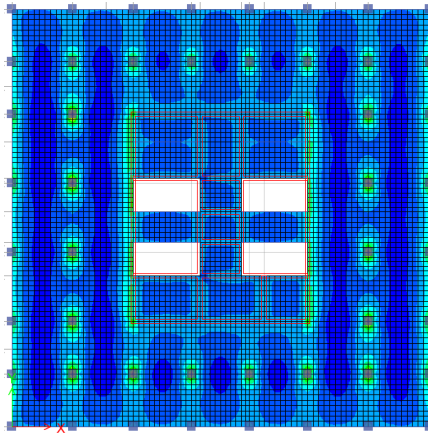
4.5.2 Perencanaan Pelat Lantai

Dari analisa struktur dengan bantuan program ETABS diperoleh gaya-gaya yang terjadi pada pelat akibat beban rencana. Gaya-gaya dalam yang terjadi yang digunakan sebagai dasar perancangan tulangan pelat adalah momen dan geser. Untuk momen diperhitungkan terhadap sumbu gedung baik searah sumbu x maupun sumbu y sesuai dengan momen yang terjadi sesuai arah sumbu. Untuk perancangan tulangan arah x momen yang digunakan adalah M_{1-1} sedangkan untuk arah y momen yang digunakan adalah M_{2-2} .

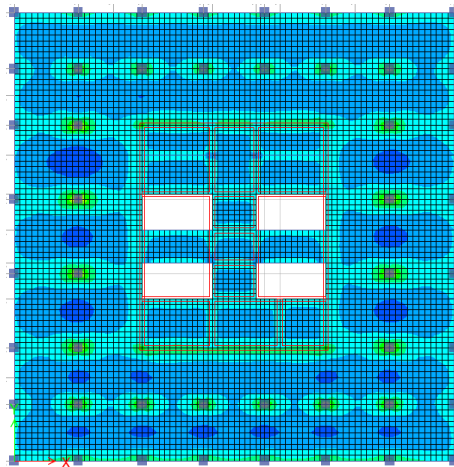
Tebal Pelat Lantai = 250 mm
 Mutu Beton ($f'c$) = 30 Mpa
 Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Tabel 4.26 Momen Rencana untuk Lantai Dasar

	Momen 1-1 (kNm)		Momen 2-2 (kNm)	
	Kolom	Tengah	Kolom	Tengah
Tumpuan	199,09	183,8	223,58	72,5
Lapangan	83	87	88	55



Gambar 4.17 Momen M_{1-1} yang Terjadi Pada Pelat Lantai Dasar



Gambar 4.18 Momen M_{2-2} yang Terjadi Pada Pelat Lantai Dasar

4.5.3 Perhitungan Kebutuhan Tulangan

4.5.3.1 Perencanaan Pelat Arah X

a. Daerah Tumpuan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 199,09 \text{ kNm} \\ &= 199090000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

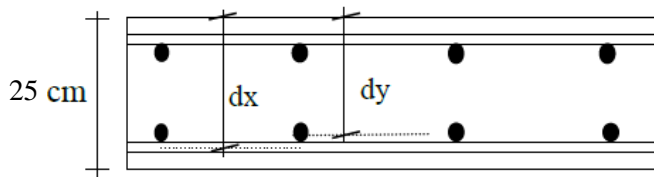
$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20\text{mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter Tulangan} &= 22 \text{ mm (Tumpuan)} \\ &= 22 \text{ mm (Lapangan)} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

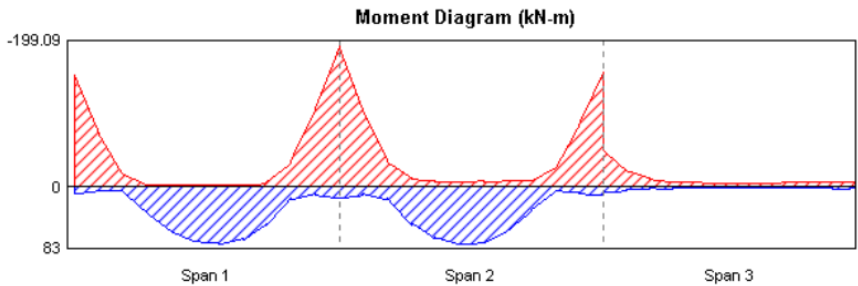
$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ Mpa}$$



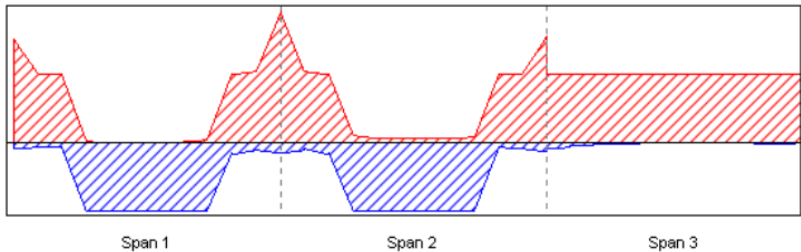
Gambar 4.19 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Kolom Arah X

$$\begin{aligned} dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\ &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\ &= 219 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 200\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\ &= 200\text{mm} - 20\text{mm} - 22\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\ &= 197 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.20 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Kolom X



Gambar 4.21 Kapasitas Penampang Lajur Kolom X

Penulangan Arah X

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$M_u = 199090000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{199090000}{0,9 \times 1000 \times 219^2} = 4,612$$

$$m = 15,68$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 4,612}{400}} \right) = 0,0128$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0128 \times 1000 \times 219 = 2803,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D22}) = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{2803,2}{380,13} = 7,374 \approx 8$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 8 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 3041,04 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\text{perlu}}}$ (memenuhi)

Digunakan tulangan lentur **D22-125**

$$(A_{s_{\text{pakai}}} = 3041,04 \text{ mm}^2)$$

- **Perhitungan Tulangan Tekan**

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik

$$A_s' \text{ min} \geq 1/2 A_s$$

$$A_s' \text{ min} \geq 1/2 \times 3041,04$$

$$A_s' \text{ min} \geq 1520,52$$

Pakai $A_s' \text{ min}$

$$A_s'_{\text{pakai}} = 1520,52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1520,52}{380,13} = 4$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{4} = 250$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S < S_{\text{max}} \text{ (OK)}$$

➤ Maka, untuk tulangan bawah digunakan **D22-250**

b. Daerah Lapangan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Lapangan} &= 13 \text{ kNm} \\ &= 83000000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

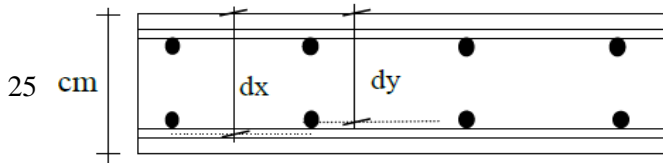
$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter Tulangan} &= 22 \text{ mm (Tumpuan)} \\ &= 22 \text{ mm (Lapangan)} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Baja (f}_y\text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c\text{)} = 30 \text{ Mpa}$$



Gambar 4.22 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Kolom Arah X

$$\begin{aligned}
 dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 219 \text{ mm} \\
 dy &= 200\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 200\text{mm} - 20\text{mm} - 22\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah X

$$\begin{aligned}
 \phi &= 0,9 \text{ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68 \\
 \rho_{\min} &= 0,002 \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 Mu &= 83000000 \text{ Nmm} \\
 Rn &= \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{83000000}{0,9 \times 1000 \times 219^2} = 1,923 \\
 m &= 15,68
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 1,923}{400}} \right) = 0,005$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{S\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,005 \times 1000 \times 219 = 1095 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D22}) = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1095}{380,13} = 2,88 \approx 3$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pakai} = \frac{1000}{200} = 5$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$A_{S\text{pakai}} = 5 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 1900,65 \text{ mm}^2$$

$A_{S\text{pakai}} > A_{S\text{perlu}}$ (memenuhi)

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-200**

• Perhitungan Tulangan Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik

$$A_s' \text{ min} \geq \frac{1}{2} A_s$$

$$A_s' \text{ min} \geq \frac{1}{2} \times 1520,52$$

$$A_s' \text{ min} \geq 760,26$$

Pakai $A_s' \text{ min}$

$$A_s' \text{ pakai} = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{760,26}{380,13} = 2$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S > S_{\max} \text{ (NOT OK)}$$

Sehingga, digunakan S_{\max} untuk spasi penulangan

➤ Maka, untuk tulangan atas digunakan **D22-400**

c. Daerah Tumpuan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 183,8 \text{ kNm} \\ &= 183800000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

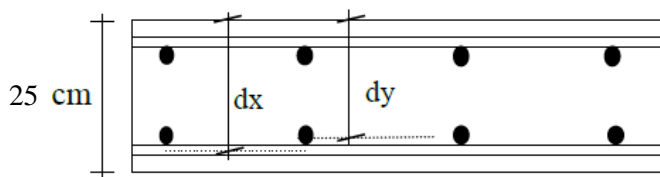
$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter Tulangan} &= 22 \text{ mm (Tumpuan)} \\ &= 22 \text{ mm (Lapangan)} \end{aligned}$$

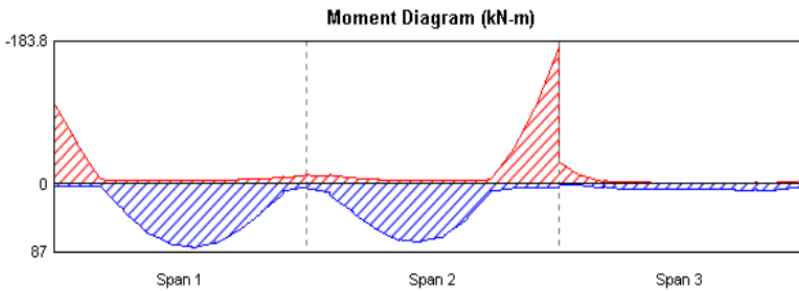
$$\text{Mutu Baja (f}_y\text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c\text{)} = 30 \text{ Mpa}$$

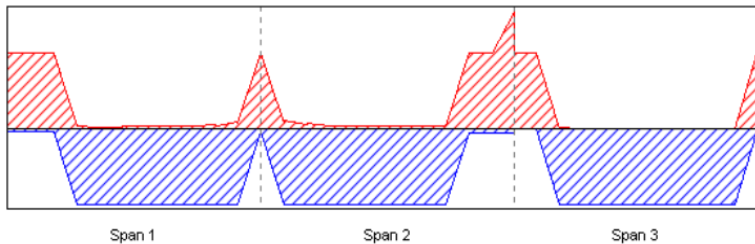


Gambar 4.23 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Tengah Arah X

$$\begin{aligned}
 dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 219 \text{ mm} \\
 dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - 22\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.24 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Tengah X



Gambar 4.25 Kapasitas Penampang Lajur Tengah X

Penulangan Arah X

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$Mu = 167900000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{183800000}{0,9 \times 1000 \times 219^2} = 4,258$$

$$m = 15,68$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 4,258}{400}} \right) = 0,0117$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0117 \times 1000 \times 219 = 2562,3 \text{ mm}^2$$

$$As (D22) = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{2562,3}{380,13} = 6,74 \approx 8$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$As_{\text{pakai}} = 8 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 3041,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = > A_{s \text{ perlu}} = (\text{memenuhi})$$

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-125**

• **Perhitungan Tulangan Tekan**

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik

$$A_{s'} \text{ min} \geq 1/2 A_s$$

$$A_{s'} \text{ min} \geq 1/2 \times 3041,04$$

$$A_{s'} \text{ min} \geq 1520,52$$

Pakai $A_{s'} \text{ min}$

$$A_{s' \text{ pakai}} = 1520,52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1520,52}{380,13} = 4$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S < S_{\text{max}} \text{ (OK)}$$

➤ Maka, untuk tulangan bawah digunakan **D22-250**

d. Daerah Lapangan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Lapangan} &= 87 \text{ kNm} \\ &= 87000000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

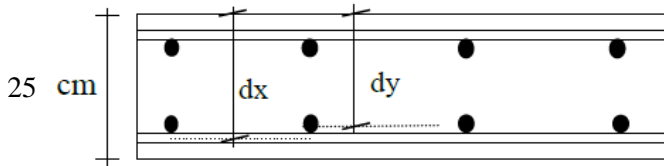
$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\text{Diameter Tulangan} = 22 \text{ mm (Tumpuan)}$$

$$= 22 \text{ mm (Lapangan)}$$

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa



Gambar 4.26 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Tengah Arah X

$$\begin{aligned} dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\ &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\ &= 219 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\ &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - 22 \text{ mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\ &= 197 \text{ mm} \end{aligned}$$

Penulangan Arah X

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30 - 28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$M_u = 87000000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{87000000}{0,9 \times 1000 \times 219^2} = 2,016$$

$$m = 15,68$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 2,016}{400}} \right) = 0,0053$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0053 \times 1000 \times 219 = 1160,7 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D22) = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1160,7}{380,13} = 3,053 \approx 4$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pakai} = \frac{1000}{200} = 5$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$A_{s\text{pakai}} = 5 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 1900,65 \text{ mm}^2$$

$A_{s\text{pakai}} > A_{s\text{perlu}}$ (memenuhi)

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-200**

- **Perhitungan Tulangan Tekan**

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik

$$A_s' \text{ min} \geq \frac{1}{2} A_s$$

$$A_s' \text{ min} \geq \frac{1}{2} \times 1520,52$$

$$A_s' \text{ min} \geq 760,26$$

Pakai $A_s' \text{ min}$

$$A_s' \text{ pakai} = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{760,26}{380,13} = 2$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S > S_{\max}$ (NOT OK)

Sehingga, digunakan S_{\max} untuk jarak penulangan

Maka, untuk tulangan atas digunakan **D22-400**

4.5.3.2 Perencanaan Pelat Arah Y

a. Daerah Tumpuan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 223,58 \text{ kNm} \\ &= 223580000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

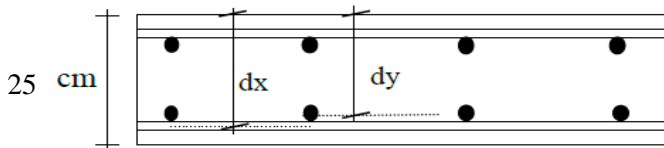
$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter Tulangan} &= 22 \text{ mm (Tumpuan)} \\ &= 22 \text{ mm (Lapangan)} \end{aligned}$$

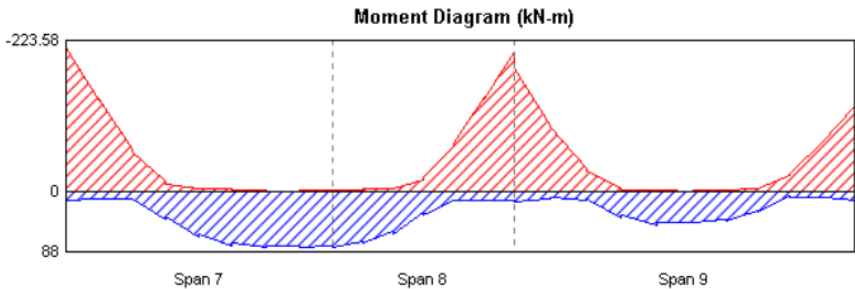
$$\text{Mutu Baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ Mpa}$$

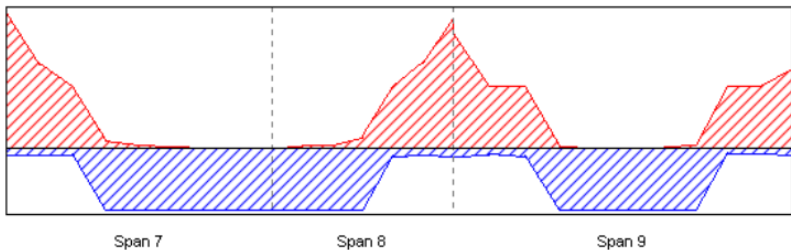


Gambar 4.27 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Kolom Arah Y

$$\begin{aligned}
 dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 219 \text{ mm} \\
 dy &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - 22 \text{ mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.28 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Kolom Y



Gambar 4.29 Kapasitas Penampang Lajur Kolom Y

Penulangan Arah Y

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$M_u = 223580000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{223580000}{0,9 \times 1000 \times 197^2} = 6,401$$

$$m = 15,68$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 6,401}{400}} \right) = 0,0187$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0187 \times 1000 \times 197 = 3683,9 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D22}) = \pi \times r^2 = \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{3683,9}{380,13} = 9,69 \approx 10$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pakai} = \frac{1000}{100} = 10$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S < S_{\max} \text{ (OK)}$$

$$A_{s\text{pakai}} = 10 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 3801,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{pakai}} = > A_{s\text{perlu}} = (\text{memenuhi})$$

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-100**

• Perhitungan Tulangan Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik

$$A_{s'} \text{ min} \geq \frac{1}{2} A_s$$

$$A_{s'} \text{ min} \geq \frac{1}{2} \times 3801,3$$

$$A_{s'} \text{ min} \geq 1900,65$$

Pakai $A_{s'} \text{ min}$

$$A_{s'\text{pakai}} = 1900,65 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1900,65}{380,13} = 5$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{5} = 200$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S < S_{\text{max}} \text{ (OK)}$$

➤ Maka, untuk tulangan bawah digunakan **D22-200**

b. Daerah Lapangan Arah Lajur Kolom

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Lapangan} &= 88 \text{ kNm} \\ &= 88000000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

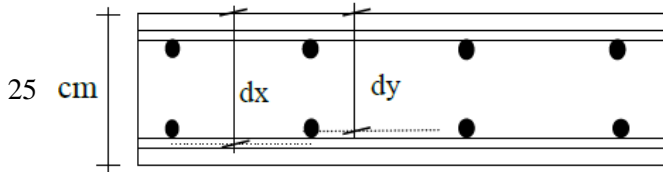
$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20\text{mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\text{Diameter Tulangan} = 22 \text{ mm (Tumpuan)}$$

$$= 22 \text{ mm (Lapangan)}$$

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa

Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa



Gambar 4.30 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Kolom Arah Y

$$\begin{aligned} dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\ &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\ &= 219 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\ &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - 22 \text{ mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\ &= 197 \text{ mm} \end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30 - 28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$Mu = 88000000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{88000000}{0,9 \times 1000 \times 197^2} = 2,519$$

$$m = 15,68$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 2,519}{400}} \right) = 0,0066$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0066 \times 1000 \times 197 = 1300,2 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (D16)} = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1300,2}{380,13} = 3,42 \approx 4$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pakai} = \frac{1000}{200} = 5$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$As_{\text{pakai}} = 5 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 1900,65 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{pakai}} = > As_{\text{perlu}} = (\text{memenuhi})$$

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-200**

- **Perhitungan Tulangan Tekan**

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik

$$As'_{\min} \geq 1/2 As$$

$$As'_{\min} \geq 1/2 \times 1520,52$$

$$A_s' \min \geq 760,26$$

Pakai $A_s' \min$

$$A_s' \text{ pakai} = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{760,26}{380,13} = 2$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat
 $2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$
 $S > S_{\max}$ (NOT OK)
 Sehingga, digunakan S_{\max} untuk jarak penulangan.

➤ Maka, untuk tulangan bawah digunakan **D22-400**

c. Daerah Tumpuan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Tumpuan} &= 72,6 \text{ kNm} \\ &= 72600000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

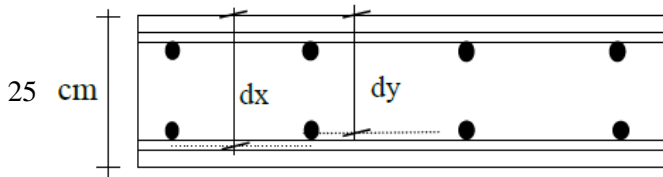
$$\text{Tebal Pelat} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Selimut Beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter Tulangan} &= 22 \text{ mm (Tumpuan)} \\ &= 22 \text{ mm (Lapangan)} \end{aligned}$$

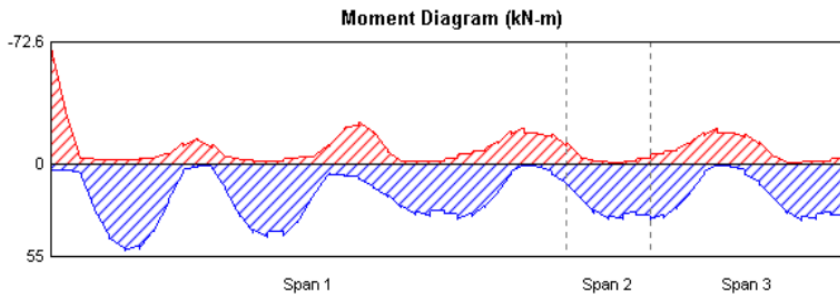
$$\text{Mutu Baja (f}_y\text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c\text{)} = 30 \text{ Mpa}$$

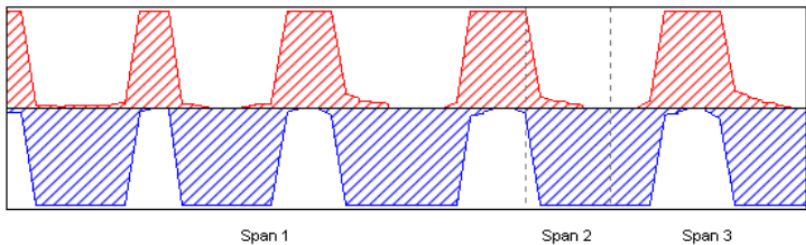


Gambar 4.31 Penulangan Pelat Tumpuan Lajur Tengah Arah Y

$$\begin{aligned}
 dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 219 \text{ mm} \\
 dy &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - 22 \text{ mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.32 Momen Tumpuan dan Lapangan Lajur Tengah Y



Gambar 4.33 Kapasitas Penampang Lajur Tengah Y

Penulangan Arah Y

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$Mu = 72600000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{72600000}{0,9 \times 1000 \times 197^2} = 2,079$$

$$m = 15,68$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 2,079}{400}} \right) = 0,0054 \end{aligned}$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0054 \times 1000 \times 197 = 1063,8 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (D22)} = \pi \times r^2 = \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{1063,8}{380,13} = 2,799 \approx 3$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pakai} = \frac{1000}{200} = 5$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 5 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 1900,65 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\text{perlu}}} = (\text{memenuhi})$

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-200**

• Perhitungan Tulangan Tekan

$$A_{s'} \text{ min} \geq 1/2 A_s$$

$$A_{s'} \text{ min} \geq 1/2 \times 1520,52$$

$$A_{s'} \text{ min} \geq 760,26$$

Pakai $A_{s'} \text{ min}$

$$A_{s'_{\text{pakai}}} = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{760,26}{380,13} = 2$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S > S_{\max}$ (NOT OK)

Sehingga, digunakan S_{\max} untuk jarak penulangan.

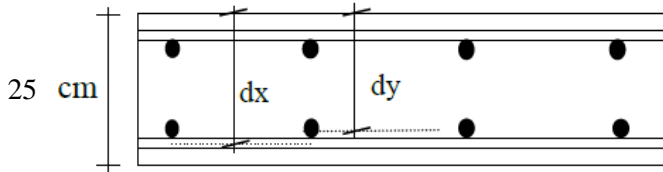
➤ Maka, untuk tulangan bawah digunakan **D22-400**

d. Daerah Lapangan Arah Lajur Tengah

Data perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mu Lapangan} &= 55 \text{ kNm} \\ &= 55000000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Tebal Pelat = 250 mm
- Tebal Selimut Beton = 20mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.7)
- Diameter Tulangan = 22 mm (Tumpuan)
- = 22 mm (Lapangan)
- Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa
- Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa



Gambar 4.34 Penulangan Pelat Lapangan Lajur Tengah Arah Y

$$\begin{aligned}
 dx &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 219 \text{ mm} \\
 dy &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 250\text{mm} - 20\text{mm} - 22 \text{ mm} - (1/2 \cdot 22 \text{ mm}) \\
 &= 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

$$\begin{aligned}
 \phi &= 0,9 \text{ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30 - 28)}{7} \times 0,05 = 0,836 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

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

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

$$M_u = 55000000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{55000000}{0,9 \times 1000 \times 197^2} = 1,575$$

$$m = 15,68$$

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

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 1,575}{400}} \right) = 0,0041$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0041 \times 1000 \times 197 = 807,7 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D22}) = \pi \times r^2 = \pi \times 11^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{807,7}{380,13} = 2,125 \approx 3$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pakai} = \frac{1000}{200} = 5$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$S < S_{\max}$ (OK)

$$A_{s\text{pakai}} = 5 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 1900,65 \text{ mm}^2$$

$A_{s\text{pakai}} > A_{s\text{perlu}}$ (memenuhi)

➤ Digunakan tulangan lentur **D22-200**

• **Perhitungan Tulangan Tekan**

$$A_s' \text{ min} \geq 1/2 A_s$$

$$A_s' \text{ min} \geq 1/2 \times 1520,52$$

$$A_s' \text{ min} \geq 760,26$$

Pakai $A_s' \text{ min}$

$$A_s' \text{ pakai} = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = 760,26/380,13 = 2$$

$$\text{Spasi Penulangan (S)} = \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

$$2 \times \text{Tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S > S_{\text{max}} \text{ (NOT OK)}$$

Sehingga, digunakan S_{max} untuk jarak penulangan.

➤ Maka, untuk tulangan bawah digunakan **D22-400**

Rekapitulasi penulangan pelat lantai (*flat plate*) disajikan pada tabel 4.27.

Tabel 4.27 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Arah Penulangan	Posisi Tulangan		Penulangan
		Tarik	D22-125
		Tekan	D22-250
		Tarik	D22-200
		Tekan	D22-400
		Tarik	D22-125
		Tekan	D22-250
		Tarik	D22-200
		Tekan	D22-400
	Tarik	D22-100	
	Tekan	D22-200	

	Lapangan Column Strip	Tarik	D22-200
		Tekan	D22-400
		Tarik	D22-200
		Tekan	D22-400
		Tarik	D22-200
		Tekan	D22-400

4.5.3.3 Perancangan Tulangan Geser Pelat

Dalam SNI 03-2847-2013 pasal 13.12.1 menentukan kebutuhan akan tulangan geser harus ditinjau dari kontrol geser satu arah (aksi balok lebar) maupun dua arah (*punching shear*). Akan tetapi aksi balok lebar pada umumnya jarang menentukan sebab resiko dari aksi balok lebar yaitu pelat sebagai balok lebar pemikul beban tidak seburuk resiko kegagalan geser punching. Oleh sebab itu biasanya kontrol terhadap geser dua arah lebih menentukan. Dari analisis *Punching Shear Check and Design* pada software ETABS, didapatkan nilai V_u dan M_u terbesar yang bekerja pada pelat sebagai berikut :

$$V_u = 470,92 \text{ kN}$$

$$M_{u2} = 35,62 \text{ kNm (Momen tak berimbang sumbu x)}$$

$$M_{u3} = 3,06 \text{ kNm (Momen tak berimbang sumbu y)}$$

$$d = \text{Tebal Pelat-Tebal Selimut}-\emptyset\text{Tul. X}-\left(\frac{1}{2}\emptyset\text{Tul. Y}\right)$$

$$= 250\text{mm}-20\text{mm}-22\text{mm}-(0,5 \times 22\text{mm})$$

$$= 197 \text{ mm}$$

V_u hasil analisis ETABS dibandingkan dengan perhitungan manual

- V_u perhitungan manual

$$\text{Luasan Area Tributari Beban} = 4 \times (3.1225 \times 2.75) = 34,35 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times \text{Tebal Pelat} \times 34,35 \text{ m}^2$$

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,25\text{m} \times 34,35 \text{ m}^2$$

$$= 600 \text{ kg/m}^2 \times 34,35 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = 20610 \text{ kg}$$

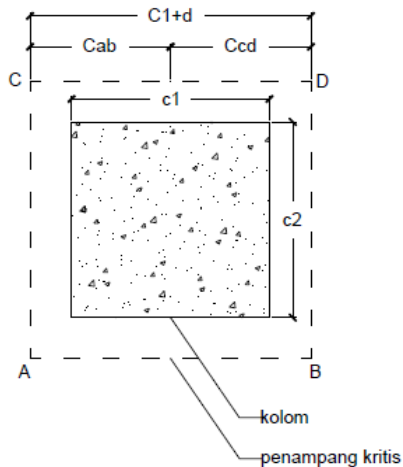
$$\text{Beban Mati Tambahan} = 133,2 \text{ kg/m}^2 \times 34,35 \text{ m}^2 = 4575,42 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Partisi} &= 336 \text{ kg/m}^2 \times 6,525 \text{ m} = 2098,32 \text{ kg} \\
 \text{Beban Hidup Lobby} &= 479 \text{ kg/m}^2 \times 34,35 \text{ m}^2 = 16453,65 \text{ kg} \\
 \text{Beban Total Berfaktor} &= 1,2 \text{ QD} + 1,6 \text{ QL} \\
 &= 1,2(20610 + 4575,42 + 2098,32) + \\
 &\quad 1,6 (16453,65) \\
 &= 59066,33 \text{ kg} \\
 &= 590,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan beban V_u perhitungan manual untuk merencanakan penulangan geser pelat.

- Perhitungan geser dua-arah pada pelat lantai tanpa balok interior berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 13.5 mengenai prosedur desain pelat dua arah.

❖ Kolom Interior



Gambar 4.35 Kolom dan Penampang Kritis

- Perhitungan Tegangan Geser pada Penampang Kritis Akibat Gaya Geser dan Momen Tak Seimbang

$$c_1 = c_2 = 800 \text{ mm} = 0,8 \text{ m}$$

$$C_{AB} + C_{CD} = c_1 + d = 800 \text{ mm} + 197 \text{ mm} = 997 \text{ mm} = 0,97 \text{ m}$$

$$C_{AB} = 0,485 \text{ m}$$

$$C_{CD} = 0,485 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_G &= 2d(c_1 + c_2 + 2d) \\ &= 2 \times 197(800 + 800 + 2 \times 197) \\ &= 785636 \text{ mm}^2 \\ &= 0,786 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_C &= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_1 + d)(c_2 + d)^2}{2} \\ &= \frac{0,197(0,97)^3}{6} + \frac{(0,97)0,197^3}{6} + \frac{0,197(0,97)(0,97)^2}{2} \\ &= 0,121 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_V &= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \\ &= 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{0,97}{0,97}}} \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

$$\sigma_{v_{uAB}} = \frac{V_u}{A_g} + \frac{\gamma_V M_u C_{AB}}{J_C}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{590660 \text{ N}}{0,786 \text{ m}^2} + \frac{0,4 \times 35620 \text{ Nm} \times 0,485 \text{ m}}{0,121 \text{ m}^4} \\
 &= 808585,6 \text{ N/m}^2 \\
 &= 0,809 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas Tegangan Geser Ijin Beton

$$\begin{aligned}
 \phi \sigma_{vc} &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{f'c} \\
 &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{30} \\
 &= 1,356 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\phi \sigma_{v_{uAB}} < \phi \sigma_{vc} \text{ (OK)}$$

Tegangan ijin geser pelat yang hanya mempertimbangkan tegangan ijin geser beton telah mencukupi, namun tetap direncanakan penulangan geser untuk faktor keamanan.

Direncanakan menggunakan tulangan geser $\emptyset 13$ - 80 sepanjang 1000mm dari muka kolom.

$$A_v \text{ total} = \frac{1000 \text{ mm}}{80 \text{ mm}} \times \pi \times r^2 = 10 \times \pi \times 6,5^2 = 1659,13 \text{ mm}^2$$

- Kuat Geser Kontribusi Sengkang

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.2, jika digunakan tulangan geser tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur, kuat geser kontribusi sengkang (V_s) adalah sebagai berikut:

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$d = 197 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Geser Sengkang} &= \text{Luas Sengkang Total} \times \text{Mutu Tulangan} \\
 &= 1659,13 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 398191,2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_s &= 0,75 \times 398191,2 \text{ N} \\
 &= 298643,4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat Geser Kontribusi Beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 4(c_1+d) \times 197 \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 4(800 + 197) \times 197 \\
 &= 548645,9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat Geser Nominal Sambungan Pelat-Kolom Interior

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi V_c + \phi V_s \\
 &= 548645,9 \text{ N} + 298643,4 \text{ N} \\
 &= 847289,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 590660 \text{ N}$$

$$\phi V_n > V_u \text{ (OK)}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.11.3.1, V_n tidak boleh lebih besar daripada $0,5\sqrt{f'c} \times b_o \times d$.

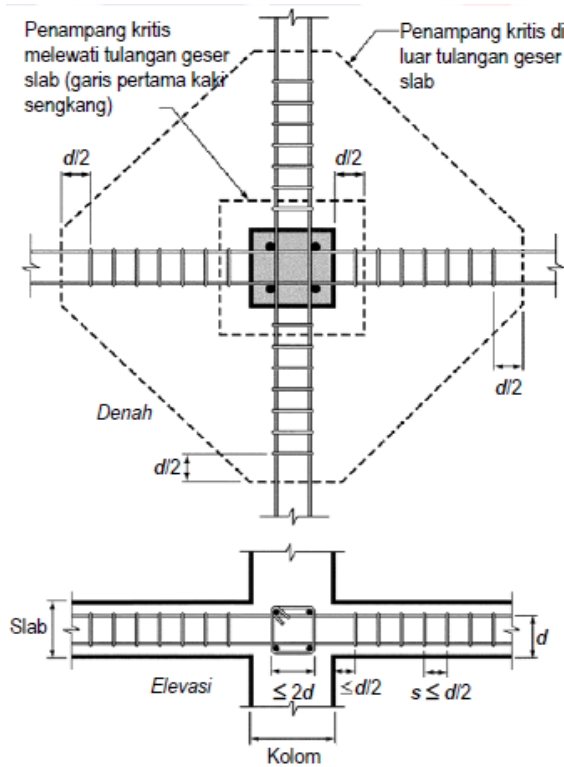
Cek apakah $\phi V_n > \phi 0,5\sqrt{f'c} \times b_o \times d$

$$\begin{aligned}
 \phi 0,5\sqrt{f'c} \times b_o \times d &= 0,75 \times 0,5 \times \sqrt{30} \times 4(800 + 197) \times 197 \\
 &= 1613664 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n < \phi 0,5\sqrt{f'c} \times b_o \times d \text{ (OK)}$$

Tulangan geser atau sengkang kaki tunggal atau jamak digunakan pada area penampang kritis sekitar kolom seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.24. Jarak tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2 = 98,5 \text{ mm}$. Sehingga, pemasangan tulangan geser dengan spasi 100 mm memenuhi persyaratan sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2 mengenai desain slab untuk aksi dua arah. Tulangan geser setidaknya dipasang menerus sejarak 4 kali tebal pelat dari muka kolom (SNI 2847:2013 Pasal 21.13.6).

- Sehingga, digunakan sengkang D13-80 pada penampang kritis dan dipasang hingga jarak $4 \times 250 \text{ mm} = 1000 \text{ mm}$ dari kolom pada keempat sisi kolom.



Gambar 4.36 Penulangan Geser Pada Penampang Kritis

❖ Kolom Tepi

Sambungan pelat-kolom pada kolom tepi memiliki balok pada 2 sisi yang berlawanan sehingga hanya terdapat 1 sisi kolom yang tidak menggunakan balok interior. Risiko kegagalan geser dua arah pada sambungan pelat-kolom tepi lebih kecil karena pelat lantai dipikul menggunakan balok tepi dan beban momen dan geser dari pelat disalurkan ke kolom melalui balok tepi tersebut.

Namun, tetap direncanakan penggunaan perkuatan geser sekitar muka kolom yang tidak terdapat balok tepi.

- Direncanakan menggunakan sengkang D13-100 yang dipasang hingga sejauh 1000mm dari muka kolom yang tidak terdapat balok interior.

❖ Kolom Sudut

Sambungan pelat-kolom pada kolomsudut memiliki balok pada 2 sisi sehingga risiko kegagalan geser dua arah pada sambungan pelat-kolom sudut lebih kecil karena pelat lantai langsung dipikul oleh balok tepi dan beban momen dan geser dari pelat disalurkan ke kolom melalui balok tepi tersebut.

- Tidak direncanakan penulangan geser pelat pada sambungan pelat-kolom sudut

4.5.3.4 Kontrol Lentutan dan Retak Pelat

Kontrol lentutan berfungsi sebagai tolak ukur kenyamanan (*serviceability*) dalam pemakaian struktur, dimana struktur yang mengalami lentur harus memiliki kekakuan yang cukup untuk mengatasi lentutan, adapun ketentuan lentutan untuk pelat dua arah ini mengacu pada SNI 2847 – 2013 pasal 9.5. Perhitungan lentutan seketika dan lentutan jangka panjang adalah sebagai berikut:

- Dimensi Pelat

Lx = 5500 mm

Ly = 6245 mm

Tebal Pelat = 250 mm

- Momen pada Pelat

Kombinasi beban yang digunakan untuk analisis lendutan pada ETABS adalah akibat beban layan yaitu 1DL + 1LL, dimana :
 $M_a = 135560000 \text{ Nmm}$

- Momen Retak Pelat

Jika gaya momen yang bekerja pada pelat melebihi M_{cr} , maka terjadi retak pada pelat. Sehingga, dilakukan perhitungan M_{cr} agar dapat dibandingkan dengan M_u .

$$f_r = 0,62\lambda \sqrt{f'c} = 0,62 \times 1 \times \sqrt{30} = 3,396 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr\ x} = \frac{f_r \cdot I_{gx}}{Y_t} = \frac{3,396 \times 7,16 \times 10^9}{125} = 194522880 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr\ y} = \frac{f_r \cdot I_{gy}}{Y_t} = \frac{3,396 \times 8,13 \times 10^9}{125} = 220875840 \text{ Nmm}$$

$$M_a < M_{cr}$$

Maka, tidak terjadi retak pada penampang pelat.

- Lendutan Pelat

Berdasarkan hasil analisis ETABS, didapatkan lendutan sebesar:

$$\Delta = 10,152 \text{ mm}$$

- Lendutan Izin Pelat

$$\Delta_{izin} = \frac{L}{480} = \frac{6245}{480} = 13,01 \text{ mm}$$

$$\Delta_{terjadi} < \Delta_{izin} \text{ (OK)}$$

4.5.3.5 Kontrol Tegangan Geser Pelat

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.11.7.2, tegangan geser akibat dari penyaluran momen melalui eksentrisitas geser tidak boleh melebihi $\phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c})$ di penampang kritis yang terletak $d/2$ di luar garis terjauh kaki sengkang yang mengelilingi

kolom. Berdasarkan hasil analisis ETABS, didapatkan tegangan geser pada area pelat kolom sebagai berikut :

Tegangan Geser Pelat Max = 0,6 Mpa

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Geser Ijin} &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \\ &= 0,698 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan Geser Terjadi < Tegangan Geser Ijin (OK)

Sehingga, perencanaan sambungan pelat-kolom memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 11.11.7.2.

4.5.3.6 Detailing Penulangan Pelat Lantai

Detailing penulangan pelat lantai mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 13.3.8 mengenai detail tulangan pada slab tanpa balok. Sebagai tambahan terhadap persyaratan yang lain, tulangan pada slab tanpa balok harus mempunyai perpanjangan minimum seperti yang ditetapkan pada gambar 13.3.8. Selain itu tulangan dari pelat dibengkokkan atau dikaitkan ke dalam *shear wall* sejauh $12d = 12 \times 22 = 264$ mm. Syarat perpanjangan Minimum untuk Tulangan pada Slab tanpa balok dapat dilihat pada gambar 4.37.

LAJUR	LOKASI	A_s MINIMUM PADA PENAMPANG	TANPA PANEL TURUN	DENGAN PANEL TURUN
LAJUR KOLOM	ATAS	SISA 50%		
	BAWAH	100%		
LAJUR TENGAH	ATAS	100%		
	BAWAH	SISA 50%		

Gambar 4.37 Perpanjangan Minimum untuk Tulangan pada Slab tanpa balok

Berdasarkan persyaratan diatas, detailing penulangan tumpuan dan lapangan pelat pada arah x dan arah y direncanakan sebagai berikut:

a. Arah X

- Lajur Kolom

Tulangan atas tumpuan dipasang sejarak $0,3 l_n = 0,3 \times 5500 \text{ mm} = 1650 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Sebanyak 50% dari tulangan atas pada tumpuan diteruskan sepanjang bentang pelat hingga tumpuan lainnya.

Tulangan bawah pelat seluruhnya (100%) diteruskan sepanjang bentang pelat hingga tumpuan lainnya.

- Lajur Tengah

Seluruh tulangan atas tumpuan (100%) dipasang sejarak $0,22 l_n = 0,22 \times 5500 \text{ mm} = 1210 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Sebanyak 50% dari tulangan bawah pada tumpuan diteruskan sepanjang $(1-0,15)l_n = 0,85 l_n = 0,85 \times 5500\text{mm} = 4675 \approx 4680 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Sebanyak 50% dari tulangan bawah diteruskan sepanjang bentang pelat hingga tumpuan lainnya.

b. Arah Y

- Lajur Kolom

Tulangan atas tumpuan dipasang sejarak $0,3 l_n = 0,3 \times 6245 \text{ mm} = 1873,5 \approx 1880 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Sebanyak 50% dari tulangan atas pada tumpuan diteruskan sepanjang bentang pelat hingga tumpuan lainnya.

Tulangan bawah pelat seluruhnya (100%) diteruskan sepanjang bentang pelat hingga tumpuan lainnya.

- Lajur Tengah

Seluruh tulangan atas tumpuan (100%) dipasang sejarak $0,22 l_n = 0,22 \times 6245\text{mm} = 1373,9 \text{ mm} \approx 1380 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Sebanyak 50% dari tulangan bawah pada tumpuan diteruskan sepanjang $(1-0,15)l_n = 0,85 l_n = 0,85 \times 6245\text{mm} = 5308,3\text{mm} \approx 5310 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Sebanyak 50% dari tulangan bawah diteruskan sepanjang bentang pelat hingga tumpuan lainnya.

c. Seluruh tulangan pelat dibengkokkan (dikaitkan) ke dalam kolom sejauh $12\text{ db} = 12 \times 22\text{mm} = 264\text{ mm} \approx 270\text{ mm}$ ke dalam kolom.

d. Panjang penyaluran antara sambungan tulangan sebesar $40\text{db} = 40 \times 22\text{mm} = 880\text{ mm}$.

4.5.4 Desain Balok Primer

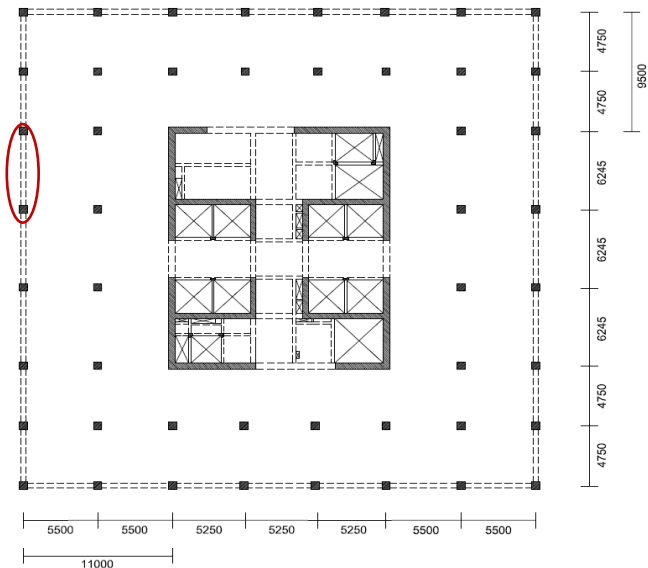
Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok primer juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa. Perencanaan penulangan balok primer dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisis struktur utama menggunakan program bantu ETABS. Dalam struktur bangunan ini terdapat 1 macam balok primer, yaitu balok eksterior atau balok tepi dengan dimensi $400\text{mm} \times 600\text{mm}$. Untuk desain balok eksterior pada keseluruhan struktur bangunan ini, digunakan gaya dalam beban berupa momen lentur maksimum dan gaya geser maksimum yang terdapat pada elemen balok sehingga kemudian dirancang penulangan berdasarkan gaya dalam yang terbesar.

4.5.4.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan yang digunakan dalam perhitungan balok eksterior adalah sebagai berikut :

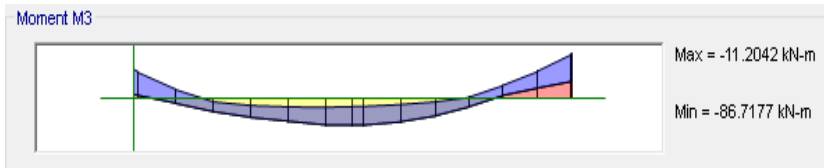
- Dimensi Balok = 400mm x 600mm
- Bentang Balok = 6245 mm
- Mutu Beton ($f'c$) = 30 Mpa
- Tebal Selimut Beton = 40 mm
- Tulangan Utama Rencana = D16
 - Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- Tulangan Sengkang Rencana = D10
 - Mutu Baja (f_y) = 400 MPa

Gaya dalam maksimum berupa momen lentur dan gaya geser terletak pada balok eksterior lantai 15 akibat kombinasi beban Envelope Maximum, ilustrasi lokasi balok tepi dengan gaya dalam maksimum dapat dilihat pada gambar 4.38.

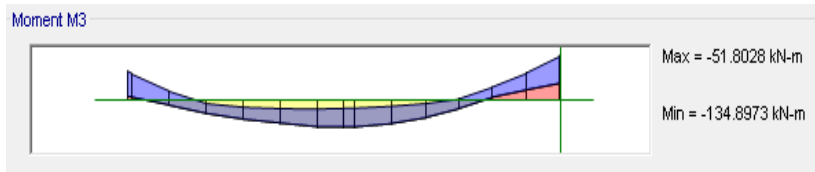


Gambar 4.38 Lokasi Balok Tepi dengan Gaya Dalam Terbesar

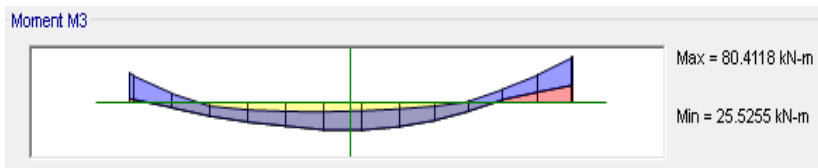
➤ Momen Tumpuan dan Lapangan Hasil Analisis ETABS
Momen Tumpuan Kiri



Momen Tumpuan Kanan



Momen Lapangan



Gambar 4.39 Momen Lentur Balok Tepi Frame B19 Lantai 15

Berdasarkan hasil analisis *software* ETABS didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada balok frame **B19 Lantai 15**. Besaran momen lentur balok B19 dapat dilihat pada tabel 4.28.

Tabel 4.28 Momen Lentur Balok BI

Lokasi	Mu (kNm)
Tumpuan Kiri	-86,7177

Lapangan	80,4118
Tumpuan Kanan	-134,8973

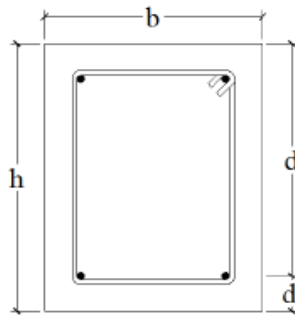
Kontrol persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

a. $l_n \geq 4d$

l_n = bentang bersih balok dari muka kolom ke muka kolom

Ukuran kolom pendukung balok BI adalah 800mm x 800mm.

$$l_n = 6245 - 800 = 5448 \text{ mm}$$



Gambar 4.40 Ilustrasi Keterangan Penampang Balok

$$d = h - \text{tebal selimut beton} - \emptyset \text{ Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur})$$

$$= 600\text{mm} - 40\text{mm} - 10\text{mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm})$$

$$= 542 \text{ mm}$$

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur})$$

$$= 40\text{mm} + 10\text{mm} + (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm})$$

$$= 58 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 542 \text{ mm} = 2168 \text{ mm}$$

$$l_n = 5448 \text{ mm}$$

Maka, $l_n \geq 4d$ (OK)

b. $b_w \geq 0,3 h$ atau 250 mm

$$b_w = 400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$0,3 h = 0,3 (600) = 200 \text{ mm} < b_w \text{ (OK)}$$

Ketentuan selanjutnya adalah lebar penampang b_w tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang sama atau lebih kecil dari nilai terkecil antara lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali tinggi kolom. Ukuran kolom pendukung balok BI adalah 800mm x 800mm, sehingga :

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Kolom} + \text{Jarak Tiap Sisi} = 800 \text{ mm} + 2\left(\frac{3}{4} \times 800 \text{ mm}\right)$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

$$b_w < 2000 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

4.5.4.2 Perencanaan Tulangan Lentur Tarik pada Tumpuan

Pada kondisi ketika terjadi beban lateral, terdapat gerakan siklik (berulang), sehingga untuk mengantisipasi digunakan Mu tumpuan (-) yang terbesar.

$$\text{Mu Tumpuan} = -134,8973 \text{ kNm}$$

Untuk kondisi perencanaan awal, diasumsikan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 0,9.

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30-28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

$$Mu = 134897300 \text{ Nmm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{134897300}{0,9 \times 400 \times 542^2} = 1,276$$

$$\rho = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,276 \times 15,68}{400}} \right) = 0,0033$$

$\rho < \rho_{\min}$, gunakan ρ_{\min}

$$\rho_{pakai} = 0,0035$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 542 = 758,8 \text{ mm}^2$$

$$AS_{\min} = \frac{1,4 \times b \times w \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 542}{400} = 758,8 \text{ mm}^2$$

$$AS \text{ (D16)} = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{758,8}{201,06} = 3,774 \approx 4$$

$$AS_{\text{pakai}} = 4 \times 201,06 = 804,24 \text{ mm}^2$$

➤ Maka, digunakan tulangan lentur **4D16** ($AS = 804,24 \text{ mm}^2$)

❖ Kontrol Regangan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c x b}} = \frac{804,24 x 400}{0,85 x 30 x 400} = 31,54 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{31,54}{0,85} = 37,11 \text{ mm}$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 x \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 x \left(\frac{542}{37,11} - 1 \right) = 0,041$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang terkontrol tarik sehingga factor reduksi kekuatan $\phi = 0,9$

- ❖ Kontrol Momen Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi x A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 x 804,24 x 400 x \left(542 - \frac{31,54}{2} \right) \\ &= 152357477,5 \text{ Nmm} \\ \mu &= 134897300 \text{ Nmm} \\ \phi M_n &> \mu \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- ❖ Kontrol Spasi Penulangan

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Sehingga, dilakukan perhitungan spasi penulangan dan dilakukan kontrol persyaratan spasi minimum.

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w - 2.D_{sengkan} - 2.cov er - n.D_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{400 - 2x10 - 2x40 - 4.16}{4 - 1} = 78,6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

4.5.4.3 Perencanaan Tulangan Lentur Tekan pada Tumpuan

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013: Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut atau minimal terdapat 2 buah tulangan lentur. Maka, momen positif pada tumpuan adalah sebesar :

$$Mu^+ \geq \frac{1}{2} Mu^-$$

$$Mu^+ \geq \frac{1}{2} \times 134897300 \text{ Nmm}$$

$$Mu^+ \geq 67448650 \text{ Nmm}$$

Sehingga, digunakan $Mu^+ = 67448650 \text{ Nmm}$

Jika, momen positif pada tumpuan adalah sebesar setengah dari momen negatif pada tumpuan, maka luas tulangan lentur positif yang digunakan adalah setengah dari jumlah tulangan lentur negatif pada tumpuan.

$$As' = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 804,24 \text{ mm}^2 = 402,12 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{402,12}{201,06} = 2$$

➤ Maka, digunakan tulangan lentur tekan **2D16** ($As' = 402,12 \text{ mm}^2$)

❖ Kontrol Regangan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f'_{c}xb} = \frac{402,12 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 15,77 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{15,77}{0,85} = 18,55 \text{ mm}$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left(\frac{542}{18,55} - 1 \right) = 0,0485$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang terkontrol tarik sehingga factor reduksi kekuatan $\phi = 0,9$

❖ Kontrol Momen Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 402,12 \times 400 \times \left(542 - \frac{15,77}{2}\right) \\ &= 77320196 \text{ Nmm} \\ \mu &= 25525500 \text{ Nmm} \\ \phi M_n &> \mu \text{ (OK)}\end{aligned}$$

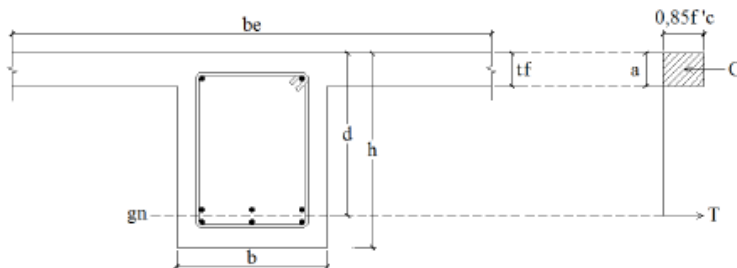
❖ Kontrol Spasi Penulangan

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Sehingga, dilakukan perhitungan spasi penulangan dan dilakukan kontrol persyaratan spasi minimum.

$$\begin{aligned}S &= \frac{b_w - 2 \cdot D_{sengkan} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot D_{tul.utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{400 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 2 \cdot 16}{2-1} = 268 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$

4.5.4.4 Penulangan Lentur Tarik Daerah Lapangan

➤ Kontrol Pengaruh balok T



Gambar 4.41 Asumsi Balok T

$l_n = 5448 \text{ mm}$ (bentang bersih balok)

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (gambar 4.24):

Mu lapangan = 80,4118 kNm

Lebar efektif balok T, b_e , yang diambil dari nilai terkecil antara:

$$a. \text{bw} + 2(\text{ln}/2) = 400 + 2(5448/2) = 5848 \text{ mm}$$

$$b. \text{bw} + 2(8 \text{ tf}) = 400 + 2 \times (8 \times 250) = 4400 \text{ mm}$$

$$c. \text{l}/4 = 6245/4 = 1561,25 \text{ mm}$$

Diambil $b_e = 1561,25 \text{ mm}$

Diasumsikan tinggi blok tegangan tekan $a = t_f = 250 \text{ mm}$ dan diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan.

$d = h - \text{tebal selimut beton} - \emptyset \text{ Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur})$

$$= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm})$$

$$= 542 \text{ mm}$$

Untuk kondisi perencanaan awal, diasumsikan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 0,9.

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu (SNI 2847:2013 Pasal 9.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(30 - 28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

$$Mu = 80411800 \text{ Nmm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{80411800}{0,9 \times 400 \times 542^2} = 0,76$$

$$\rho = \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,76 \times 15,68}{400}} \right) = 0,0019$$

$\rho < \rho_{\min}$, gunakan ρ_{\min}

$$\rho_{pakai} = 0,0035$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 542 = 758,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4 \times b \times w \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 542}{400} = 758,8 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{758,8}{201,06} = 3,774 \approx 4$$

$$A_{s_{pakai}} = 4 \times 201,06 = 804,24 \text{ mm}^2$$

➤ Maka, digunakan tulangan lentur **4D16** ($A_s = 804,24 \text{ mm}^2$)

❖ Kontrol Regangan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 31,54 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{31,54}{0,85} = 37,11 \text{ mm}$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left(\frac{542}{37,11} - 1 \right) = 0,041$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang terkontrol tarik sehingga factor reduksi kekuatan $\phi = 0,9$

❖ Kontrol Momen Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 804,24 \times 400 \times \left(542 - \frac{31,54}{2} \right) \\ &= 152357477,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 80411800 \text{ Nmm} \\ \text{ØMn} &> \text{Mu} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

❖ Kontrol Spasi Penulangan

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Sehingga, dilakukan perhitungan spasi penulangan dan dilakukan kontrol persyaratan spasi minimum.

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w - 2.D_{sengkan} - 2.cov\ er - n.D_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{400 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 4.16}{4 - 1} = 78,6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

4.5.4.5 Perencanaan Tulangan Lentur Tekan pada Lapangan

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013: Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut atau minimal terdapat 2 buah tulangan lentur. Maka, momen negatif pada lapangan diambil sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Mu}^- &\geq \frac{1}{2} \text{Mu}^+ \\ \text{Mu}^- &\geq \frac{1}{2} \times 80411800 \text{ Nmm} \\ \text{Mu}^- &\geq 40205900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga, digunakan $\text{Mu}^- = 40205900 \text{ Nmm}$

Jika, momen positif pada tumpuan adalah sebesar setengah dari momen negatif pada tumpuan, maka luas tulangan lentur positif yang digunakan adalah setengah dari jumlah tulangan lentur negatif pada tumpuan.

$$\begin{aligned} \text{As}' &= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 804,24 \text{ mm}^2 = 402,12 \text{ mm}^2 \\ \text{Jumlah Tulangan} &= \frac{402,12}{201,06} = 2 \end{aligned}$$

- Maka, digunakan tulangan lentur tekan **2D16** ($A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$)

❖ Kontrol Regangan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c x b}} = \frac{402,12 x 400}{0,85 x 30 x 400} = 15,77 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{15,77}{0,85} = 18,55 \text{ mm}$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 x \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 x \left(\frac{542}{18,55} - 1 \right) = 0,0485$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang terkontrol tarik sehingga factor reduksi kekuatan $\phi = 0,9$

❖ Kontrol Momen Kapasitas Penampang

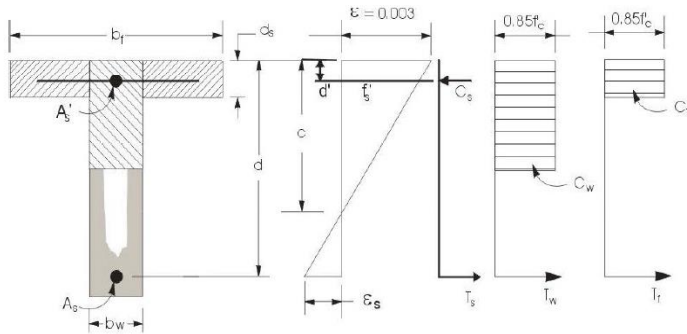
$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi x A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 x 402,12 x 400 x \left(542 - \frac{15,77}{2} \right) \\ &= 77320196 \text{ Nmm} \\ M_u &= 51800000 \text{ Nmm} \\ \phi M_n &> M_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

❖ Kontrol Spasi Penulangan

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Sehingga, dilakukan perhitungan spasi penulangan dan dilakukan kontrol persyaratan spasi minimum.

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w - 2.D_{sengkan} - 2.cov\ er - n.D_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{400 - 2x10 - 2x40 - 2.16}{2 - 1} = 268 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

❖ Kontrol Balok T



Gambar 4.42 Ilustrasi Kontrol Penampang Balok T

$$A_s = 804,24 \text{ mm}^2$$

$$b_e = 1561,25 \text{ mm}$$

$$d = 542 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c} x b} = \frac{804,24 x 400}{0,85 x 30 x 1561,25} = 8,08 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{8,08}{0,85} = 9,51 \text{ mm}$$

$$t_f = 250 \text{ mm (Tebal Pelat)}$$

$$c = 9,51 \text{ mm} < t_f = 250 \text{ mm (Balok T Palsu)}$$

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013. Baik kekuatan lentur negatif maupun kekuatan lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$\emptyset Mn^+ \text{ atau } \emptyset Mn^- > \frac{1}{4} (\emptyset Mn \text{ terbesar pada setiap titik})$$

$$77320196 \text{ Nmm} > \frac{1}{4} \times 152357477,5 \text{ Nmm}$$

$$77320196 \text{ Nmm} > 38089369,4 \text{ Nmm (OK)}$$

4.5.4.6 Desain Penulangan Geser Tumpuan Balok

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.3.1 bahwa gaya geser rencana V_u harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_n harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

- Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2}$$

Perhitungan nilai M_{pr} adalah sebagai berikut :

Untuk penulangan 4D16 pada sisi atas :

$$a = \frac{A_s \times 1,25 f_y}{0,85 \times f'_{c} \times b} = \frac{804,24 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 39,42 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

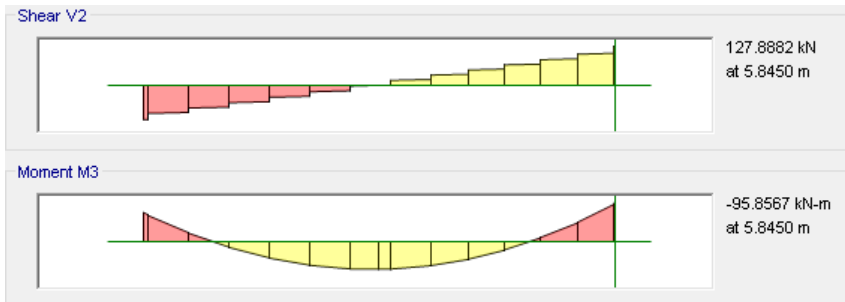
$$\begin{aligned}
 &= 804,24 \text{ mm}^2(1,25 \times 400) \left(542 - \frac{39,42}{2}\right) \\
 &= 210023254,8 \text{ Nmm} \\
 &= 210,023 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk penulangan 2D16 pada sisi bawah :

$$a = \frac{As \times 1,25 f_y}{0,85 x f'_{c} x b} = \frac{402,12 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 19,71 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^+ &= As(1,25f_y)\left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 402,12 \text{ mm}^2(1,25 \times 400) \left(542 - \frac{19,71}{2}\right) \\
 &= 106993073,7 \text{ Nmm} \\
 &= 106,993 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kombinasi beban yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 pada lentur kolom akibat gaya geser balok adalah 1,2D+1L. Sehingga, $q_u \times l_n/2$ dapat dianggap sebagai V_u akibat kombinasi 1,2D+1L pada analisis ETABS, besaran nilai V_u maksimum dan M_u maksimum pada balok dapat dilihat pada gambar 4.43.



Gambar 4.43 Nilai V_u dan M_u Pada Balok Akibat Kombinasi 1,2D+1L

$$V_{ki} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln} + \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln} + Vu$$

$$= \frac{210,023 + 106,993}{5,448} + 95,86 = 154,049 \text{ kN}$$

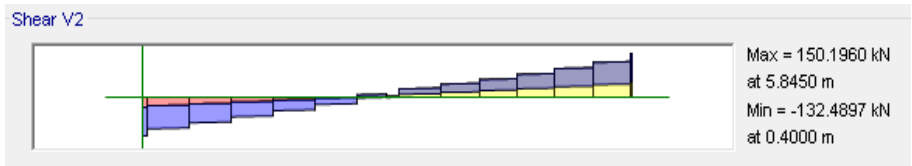
$$V_{ka} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - Vu$$

$$= \frac{210,023 + 106,993}{5,448} - 95,86 = -37,67 \text{ kN}$$

- Perencanaan Gaya Geser pada Sendi Plastis
Ketika terjadi gempa, terdapat gaya lateral yang menimbulkan gaya geser maksimum pada balok sebesar :

$$\frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln} = \frac{210,023 + 106,993}{5,448} = 58,19 \text{ kN}$$

- Cek apakah gaya geser diatas lebih besar daripada 50% gaya geser ultimit akibat kombinasi beban envelope dari hasil analisis ETABS seperti pada gambar 4.44.



Gambar 4.44 Gaya Geser Total pada Balok BI

$$\frac{1}{2} \times 150,196 \text{ kN} = 75,098 \text{ kN} > 58,19 \text{ kN}$$

Sehingga, V_u pada balok merupakan gabungan antara $\frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln}$ dan V_u dari hasil analisis ETABS.

$$V_u = 58,19 \text{ kN} + 150,196 \text{ kN} = 208,386 \text{ kN} = 203386 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 542 \\ &= 151401,47 \text{ N}\end{aligned}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 75700,73 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c < V_u \text{ (NOT OK)}$$

Kekuatan geser balok yang hanya mempertimbangkan kuat geser beton saja tidak mencukupi, dengan demikian digunakan penulangan geser.

➤ Direncanakan menggunakan sengkang D10 dua kaki dengan :

$$A_v = 2 \times \pi \times r^2 = 2 \times \pi \times 5^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s \text{ perlu} = V_u - 0,5 \times \phi V_c = 208386 \text{ N} - 75700,73 \text{ N}$$

$$V_s \text{ perlu} = 132685,27 \text{ N}$$

Jika digunakan Sengkang D10 2 kaki dengan $A_v = 157,08 \text{ mm}^2$, Jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang $2h (= 2 \times 600 = 1200\text{mm})$ tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4 = 542/4 = 135,5 \text{ mm}$
- $6d_b = 6(16) = 96 \text{ mm}$
- 150 mm

Sehingga, digunakan sengkang **2D10-80** sepanjang $2h$ dari muka kolom. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan. Kemampuan maksimum penampang dalam memikul beban geser setelah menggunakan sengkang adalah :

$$0,66x\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 542 = 783725,3 \text{ N}$$

Kuat Geser Tambahan dari sengkang

$$\phi V_s = \phi \times A_v \times f_y \times \frac{d}{s}$$

$$= 0,75 \times 157,08 \times 400 \times \frac{542}{80}$$

$$= 319265,1 \text{ N}$$

$$\phi V_s < 0,66x\sqrt{f'c} \times b_w \times d \text{ (OK)}$$

Maka,

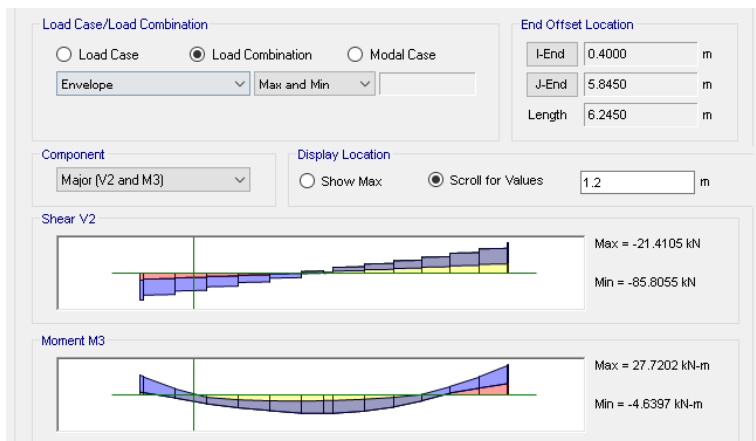
$$0,5 \times \phi V_c + \phi V_s = 75700,73 \text{ N} + 319265,1 \text{ N} = 394965,83 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c + \phi V_s > V_u \text{ (OK)}$$

- Balok sanggup memikul beban geser pada tumpuan setelah digunakan sengkang 2D10-80

4.5.4.6 Desain Penulangan Geser Lapangan Balok

Desain penulangan geser pada daerah lapangan balok dimulai pada jarak 2h atau 1200 mm dari muka tumpuan (kolom) hingga jarak 2h dari tumpuan lainnya. Gaya geser pada lapangan berdasarkan hasil analisis ETABS dapat dilihat pada gambar 4.45.



Gambar 4.45 Gaya Geser pada Daerah Lapangan Balok

$$V_u = 85,8055 \text{ kN} = 85805,5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 542 \\ &= 151401,47 \text{ N}\end{aligned}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 75700,73 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c < V_u \text{ (NOT OK)}$$

Kekuatan geser balok yang hanya mempertimbangkan kuat geser beton saja tidak mencukupi, dengan demikian digunakan penulangan geser.

➤ Direncanakan menggunakan sengkang D10 dua kaki dengan :

$$A_v = 2 \times \pi \times r^2 = 2 \times \pi \times 5^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s \text{ perlu} = V_u - 0,5 \times \phi V_c = 85805,5 \text{ N} - 75700,73 \text{ N}$$

$$V_s \text{ perlu} = 10104,77 \text{ N}$$

Jika digunakan Sengkang D10 2 kaki dengan $A_v = 157,08 \text{ mm}^2$, jarak maksimum sengkang tertutup dipilih dari nilai terkecil antara :

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{542}{2} = 271 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{157,08 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,8 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$

Kuat Geser Tambahan dari sengkang

$$\begin{aligned}\phi V_s &= \phi \times A_v \times f_y \times \frac{d}{s} \\ &= 0,75 \times 157,08 \times 400 \times \frac{542}{150}\end{aligned}$$

$$= 170274,72 \text{ N}$$

$$\phi V_s < 0,66x\sqrt{f'c} \times b_w \times d \text{ (OK)}$$

Maka,

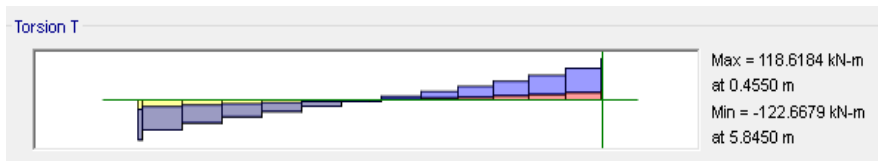
$$0,5 \times \phi V_c + \phi V_s = 75700,73 \text{ N} + 170274,72 \text{ N} = 245975,45 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c + \phi V_s > V_u \text{ (OK)}$$

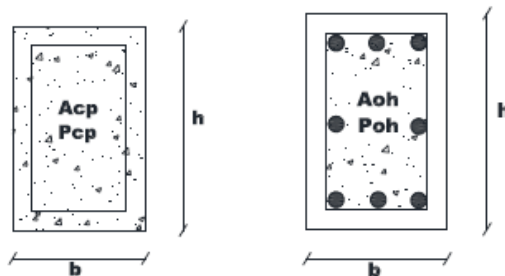
- Balok sanggup memikul beban geser pada lapangan setelah digunakan sengkang 2D10-150

4.5.4.7 Desain Penulangan Torsi Balok

Pengaruh puntir/torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah ini (SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2). Gaya torsi pada balok B1 dari hasil analisis ETABS dapat dilihat pada gambar 4.46.



Gambar 4.46 Gaya Torsi pada Balok



Gambar 4.47 Penampang Balok yang Terbebani Torsi

$$\phi \frac{1}{4} T_{cr} = \frac{1}{4} \times \frac{\phi \sqrt{f'c}}{3} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

Dimana :

Acp = Luas Penampang Balok

Pcp = Keliling Penampang Balok

Aoh = Luas Penampang Dalam Senggang

Poh = Keliling Senggang

$$\begin{aligned} \phi \frac{1}{4} T_{cr} &= \frac{1}{4} \times \frac{0,75\sqrt{30}}{3} \times \left(\frac{(400 \times 600)^2}{2(400+600)} \right) \times 0,25 \\ &= 13013887,97 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$T_u = 122,6679 \text{ kNm} = 122667900 \text{ Nmm}$$

$$T_u > \phi \frac{1}{4} T_{cr} \text{ (NOT OK)}$$

Kekuatan torsibalok yang hanya mempertimbangkan kuat torsi penampang beton saja tidak mencukupi, dengan demikian digunakan penulangan torsi.

- Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi, nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\theta = 45^\circ$

$$b_h = \text{lebar balok} - 2 \times \text{t.selimut} - \phi \text{ sengkang}$$

$$= 400 - 2 \times 40 - 10$$

$$= 310 \text{ mm}$$

$$h_h = \text{tinggi balok} - 2 \times \text{t.selimut} - \phi \text{ sengkang}$$

$$= 600 - 2 \times 40 - 10$$

$$= 510 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times b_h \times h_h = 0,85 \times 310\text{mm} \times 510\text{mm}$$

$$A_o = 134385 \text{ mm}^2$$

- Tulangan longitudinal tambahan yang dibutuhkan untuk menahan torsi

$$T_n = T_u - \phi \frac{1}{4} T_{cr} = 122667900 - 13013887,97 = 109654012 \text{ Nmm}$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \times \cot \theta$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta} \\ &= \frac{109654012}{0,75 \cdot 2 \cdot 134385 \cdot 400 \cdot \cot 45} \\ &= 1,359 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_L &= \frac{A_t}{s} \times P_{oh} \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta \\ &= 1,359 \times 2(310+510) \times \left(\frac{400}{400} \right) \cot^2 45 \\ &= 2228,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% didistribusikan ke kanan, 25% keatas dan 25% kebawah bagian balok.

- Direncanakan menggunakan tulangan longitudinal tambahan untuk torsi yaitu D16 dengan $A_s = 201,06 \text{ mm}^2$

$$25\% \times A_L = 557,19 \text{ mm}^2$$

$$\frac{25\% A_L}{A_s \text{ D16}} = \frac{557,19}{201,06} = 2,77 \approx 3$$

Maka, masing-masing bagian sisi pada balok diberikan 3 tulangan D16 dengan $A_L \text{ Pakai} = 3 \times 201,06 \text{ mm}^2 = 603,18 \text{ mm}^2$

- ❖ Jadi, penulangan balok yang digunakan adalah :
 - Tulangan Lentur Tumpuan 4D16(+) dan 2D16(-)
 - Tulangan Lentur Lapangan 4D16(+) dan 2D16(-)
 - Tulangan Geser Sendi Plastis 2D10-80
 - Tulangan Geser Luar Sendi Plastis 2D10-150
 - Torsi 3D16 masing-masing sisi balok

4.5.4.8 Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° pada beton berat normal adalah sebagai berikut :

$$l_{dh} > 8d_b = 8 \times 16 \text{ mm} = 128 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times f_y \times d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,24 \times 400 \times 16}{\sqrt{30}} = 280,43 \text{ mm}$$

Maka, digunakan $l_{dh} = 300 \text{ mm}$ masuk ke dalam kolom dengan Panjang kait $12d_b = 12 \times 16 = 192 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$

4.5.5 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur vertikal yang memikul beban gravitasi dan gempa serta meneruskannya beban struktur di atasnya ke elemen struktur di bawahnya. Dalam desain struktur kolom pada tugas akhir ini, kolom didesain sebagai berikut :

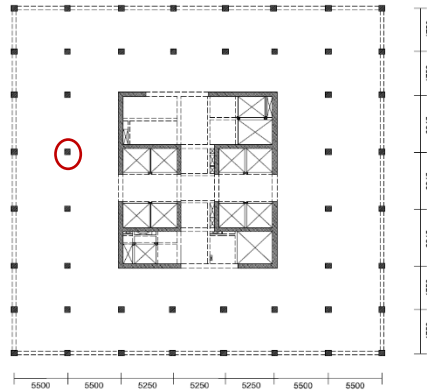
Ketinggian Lantai

- Basement = 3,7 m
- Lantai Dasar = 3,5 m
- Lantai 2 – 15 = 3 m

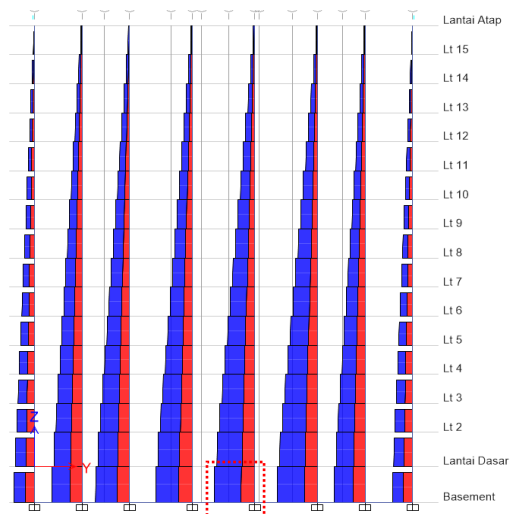
Dimensi Kolom Tipikal = 800 mm x 800 mm

Mutu Beton (f'_c) = 35 Mpa

Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom interior K1 yang terletak pada lantai basement. Letak kolom K1 pada denah diperlihatkan pada Gambar 4.48.

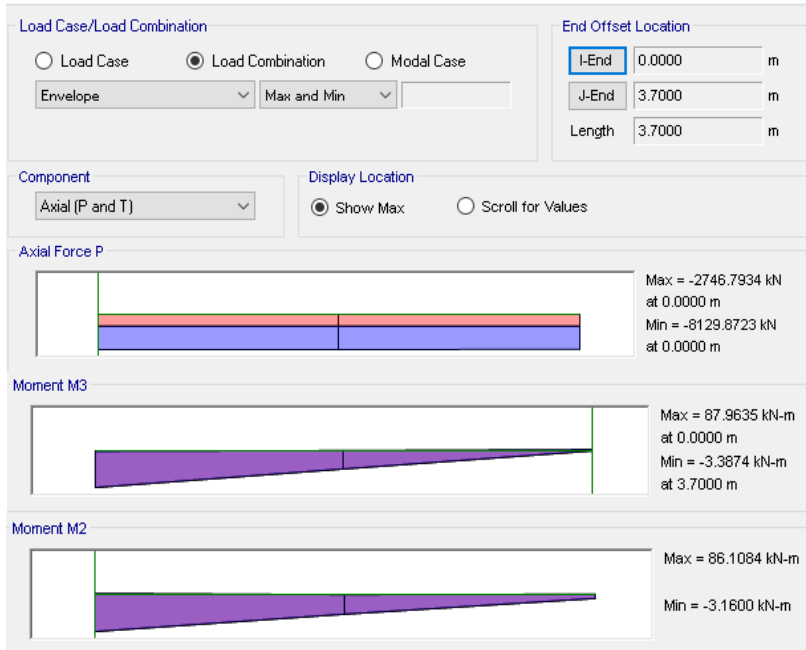


Gambar 4.48 Lokasi Kolom Dengan Gaya Aksial Maksimum



Gambar 4.49 Gaya Aksial pada Kolom K1

Berdasarkan hasil analisis struktur dengan *software* ETABS, didapatkan gaya aksial maksimal yang dipikul kolom akibat kombinasi beban Envelope. Besar gaya aksial pada kolom K1 dapat dilihat pada gambar 4.50.



Gambar 4.50 Diagram Gaya Aksial dan Momen pada Kolom K1

Dari diagram diatas, didapatkan gaya aksial sebesar:

$$P_u = 8129,8723 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 86,1084 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 87,9635 \text{ kNm}$$

Selanjutnya, dilakukan kontrol persyaratan komponen pemikul gaya lentur dan gaya aksial pada SRPMK berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.1. Cek terhadap syarat $Ag f'c/10$:

- $Pu > \frac{Ag \times f'c}{10}$
 $8129,8723 > \frac{800 \times 800 \times 35 \times 10^{-3}}{10} = 2240 \text{ kN (OK)}$
- Ukuran penampang terpendek tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)
 Sisi terpendek kolom = 800 mm > 300 mm (OK)
- Ratio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2).
 $\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$

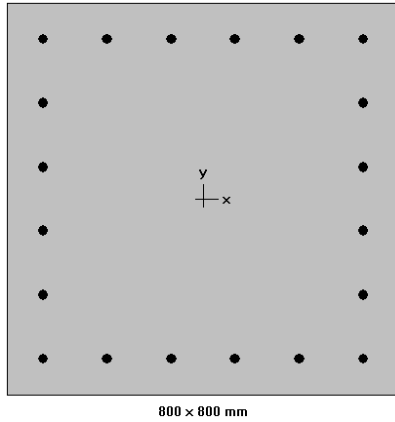
Karena $Pu > Ag f'c/10$, maka komponen struktur tersebut didesain sebagai komponen struktur yang memikul beban aksial dan lentur,

4.5.5.1 Desain Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

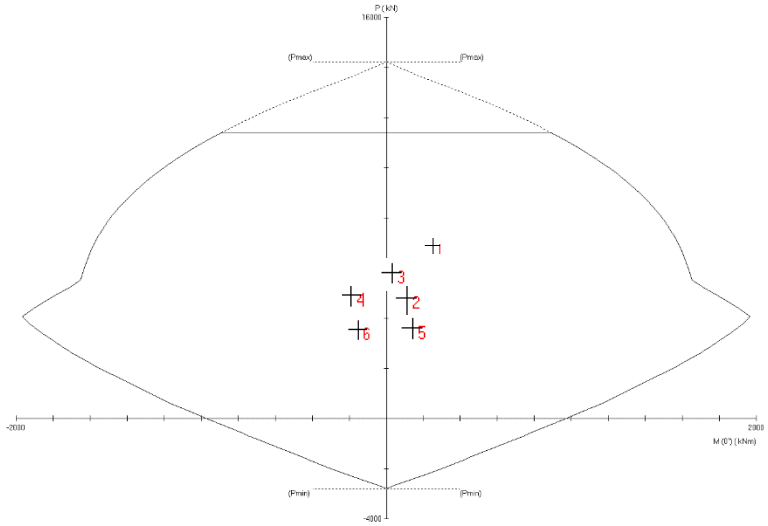
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01Ag$ atau lebih dari $0,06Ag$. Desain tulangan longitudinal menggunakan program bantu SP Column V6.0. Dengan menggunakan program bantu tersebut, gaya-gaya yang bekerja pada kolom diinput masuk dalam program. Dari output program tersebut dapat digunakan tulangan memanjang yang terdiri dari 20D22. Maka:

$$\rho = \frac{As}{b \times h} = \frac{20(0,25 \times \pi \times 22^2)}{800 \times 800} = 0,0119 = 1,19\%$$

Diagram Interaksi P-M Kolom dapat dilihat pada gambar 4.51.



Gambar 4.51 Penampang Kolom K1



Gambar 4.52 Diagram Interaksi P-M Kolom K1

No	Pu	Mux	Muy	φMnx	φMny	φMn/Mu	NA Depth	dt Depth	zt	φ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	8129.90	86.11	87.96	955.30	975.88	11.094	785	1028	0.00093	0.650

❖ Kontrol Spasi Penulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal (7.6.1)).

$$S = \frac{b_w - 2.D_{sengakang} - 2.cov\ er - n.D_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{800 - 2 \times 13 - 2 \times 40 - 6.16}{6 - 1} = 119,6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi Pn \max = 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'c \times (Ag - Ast) + fy \times Ast]$$

Dimana :

$$\phi = 0,65$$

$$Ag = 800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} = 640000 \text{ mm}^2$$

$$Ast = (800 - 2 \times 40) \times (800 - 2 \times 40) = 518400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi Pn \max &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 35 \times (640000 - 518400) \\ &\quad + 400 \times 518400] \\ &= 109708,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Pu = 8129,8723 \text{ kN}$$

$$\phi Pn \max > Pu \text{ (OK)}$$

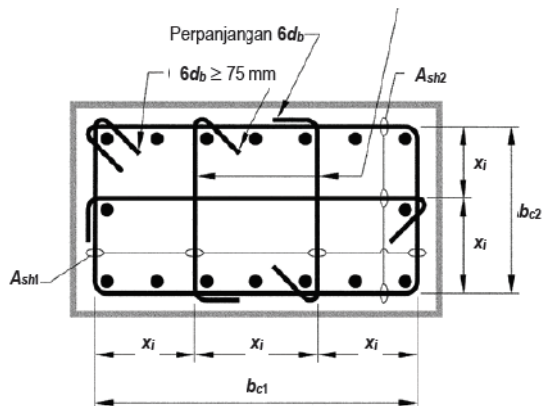
4.5.5.2 Perencanaan Tulangan Geser Kolom

Luas tulangan transversal kolom yang dibutuhkan ditentukan berdasarkan yang terbesar dari persamaan di bawah (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4):

$$\frac{Ash}{s} = 0,3x \frac{bc x f'c}{fyt} \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$$

atau

$$\frac{Ash}{s} = 0,09x \frac{bc x f'c}{fyt}$$



Gambar 4.53 Ilustrasi Tulangan Transversal pada Kolom

Keterangan :

- S = jarak spasi tulangan transversal (mm)
- Bc = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)
- Ag = luasan penampang kolom (mm²)

- Ach = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)
 Fyt = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)
 bc = $800 - 2(40) = 720$ mm
 Ach = $720 \times (800 - 2(40)) = 518400$ mm²

$$\frac{Ash}{s} = 0,3 \times \frac{720 \times 35}{400} \left[\left(\frac{640000}{518400} \right) - 1 \right] = 4,433 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

atau

$$\frac{Ash}{s} = 0,09 \times \frac{720 \times 35}{400} = 5,67 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal:

- $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur = $\frac{1}{4} (800) = 200$ mm
- 6 kali diameter tulangan memanjang = $6(22) = 132$ mm
- $s_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$, nilai hx dapat diperkirakan sebesar $\frac{1}{3}$ hc (= $\frac{1}{3} \times 720 = 240$ mm) yang lebih kecil dari syarat yaitu 350 mm. Sehingga besar s_o adalah:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - 240}{3} \right) = 136,6 \text{ mm}$$

Sehingga jarak maksimum tulangan transversal yang dapat diambil adalah 125 mm. Luas sengkang tertutup yang dibutuhkan adalah: $Ash = 7,25 s = 7,25(125) = 906,25$ mm².

Misalkan digunakan sengkang tertutup berdiameter 13 mm, maka dibutuhkan 4 kaki D13 ($Ash = 530,93$ mm²).

Sengkang tertutup ini dipasang hingga sejarak l_o diukur dari muka hubungan pelat kolom, di mana l_o diambil dari nilai terbesar antara:

- a. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan pelat-kolom = 800 mm
- b. $\frac{1}{6}$ dari bentang bersih komponen struktur = $\frac{1}{6} (3700) = 616,6$ mm
- c. 450 mm

Maka, sepanjang 800mm dari muka hubungan pelat kolom, harus disediakan Sengkang tertutup 4 kaki D13-125 mm.

4.5.5.3 Penulangan Geser Kolom di Luar Lo

Pada daerah di luar l_o , dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak $d/2$.

$d = h - \text{selimut beton} - \text{Øsengkang} - \text{Øtul lentur}$

$$d = 800 - 40 - 13 - (22/2) = 736 \text{ mm}$$

Namun persyaratan jarak tulangan transversal di luar daerah l_o menyatakan bahwa jarak antara tulangan tidak boleh melebihi 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5), sehingga tetap harus dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150 mm. Sehingga dipasang 4D13-150 mm.

Jadi, berdasarkan perencanaan penulangan kolom, digunakan penulangan sebagai berikut :

- Tulangan Lentur Kolom = 20D22
- Tulangan Geser = 4 kaki D13-125 (sepanjang 1 meter dari masing-masing tumpuan) dan 4D13-150 diluar jarak 1 meter tersebut.

4.5.5.4 Penulangan Torsi Kolom

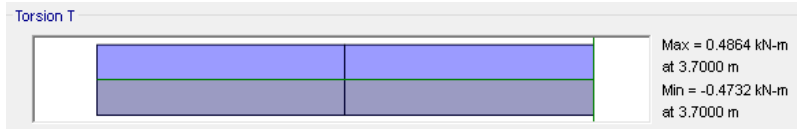
Pengaruh puntir terbesar yang dapat diabaikan menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.2:

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(800+800) = 3200 \text{ mm}$$

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \cdot A_g \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}}}$$

Berdasarkan analisis ETABS, didapatkan besar gaya torsi pada kolom K1 dan disajikan dalam gambar 4.54.



Gambar 4.54 Gaya Torsi pada Kolom K1

$$T_u = 0,4864 \text{ kNm}$$

$$\phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \cdot A_g \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}}} = 293,79 \text{ kNm}$$

$$\text{Maka, } T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \cdot A_g \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}}} \text{ (OK)}$$

- Sehingga, tidak diperlukan tulangan longitudinal tambahan untuk menahan gaya torsi.

4.5.6 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser (*shearwall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral. Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima tekan, geser, maupun tekuk. Dalam tugas akhir ini analisa struktur dinding geser dilakukan untuk mengkaji apakah dimensi yang direncanakan memenuhi kapasitas yang dibutuhkan untuk menahan beban.

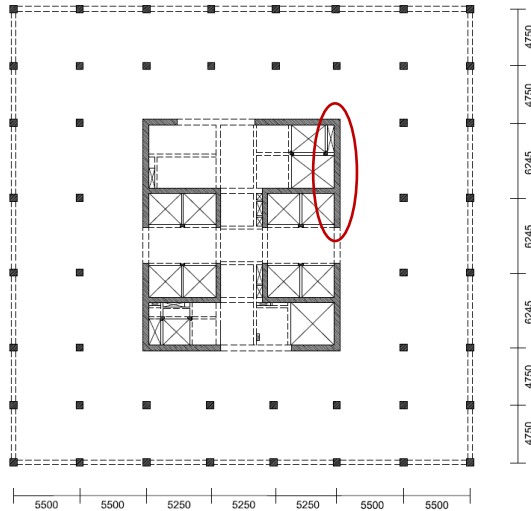
4.5.6.1 Data Perencanaan

Data perencanaan dinding geser adalah sebagai berikut :

- Mutu Beton ($f'c$) = 45 MPa
 Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
 Bentang Dinding Geser = 9000 mm (Arah y)

Tebal Dinding Geser = 400 mm
 Tinggi Dinding Geser = 3700 mm

Denah penempatan dinding geser serta elemen dinding geser yang memikul gaya maksimum dapat dilihat pada gambar 4.55.



Gambar 4.55 Denah Dinding Geser

Berdasarkan hasil analisis *software* ETABS, didapatkan dinding geser yang memikul gaya aksial, momen lentur serta gaya geser terbesar ditandai dengan lingkaran warna merah pada denah di atas. Besaran gaya yang dipikul dinding geser SW1 dapat dilihat pada tabel 4.29.

Tabel 4.29 Gaya Dalam pada Dinding Geser SW1

Kombinasi	Arah X			Arah Y		
	Aksial (kN)	Geser (kN)	Momen (kNm)	Aksial (kN)	Geser (kN)	Momen (kNm)
<i>Envelope</i>	34972,672	5649,521	29893,366	27334,772	605,591	259.293

4.5.6.2 Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dinding geser dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2).

$$\phi P_n = 0,55 x \phi x f'c x A_g \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Dimana :

l_c = Panjang Dinding Geser

h = Tebal Dinding Geser

k = Faktor Panjang Efektif, dimana $k = 0,8$

- Untuk Arah X

$$P_u = 34972,672 \text{ kN}$$

$$A_g = 400 \times 9000 = 3600000 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,55 x 0,65 x 45 x 36 x 10^5 \left[1 - \left(\frac{0,8 x 3700}{32 x 400} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 54817904,88 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 54817,905 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \text{ (OK)}$$

- Untuk Arah Y

$$P_u = 27334,772 \text{ kN}$$

$$A_g = 400 \times 6000 = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,55 x 0,65 x 45 x 24 x 10^5 \left[1 - \left(\frac{0,8 x 3700}{32 x 400} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 36545269,92 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 36545,269 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \text{ (OK)}$$

- Maka, dimensi dinding geser cukup dalam memikul beban aksial rencana

4.5.6.2 Pemeriksaan Tebal Dinding Geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3)

$$\phi V_n = 0,83x\sqrt{f'c}xhxd \geq V_u$$

Dimana :

h = Tebal Dinding Geser

d = 0,8 lw

- Untuk Arah X

$$V_u = 5649,521 \text{ kN}$$

$$d = 0,8 \times 6000 = 4800 \text{ mm}$$

$$\phi V_n = 0,83x\sqrt{45}x400x4800 = 1069019379 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 10690,193 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u \text{ (OK)}$$

- Untuk Arah Y

$$V_u = 605,591 \text{ kN}$$

$$d = 0,8 \times 9000 = 7200 \text{ mm}$$

$$\phi V_n = 0,83x\sqrt{45}x400x7200 = 1603529068 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 16035,29 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u \text{ (OK)}$$

4.5.6.3 Kuat Geser Beton

Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.9.6.

$$V_c = 0,27x\sqrt{f'c}xhxd + \frac{N_u.d}{4lw}$$

- Untuk Arah X

$$V_u = 5649,521 \text{ kN}$$

$$P_u = 34972,672 \text{ kN}$$

$$l_w = 6000 \text{ mm}$$

$$d = 0,8 \times 6000 = 4800 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27x\sqrt{45}x400x4800 + \frac{349726724800}{4x6000}$$

$$V_c = 10472067,32 \text{ N}$$

$$= 10472,067 \text{ kN}$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 10472,067 \text{ kN} = 3927,025 \text{ kN}$$

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

Maka, diperlukan penulangan geser horizontal, dimana :

$$\Phi V_n = 0,5\Phi V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

- Untuk Arah Y

$$V_u = 605,591 \text{ kN}$$

$$P_u = 27334,772 \text{ kN}$$

$$l_w = 9000 \text{ mm}$$

$$d = 0,8 \times 9000 = 7200 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27x\sqrt{45}x400x7200 + \frac{273347727200}{4x9000}$$

$$V_c = 10683253,78 \text{ N}$$

$$= 10683,253 \text{ kN}$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 10683,253 \text{ kN} = 4006,219 \text{ kN}$$

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

Maka, kuat geser kontribusi beton mampu menahan gaya geser horizontal.

Tetapi, akan tetap dirancang penulangan geser horizontal.

$$\Phi V_n = 0,5\Phi V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

4.5.6.3 Desain Dinding Geser Khusus

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperlihatkan pada Tabel 4.26. Gaya dalam tersebut didapatkan dari analisis struktur akibat kombinasi 1,2D + 1EQx + 1L dan 1,2D + 1EQy + 1L . Desain

dinding geser mengacu pada SNI 1726-2012 Pasal 21.9, yang memiliki persyaratan sebagai berikut:

$$V_u > 0,083xAcvx\lambda x\sqrt{f'c}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} Acv &= \text{Tebal Dinding} \times \text{Panjang Dinding} \\ &= 400 \times 9000 \\ &= 3600000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_u = 5649,521 \text{ kN}$$

$$0,083xAcvx\lambda x\sqrt{f'c} = 0,083(3600000)(1)(\sqrt{45})$$

$$0,083xAcvx\lambda x\sqrt{f'c} = 2004411,335 \text{ N} = 2004,411 \text{ kN}$$

$$\text{Maka, } V_u > 0,083xAcvx\lambda x\sqrt{f'c}$$

➤ Sehingga, rasio penulangan vertical dan horizontal dinding geser ρ_l dan $\rho_t > 0,0025$.

➤ Periksa apakah perlu dipasang penulangan dalam dua lapis

$$0,17xAcvx\lambda x\sqrt{f'c} = 0,17(3600000)(1)(45) = 4105,42 \text{ kN}$$

$$0,17xAcvx\lambda x\sqrt{f'c} < V_u$$

Maka, dipasang dua lapis penulangan dinding geser.

4.5.6.3 Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser

Rasio tulangan minimum adalah 0,0025 sehingga dibutuhkan luas tulangan per m² dinding sebesar:

- Untuk Arah X

Spasi tulangan geser horizontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a. $l_w/5 = 6000/5 = 1200 \text{ mm}$
- b. $3h = 3 \times 400\text{mm} = 1200 \text{ mm}$
- c. 450 mm

Maka, dipakai tulangan dengan spasi $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan geser horizontal D19-200 ($A_s = 283,5 \text{ mm}^2$)

$$\rho_t = \frac{A_s}{hxs} = \frac{283,5}{400 \times 200} = 0,00354 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{283,5 \cdot 400 \cdot 4800}{200} = 2721600 \text{ N}$$

$$V_s = 2721,6 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = 0,75 \times 2721,6 \text{ kN} = 2041,2 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 0,5\Phi V_c + \Phi V_s = 3927,025 + 2041,2 = 5968,225 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n > V_u \text{ (OK)}$$

- Untuk Arah Y

Spasi tulangan geser horizontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

d. $l_w/5 = 9000/5 = 1800 \text{ mm}$

e. $3h = 3 \times 400 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$

f. 450 mm

Maka, dipakai tulangan dengan spasi $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan geser horizontal D19-200 ($A_s = 283,5 \text{ mm}^2$)

$$\rho_t = \frac{A_s}{hxs} = \frac{283,5}{400 \times 200} = 0,00354 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{283,5 \cdot 400 \cdot 7200}{200} = 4082400 \text{ N}$$

$$V_s = 4082,4 \text{ kN}$$

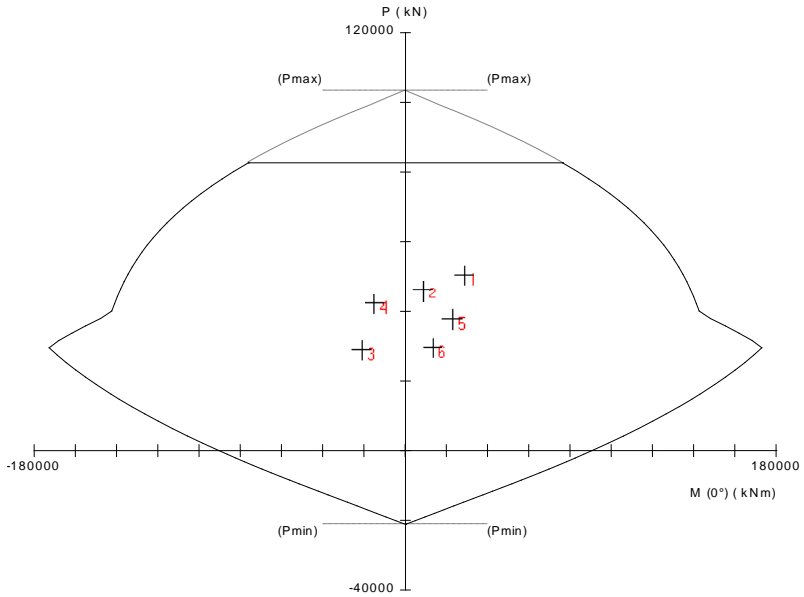
$$\Phi V_s = 0,75 \times 4082,4 \text{ kN} = 3061,8 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 0,5\Phi V_c + \Phi V_s = 4006,219 + 3061,8 = 7068,02 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n > V_u \text{ (OK)}$$

4.5.6.3 Kontrol Tulangan Penahan Aksial dan lentur

Tulangan longitudinal menggunakan hasil perhitungan sebelumnya. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M hasil program SpColumn. Dari gambar diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan. Diagram interaksi P-M dinding geser dapat dilihat pada gambar 4.56.



Gambar 4.56 Diagram Interaksi P-M Dinding Geser

4.5.6.4 Perencanaan Kebutuhan Komponen Batas Khusus (special boundary element)

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi $0,2 f'c$ (Pasal 21.9.6.3). Jadi, komponen batas khusus diperlukan jika:

$$\frac{Pu}{Ag} + \left(\frac{Mu}{I} \times \frac{lw}{2} \right) > 0,2 f'c$$

$$Ag = 400 \times 9000 = 3.600.000 \text{ mm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 400 \times 9000^3 = 2,43 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$lw = \text{Panjang Dinding} = 9000 \text{ mm}$$

$$\frac{34972672}{3,6 \times 10^5} + \left(\frac{29893366 \times 10^6}{2,43 \times 10^{13}} \times \frac{9000}{2} \right) > 0,2 f'c$$

$$15,25 > 9 \text{ Mpa}$$

➤ Maka, diperlukan komponen batas

- Menentukan tulangan longitudinal dan transversal di daerah komponen batas khusus:

Berdasarkan UBC (1997), rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005. Berdasarkan SNI 2847:2013 psl 21.9.6, perhitungan komponen batas adalah sebagai berikut :

$$A_s = A_s D22 \times 18 = 380,13 \times 18 = 6842,34 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{20,173 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} = 0,0067 < 0,007$$

Maka, digunakan 0,007

$$c = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times \beta_1 \times b}$$

$$= \frac{6842,34 \times 400}{0,85 \times 45 \times 0,729 \times 400} = 245,38$$

syarat :

$$c \geq \frac{l_w}{600 \times \frac{\delta u}{hw}} = 2142,86 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan $c = 2142,86 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4 komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi tekan terluar tidak kurang dari :

$$c - 0,1l_w = 2142,86 - 0,1(9000) = 1242,86 \text{ mm}$$

atau

$$c/2 = 2142,86/2 = 1071,43 \text{ mm}$$

➤ Digunakan komponen batas 1250mm

Maka, dipasang tulangan longitudinal 18 buah D22 pada komponen batas atau sejarak 1250 mm dari tepi dinding geser. Jika Dipasang 18 buah D22 di daerah komponen batas khusus, rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan adalah 0,0163.

- Tulangan *confinement* pada komponen batas khusus:
Digunakan sengkang berbentuk persegi dengan diameter tulangan D13. Karakteristik inti penampang:
bc = dimensi inti, diukur dari sumbu ke sumbu Sengkang

$$bc = 400 - (2 \times 40 + \frac{2 \times 13}{2}) = 307 \text{ mm}$$

Spasi maksimum sengkang ditentukan oleh yang terkecil di antara:

- $\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek = $\frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$
 - $6 \times$ diameter tul longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- atau

$$s_x \leq 100 + \left(\frac{200 - \frac{2}{3}bc}{3} \right)$$

$$s_x = 100 + \left(\frac{200 - 204,6}{3} \right) = 98,46 \text{ mm}$$

Namun s_x tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Jadi, untuk tulangan sengkang digunakan tulangan diameter D13 dengan spasi 100 mm. Dengan menggunakan D13 spasi 100 mm, *confinement* yang dibutuhkan:

$$Ash = \left(\frac{0,09 \cdot s \cdot b \cdot c \cdot f'c}{f_y t} \right)$$

$$Ash = \left(\frac{0,09 \times 100 \times 307 \times 45}{400} \right) = 310,84 \text{ mm}^2$$

Untuk menghasilkan luasan $\geq 310,84 \text{ mm}^2$, diperlukan sengkang 3 kaki berdiameter D13 ($Ash = 398,19 \text{ mm}^2$).

- Tulangan *confinement* pada badan penampang dinding geser untuk desain awal digunakan D13. Spasi maksimum yang diizinkan untuk sengkang D13 adalah:
 - $\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek = $\frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$
 - $6 \times$ diameter tul longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
 atau

$$S_x \leq 100 + \left(\frac{200 - \frac{2}{3}bc}{3} \right) = 98,46 \text{ mm}$$

Namun s_x tidak perlu lebih kecil dari 100 mm sehingga diambil spasi sengkang 100 mm.

- Untuk tulangan *confinement* pada arah sejajar dinding, digunakan D13 dengan spasi 100 mm.

$$bc = 400 - (2 \times 40 + \frac{2 \times 13}{2}) = 307 \text{ mm}$$

$$Ash = \left(\frac{0,09 \cdot s \cdot bc \cdot f'c}{f_y t} \right)$$

$$Ash = \left(\frac{0,09 \times 100 \times 307 \times 45}{400} \right) = 310,84 \text{ mm}^2$$

- Dapat digunakan sengkang 3 kaki diameter D13 ($Ash = 530,92 \text{ mm}^2$) dengan spasi 100 mm. Maka, digunakan 3D13-100 mm.

4.5.7 Desain Sloof

Struktur sloof adalah elemen struktur yang terdapat pada bangunan gedung yang berfungsi sebagai pengaku antara pondasi satu dengan yang lainnya, sehingga penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi/poer.

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum. Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

4.5.7.1 Data Perencanaan

Berikut adalah data perencanaan sloof pondasi :

- Dimensi Sloof = 400mm x 600mm
- Panjang Sloof = 6245 mm
- Mutu Beton ($f'c$) = 30 Mpa
- Diameter Tulangan Utama = D16
- Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa
- Selimut Beton = 50 mm

4.5.7.2 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom. Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukan data beban sebagai berikut :

Berat sendiri sloof

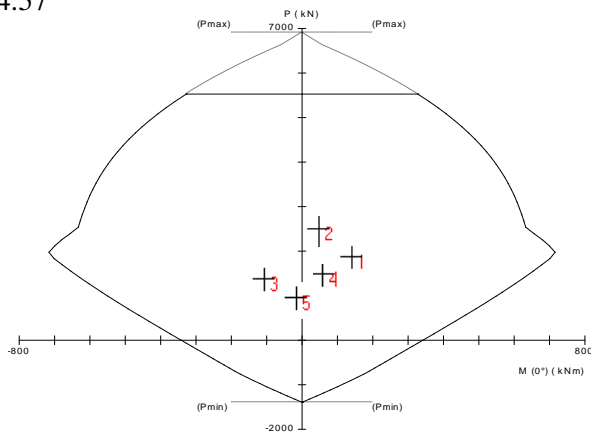
$$q_u = 1,4D = 1,4 \times 0,4 \times 0,6 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 806,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \frac{1}{8} q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 806,4 \times 6,245^2 \\
 &= 3931,2 \text{ kgm} \\
 &= 39,312 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pu} &= 10\% \times \text{Beban Aksial Kolom} \\
 &= 10 \% \times 8129,87 \text{ kN} \\
 &= 812,987 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 14 D16 ($A_s = 2786 \text{ mm}^2$)

- Kemudian dilakukan analisis dengan *software* SPColumn dan didapatkan diagram interaksi P-M seperti pada gambar 4.57



Gambar 4.57 Diagram Interaksi P-M Sloof

Dari diagram interaksi pada gambar 4.57 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,16% (14D16) serta terlihat pula bahwa penampang sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi. Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

- Jarak Tulangan

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot D_{sengakang} - 2 \cdot cover - n \cdot D_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 10 - 2 \times 50 - 4 \cdot 16}{4 - 1} = 72 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (OK)}$$

4.5.7.3 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 806,4 \text{ kg/m} \times 6,245 \text{ m} = 2517,98 \text{ kg}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 50 - 10 - 16/2 = 532 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{812,987}{14 \times 2400000} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 532$$

$$V_c = 202937,9 \text{ N} = 202,938 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 202,938 \text{ kN} = 76,102 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c > V_u \text{ (OK)}$$

Namun, tetap direncanakan penggunaan sengkang praktis berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 dimana dimensi terkecil penampang sloof lebih besar daripada $1/20$ jarak antar kolom yaitu ($1/20 \times 6245 \text{ mm} = 312,25$) dengan jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 532/2 = 266 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$
- Maka, digunakan sengkang dua kaki D10-250.

4.6 Perencanaan Basement

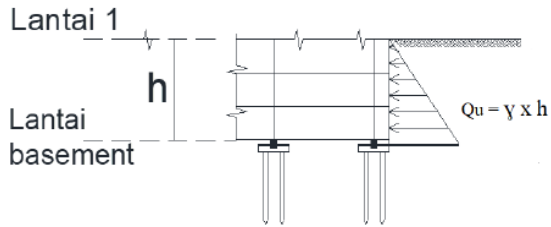
Perencanaan *basement* menggunakan dinding beton bertulang atau diafragma. Fungsi dinding basemen adalah menahan gaya akibat tekanan tanah horizontal serta air tanah di sekeliling basemen. Tinggi *basement* yang direncanakan memiliki ketinggian 3,7 m.

4.6.1 Penulangan Dinding Basement

Untuk perencanaan dinding *basement*, digunakan dinding dengan bentang terpanjang sebagai desain dinding *basement*.

- Data perencanaan basement adalah sebagai berikut :
 - Tebal Dinding = 300 mm
 - Bentang Dinding = 6245 mm
 - Tinggi Dinding = 3700 mm
 - Mutu Beton ($f'c$) = 35 Mpa
 - Tebal Selimut Beton = 75 mm
 - Tulangan Utama Rencana = D16
 - Mutu Baja (f_y) = 400 MPa

Berdasarkan data tanah di lokasi untuk kedalaman 3,7 m mempunyai berat jenis tanah sebesar $1,562 \text{ ton/m}^3$ dan air 1 ton/m^3 dianggap setinggi permukaan tanah. Sehingga pada kedalaman 3,7 meter didapat tekanan lateral sebesar $(1,562 + 1) \times 3,7 = 9,479 \text{ ton/m}^2 = 94,79 \text{ kN/m}^2$

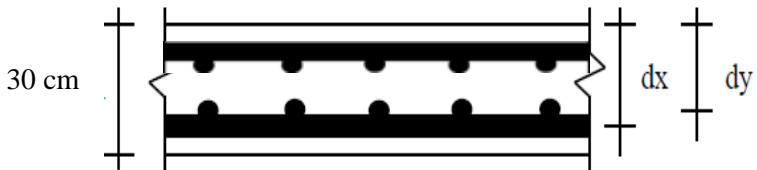


Gambar 4.58 Diagram Tekanan Tanah Horizontal

- Menentukan pelat termasuk pelat dua arah atau satu arah :
 $L_y = 6245 \text{ mm}$
 $L_x = 3700 \text{ mm}$
 $L_y/L_x = 6245/3700 = 1,688$

$$1,688 < 2,00$$

Maka, pelat dinding *basement* termasuk pelat dua arah sehingga direncang penulangan pada arah L_x dan L_y dalam dua lapis penulangan.



Gambar 4.59 Penampang Pelat Dinding Basement

- Tulangan (D) : 16 mm
 $dx = 300 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - (1/2 \cdot 16)$
 $= 300 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - (1/2 \cdot 16 \text{ mm})$
 $= 217 \text{ mm}$
 $dy = 300 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - d - (1/2 \cdot d)$

$$\begin{aligned}
 &= 300\text{mm} - 75\text{mm} - 16\text{ mm} - (1/2 \cdot 16\text{ mm}) \\
 &= 201\text{ mm} \\
 - \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(35-28)}{7} \times 0,05 \\
 &= 0,8
 \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 - \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0357 \\
 - \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027 \\
 - \rho_{\min} &= 0,0025 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 14.3.3)}
 \end{aligned}$$

- **Penulangan Lentur**

Penulangan pokok dinding basement pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada di bawah. Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh pada keempat sisinya dengan $\beta = 1,688 = 1,7$ didapatkan :

$$\begin{aligned}
 - \text{Mu} &= 0,001 \times \text{qu} \times \text{Lx}^2 \times \text{X} \\
 - \text{Qu} &= 94,79 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Mulx (+)} = \text{X1} \rightarrow 38$$

$$\text{Mulx (+)} = 0,001 \times 94,79 \times 3,7^2 \times 38 = 49,312 \text{ kNm}$$

$$\text{Muly (+)} = \text{X2} \rightarrow 14$$

$$\text{Muly (+)} = 0,001 \times 94,79 \times 3,7^2 \times 14 = 18,167 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutx (-)} = \text{X1} \rightarrow 81$$

$$\text{Mutx (-)} = 0,001 \times 94,79 \times 3,7^2 \times 81 = 105,111 \text{ kNm}$$

$$\text{Muty (-)} = \text{X2} \rightarrow 57$$

$$\text{Muty (-)} = 0,001 \times 94,79 \times 3,7^2 \times 57 = 73,967 \text{ kNm}$$

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X**
 $\text{Mulx (+)} = \text{Mutx (-)} = 105,111 \text{ kNm} = 105111000 \text{ Nmm}$

- $m = \frac{fy}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,45$
 - $R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{105111000}{0,9 \times 1000 \times 217^2} = 2,48$
 - $\rho = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 2,48}{400}} \right) = 0,0065$
 - $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ
 - $A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0065 \times 1000 \times 217 = 1410,5 \text{ mm}^2$
 - $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,1 \text{ mm}^2$
 - Jumlah Tulangan = $\frac{1410,5}{201,1} = 7,01 \approx 8$
 - $S_{\max} = 450 \text{ mm}$
 - Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$
 - $A_{S_{\text{pakai}}} = 8 \times 201,1 = 1608,8 \text{ mm}^2$
- Maka, digunakan tulangan lentur arah X (Vertikal Dinding)
D16-125

- Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y
Muly (+) = Mutu (-) = 73,967 kNm = 73967000 Nmm

- $m = \frac{fy}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,45$
- $R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{73967000}{0,9 \times 1000 \times 201^2} = 2,034$
- $\rho = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 2,034}{400}} \right) = 0,0053$
- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ
- $A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0053 \times 1000 \times 201 = 1065,3 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,1 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{1065,3}{201,1} = 5,29 \approx 6$

- $S_{max} = 450 \text{ mm}$
 - Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{6} = 166,6\text{mm} \approx 150 \text{ mm}$
 - $A_{Spakai} = 6 \times 201,1 = 1206,6 \text{ mm}^2$
- Maka, digunakan tulangan lentur arah Y (Horizontal Dinding) **D16-150**
- Untuk lapisan luar pada dinding basemen, digunakan penulangan yang tipikal dengan lapisan dalam dinding basemen.

4.6.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding *Basement*

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.2 yang menyatakan bahwa tebal dinding *basement* eksterior dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 190 mm.

Dinding *basement* : 300 mm > 190mm (OK)

4.6.3 Penulangan Pelat Lantai *Basement*

- Data perencanaan basement adalah sebagai berikut :
- Tebal Pelat = 300 mm
 - Panjang Pelat = 6245 mm
 - Lebar Pelat = 5500 mm
 - Mutu Beton ($f'c$) = 35 Mpa
 - Tebal Selimut Beton = 75 mm
 - Tulangan Utama Rencana = D16
 - Mutu Baja (f_y) = 400 MPa

Perhitungan pelat P1 basement dengan dimensi 6245 mm x 5500 mm yang dianggap mewakili perhitungan pelat lainnya. Untuk pelat lantai basement menggunakan beton bertulang. Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi tertinggi, yaitu sama dengan permukaan tanah. Pada pelat basement terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu

uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi basement serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan

1. Akibat Gaya Uplift Tekanan Air (Penulangan Lapisan Atas)

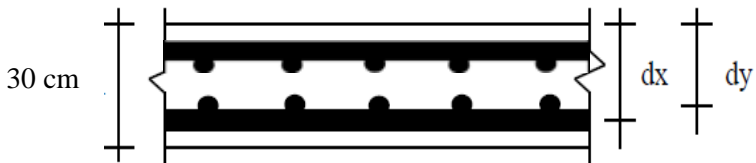
$$\begin{aligned}
 D_f &= 3,7 \text{ m} \\
 \gamma_w &= 1 \text{ t/m}^3 \\
 \text{tebal pelat} &= 0,3 \text{ m} \\
 \sigma_h &= \text{tekanan hidrostatik oleh air tanah} \\
 &= \gamma_w \times \text{kedalaman basemen} \\
 &= 1 \times (D_f + t) \\
 &= 1 \times (3,7 + 0,3) \\
 &= 4000 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan pelat termasuk pelat dua arah atau satu arah :

$$\begin{aligned}
 L_y &= 6245 \text{ mm} \\
 L_x &= 5500 \text{ mm} \\
 L_y/L_x &= 6245/5500 = 1,135
 \end{aligned}$$

$$1,135 < 2,00$$

Maka, pelat lantai *basement* termasuk pelat dua arah sehingga dirancang penulangan pada arah L_x dan L_y dalam dua lapis penulangan.



Gambar 4.60 Penampang Pelat Lantai Basement

$$\begin{aligned}
 - \text{Tulangan (D)} &: 16 \text{ mm} \\
 dx &= 300 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - (1/2 \cdot 16) \\
 &= 300 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - (1/2 \cdot 16 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 217 \text{ mm} \\
 dy &= 300\text{mm} - 75\text{mm} - d - (1/2 \cdot d) \\
 &= 300\text{mm} - 75\text{mm} - 16 \text{ mm} - (1/2 \cdot 16 \text{ mm}) \\
 &= 201 \text{ mm} \\
 - \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(35-28)}{7} \times 0,05 \\
 &= 0,8
 \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 - \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0357 \\
 - \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027 \\
 - \rho_{\min} &= 0,0025 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 14.3.3)}
 \end{aligned}$$

- **Penulangan Lentur**

Penulangan pokok dinding basement pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada di bawah. Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh pada keempat sisinya dengan $\beta = 1,135$ didapatkan :

$$\begin{aligned}
 - Mu &= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X \\
 - Qu &= 40 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$Mulx (+) = X1 \rightarrow 25$$

$$Mulx (+) = 0,001 \times 40 \times 5,5^2 \times 25 = 30,25 \text{ kNm}$$

$$Muly (+) = X2 \rightarrow 21$$

$$Muly (+) = 0,001 \times 40 \times 5,5^2 \times 21 = 25,41 \text{ kNm}$$

$$Mutx (-) = X1 \rightarrow 59$$

$$Mutx (-) = 0,001 \times 40 \times 5,5^2 \times 59 = 71,39 \text{ kNm}$$

$$Muty (-) = X2 \rightarrow 54$$

$$Muty (-) = 0,001 \times 40 \times 5,5^2 \times 54 = 65,34 \text{ kNm}$$

- **Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X**

$$\text{Mulx (+)} = \text{Mutx (-)} = 71,39 \text{ kNm} = 71390000 \text{ Nmm}$$

- $m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,45$
- $R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{71390000}{0,9 \times 1000 \times 217^2} = 1,685$
- $\rho = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,685}{400}} \right) = 0,0043$
- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ
- $A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0043 \times 1000 \times 217 = 933,1 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,1 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{933,1}{201,1} = 4,63 \approx 5$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$
- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$
- $A_{s\text{pakai}} = 5 \times 201,1 = 1005,5 \text{ mm}^2$

➤ Maka, digunakan tulangan lentur arah X **D16-200**

- Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y

$$\text{Muly (+)} = \text{Muty (-)} = 65,34 \text{ kNm} = 65340000 \text{ Nmm}$$

- $m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,45$
- $R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{65340000}{0,9 \times 1000 \times 201^2} = 1,797$
- $\rho = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,797}{400}} \right) = 0,0046$
- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ
- $A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0046 \times 1000 \times 201 = 924,6 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,1 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{924,6}{201,1} = 4,59 \approx 5$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$

- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{5} = 200$ mm
- $A_{Spakai} = 5 \times 201,1 = 1005,5$ mm²

➤ Maka, digunakan tulangan lentur arah Y **D16-200**

2. Akibat Beban Mati Pelat dan Parkir Kendaraan (Penulangan Lapisan Bawah)

- **Beban Mati**

$$\begin{aligned} Q_d &= \text{berat sendiri pelat} + \text{spesi 3 cm} + \text{ducting\&plumbing} \\ &= (0,3 \times 2400) + (0,03 \times 2400) + 40 \\ &= 832 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- **Beban Hidup**

$$\begin{aligned} Q_l &= \text{beban hidup lantai parkir basemen} \\ &= 800 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- **Beban Total = Beban Mati + Beban Hidup = 1632 kg/m²**

- **Penulangan Lentur**

Penulangan pada lantai basement pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada di bawah. Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 untuk momen-momen di dalam pelat yang terjepit penuh pada keempat sisinya dengan $\beta = 1,135 = 1,1$ didapatkan :

- $M_u = 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X$
- $Q_u = 16,32 \text{ kN/m}^2$

$$M_{ulx} (+) = X1 \rightarrow 25$$

$$M_{ulx} (+) = 0,001 \times 16,32 \times 5,5^2 \times 25 = 12,342 \text{ kNm}$$

$$M_{uly} (+) = X2 \rightarrow 21$$

$$M_{uly} (+) = 0,001 \times 16,32 \times 5,5^2 \times 21 = 10,36 \text{ kNm}$$

$$Mutx (-) = X1 \rightarrow 59$$

$$Mutx (-) = 0,001 \times 16,32 \times 5,5^2 \times 59 = 29,13 \text{ kNm}$$

$$Muty (-) = X2 \rightarrow 54$$

$$Muty (-) = 0,001 \times 16,32 \times 5,5^2 \times 54 = 26,66 \text{ kNm}$$

- Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X

$$Mulx (+) = Mutx (-) = 29,13 \text{ kNm} = 29130000 \text{ Nmm}$$

$$- m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$- Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{29130000}{0,9 \times 1000 \times 217^2} = 0,687$$

$$- \rho = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,687}{400}} \right) = 0,0017$$

$$- \rho < \rho_{\min}, \text{ gunakan } \rho_{\min}$$

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

$$= 0,0025 \times 1000 \times 217 = 542,5 \text{ mm}^2$$

$$- A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jumlah Tulangan} = \frac{542,5}{201,1} = 2,69 \approx 3$$

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

$$- \text{Jarak Tulangan (mm)} = \frac{1000}{3} = 333,3 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$- A_{S_{\text{pakai}}} = 3 \times 201,1 = 603,3 \text{ mm}^2$$

➤ Maka, digunakan tulangan lentur arah Y **D16-300**

- Perhitungan Tulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y

$$Muly (+) = Muty (-) = 26,66 \text{ kNm} = 26660000 \text{ Nmm}$$

$$- m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$- Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{26660000}{0,9 \times 1000 \times 201^2} = 0,733$$

$$- \rho = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,733}{400}} \right) = 0,0019$$

- $\rho < \rho_{\min}$, gunakan ρ_{\min}
 - $A_{S\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0025 \times 1000 \times 217 = 542,5 \text{ mm}^2$
 - $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,1 \text{ mm}^2$
 - Jumlah Tulangan = $\frac{542,5}{201,1} = 2,69 \approx 3$
 - $S_{\max} = 450 \text{ mm}$
 - Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{3} = 333,3 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$
 - $A_{S\text{pakai}} = 3 \times 201,1 = 603,3 \text{ mm}^2$
- Maka, digunakan tulangan lentur arah Y **D16-300**

4.7 Perencanaan Pondasi

4.7.1 Umum

Pada umumnya pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terletak di bagian terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban struktur utama di atasnya serta gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya. Dalam perencanaannya, pondasi terdiri dari dua jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *Spun Pile* produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (*pile cap*).

4.7.2 Perencanaan Pondasi Kolom

Desain tiang pancang yang akan dianalisis merupakan tiang pancang yang akan memikul beban kolom E-2. kolom tersebut dipilih karena memikul beban aksial yang terbesar dibandingkan kolom lainnya sehingga perencanaan tiang pancang dan poer untuk kolom lainnya mengikuti perencanaan tiang pancang dan poer untuk kolom E-2.

Dari hasil analisis ETABS didapatkan beban struktur primer yang dipikul oleh kolom B-5 adalah :

$$F_z = 8131,323 \text{ kN}$$

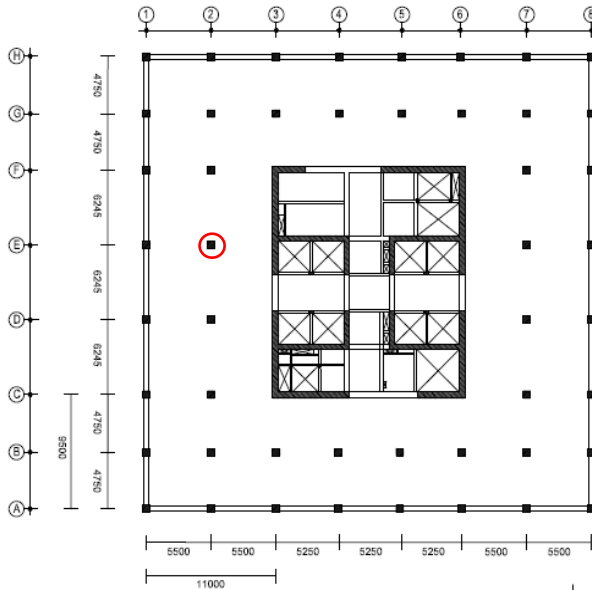
$$F_x = 31,189 \text{ kN}$$

$$F_y = 30,594 \text{ kN}$$

$$M_x = 118,208 \text{ kNm}$$

$$M_y = 114,501 \text{ kNm}$$

Lokasi kolom E-2 pada denah struktur dapat dilihat pada gambar 4.61.



Gambar 4.61 Kolom Pemikul Beban Terbesar (Kolom E-2)

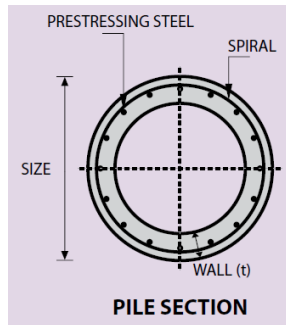
4.7.2.1 Data Perencanaan

Tiang pancang yang akan digunakan sebagai pondasi memiliki data perencanaan sebagai berikut :

- Diameter Tiang Pancang = 600mm
- Tebal Beton (t) = 100 mm
- Mutu beton ($f'c$) = 52 Mpa
- Momen Retak Penampang = 29 Tm
- Momen Ultimit Penampang = 58 Tm
- Beban Aksial Ijin = 229,5 Ton
- Keliling Tiang Pancang = $\pi \times d \times 21 = 39,564 \text{ cm}$
- Luas Penampang Total = $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
= $\frac{1}{4} \times \pi \times 60^2 = 2827,4 \text{ cm}^2$

Tabel 4.30 Brosur Tiang Pancang WKA Beton

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f'c = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)
						Crack* (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
350	65	581.98	62,162.74	145	C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
					A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
400	75	765.76	106,488.95	191	B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
					A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
450	80	929.91	166,570.38	232	A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	239.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
					A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24



Gambar 4.62 Penampang Tiang Pancang

- Direncanakan *Pile Cap* (Poer) dengan dimensi :

Panjang (L) = 5000 mm

Lebar (B) = 5000 mm

Tebal (T) = 1000 mm

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 118,208 + (30,594 \times 1) = 148,802 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 114,501 + (31,189 \times 1) = 145,69 \text{ kNm}$$

Beban vertical yang bekerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri *Pile Cap* adalah sebagai berikut :

- Beban Sendiri *Pile Cap*

Beban Sendiri = Dimensi Pile Cap x Berat Jenis Beton

$$= P \times L \times T \times \rho \text{ beton bertulang}$$

$$= 5\text{ m} \times 5\text{ m} \times 1\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3$$

$$= 600000\text{ kg}$$

$$= 600\text{ kN}$$

- Beban Aksial Kolom

$$\text{Beban Tetap, } F_z = 8131,323\text{ kN}$$

- Beban Total

$$\begin{aligned} \text{Beban Sendiri} + \text{Beban Aksial Kolom} &= 600\text{ kN} + 8131,323\text{ kN} \\ &= 8731,323\text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Maka, $\sum P = 8731,323\text{ kN}$

4.7.2.2 Daya Dukung Ijin Satu Tiang Pancang

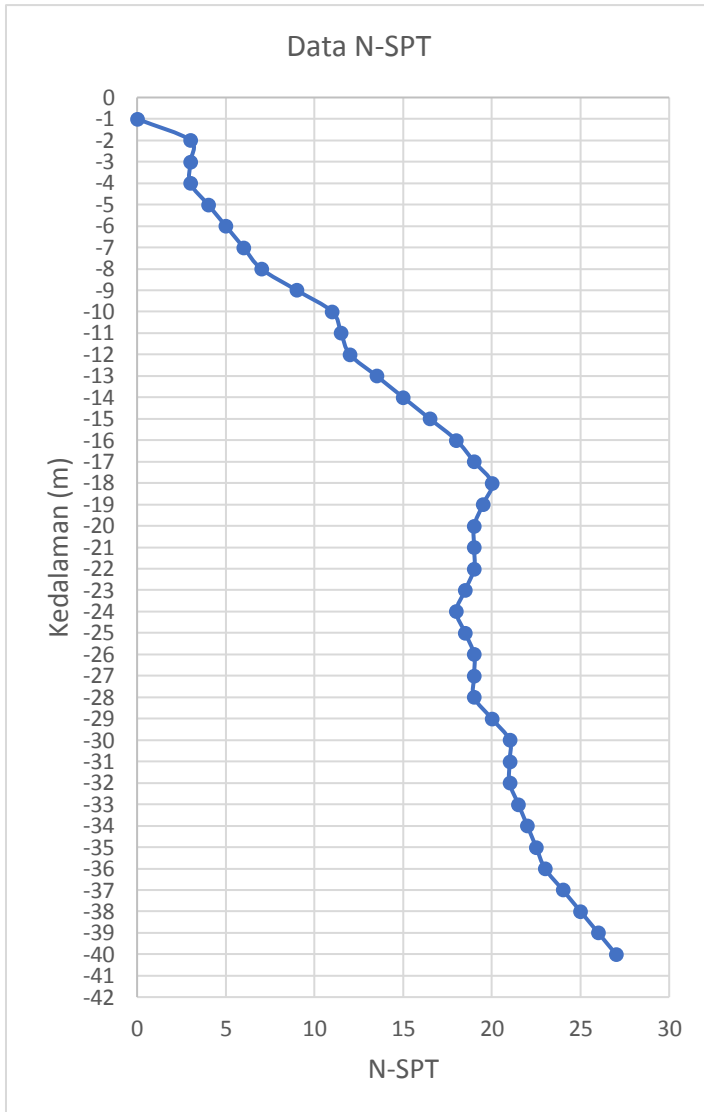
Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan *Meyerhof* (1956). Data dan grafik N-SPT dapat dilihat pada tabel 4.31.

Tabel 4.31 Data N-SPT

Kedalaman (m)	N-SPT
1	0
2	3
3	3
4	3
5	4
6	5
7	6
8	7
9	9
10	11
11	11.5
12	12
13	13.5
14	15

15	16.5
16	18
17	19
18	20
19	19.5
20	19
21	19
22	19
23	18.5
24	18
25	18.5
26	19
27	19
28	19
29	20
30	21
31	20.5
32	21
33	21.5
34	22
35	22.5
36	23
37	24
38	25
39	26
40	27

Kemudian, data N-SPT disajikan dalam bentuk grafik hubungan antara N-SPT dengan kedalaman tanah pada gambar 4.63.



Gambar 4.63 Grafik Hubungan N-SPT dengan Kedalaman Tanah

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari ujung dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung kontribusi lekatan tanah sepanjang selimut tiang pancang (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dimana:

Q_u = Daya dukung tanah maksimum pondasi

Q_p = Daya dukung di dasar pondasi

Q_s = Daya dukung karena friksi tiang

Kemudian,

A = Luas ujung tiang pancang = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

Asi = Luas permukaan = $K \times$ kedalaman

O_i = Keliling ujung tiang pancang = $\pi \times D$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{Q_u}{3}$$

Berdasarkan Tabel 4.18 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, (N_p) pada kedalaman 23 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang (N_{av}) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 19$$

$$N_{av} = \frac{\sum SPT}{23} = \frac{271.5}{23} = 11,8$$

N_{av} , diambil berdasarkan nilai $3 \leq N \leq 50$

➤ Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) mdidapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_p = C_n \cdot A \text{ ujung}$$

$$Q_s = \sum C_i \cdot A_{s_i}$$

Dimana :

C_i = hambatan geser tiang pada segmen i

$$C_i = F_{s_i}$$

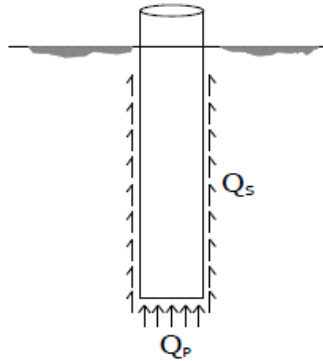
A_{s_i} = Luas selimut tianh

O_i = keliling tiang

$$C_n = 40 \text{ N}$$

Maka,

$$Q_u \text{ tiang} = 40 \text{ N}_p \times \text{Aujung} + \left(\frac{N_{av} \times A_{s_i}}{5} \right)$$



Gambar 4.64 Ilustrasi Tahanan Ujung Tanah dan Lekatan Tanah

Perlu diingat bahwa Q_{ult} bahan tiang diketahui sebesar 229,50 ton. Sehingga, perlu Nilai Q_p , Q_s , Q_s kumulatif, Q_u serta Q_d (Q_u/SF) disajikan dalam bentuk tabel dan dihitung pada setiap kedalaman hingga 40m. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.32.

Tabel 4.32 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Kedalaman (m)	Q_p (Ton)	Q_s (Ton)	$\sum Q_s$ (Ton)	Q_u (Ton)	Q_d (Ton)
1	0.000	1.414	1.414	69.272	23.091

2	67.858	0.000	0.000	67.858	22.619
3	55.988	1.414	1.414	57.401	19.134
4	66.644	2.777	4.191	70.835	23.612
5	78.186	4.849	9.039	87.226	29.075
6	81.541	7.171	16.210	97.751	32.584
7	86.391	7.734	23.943	110.334	36.778
8	95.217	8.193	32.137	127.354	42.451
9	103.600	9.624	41.761	145.360	48.453
10	109.889	10.804	52.564	162.453	54.151
11	119.378	10.443	63.007	182.385	60.795
12	129.950	10.133	73.141	203.091	67.697
13	141.710	12.706	85.847	227.557	75.852
14	152.922	13.901	99.748	252.669	84.223
15	163.199	15.053	114.801	278.000	92.667
16	175.148	16.164	130.965	306.113	102.038
17	186.446	16.799	147.763	334.210	111.403
18	192.194	17.414	165.177	357.371	119.124
19	195.508	16.724	181.901	377.409	125.803
20	196.472	16.059	197.960	394.432	131.477
21	194.471	15.834	213.794	408.265	136.088
22	190.351	15.615	229.409	419.761	139.920
23	185.526	14.997	244.406	429.932	143.311
24	182.222	14.395	258.802	441.024	147.008
25	179.731	14.599	273.401	453.131	151.044
26	177.306	14.797	288.198	465.503	155.168
27	176.229	14.606	302.803	479.032	159.677
28	177.160	14.419	317.223	494.383	164.794
29	178.796	14.987	332.209	511.005	170.335
30	179.763	15.540	347.750	527.513	175.838

31	180.690	15.349	363.099	543.789	181.263
32	182.237	15.163	378.262	560.499	186.833
33	184.390	15.338	393.600	577.990	192.663
34	185.848	15.508	409.108	594.957	198.319
35	187.214	15.675	424.783	611.997	203.999
36	189.744	15.838	440.621	630.365	210.122
37	193.412	16.337	456.958	650.370	216.790
38	197.580	16.825	473.783	671.363	223.788
39	199.493	17.302	491.086	690.578	230.193
40	201.771	17.769	508.855	710.626	236.875

Berdasarkan tabel diatas, direncanakan penanaman tiang pancang hingga kedalaman 23 m dimana didapatkan Qd satu tiang sebesar 143,311 Ton.

$Q_d < Q_{ijin}$ tiang (OK)

4.7.2.3 Tiang Pancang dalam kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P_u}{Q_d \times E_g}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90xmxn} \\
 &= 1 - \left\{ \arctan \left(\frac{D}{S} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90xmxn} \right\} \\
 &= 1 - \left\{ \arctan \left(\frac{60}{150} \right) \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90x3x3} \right\}
 \end{aligned}$$

$$E_g = 0,677$$

Sehingga,

$$P_u = 8131,323 \text{ kN} = 813,132 \text{ Ton}$$

$$n = \frac{813,132}{143,311 \times 0,677} = 8,381 \approx 9 \text{ tiang}$$

➤ Maka, direncanakan 9 buah tiang pancang dalam satu grup *pile cap* atau poer.

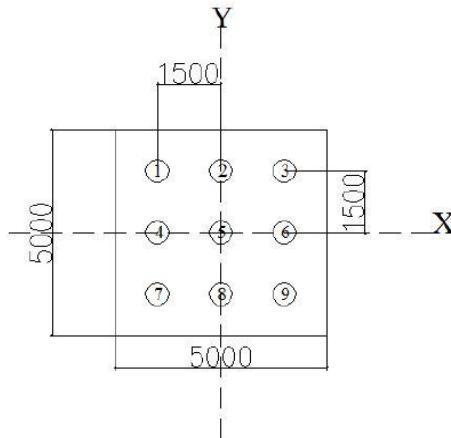
- Perhitungan Jarak antar Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang (S) :

$$2,5 D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x \text{ diambil } 2,5 D = 2,5 (60) = 150 \text{ cm}$$

$$2,5 D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y \text{ diambil } 2,5 D = 2,5 (60) = 150 \text{ cm}$$

Ilustrasi tiang pancang dalam grup serta dimensi pile cap dapat dilihat pada gambar 4.65.



Gambar 4.65 Konfigurasi Tiang Pancang

4.7.2.4 Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan gambar 4.61, diketahui jarak antar tiang pancang sehingga dapat dilakukan kontrol beban aksial dan momen pada tiang pancang. Kemudian, didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer seperti yang diperlihatkan pada tabel 4.33.

Tabel 4.33 Jarak Tiang Pancang dari Titik Pusat Poer

Tiang	Sumbu dan Jarak (m)			
	X	X ²	Y	Y ²
P1	-1.5	2.25	1.5	2.25
P2	0	0	1.5	2.25
P3	1.5	2.25	1.5	2.25
P4	-1.5	2.25	0	0
P5	0	0	0	0
P6	1.5	2.25	0	0
P7	-1.5	2.25	-1.5	2.25
P8	0	0	-1.5	2.25
P9	1.5	2.25	-1.5	2.25
Σ		13.5		13.5

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{x0} \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y0} \cdot x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{max} = \frac{8131,323}{9} + \frac{148,802 \times 2,25}{13,5} + \frac{145,69 \times 2,25}{13,5}$$

$$= 952,562 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{8131,323}{9} - \frac{148,802 \times 2,25}{13,5} - \frac{145,69 \times 2,25}{13,5}$$

$$= 854,398 \text{ kN}$$

Maka, beban maksimum pada satu tiang pancang adalah 952,562 kN atau 95,256 Ton

- Kontrol Kapasitas Tiang Pancang

$$P_{\max} \leq Q_d \times E_g$$

$$95,256 \leq 143,311 \times 0,677$$

$$95,256 \text{ Ton} \leq 97,02 \text{ Ton (OK)}$$

- Kontrol Tebar Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 800 mm x 800 mm
- Dimensi poer = 5000mm x 5000mm x 1000mm
- Mutu beton ($f'c$) = 35 Mpa
- Diameter Tulangan = 22 mm
- Dimensi Tiang Pancang = 600 mm
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 40 (kolom interior)
- Rasio sisi Panjang terhadap daerah reaksi (β)

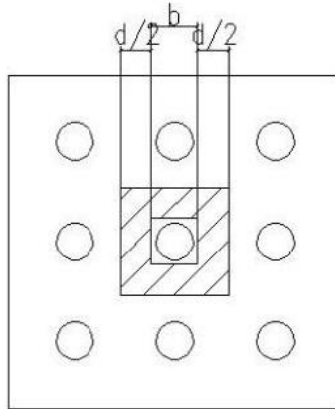
$$\beta = \frac{800}{800} = 1$$

$$d = 1000\text{mm} - \text{tebal selimut} - (1/2 \phi \text{ Tulangan})$$

$$= 1000 - 75 - (1/2 \times 22)$$

$$= 914 \text{ mm}$$

4.7.2.5 Kontrol Punching Shear Poer Terhadap kolom



Gambar 4.66 Area Penampang Kritis Kolom Terhadap Poer

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2(800+914) + 2(800+914)$$

$$= 6856 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \lambda \sqrt{f'c} x b_o x d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) x 1 x \sqrt{35} x 6856 x 914$$

$$V_c = 18906,938 \text{ kN}$$

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

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 914}{6856} + 2 \right) x 1 x \sqrt{35} x 6856 x 914$$

$$V_c = 22562,357 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33 x \lambda x \sqrt{f' c} x b_o x d$$

$$V_c = 0,33 x 1 x \sqrt{35} x 6856 x 914$$

$$V_c = 12233,901 \text{ kN (menentukan)}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai yang terkecil kemudian dikalikan dengan factor reduksi $\phi=0,75$.

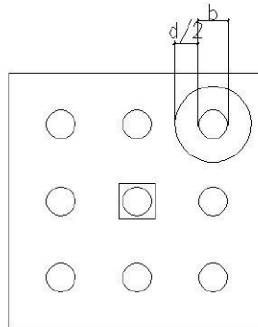
$$P_u \text{ Kolom} = 8131,323 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 12233,901 \text{ kN} = 9175,426 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > P_u \text{ kolom (OK)}$$

➤ Maka, kuat geser penampang poer yang mempertimbangkan kuat geser beton mampu memikul kolom tanpa terjadi *punching shear*.

4.7.2.5 Kontrol Punching Shear Poer Terhadap Tiang Pancang



Gambar 4.67 Area Penampang Kritis Tiang Pancang Terhadap Poer

Penampang kritis adalah pada daerah di keliling tiang pancang yang mungkin gagal akibat geser dua arah. Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$\begin{aligned}
 &= \pi x \left(D + \left(\frac{d}{2} \right) x 2 \right) \\
 &= \pi x \left(600 + \left(\frac{914}{2} \right) x 2 \right) \\
 &= 4756,7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) x \lambda x \sqrt{f'c} x b_o x d \\
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) x 1 x \sqrt{35} x 4756,7 x 914 \\
 V_c &= 13117,653 \text{ kN} \\
 \text{b. } V_c &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) x \lambda x \sqrt{f'c} x b_o x d \\
 V_c &= 0,083 \left(\frac{40 x 914}{4756,7} + 2 \right) x 1 x \sqrt{35} x 4756,7 x 914 \\
 V_c &= 20678,001 \text{ kN} \\
 \text{c. } V_c &= 0,33 x \lambda x \sqrt{f'c} x b_o x d \\
 V_c &= 0,33 x 1 x \sqrt{35} x 4756,7 x 914 \\
 V_c &= 8487,893 \text{ kN (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai yang terkecil kemudian dikalikan dengan factor reduksi $\phi=0,75$.

Qd Tiang Pancang = 143,311 kN

$$\phi V_c = 0,75 x 8487,893 \text{ kN} = 6365,92 \text{ kN}$$

$\phi V_c > Q_d$ Tiang Pancang (OK)

- Maka, kuat geser penampang poer yang mempertimbangkan kuat geser beton mampu menumpu pada tiang pancang tanpa terjadi *punching shear*.

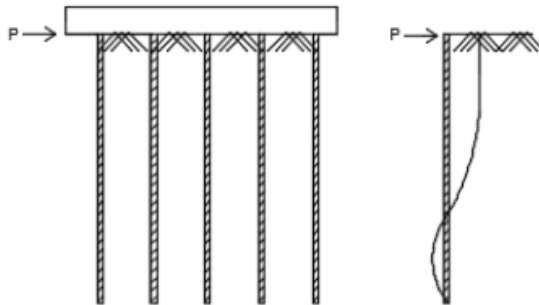
4.7.2.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria sebagai berikut:

1. Kontrol terhadap Gaya Lateral dan Defleksi
2. Kontrol Momen Ultimit Tiang Pancang

Sehingga :

1. Kontrol terhadap gaya Lateral dan Defleksi



Gambar 4.68 Ilustrasi Gaya Lateral pada Tiang Pancang

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut:

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter
 Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Karena tanah merupakan lapisan tanah lempung, maka dikategorikan monolayer

Sehingga,

- Kedalaman kritis penjepitan (L_e) = $6 \times 0,6 \text{ m} = 3,6 \text{ m} > 3 \text{ m}$
 Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu, harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Lendutan yang terjadi :

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

Dimana :

δ = defleksi yang terjadi

F_d = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness factor*

Gaya lateral 1 tiang :

$$P = F_x / 9 \text{ tiang} = 31,189 / 9 = 3,465 \text{ kN}$$

Relative Stiffness Factor :

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{1/5}$$

Didapatkan :

$$E = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{52} = 338922 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \pi (60^4 - 40^4) = 510714,28 \text{ cm}^4$$

f = *soil modulus of elasticity coefficient*, didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*.

$$C_u = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times 0,24 / 0,977 = 0,491 \text{ ton/ft}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga koefisien } f &= 2,5 \text{ ton/ft}^3 \\ &= 2,5 \times 0,032 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,08 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$T = \left(\frac{338922 \times 510714,28}{0,08} \right)^{1/5} = 293,114 \text{ cm}$$

$$L_e = 3,6 \text{ m}$$

$$\frac{L_e}{T} = \frac{360 \text{ cm}}{293,114 \text{ cm}} = 1,228$$

F_d = koefisien defleksi, didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* = 0,93

$$\delta = 0,93 \left(\frac{346,5 \times 293,114^3}{338922 \times 510714,28} \right) = 0,047 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

2. Kontrol terhadap Momen Ultimit Tiang Pancang

F_m = koefisien defleksi, didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* = 0,87

Syarat :

$$M_p < M_{\text{crack}}$$

Maka,

$$P = F_x / 9 \text{ tiang} = 3,465 \text{ kN} = 0,3465 \text{ T}$$

$$F_m (P \times T) < M_{\text{crack}}$$

$$0,87 (0,3465 \text{ T} \times 2,931 \text{ m}) < 29 \text{ Ton-m}$$

$$0,884 \text{ Ton-m} < 29 \text{ Ton-m} \quad (\text{OK})$$

4.7.3 Perencanaan Pondasi Shear Wall

Desain tiang pancang yang akan dianalisis merupakan tiang pancang yang akan memikul beban keseluruhan shear wall.

Direncanakan pondasi shear wall menggunakan tiang pancang dengan pile cap. Pile cap didesain berbentuk seakan-akan menyerupai pondasi rakit (*raft foundation*) karena memiliki dimensi yang luas yang mendukung keseluruhan shear wall.

Dari hasil analisis ETABS didapatkan beban resultan terbesar yaitu dari kombinasi beban 1,2D + 1L + 1E sebesar :

$$F_z = 87565,007 \text{ kN}$$

$$F_x = 26310,707 \text{ kN}$$

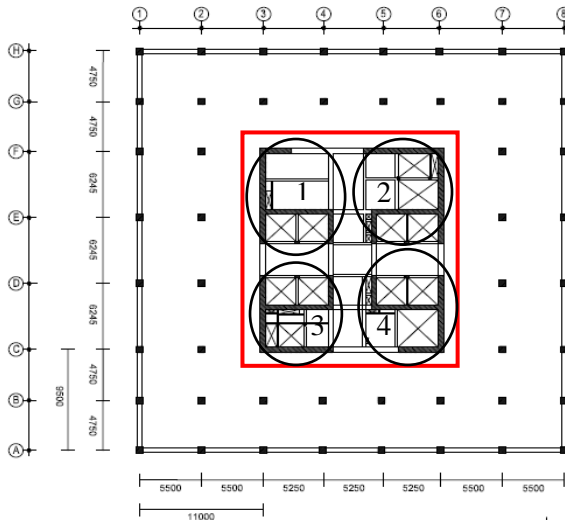
$$F_y = 26280,695 \text{ kN}$$

$$M_x = 84533,522 \text{ kNm}$$

$$M_y = 84556,012 \text{ kNm}$$

Lokasi Resultan Beban $(x, y) = (19,0704\text{m}, 18,174\text{m})$

Lokasi rencana pile cap pada denah struktur ditunjukkan oleh persegi berwarna merah sedangkan lokasi resultan gaya shear wall ditunjukkan oleh tanda silang yang dapat dilihat pada gambar 4.69



Gambar 4.69 Rencana Pile Cap Shear Wall

Pada perencanaan pondasi shear wall, langkah yang dilakukan untuk mendapatkan gaya-gaya diatas beserta lokasi titik resultan gayanya adalah melakukan analisis beban dari shear wall ditandai dengan lingkaran beserta nomor yang dapat dilihat pada gambar 4.68. Dibuat kelompok atau grup shear wall dimana masing-masing dari grup shear wall memiliki besaran gaya beserta lokasi resultan gaya yang berbeda, kemudian dilakukan analisis gaya serta lokasi resultan gaya menggunakan *software* ETABS dengan metode *define section cuts from quadrilateral cutting planes*. Dengan metode analisis tersebut didapatkan hasil gaya-gaya shear wall pada setiap grup beserta lokasi titik resultan gayanya. Kemudian, keempat titik resultan gaya dari grup shear wall di proyeksikan ke titik pusat massa poer sehingga terdapat eksentrisitas antara titik pusat gaya dengan titik pusat massa poer, eksentrisitas gaya inilah yang menyebabkan terjadinya momen pada poer. Menu *define section cuts* pada ETABS dapat dilihat pada gambar 4.70.

The image shows the 'Section Cut Data' dialog box in ETABS. The 'Section Cut Name' is 'SW cut 4'. The 'Section Cut Defined By' section has 'Group' selected. The 'Section Cut Group' is 'SW no.4'. The 'Section Cut Result Type' is 'Analysis (F1, F2, F3, M1, M2, M3)'. The 'Results Reported at this Location' is 'Default'. The 'Section Cut Local Axes Orientation - Analysis' section has rotation about Z, Y, and X axes all set to 0 degrees. The 'Number of Quadrilaterals' is 'None'. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

Gambar 4.70 Define Section Cuts pada ETABS

4.7.3.1 Data Perencanaan

Tiang pancang yang akan digunakan sebagai pondasi memiliki data perencanaan sebagai berikut :

- Diameter Tiang Pancang = 600mm
- Tebal Beton (t) = 100 mm
- Mutu beton ($f'c$) = 52 Mpa
- Momen Retak Penampang = 29 Tm
- Momen Ultimit Penampang = 58 Tm
- Beban Aksial Ijin = 229,5 Ton
- Keliling Tiang Pancang = $\pi \times d \times 21 = 39,564$ cm
- Luas Penampang Total = $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
= $\frac{1}{4} \times \pi \times 60^2 = 2827,4$ cm²
- Direncanakan *Pile Cap* (Poer) dengan dimensi :
 - Panjang (L) = 22000 mm
 - Lebar (B) = 19000 mm
 - Tebal (T) = 1000 mm

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas Beban SW} &= 0,19 \text{ m (Sumbu X)} \\ &= 0,707 \text{ m (Sumbu Y)} \\ &= 0,732 \text{ m (Dari Titik Berat Poer)} \end{aligned}$$

Karena terdapat eksentrisitas antara beban seluruh shear wall dengan titik berat poer, maka terjadi momen yang dapat dihitung dengan rumusan:

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat Eksentrisitas} &= Fz \times e \\ M_{xo} &= M_x + F_y \times t + F_z \times e_x \\ &= 84533,522 + (26280,695 \times 1) + 87565,007 \times 0,19 \end{aligned}$$

$$= 127451,568 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{y0} &= M_y + F_x \times t + F_z \times e_y \\ &= 84556,012 + (26310,707 \times 1) + 87565,007 \times 0,707 \\ &= 172775,179 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Beban vertical yang bekerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri *Pile Cap* adalah sebagai berikut :

- Beban Sendiri *Pile Cap*

Beban Sendiri = Dimensi Pile Cap x Berat Jenis Beton

$$\begin{aligned} &= P \times L \times T \times \rho \text{ beton bertulang} \\ &= 22\text{m} \times 19\text{m} \times 1\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 1003200 \text{ kg} \\ &= 10032 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban Aksial Resultan

Beban Tetap, $F_z = 87565,707 \text{ kN}$

- Beban Total

$$\begin{aligned} \text{Beban Sendiri} + \text{Beban Aksial Kolom} &= 10032 + 87565,707 \\ &= 97597,707 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Maka, $\sum P = 97597,707 \text{ kN}$

Karena pile cap berbentuk layaknya pondasi rakit (*mat foundation*), maka diperhitungkan kontribusi daya dukung tanah dibawah pile cap. Perhitungan daya dukung tanah dasar pile cap adalah sebagai berikut :

D_f = Kedalaman Dasar Pondasi dari Muka Tanah = 5 m

B = Lebar Pondasi = 19 m

L = Panjang Pondasi = 22 m

$c_u =$ Kohesi tanah lempung = $0,24 \text{ kg/cm}^2$

Sehingga, didapatkan daya dukung tanah dasar pile cap sebesar :

$$q_{net(all)} = \frac{q_{u(net)}}{SF} = \frac{5,14 \cdot c_u \cdot \left(1 + \frac{0,195B}{L}\right) \left(1 + 0,4 \frac{D_f}{B}\right)}{3}$$

$$q_{net(all)} = \frac{5,14 \cdot 0,24 \cdot \left(1 + \frac{0,195 \cdot 19}{22}\right) \left(1 + 0,4 \frac{5}{19}\right)}{3} = 0,53 \text{ kg/cm}^2$$

Beban yang mampu didukung tanah dasar pile cap :

$$q_{net(all)} \times \text{Luasan Pile Cap} = 0,53 \text{ kg/cm}^2 \times 2200 \text{ cm} \times 1900 \text{ cm}$$

$$= 2215400 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Sisa Resultan Beban dari Shear Wall} &= \sum P - 2215400 \text{ kg} \\ &= 9759770,7 - 2215400 \\ &= 7544370,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Daya Dukung Tiang Pancang

Berdasarkan tabel 4.32, direncanakan penanaman tiang pancang pada kedalaman awal 23 m dimana didapatkan Q_d satu tiang sebesar 143,311 Ton.

$Q_d < Q_{ijin}$ tiang (OK)

4.7.3.2 Tiang Pancang dalam kelompok

Jumlah tiang rencana awal adalah 120 tiang dengan konfigurasi 10×12 . Dilakukan perhitungan efektifitas tiang pancang dalam grup melalui perhitugnan berikut :

$$n = \frac{\Sigma P_u}{Q_d \times E_g}$$

Dimana :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90xmxn}$$

$$= 1 - \left\{ \arctan \left(\frac{D}{S} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90xmxn} \right\}$$

$$= 1 - \left\{ \arctan \left(\frac{60}{180} \right) \frac{(10-1)12 + (12-1)10}{90 \times 10 \times 12} \right\}$$

$$E_g = 0,628$$

Sehingga,

$$P_u = 75443,707 \text{ kN} = 7544,371 \text{ Ton}$$

$$n = \frac{7544,371}{143,311 \times 0,628} = 83,8 \approx 120 \text{ tiang}$$

➤ Maka, direncanakan 120 buah tiang pancang dalam satu grup *pile cap* atau poer.

- Perhitungan Jarak antar Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang (S) :

$$2,5 D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x \text{ diambil } 3 D = 3 (60) = 180 \text{ cm}$$

$$2,5 D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y \text{ diambil } 3 D = 3 (60) = 180 \text{ cm}$$

4.7.3.3 Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Setelah diketahui jarak antar tiang pancang, dapat dilakukan kontrol beban aksial dan momen pada tiang pancang. Kemudian, didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer.

Berdasarkan metode yang sama dengan tabel 4.33, didapatkan nilai-nilai jarak tiang pancang terhadap titik pusat poer sebagai berikut :

- Sumbu X

$$X_{\max} = 8,1 \text{ m}$$

$$X^2 = 3207,6$$

- Sumbu Y

$$Y_{\max} = 9,9 \text{ m}$$

$$Y^2 = 4633,2$$

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{x0} \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y0} \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{75443,707}{120} + \frac{127451,568 \times 9,9}{4633,2} + \frac{172775,179 \times 8,1}{3207,6}$$

$$= 1337,331 \text{ kN (Tekan)}$$

$$P_{\min} = \frac{75443,707}{120} - \frac{127451,568 \times 9,9}{4633,2} - \frac{172775,179 \times 8,1}{3207,6}$$

$$= -79,936 \text{ kN (Tarik)}$$

Maka, beban maksimum pada satu tiang pancang adalah 1337,331 kN atau 133,733 Ton

- Kontrol Kapasitas Tiang Pancang

Rencana Kedalaman Awal = 23 m

$$P_{\max} \leq Q_d \times E_g$$

$$133,733 \leq 143,311 \times 0,677$$

$$133,733 \text{ Ton} \leq 97,02 \text{ Ton (NOT OK)}$$

Karena P_{\max} melebihi daya dukung tanah, maka kedalaman tiang pancang direncanakan ulang menjadi 37 m dengan daya dukung tanah sebesar 216,79 Ton.

Kedalaman Rencana = 37 m

$$P_{\max} \leq Qd \times E_g$$

$$133,733 \leq 216,79 \times 0,628$$

$$133,733 \text{ Ton} \leq 136,144 \text{ Ton (OK)}$$

4.7.4 Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Dimensi poer = 5000mm x 5000mm x 1000mm
- Mutu beton ($f'c$) = 35 Mpa
- Tebal Poer = 1000 mm
- Diameter Tulangan = 22 mm
- Dimensi Tiang Pancang = 600 mm
- Tebal Selimut Beton = 75 mm

$$\begin{aligned} dx &= 1000\text{mm} - \text{tebal selimut} - (1/2 \phi \text{ Tulangan}) \\ &= 1000 - 75 - (1/2 \times 22) \\ &= 914 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 1000\text{mm} - \text{tebal selimut} - \phi \text{ Tul.} - (1/2 \phi \text{ Tulangan}) \\ &= 1000 - 75 - 22 - (1/2 \times 22) \\ &= 892 \end{aligned}$$

Karena bentuk penampang poer adalah simetris, desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja.

- Perhitungan Beban Poer

Berat Mati Poer

$$\begin{aligned} Qd &= 5\text{m} \times 5\text{m} \times 1\text{m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 \\ &= 60 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Beban Terpusat

$$\begin{aligned}
 Pt &= P_{\max} \times \text{Jumlah Tiang pancang Dalam Sebaris} \\
 &= 952,56 \text{ kN} \times 3 \text{ Tiang per baris} \\
 &= 2857,68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat beban Terpusat

$$\begin{aligned}
 Mu &= (Pt \times e) - \left(\frac{1}{2} q u e^2\right) \\
 &= (2857,68 \times 1,2) - \left(\frac{1}{2} \times 600 \times 2,5^2\right) \\
 &= 1554,216 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(35 - 28)}{7} \times 0,05 = 0,8$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0357
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,0268$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{1554216000}{0,9 \times 5000 \times 914^2} = 0,413$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,413}{400}} \right) = 0,00104
 \end{aligned}$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\min}$, gunakan ρ_{\min}

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 5000 \times 914 = 15995 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D22) = \pi \times r^2 = \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak Tulangan} = \frac{380,13 \times 5000}{15995} = 118,83 \approx 100 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

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

$$S < S_{\max} \text{ (OK)}$$

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{380,13 \times 5000}{100} = 19006,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{pakai}} = > A_{s\text{perlu}} = \text{(memenuhi)}$$

- Maka, digunakan tulangan lentur **D22-100** untuk arah X dan Y dikarenakan poer memiliki bentuk simetris

4.7.5 Desain Penulangan Poer Shear Wall

4.7.5.1 Penulangan Poer Shear Wall Arah X

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Dimensi poer = 22000 mm x 19000 mm x 1000 mm
- Mutu beton (f'_c) = 35 Mpa
- Tebal Poer = 1000 mm
- Diameter Tulangan = 32 mm
- Dimensi Tiang Pancang = 600 mm
- Tebal Selimut Beton = 75 mm

$$dx = 1000\text{mm} - \text{tebal selimut} - (1/2 \phi \text{ Tulangan})$$

$$= 1000 - 75 - (1/2 \times 32)$$

$$= 909 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} dy &= 1000\text{mm} - \text{tebal selimut} - \phi \text{ Tul.} - (1/2 \phi \text{ Tulangan}) \\ &= 1000 - 75 - 32 - (1/2 \times 32) \\ &= 877 \end{aligned}$$

- Perhitungan Beban Poer

Berat Mati Poer

$$\begin{aligned} Q_d &= 22\text{m} \times 19\text{m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 \\ &= 1003,2 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$M \text{ Shear Wall} = F_z \times e = 87565,007 \times 0,732 \text{ m} = 64097,565 \text{ kNm}$$

$$M \text{ beban mati} = Q_d \times e = 10032 \times 0,732 = 7343,42 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ total} = 64097,565 + 7343,42 = 71440,99 \text{ kNm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(35-28)}{7} \times 0,05 = 0,8$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0357 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,0268$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{71440990000}{0,9 \times 19000 \times 909^2} = 5,056$$

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

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,259}{400}} \right) = 0,0139$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0139 \times 19000 \times 909 = 240066 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D32}) = \pi \times r^2 = \pi \times 16^2 = 804,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak Tulangan} = \frac{804,2 \times 19000}{240066} = 63,3 \approx 60 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

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

$$S < S_{\text{max}} \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{804,2 \times 19000}{60} = 254663,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = > A_{S_{\text{perlu}}} = \text{(memenuhi)}$$

- Maka, digunakan tulangan lentur **D32-60** dua lapis pada bagian atas dan bawah poer untuk arah X

4.7.5.2 Penulangan Poer Shear Wall Arah Y

$$M \text{ Shear Wall} = F_z \times e = 87565,007 \times 0,732 \text{ m} = 64097,565 \text{ kNm}$$

$$M \text{ beban mati} = Q_d \times e = 10032 \times 0,732 = 7343,42 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ total} = 64097,565 + 7343,42 = 71440,99 \text{ kNm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(35 - 28)}{7} \times 0,05 = 0,8$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0357 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,0268$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{71440990000}{0,9 \times 22000 \times 877^2} = 4,691$$

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

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 4,691}{400}} \right) = 0,0128$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0128 \times 22000 \times 877 = 246963,2 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (D32)} = \pi \times r^2 = \pi \times 16^2 = 804,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak Tulangan} = \frac{804,2 \times 22000}{246963,2} = 71,6 \approx 70 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum tulangan pelat

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

$S < S_{\max}$ (OK)

$$As_{\text{pakai}} = \frac{490,8 \times 22000}{70} = 154251,43 \text{ mm}^2$$

$As_{\text{pakai}} > As_{\text{perlu}}$ = (memenuhi)

- Maka, digunakan tulangan lentur **D32-70** dua lapis pada bagian atas dan bawah per untuk arah Y

4.7.5.3 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde

Dalam perhitungan penulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum sebesar 2% dari *inner diameter* tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 600 mm dengan ketebalan beton 100 mm. Direncanakan menggunakan tulangan ulir D25.

Diameter dalam = $600 \text{ mm} - 2 \times 100 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$

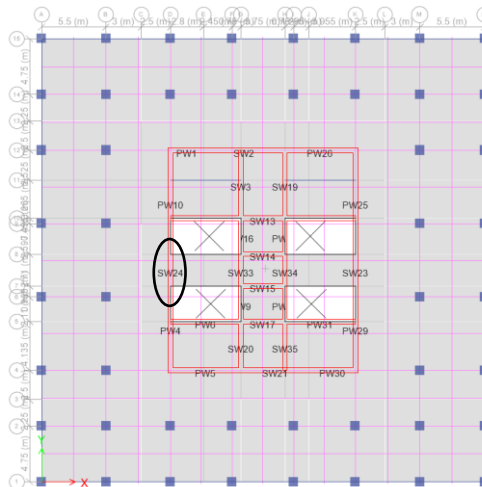
$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho \times 0.25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0.02 \times 0.25 \times \pi \times 400^2 \\ &= 2513,27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= 2513,27 \text{ mm}^2 / (0.25 \times \pi \times 25^2) \\ &= 5,12 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tusuk konde 6 D25

4.8 Perencanaan Balok Kopel Shear Wall

Desain yang dilakukan untuk balok kopel dengan pengeangan diagonal individu mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.9.7.4 (a), (b), dan (c). Gaya dalam balok kopel terutama gaya lentur dan geser didapatkan dari hasil analisis ETABS. Diambil satu elemen balok kopel yang memikul beban terbesar dan perencanaan balok kopel lainnya menyesuaikan balok kopel dengan beban terbesar. Balok kopel yang akan direncanakan dapat dilihat pada gambar 4.70. Berikut adalah langkah desain yang dilakukan:



Gambar 4.71 Balok Kopel SW 24

Dari gambar 4.71, dapat dilihat balok kopel SW24 dimana penamaan SW pada ETABS merupakan singkatan dari (*Spandrel Wall*) atau balok dengan tinggi penampang setidaknya seperempat dari panjang bentang.

Balok kopel SW24 memikul gaya geser terbesar dari kombinasi beban kombinasi 1,2D + 1LL + 1E. balok tersebut memiliki data-data dimensi dan gaya sebagai berikut :

Panjang Balok Kopel	= 3000 mm
Tinggi Balok Kopel	= 1000 mm
Lebar Balok Kopel	= 400 mm
Mutu Beton ($f'c$)	= 45 MPa
Mutu Tulangan (f_y)	= 400 Mpa
Rasio Tinggi/Panjang	= $1000/2710 = 0,37$
V_u Balok Kopel	= 1468,66 kN
M_u Balok Kopel	= 1695,5 kNm

1. Penentuan Kebutuhan Tulangan Diagonal

Kapasitas geser balok kontribusi beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times A_g \\
 &= 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{45} \times (1000 \times 400) \\
 &= 664112,19 \text{ N} \\
 &= 664,11 \text{ kN} \\
 V_u &> \phi V_c \text{ (Not OK)}
 \end{aligned}$$

- Sehingga, diperlukan penulangan diagonal pada balok.

Area tulangan diagonal ditentukan berdasarkan kekuatan yang diperlukan untuk menahan geser dan momen terfaktor (Budiono, 2011).

Diasumsikan menggunakan tulangan diagonal D28 sebanyak 14 buah, maka dapat ditentukan area tulangan diagonal (A_{vd}) sebesar :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_s \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times d^2 \times 14 \\ &= 0,25 \times \pi \times 28^2 \times 14 \\ &= 8620,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk menentukan geser dan momen nominal diperlukan nilai $\cos \alpha$ dan $\sin \alpha$ atau kemiringan dari tulangan diagonal yang dipasang. nilai tersebut dapat dicari dengan metode berikut :

$$\cos \alpha = \frac{\textit{sisi samping}}{\textit{sisi miring}}$$

$$\sin \alpha = \frac{\textit{sisi depan}}{\textit{sisi miring}}$$

$$\textit{Sisi samping} = \frac{L}{2} = \frac{3000}{2} = 1500 \text{ mm}$$

$$\textit{Sisi depan} = \frac{T.\textit{berat tulangan diagonal terluar}}{2}$$

$$= 458 \text{ mm}$$

$$\textit{Sisi miring} = \sqrt{1500^2 + 458^2} = 1568,4 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$\cos \alpha = \frac{1500}{1568,4} = 0,956$$

$$\sin \alpha = \frac{458}{1568,4} = 0,292$$

Nilai ini kemudian digunakan untuk menghitung gaya geser dan momen nominal sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.9.7.4. Perhitungan gaya geser dan momen nominal adalah sebagai berikut:

- Gaya Geser Nominal

$$V_n = 2 \times A_{vd} \times f_y \sin \alpha \leq 0,83 \times A_{cw} \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_n = 2 \times 8620,53 \times 400 \times 0,292 = 2013755,8 \text{ N} = 2013,76 \text{ kN}$$

$$0,83 \times A_{cw} \times \sqrt{f'_c} = 0,83 \times 400 \times 1000 \times \sqrt{f'_c} = 2227,12 \text{ kN}$$

$$V_n < 0,83 \times A_{cw} \times \sqrt{f'_c} \text{ (OK)}$$

$$\emptyset V_n = 1510,32 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_n > V_u \text{ (OK)}$$

- Momen Nominal

d' = Jarak titik pusat tulangan diagonal ke muka beton terdekat

Direncanakan $d' = 1000/2 - \text{selimut} - \emptyset \text{sengkang} - \emptyset \text{lentur}$

$$\emptyset(3,5 \times D28)$$

$$= 500 - 50 - 16 - 22 - 98$$

$$= 314 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_{vd} \times f_y \times \cos \alpha) \times (h - 2d')$$

$$= (8620,53 \times 400 \times 0,956) \times (1000 - 2 \times 314)$$

$$= 1226,294530 \text{ Nmm}$$

Mn penampang kontribusi tulangan longitudinal sekeliling balok (9 D 22) :

$$A_s = 9 \times 380,13 = 3421,19 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{c} \times b} = \frac{3421,19 \times 400}{0,85 \times 45 \times 400} = 89,44 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{89,44}{0,85} = 105,22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 3421,19 \times 400 \times \left(686 - \frac{89,44}{2} \right) \\ &= 877,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n \text{ Total} &= M_n \text{ Tul. Diagonal} + M_n \text{ Tul. Longitudinal} \\ &= 0,9(1226,29 + 877,58) \\ &= 1893,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\emptyset M_n \text{ Total} > M_u \text{ (OK)}$$

2. Penentuan Panjang Penyaluran Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.2, panjang penyaluran tulangan pada balok kopel adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} L_d &= 1,25 \times 3,25 \times \frac{f_y \times db}{5,4 \times \sqrt{f'_{c}}} \\ &= 1256,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Atau

$$L_d = 1,25 \times 3,25 \times 8 \text{ db} = 910 \text{ mm}$$

Atau

$$L_d = 1,25 \times 3,25 \times 150 = 609,4 \text{ mm}$$

➤ Diambil L_d yang terbesar yaitu $1256,1 \text{ mm} \approx 1300 \text{ mm}$

3. Penentuan Tulangan Transversal

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.7.4 (c), penentuan tulangan transversal pada balok kopel adalah sebagai berikut: Direncanakan tulangan Senggang D16 ($A_s = 201,1 \text{ mm}^2$)

a. Tulangan Transversal Sejajar Tinggi Penampang

$$bc = 400 - 2(50 + 0,5 \times 16) = 284 \text{ mm}$$

$$hc = 1000 - 2(50 + 0,5 \times 16) = 884 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = bc \times hc = 251056 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= \frac{0,09 \times bc \times f'_c}{f_y h} \\ &= \frac{0,09 \times 284 \times 45}{400} \\ &= 2,876 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Maka, diambil luas tulangan *confinement* perlu A_{sh}/s sebesar $2,876 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Ambil $s = 100 \text{ mm}$ sehingga $A_{sh} = 287,6 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Dengan menggunakan D16, maka:

$$n = \frac{A_{sh}}{A_s D16} = \frac{287,6}{201,1} = 1,43 \approx 2 \text{ buah}$$

Dengan demikian, digunakan *confinement* D16-100 sebanyak 2 buah

b. Tulangan Transversal Sejajar Lebar Penampang

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= \frac{0,09 \times hc \times f'_c}{f_y h} \\ &= \frac{0,09 \times 284 \times 45}{400} \end{aligned}$$

$$= 8,951 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Maka, diambil luas tulangan *confinement* perlu Ash/s sebesar $8,951 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Ambil $s = 100 \text{ mm}$ sehingga Ash = $895,1 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Dengan menggunakan D16, maka:

$$n = \frac{Ash}{As \text{ D16}} = \frac{895,1}{201,1} = 4,45 \approx 5 \text{ buah}$$

Dengan demikian, digunakan confinement D16-100 sebanyak 5 buah.

4. Tulangan Longitudinal dan Transversal Tambahan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.7.4b, diperlukan tulangan longitudinal dan transversal tambahan hingga minimum sebesar $0,002bw \times s$ pada masing-masing arah dengan spasi tidak melebihi 300 mm.

a. Tulangan Sejajar Tinggi Penampang

Direncanakan penambahan 3 buah D22 dengan spasi 150 mm pada masing-masing sisi sehingga total jumlah tulangan sebanyak 12 buah D22.

$$As = 12 \times As \text{ D22} = 4561,56 \text{ mm}^2$$

$$0,002 \times bw \times s = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$As > 0,002 \times bw \times s$$

a. Tulangan Sejajar Lebar Penampang

Direncanakan penggunaan 4 buah D22 dengan spasi 150 mm

$$As = 4 \times As \text{ D22} = 1520,52 \text{ mm}^2$$

$$0,002 \times bw \times s = 0,002 \times 400 \times 150 = 120 \text{ mm}^2$$

$$As > 0,002 \times bw \times s$$

➤ Dengan demikian, persyaratan penulangan tambahan terpenuhi

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan dan analisa struktur yang dilakukan pada bab-bab sebelumnya, maka diperoleh kesimpulan dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Hasil Perhitungan Struktur Sekunder :

- a) Pelat tangga dan pelat bordes direncanakan dengan ketebalan 200mm dengan mutu beton $f'c$ 30 MPa dengan penulangan lentur sebagai berikut:

Penulangan Lentur Pelat Tangga = D13-125

Penulangan Lentur Pelat Bordes = D13-125

Penulangan Lentur Balok Bordes = 2D13 (Lentur +)
= 2D13 (Lentur -)

Penulangan Geser Balok Bordes = D8-100

- b) Dimensi Balok Pengantung Lift menggunakan balok beton bertulang dengan dimensi 40cm x 70 cm dengan mutu beton $f'c$ 30 MPa dengan penulangan lentur sebagai berikut:

Penulangan Lentur Balok Lift = 5 D22 (Lentur +)

= 3 D22 (Lentur -)

Penulangan Geser Balok Lift = D10-100 (Tumpuan)

= D10-100 (Lapangan)

2. Hasil Perhitungan Struktur Primer :

Dari hasil perencanaan struktur Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya dengan menggunakan *Flat Plate* dan *Shear Wall* didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :

- Mutu Beton ($f'c$) : 35Mpa (Kolom)
45 Mpa (*Shear Wall*)
30 Mpa (*Flat Plate*)
- Tebal Pelat Lantai = 25 Cm

- Jumlah Lantai = 15 Lantai
- Ketinggian Tiap Lantai
Lantai Dasar = 3,5 m
Lantai 2-15 = 3 m
- Tinggi Total Gedung = 45,5 m
- Pelat Arah Sumbu X
 - Tumpuan Jalur Kolom = D22-125 mm (atas)
= D22-250mm (bawah)
 - Lapangan Jalur Kolom = D22-200 mm (atas)
= D22-400 mm (bawah)
 - Tumpuan Jalur Tengah = D22-125 mm (atas)
= D22-250mm (bawah)
 - Lapangan Jalur Tengah = D22-200 mm (atas)
= D22-400 mm (bawah)
- Pelat Arah Sumbu Y
 - Tumpuan Jalur Kolom = D22-100 mm (atas)
= D22-200mm (bawah)
 - Lapangan Jalur Kolom = D22-200 mm (atas)
= D22-400 mm (bawah)
 - Tumpuan Jalur Tengah = D22-200 mm (atas)
= D22-400 mm (bawah)
 - Lapangan Jalur Tengah = D22-200 mm (atas)
= D22-400 mm (bawah)
 - Tulangan Geser Tumpuan = Ø13-100mm
- Dimensi Balok Tepi = 40 cm x 60 cm
 - Tulangan Lentur = 4D16 (Tarik)
= 2D16 (Tekan)
 - Tulangan Geser = 2 kaki D10 – 80 (Area Sendi Plastis)
= 2 kaki D10 – 150 (Area Lapangan)
- Dimensi Kolom = 80cm x 80cm (Tipikal)
Dimensi kolom dirancang tipikal karena tahanan beton pada penampang kritis terhadap geser dua arah lebih menentukan faktor keruntuhan dibandingkan dengan

beban aksial kumulatif lantai diatasnya mengingat pembebanan pelat lantai dua hingga lantai 15 adalah tipikal.

Tulangan Lentur = 20 D22

Tulangan Geser = 4 kaki D16 – 100 (Area Perletakan)

= 4 kaki D16 – 150 (Area Lapangan)

Mutu Beton ($f'c$) = 35 MPa (Lt. Basement – Lt. 7)

Mutu Beton ($f'c$) = 30 MPa (Lt. 8 – Lt. 15)

- Dimensi Dinding Geser = 40cm

Tulangan Vertikal = D19-200

Tulangan Horizontal = D19-200

- Dimensi Pile Cap Kolom

Lebar = 5000 mm

Panjang = 5000 mm

Ketebalan = 1000 mm

Diameter Tiang Pancang = 60 cm

Jumlah Tiang Pancang = 9 Tiang

Tulangan Lentur Arah x = D22-100 (Dua Lapis)

Tulangan Lentur Arah y = D22-100 (Dua Lapis)

- Dimensi Pile Cap Shear Wall

Lebar = 19000 mm

Panjang = 22000 mm

Ketebalan = 1000 mm

Diameter Tiang Pancang = 60 cm

Jumlah Tiang Pancang = 120 Tiang

Tulangan Lentur Arah x = D32-60 (Dua Lapis)

Tulangan Lentur Arah y = D32-70 (Dua Lapis)

- Dimensi Balok Kopel = 40 cm x 100 cm

Tulangan Longitudinal = 12D22 (Arah Memanjang)

= 4D22 (Arah Vertikal)

Tulangan Longitudinal = 2 kelompok 14 D28

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Confinement} &= 5 \text{ kaki D16} - 150 \text{ (Arah} \\ &\quad \text{Memanjang)} \\ &= 2 \text{ kaki D16} - 150 \text{ (Arah} \\ &\quad \text{Vertikal)} \end{aligned}$$

3. Analisa gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS. Perhitungan respon spectrum dengan mengacu pada peta gempa Indonesia 2019 untuk wilayah gempa Surabaya dan perhitungannya berdasarkan RSNI 1726:2019. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983. Gaya yang dimasukkan dalam permodelan adalah beban mati dan beban hidup berdasarkan peraturan di atas.
4. Pondasi yang direncanakan sesuai dengan ketentuan perhitungan tiang pancang (spun pile) produk dari WIKA Beton dengan metode tegangan ijin dan pile cap (poer) berdasarkan metode tegangan ultimate.
5. Penggambaran hasil akhir perencanaan kedalam gambar teknik. Semua hasil akhir dari Tugas Akhir ini dijelaskan dalam bentuk gambar teknik yang dapat dilihat pada lampiran.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil Analisis dalam Tugas Akhir ini meliputi :

1. Diperlukan studi lebih lanjut mengenai perencanaan struktur dengan menggunakan *flat plate* dan *shear wall* dengan memperhatikan aspek teknis, ekonomis dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan dan mudah dalam pelaksanaan.
2. Data tanah yang dimiliki sebaiknya harus ada di setiap titik dari tiang pancang agar Desain bisa lebih efektif.
3. Diperlukan peraturan atau penelitian terkait tebal efektif dan efisien pelat datar (*flat plate*) agar ekonomis.

DAFTAR PUSTAKA

- Apostolska. R.P., Necevska-Cvetanovska. G.S., Cvetanovska. J.P. dan Mircic. N. 2008. *Seismic Performance of Flat-plate Building Structural Systems*. Pada 14th World Conference on Earthquake Engineering October (pp. 12-17).
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. **RSNI 1726:201X Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Budiono, B., Supriatna, L. 2011. **Studi Komparasi Desain bangunan Tahan Gempa dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201x**. Bandung: Penerbit ITB.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBT)**. Jakarta, Indonesia
- Erberik. M.A. dan Elnashai. A.S. 2004. *Fragility Analysis of Flat-Plate Structures. Engineering Structures*, 26(7), hal. 937-948.
- Imran, Iswandi., Hendrik, Fajar. 2014. **Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang**. Bandung: Penerbit ITB.

- McCormac. Jack C., Brown. Russell H. 2014. ***Design of Reinforced Concrete, Ninth Edition***. New Jersey: Wiley.
- Muttoni, A. 2008. ***Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Plates Without Transverse Reinforcement***. *ACI structural Journal*, 105(epfl-article-116123), hal. 435-450.
- Polak, Anna Maria. 2005. ***Ductility of Reinforced Concrete Flat Slab-Column Connections***. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* Vol.20, hal.184-193.
- Setiawan, Agus. 2016. **Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013**. Jakarta: Penerbit Erlangga
- Syamsi, Muhammad Ibnu. **Perbandingan Analisis Two Way Slab with Beam dengan Flat Slab (Studi Kasus: Coal Yard PLTU Kalimantan Barat)**. *Jurnal Ilmiah Semesta Teknik* Vol. 18, No. 2, hal 168-175.
- Tavio, Hemawan. L. 2010. **Studi Lebar Efektif Pelat Pada Struktural Flat Plate Akibat Beban Gempa**. *Dinamika Teknik Sipil*, Vol. 10, No. 3.
- Tavio., Kusuma, Benny.. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton bertulang Tahan Gempa**. Surabaya: ITS Press.
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya: Penerbit ITS.
- Wight. James K., McGregor. James G. 2012. ***Reinforced Concrete Mechanics and Design, Sixth Edition***. New York: Pearson.

LAMPIRAN

Halaman ini sengaja dikosongkan

BIODATA PENULIS

Robert Scott Aryan Timony



Penulis dilahirkan di Surabaya, Jawa Timur pada tanggal 21 Maret 1997. Penulis menempuh pendidikan formal di TK Permata Bunda Surabaya (2001-2003), SD Al-Hikmah Surabaya (2003-2009), SMP Al-Hikmah Surabaya (2009-2012), SMA Negeri 5 Surabaya (2012-2015). Setelah lulus SMA, penulis melanjutkan melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program PKM dan terdaftar dengan NRP 03111540000151. Di Jurusan Teknik

Sipil FTSLK-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program (S1) Reguler dengan bidang studi struktur.

Contact Person :

Email : rsat53@gmail.com

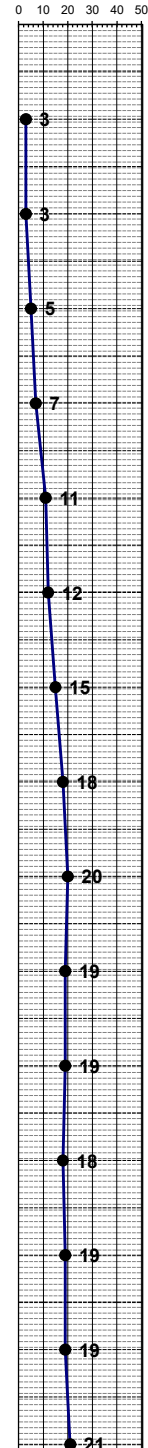
HP : 081931616531



DRILLING LOG

CLIENT	= PT. WIKA REALTY	BORE TYPE	= ROTARY DRILLING	Remarks
PROJECT NAME	= APARTEMEN	START OF DATE	= 03 April 2015	UD = Undisturb Sample
POINT NO.	= BH-2	FINISH OF DATE	= 05 April 2015	CS = Core Sample
WATER SURFACE	= - METER	BORE MASTER	= HARNO CS	SPT = SPT Test
PROJECT LOCATIC	= CITRALAND, SURABAYA			

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test			N - Value	
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			
														15 cm	15 cm		15 cm
0.00	0.00				START OF BORING												
1.00	-1.00	-1.00					SOFT	SPT = 3			-2.00	SPT 1	3	1	1	2	3
2.00	-2.00	-2.00			COKLAT						-2.50						
3.00	-3.00	-3.00									-4.00	SPT 2	3	1	1	2	3
4.00	-4.00	-4.00					SOFT TO MEDIUM	SPT 3 s/d 5			-4.50						
5.00	-5.00	-5.00							-5.00	UD 01	-5.50						
6.00	-6.00	-6.00									-6.00	SPT 3	5	1	2	3	5
7.00	-7.00	-7.00									-6.50						
8.00	-8.00	-8.00					MEDIUM	SPT 5 s/d 7			-8.00	SPT 4	7	2	3	4	7
9.00	-9.00	-9.00									-8.50						
10.00	-10.00	-10.00							-10.00	UD 02	-10.00	SPT 5	11	3	5	6	11
11.00	-11.00	-11.00					STIFF	SPT 11 s/d 12			-10.50						
12.00	-12.00	-12.00									-12.00	SPT 6	12	3	5	7	12
13.00	-13.00	-13.00									-12.50						
14.00	-14.00	-14.00					STIFF	SPT 12 s/d 15			-14.00	SPT 7	15	4	6	9	15
15.00	-15.00	-15.00			LEMPUNG				-15.00	UD 03	-14.50						
16.00	-16.00	-16.00									-15.50						
17.00	-17.00	-17.00					VERY STIFF	SPT 18 s/d 20			-16.00	SPT 8	18	4	7	11	18
18.00	-18.00	-18.00									-16.50						
19.00	-19.00	-19.00					ABU-ABU				-18.00	SPT 9	20	4	8	12	20
20.00	-20.00	-20.00					VERY STIFF	SPT 19 s/d 20			-18.50						
21.00	-21.00	-21.00							-20.00	UD 04	-20.00	SPT 10	19	4	8	11	19
22.00	-22.00	-22.00							-20.50		-20.50						
23.00	-23.00	-23.00					VERY STIFF	SPT 18 s/d 19			-22.00	SPT 11	19	5	8	11	19
24.00	-24.00	-24.00									-22.50						
25.00	-25.00	-25.00									-24.00	SPT 12	18	4	8	10	18
26.00	-26.00	-26.00					VERY STIFF	SPT 18 s/d 19			-24.50						
27.00	-27.00	-27.00									-26.00	SPT 13	19	4	9	10	19
28.00	-28.00	-28.00									-26.50						
29.00	-29.00	-29.00									-28.00	SPT 14	19	5	8	11	19
30.00	-30.00	-30.00					VERY STIFF	SPT 19 s/d 21			-28.50						
											-30.00	SPT 15	21	5	8	13	21





DRILLING LOG

CLIENT	= PT. WIKA REALTY	BORE TYPE	= ROTARY DRILLING	<u>Remarks.</u> UD = Undisturb Sample CS = Core Sample SPT = SPT Test
PROJECT NAME	= APARTEMEN	START OF DATE	= 03 April 2015	
POINT NO.	= BH-2	FINISH OF DATE	= 05 April 2015	
WATER SURFACE	= - METER	BORE MASTER	= HARNO CS	
PROJECT LOCATIC	= CITRALAND, SURABAYA			

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test			N - Value							
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm									
														15 cm	15 cm		15 cm						
31.00	-31.00	-31.00			LEMPUNG	ABU-ABU	VERY STIFF	SPT 21 s/d 22			-30.50												
32.00	-32.00	-32.00													-32.00	SPT 16		23	6	10	13	21	
33.00	-33.00	-33.00														-32.50							
34.00	-34.00	-34.00														-34.00		SPT 17	22	6	10	12	22
35.00	-35.00	-35.00														-34.50							
36.00	-36.00	-36.00									-36.00	SPT 18	23	6	10	13	23						
37.00	-37.00	-37.00									-36.50												
38.00	-38.00	-38.00									-38.00	SPT 19	25	7	11	14	25						
39.00	-39.00	-39.00									-38.50												
40.00	-40.00	-40.00									-40.00	SPT 20	27	6	12	15	27						
											-40.50												

END OF BORING



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

CLIENT : PT. WIKA REALTY
PROJECT : PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOCATION : CITRALAND, SURABAYA

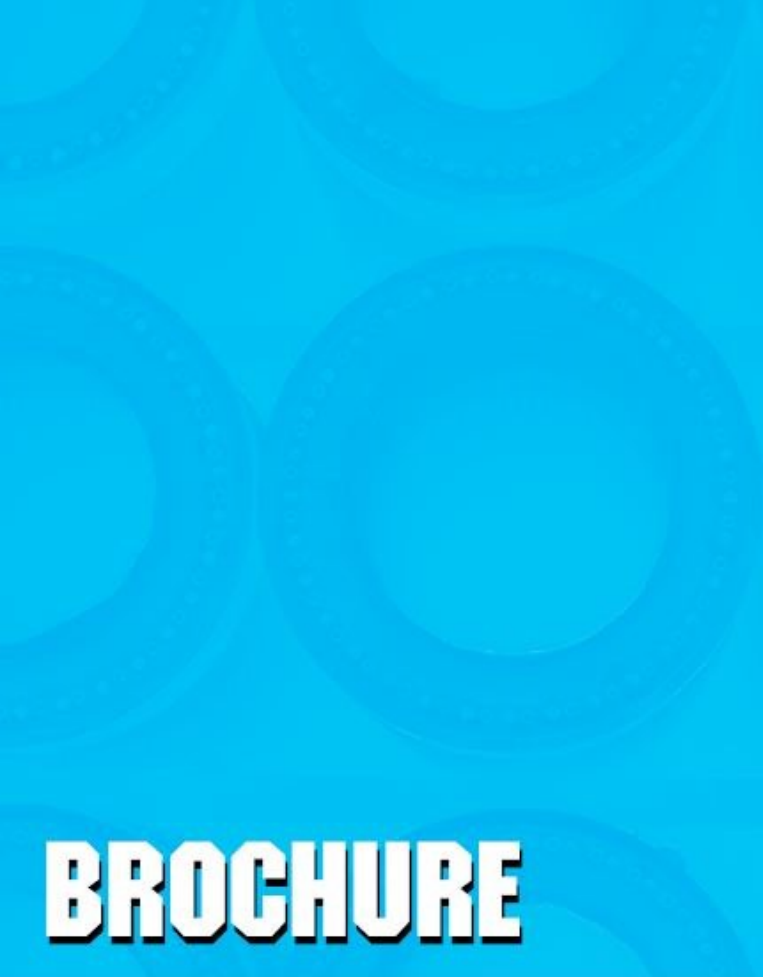
BORE POINT : BH-2
BORE MASTER : HARNO, ST

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-5.50	2.587	1.328	78.21	40.15	57.04	1.557	1.111	1.682	*	*	*
-10.50	2.643	1.243	80.43	37.83	55.42	1.624	1.178	1.733	*	*	*
-15.50	2.654	1.228	86.75	40.14	55.12	1.669	1.191	1.742	*	*	*
-20.50	2.618	1.121	91.24	39.07	52.85	1.717	1.234	1.763	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITY
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-5.50	0.00	8.74	91.26	65.47	32.11	33.36	0	*	0.26	*
-10.50	0.00	6.62	93.38	65.48	31.25	34.23	0	*	0.52	*
-15.50	0.00	8.43	91.57	66.59	32.70	33.89	0	*	0.87	*
-20.50	0.00	7.46	92.54	66.46	32.44	34.02	0	*	0.94	*

REMARK

G = Gravel (%)	LL = Liquid Limit (%)	ϕ = Angle of internal friction (degree)
S = Sand (%)	PL = Plastic Limit (%)	C = Cohesion (kg/cm ²)
S + Cl = Silt + Clay (%)	IP = Plastic Index (%)	Cu = Cohesion Undrained (kg/cm ²)
Gs = Specific Gravity	W _c = Water content (%)	γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
e = Void ratio	n = Porosity (%)	γ_d = Dry density (gr/cc)
Sr = Degree of saturation (%)	γ_t = Wet density (gr/cc)	
Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm ²)		
Cc = Compression Index		
Cv = Compression of Consolidation (cm ² /kg)		
* = Not test		



BROCHURE



WIKKA BETON
Innovation and Trust

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



WIKKA KOBE

**WIKKA KRAKATAU
BETON**

WIKKA CLT
PT CITRA LAUTAN TEDUH



PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

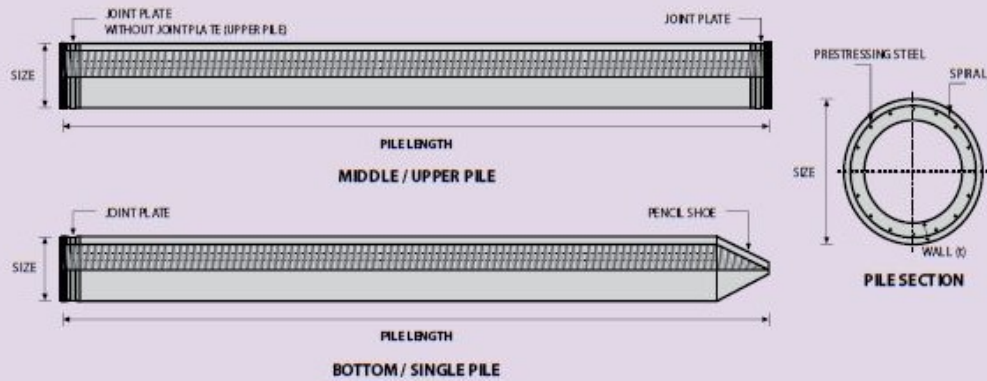
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufacture and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BJTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm ²) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion: 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

**) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	CWT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg				Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 x 1100	1160 x 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	Rear	1100 x 1250	1160 x 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	Rear	1100 x 1400	1160 x 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100
				900	Rear	1400 x 1100	1460 x 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600				
1.5	10	700		800	Side	1100 x 1600	1160 x 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400
	11	750		900	Side	1100 x 1650	1160 x 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600
	13	900		900	Side	1100 x 2000	1160 x 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300
1.75	15	1000		900	Side	1100 x 2100	1160 x 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600
				1100	Rear	2100 x 1100	2160 x 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600				
	17	1150		1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700
	20	1350		1100	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2250	4600	2750	2250	4600	4500	7800	6000	12200	9500
2.0	13	900		1200	Side	1500 x 2300	1600 x 2507	2450	5000	2750	2450	5000	4500	8500	6800	13600	10400
			900	Side	1200 x 1800	1300 x 2007	2200	4500	2250	2500	4500	4300	12030	6650	9000	7500	
	15	1000	900	Side	1200 x 1900	1300 x 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000	
			1000	Rear	1600 x 1500	1700 x 1707	2250	4600	2300	2550	4600	4400	12800	6950	9400	8000	
2.5	17	1150	1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700	13080	7150	11000	8700	
			1100	Rear	2000 x 1350	2100 x 1557	2650	5400	2150	2950	5400	4200					
	20	1350	1000	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800	14350	7650	12200	9500	
			1100	Rear	2000 x 1500	2100 x 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400					
2.5	24	1600	1100	Side	1500 x 2300	1600 x 2507	2500	5100	2750	2800	5100	4800	15100	8100	13600	10400	
			1200	Rear	2100 x 1650	2200 x 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500					

EN81 Standard

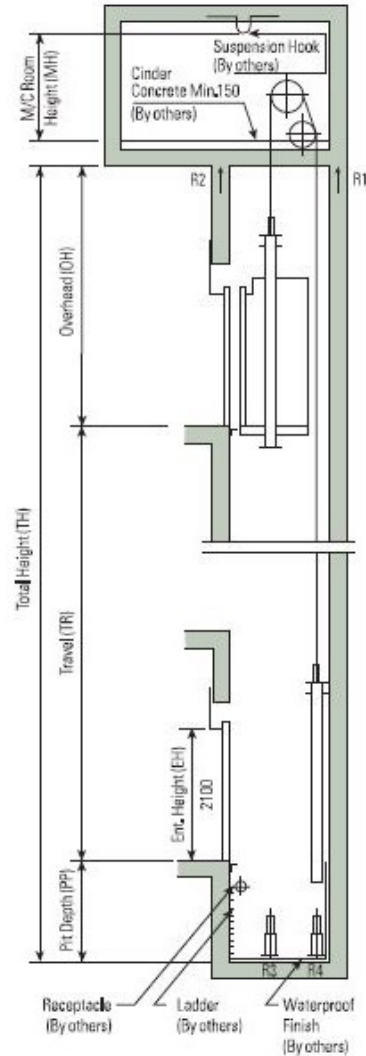
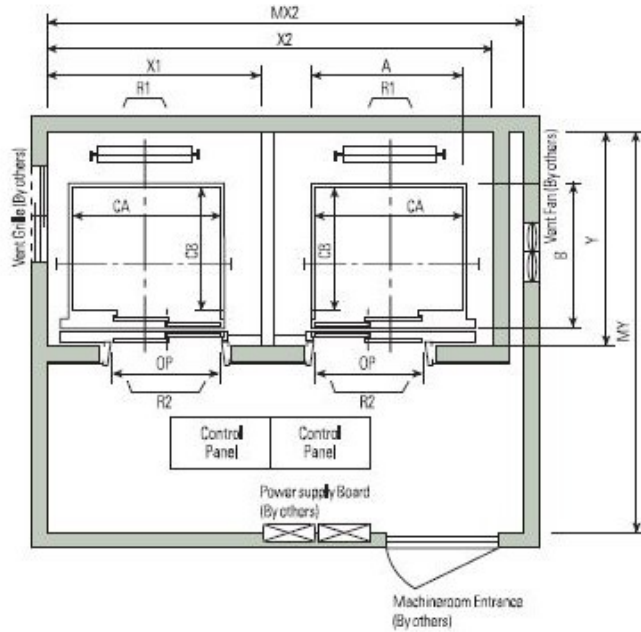
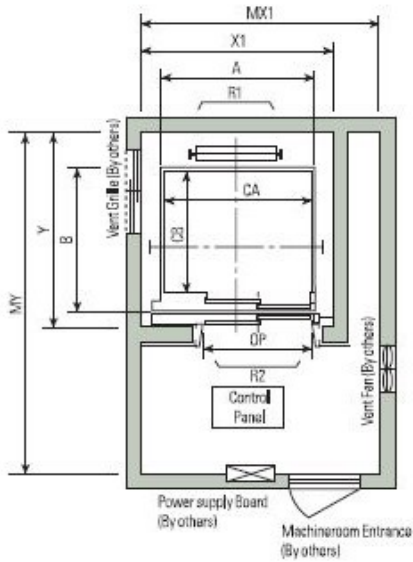
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	CWT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg				Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 x 1100	1160 x 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500
	7	550		800	Rear	1100 x 1250	1160 x 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900
	8	630		800	Rear	1100 x 1400	1160 x 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100
				900	Rear	1400 x 1100	1460 x 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600				
1.5	9	700		800	Side	1100 x 1600	1160 x 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400
	10	800		900	Side	1100 x 1650	1160 x 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600
	12	900		900	Side	1100 x 2000	1160 x 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300
1.75	13	1000		900	Side	1100 x 2100	1160 x 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600
				1100	Rear	2100 x 1100	2160 x 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600				
	15	1150		1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700
	18	1350		1100	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2250	4600	2750	2250	4600	4500	7800	6000	12200	9500
2.0	12	900		1200	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2350	5000	2850	2450	5000	4600	8500	6800	13600	10400
			900	Side	1200 x 1800	1300 x 2007	2200	4500	2250	2500	4500	4300	12030	6650	9000	7500	
	13	1000	900	Side	1200 x 1900	1300 x 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000	
			1000	Rear	1600 x 1400	1700 x 1607	2250	4600	2200	2550	4600	4300	12800	6950	9400	8000	
2.5	15	1150	1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700	13080	7150	11000	8700	
			1100	Rear	1800 x 1400	1900 x 1607	2450	5000	2200	2750	5000	4300					
	18	1350	1000	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800	14350	7650	12200	9500	
			1100	Rear	2000 x 1500	2100 x 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400					
21	1600	1100	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2400	4900	2750	2700	4900	4800	15100	8100	13600	10400		
		1200	Rear	2100 x 1650	2200 x 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500						

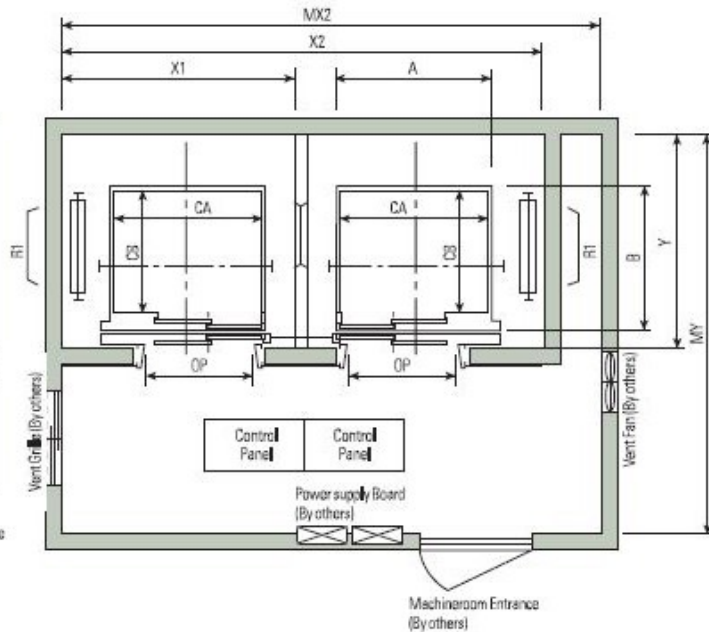
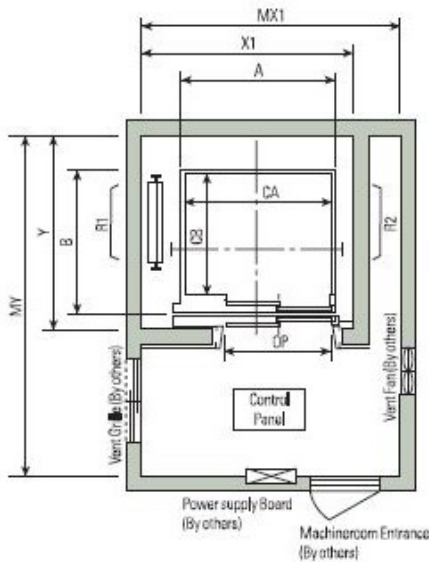
Plan of Hoistway & Machine Room

Section of Hoistway

Rear Drop



Side Drop

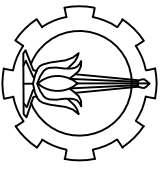


Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	2400
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	2600

- Notes:
1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
 2. In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
 3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

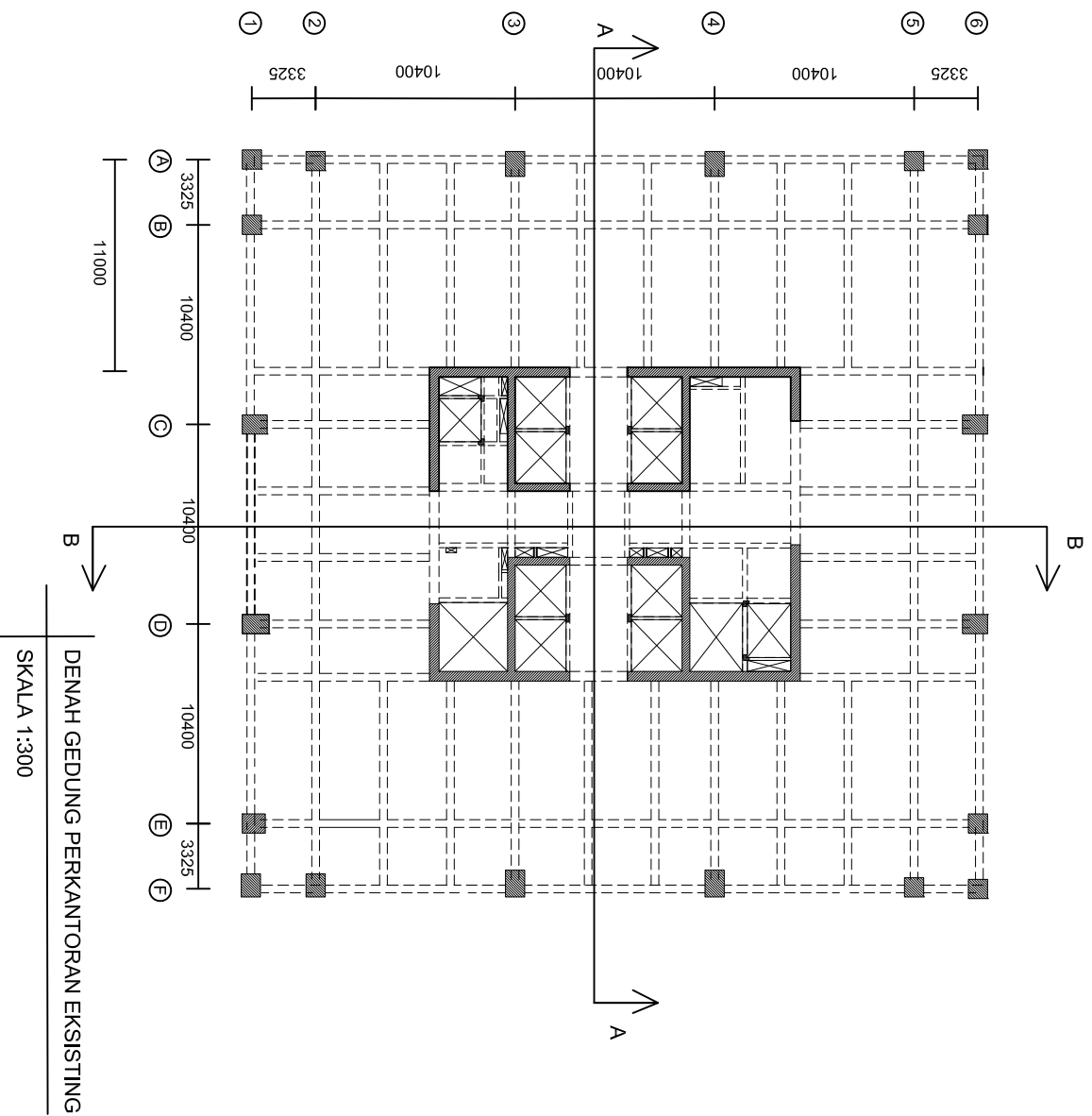
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

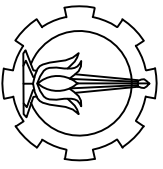
NO. LEMBAR

1

JML. LEMBAR

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

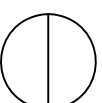
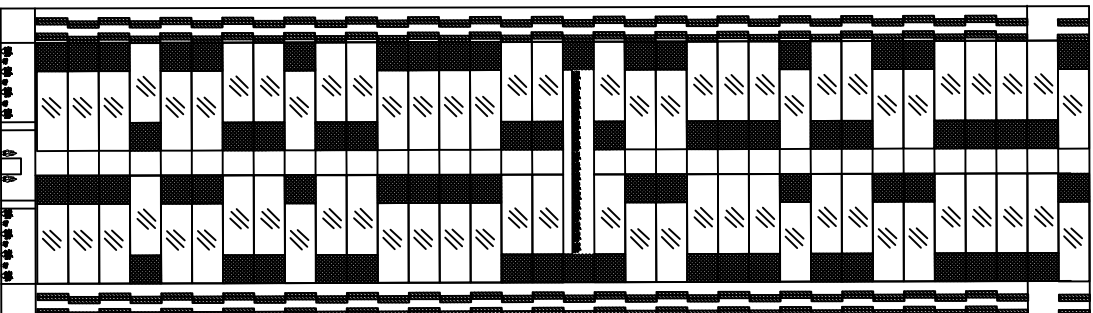
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

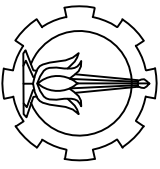
2

JML. LEMBAR

24



TAMPAK DEPAN GEDUNG PERKANTORAN EKSTING
SKALA 1 : 900



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

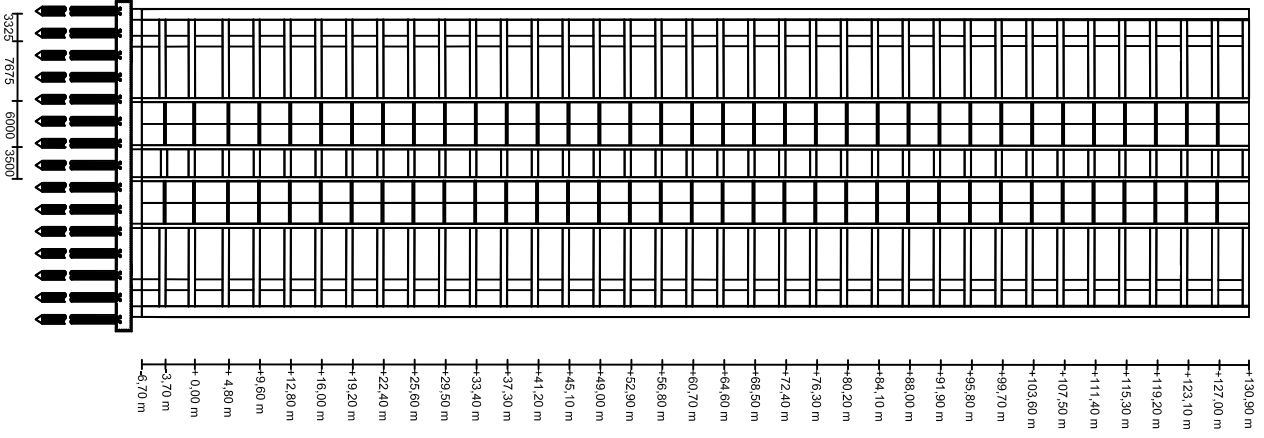
JUDUL
TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR
3

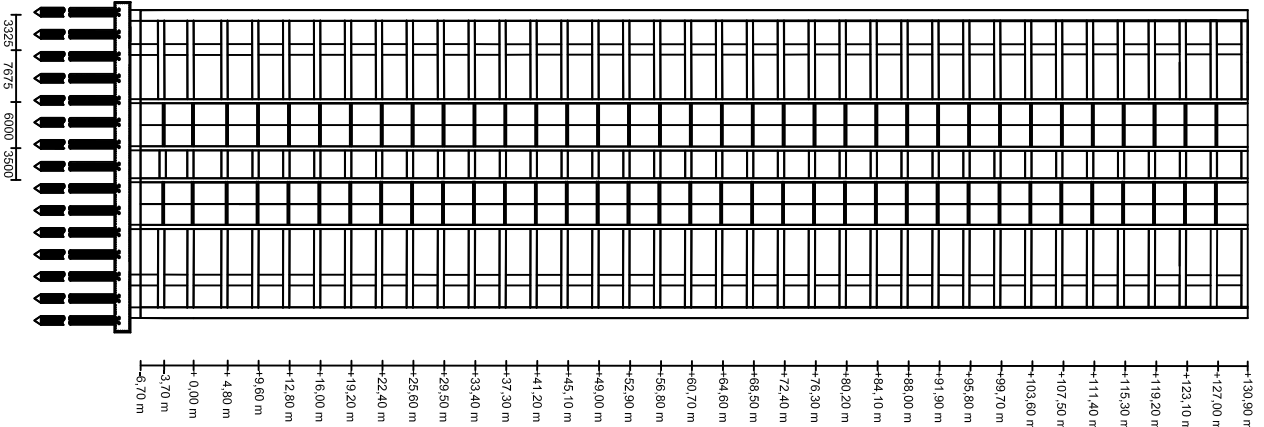
JML. LEMBAR
24



POTONGAN A-A GEDUNG PERKANTORAN EKSTISTING
SKALA 1:900

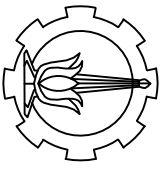


DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA



POTONGAN A-A GEDUNG PERKANTORAN EKSTISTING
 SKALA 1:900

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	JUDUL	DOSEN PEMBIMBING	NAMA DAN NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
	TUGAS AKHIR	BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D	ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY 03111540000151	4	24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL
TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

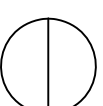
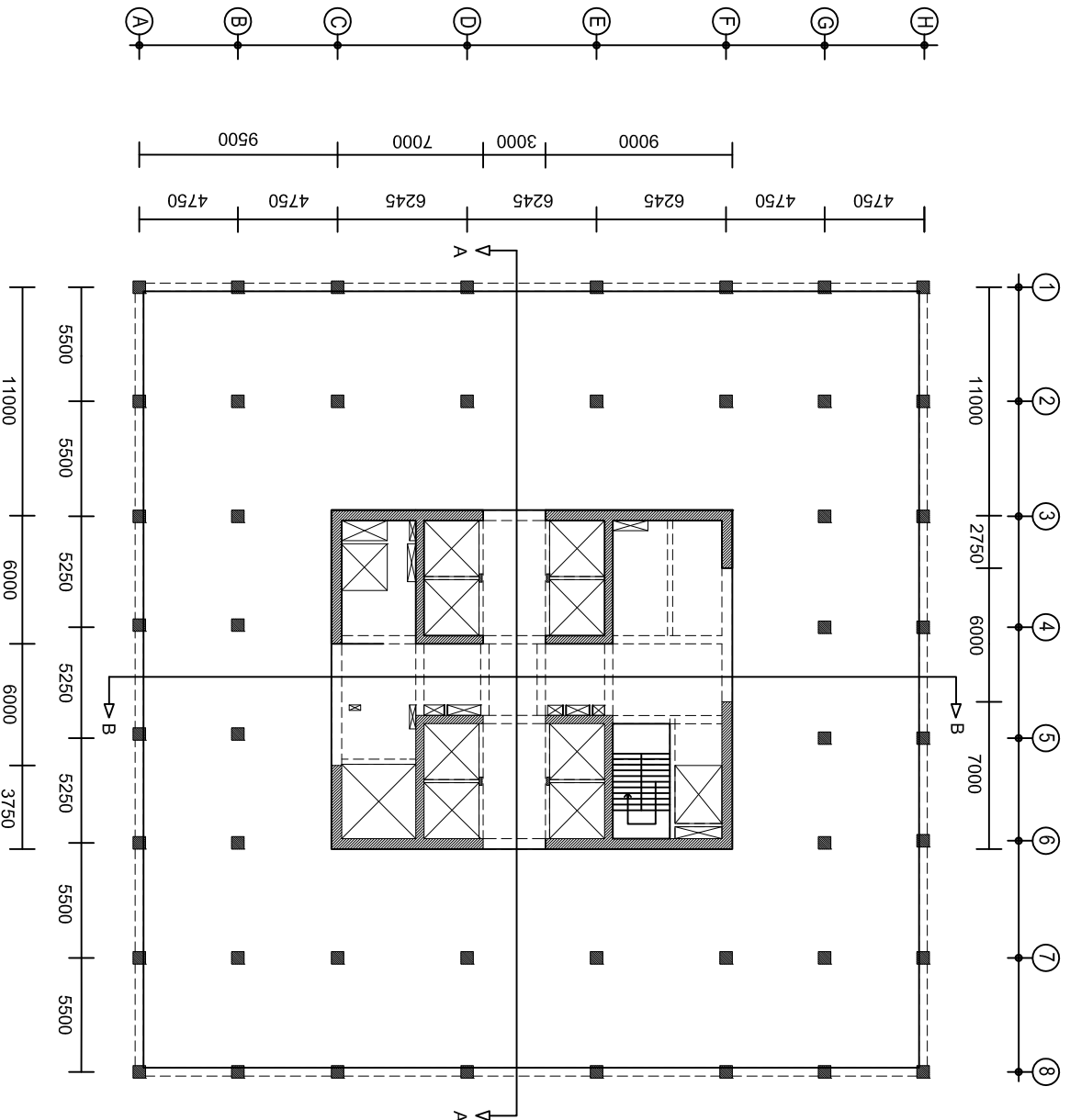
NAMA DAN NRP MAHASISWA
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

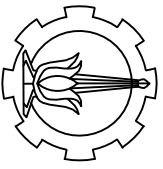
5

JML. LEMBAR

24



DENAH STRUKTUR MODIFIKASI
SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL
TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

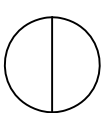
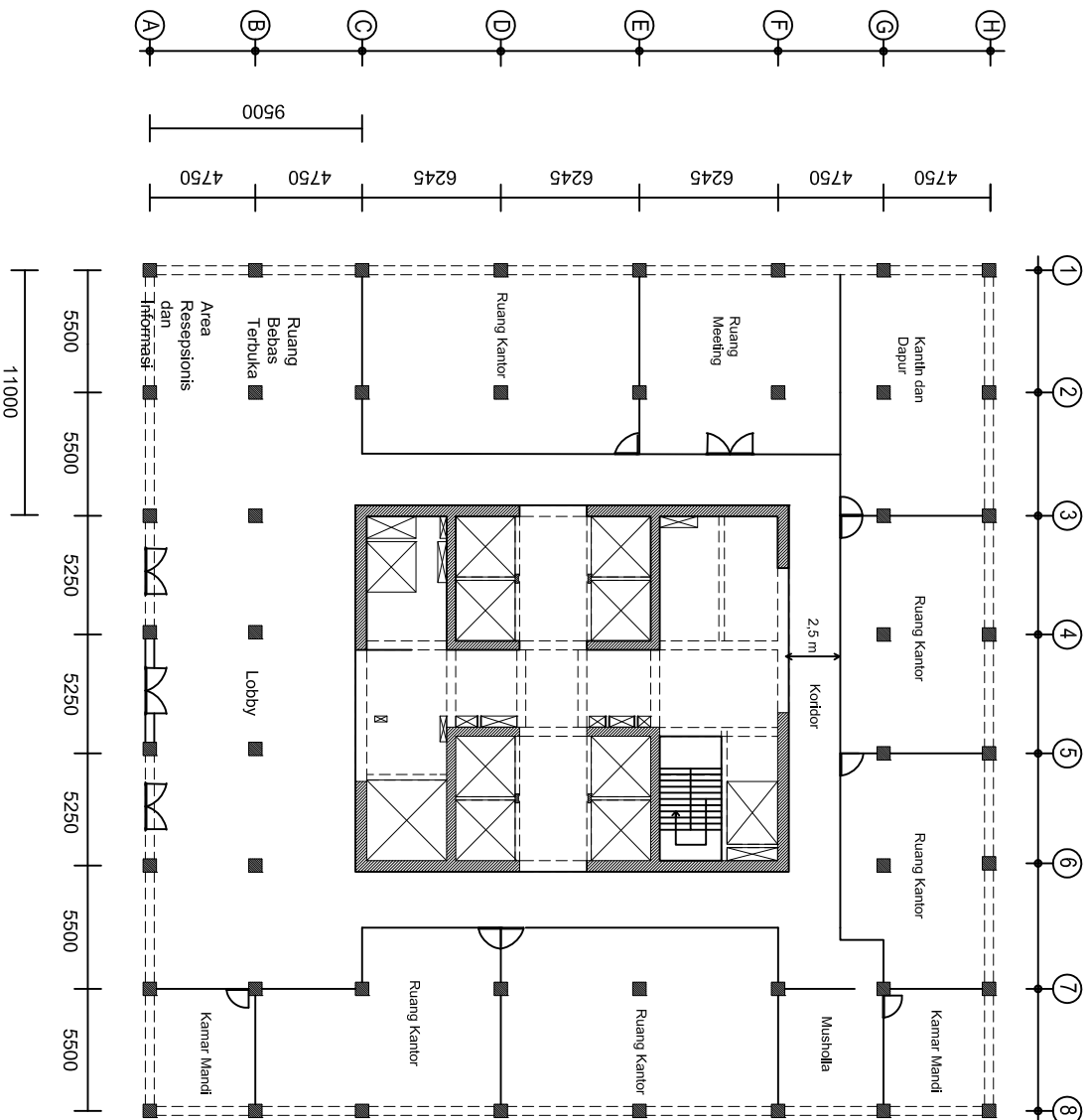
NAMA DAN NRP MAHASISWA
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

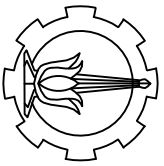
6

JML. LEMBAR

24



DENAH LANTAI DASAR
SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

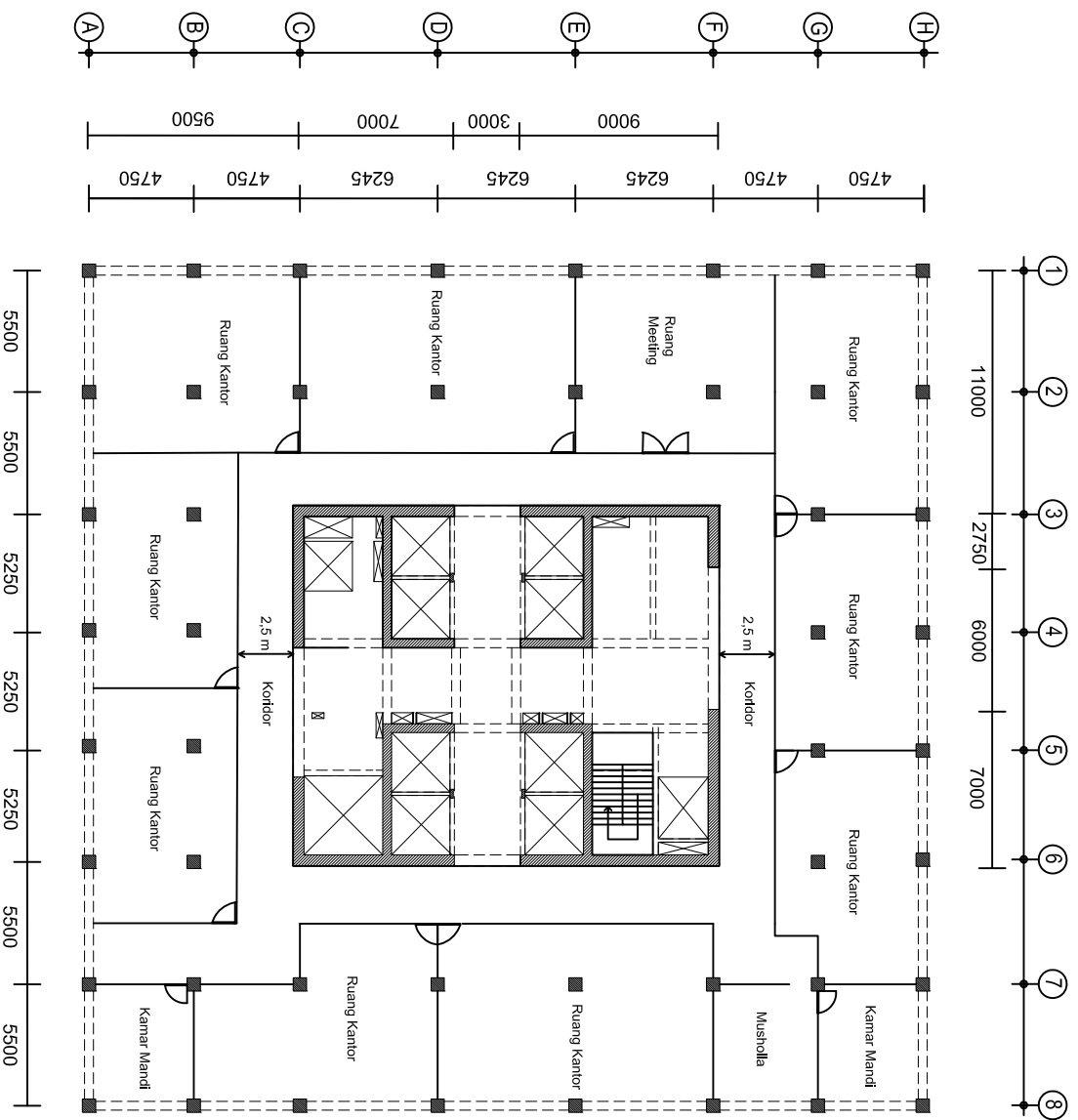
JUDUL
TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

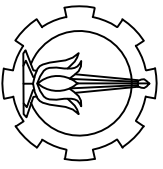
NAMA DAN NRP MAHASISWA
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR
7

JML. LEMBAR
24



DENAH LANTAI 2-15
SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

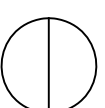
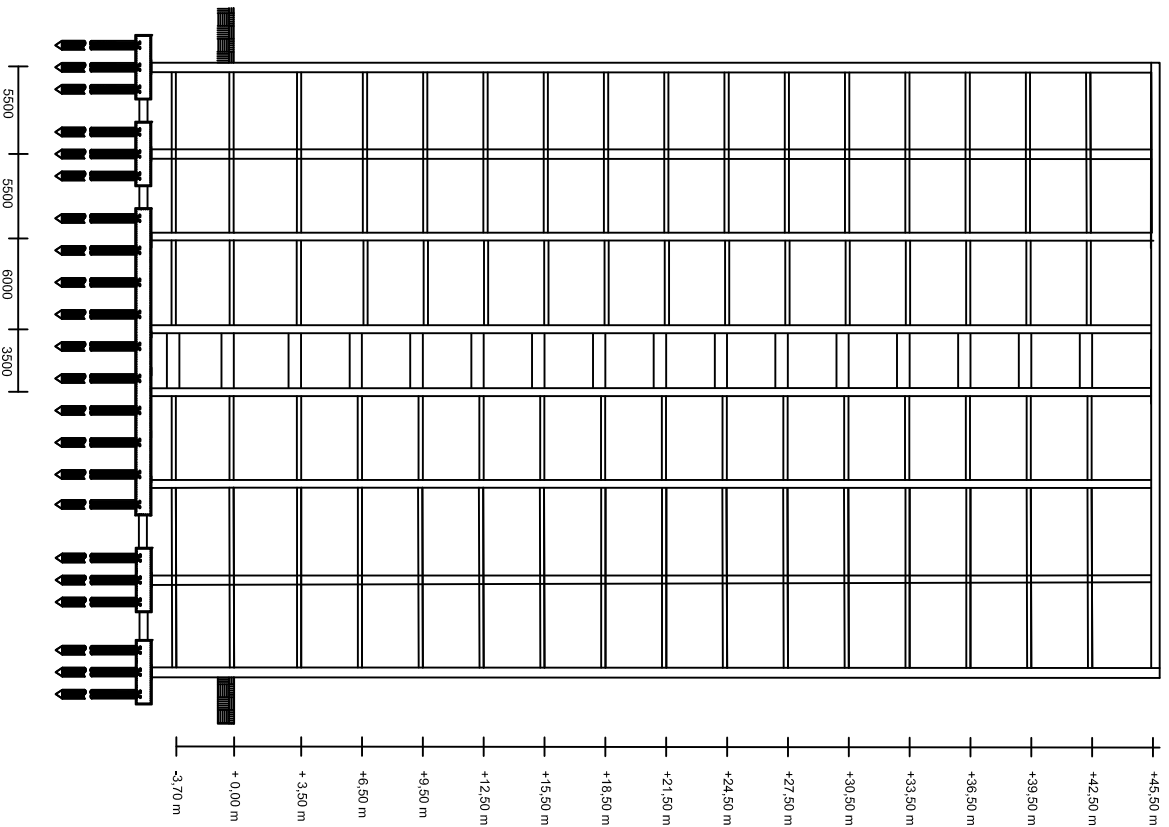
JUDUL
TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

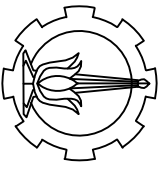
NAMA DAN NRP MAHASISWA
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR
8

JML. LEMBAR
24



POTONGAN A-A GEDUNG PERKANTORAN MODIFIKASI
SKALA 1 : 500



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

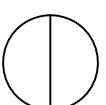
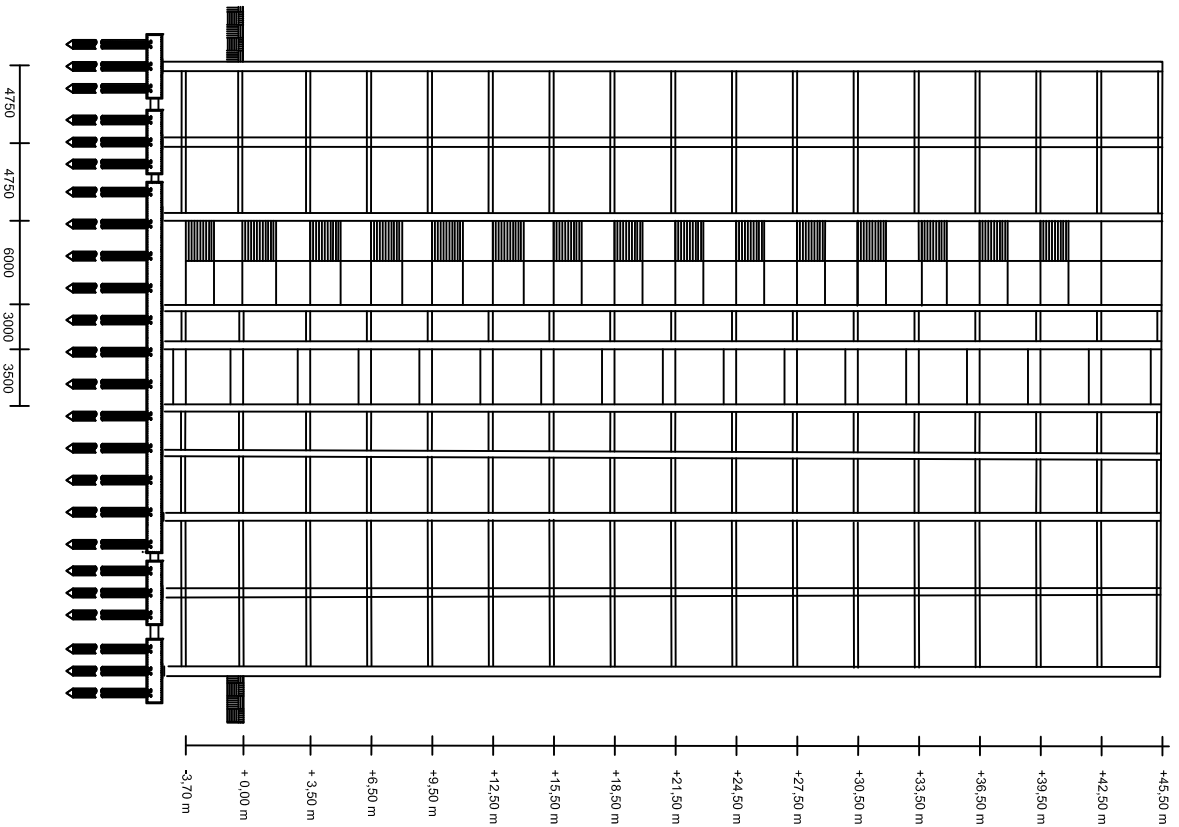
JUDUL
TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

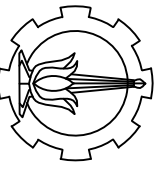
NAMA DAN NRP MAHASISWA
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
0311154000151

NO. LEMBAR
9

JML. LEMBAR
24



POTONGAN B-B GEDUNG PERKANTORAN MODIFIKASI
SKALA 1 : 500



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

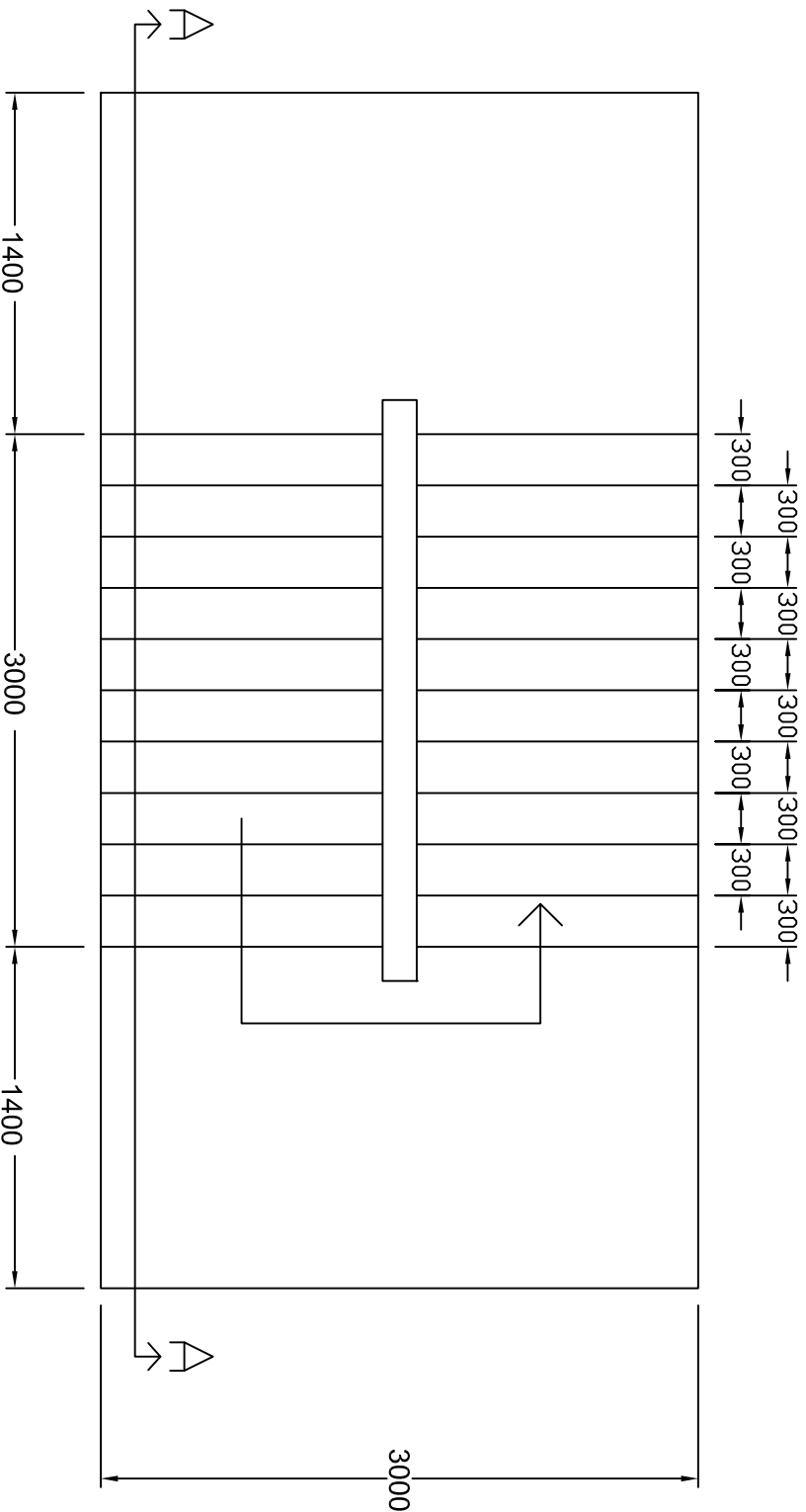
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

10

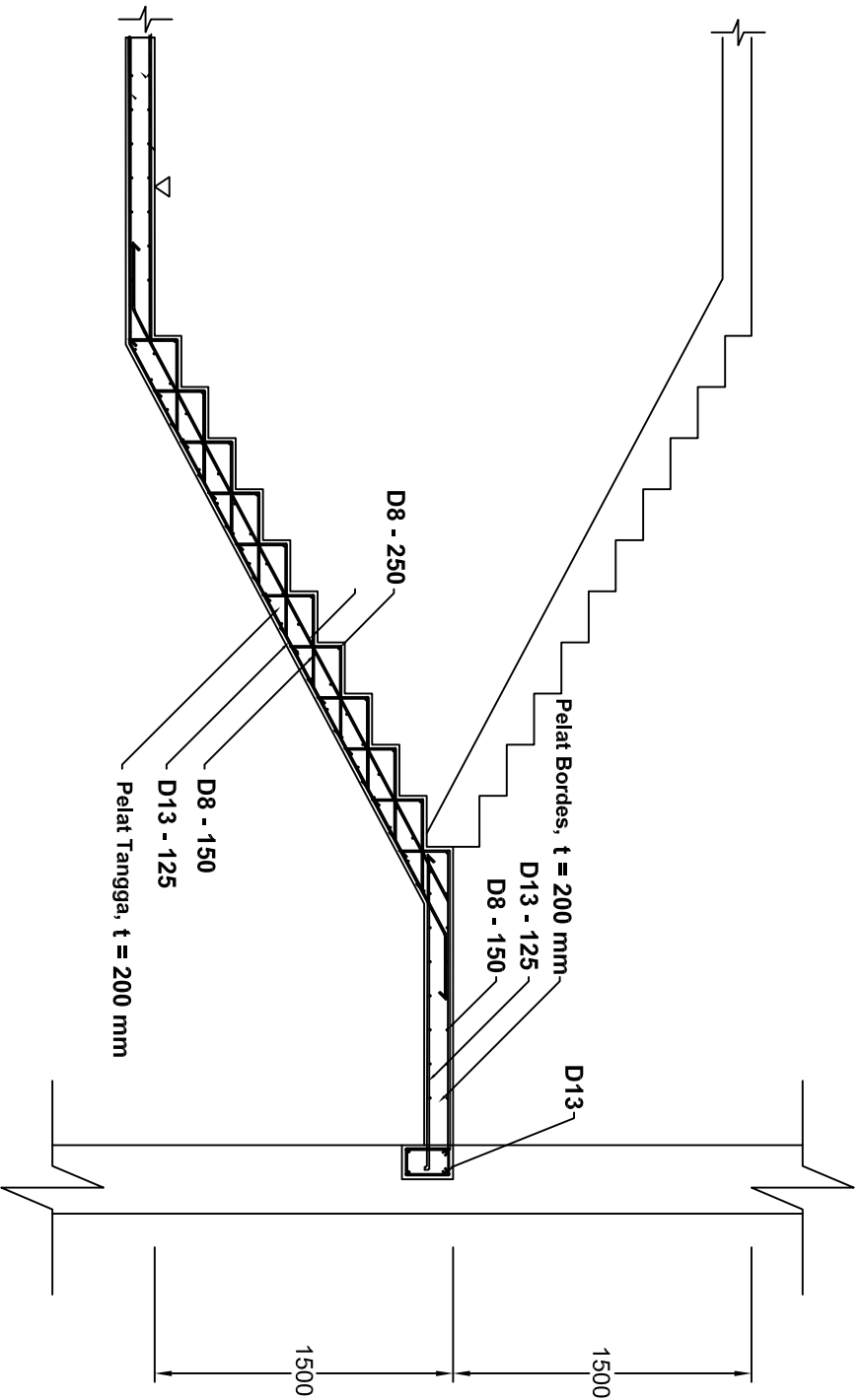
JML. LEMBAR

24



RENCANA TANGGA

SKALA 1 : 30



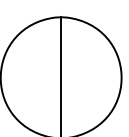
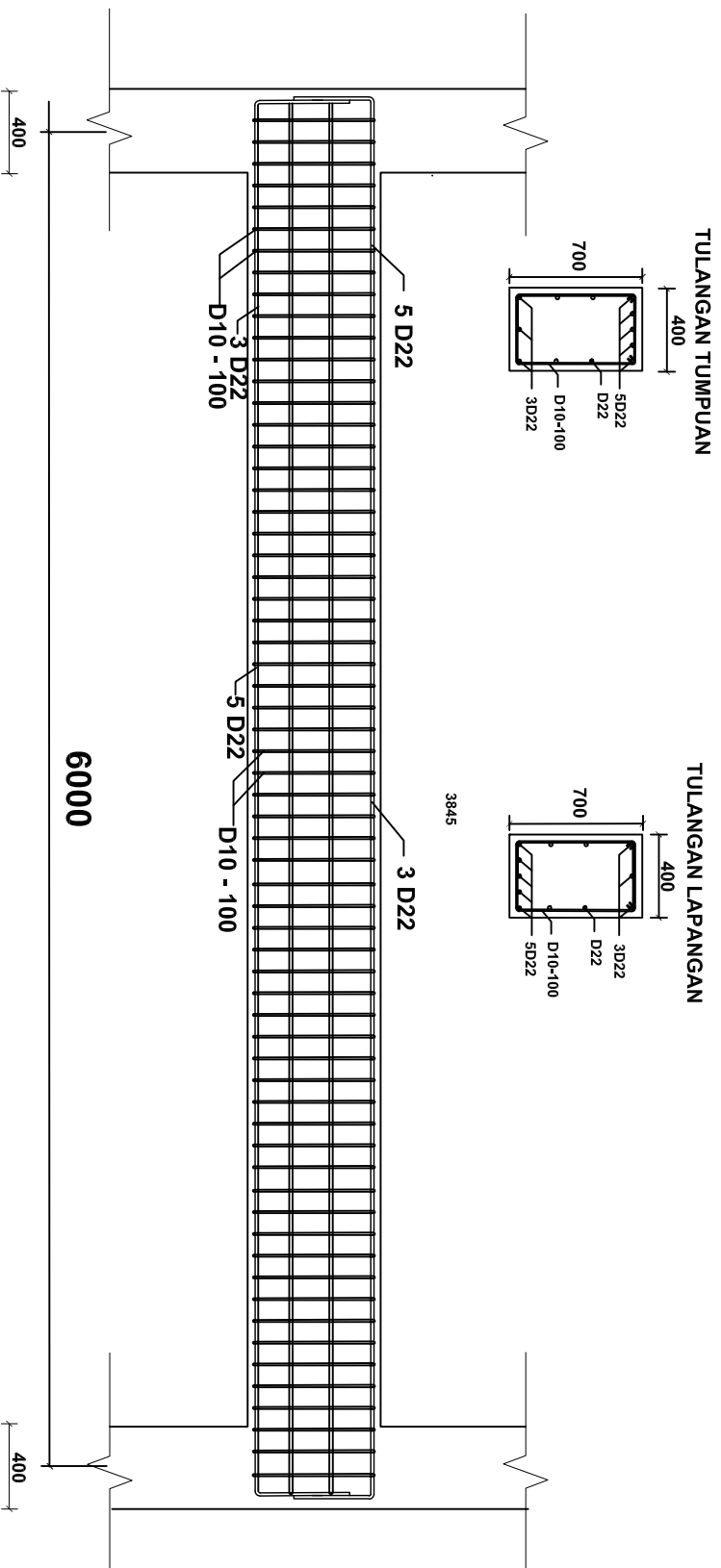
3000 1400

POTONGAN A-A TANGGA

SKALA 1 : 30

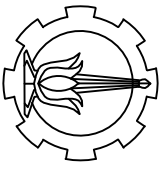


	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		JUDUL	DOSEN PEMBIMBING	NAMA DAN NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
			TUGAS AKHIR	BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D	ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY 03111540000151	11	24



PENULANGAN BALOK LIFT
SKALA 1 : 40

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		JUDUL	DOSEN PEMBIMBING	NAMA DAN NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
			TUGAS AKHIR	BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D	ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY 03111540000151	12	24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL
 TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING
 BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

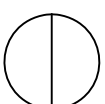
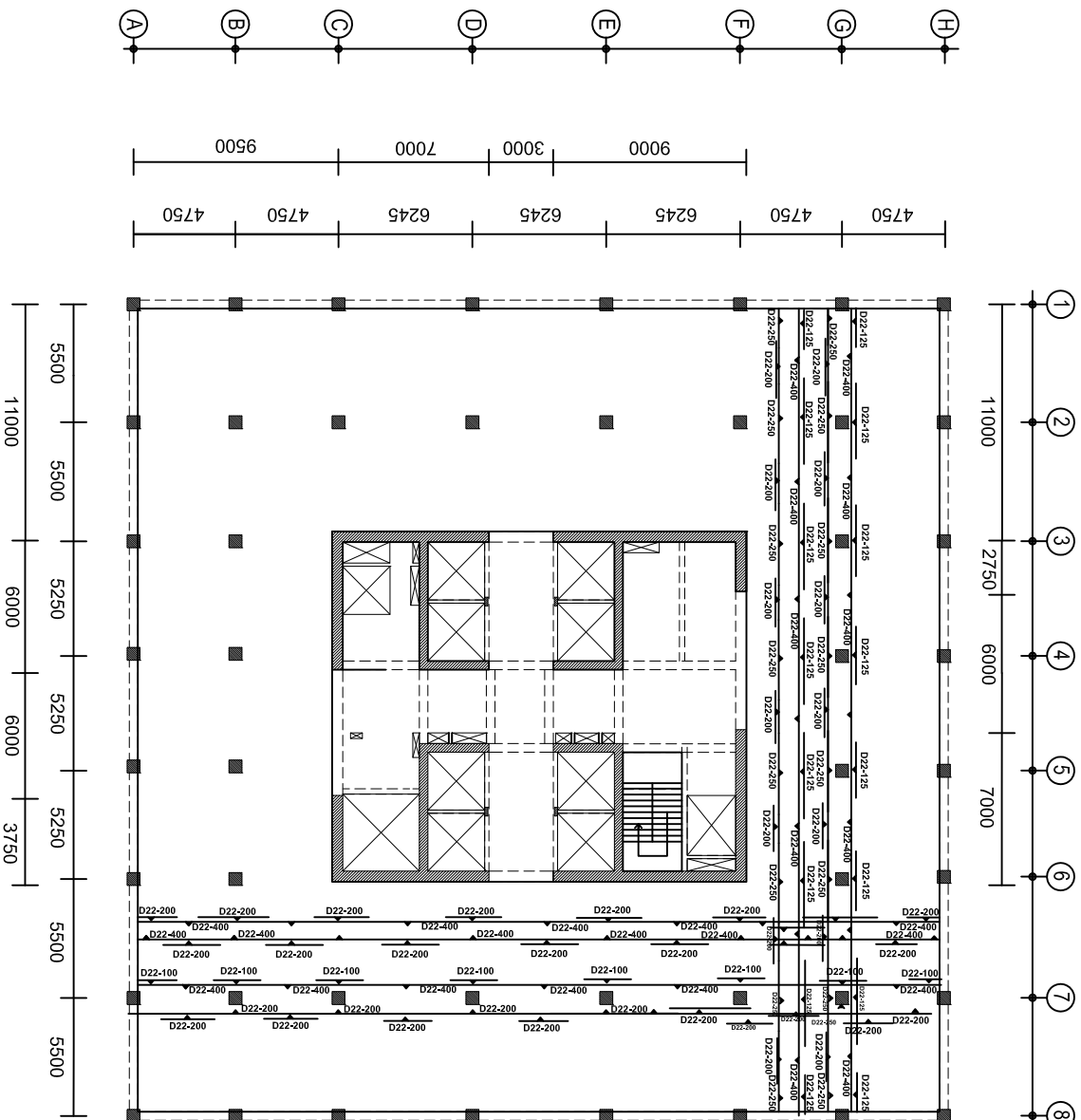
NAMA DAN NRP MAHASISWA
 ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
 03111540000151

NO. LEMBAR

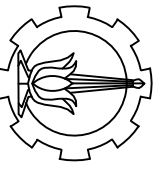
13

JML. LEMBAR

24



RENCANA PENULANGAN PELAT LANTAI
 SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

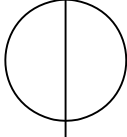
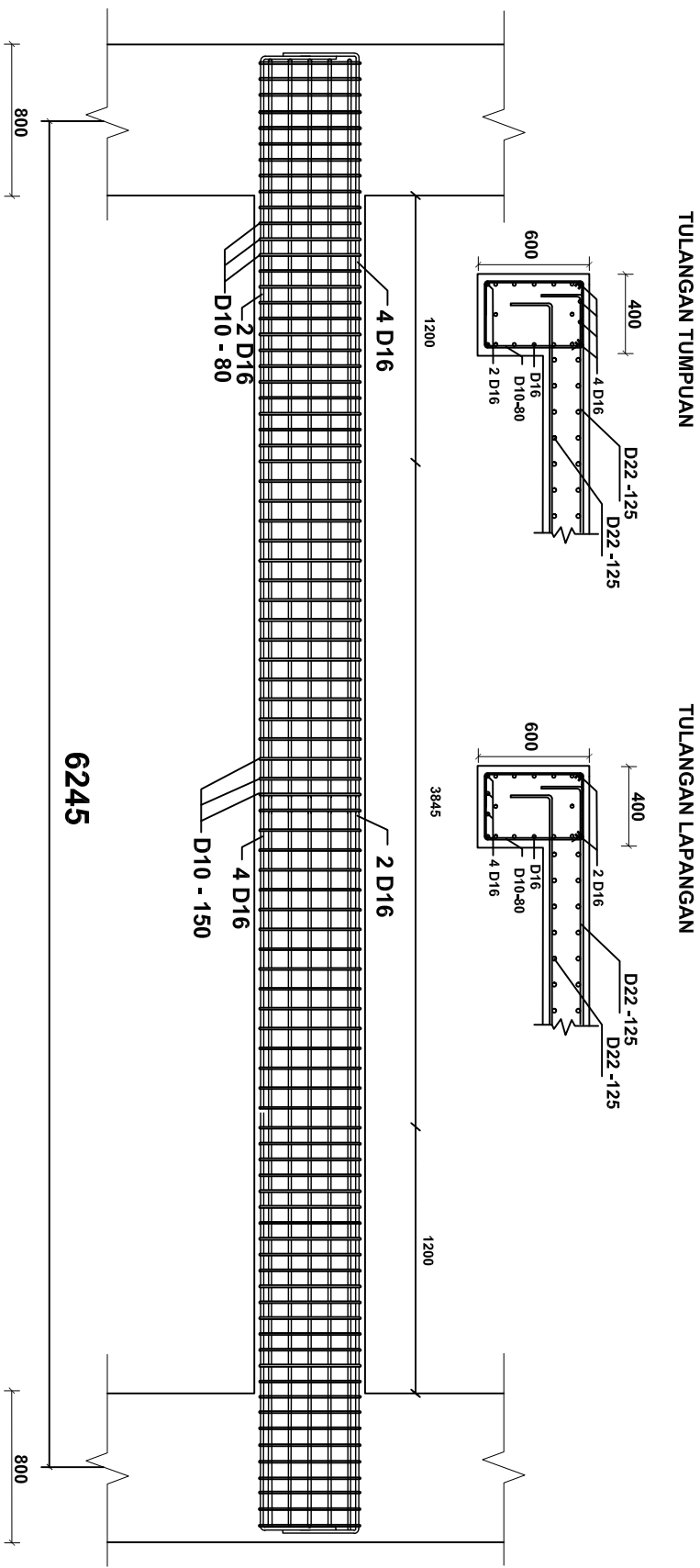
TUGAS AKHIR

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

14

24



PENULANGAN BALOK TEPI
SKALA 1 : 40



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

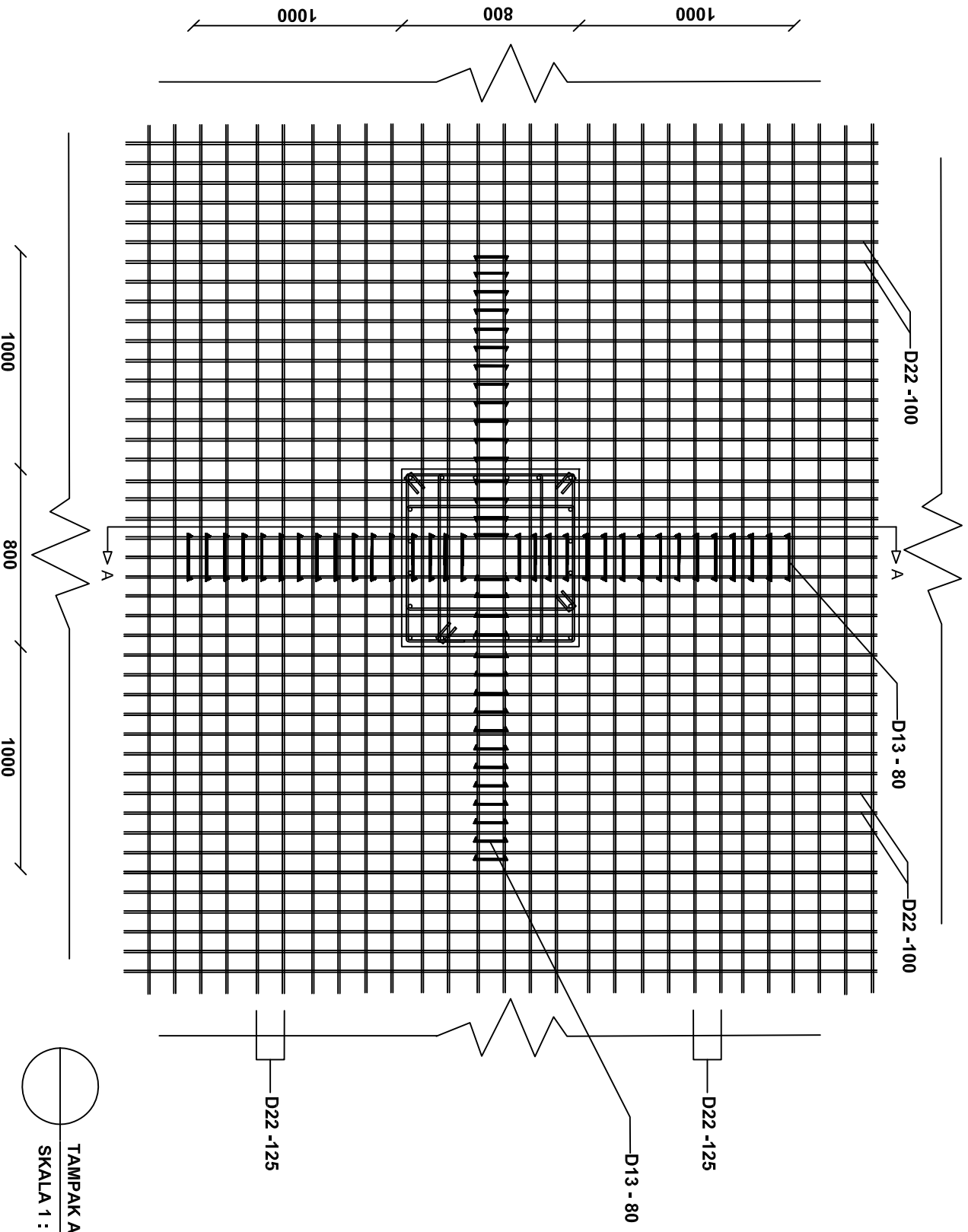
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

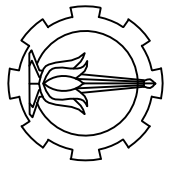
15

JML. LEMBAR

24



TAMPAK ATAS JOINT PELAT-KOLOM
SKALA 1 : 30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

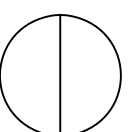
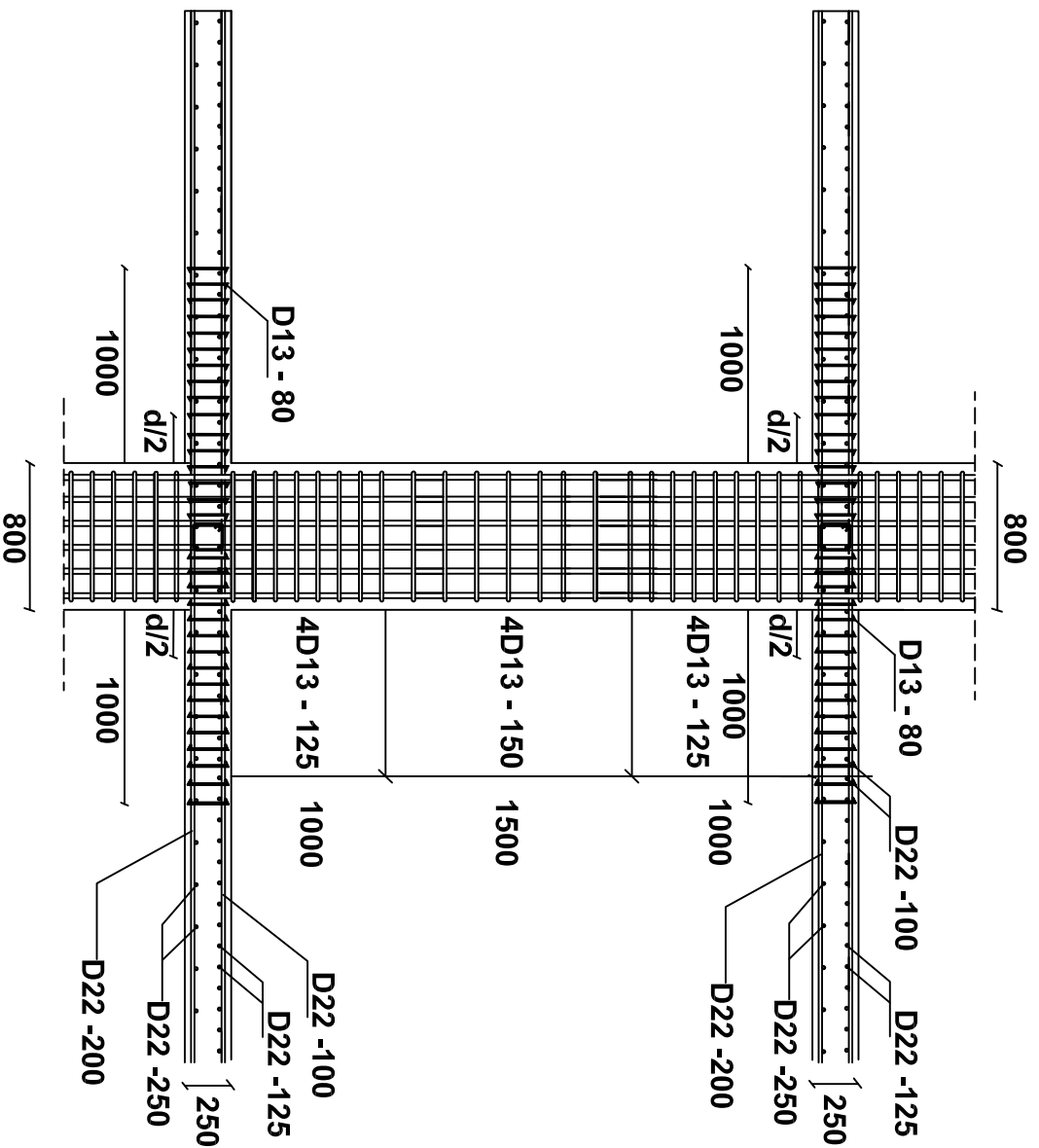
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

16

JML. LEMBAR

24

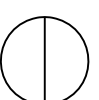
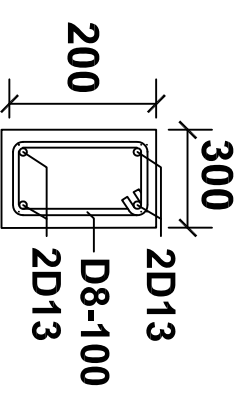
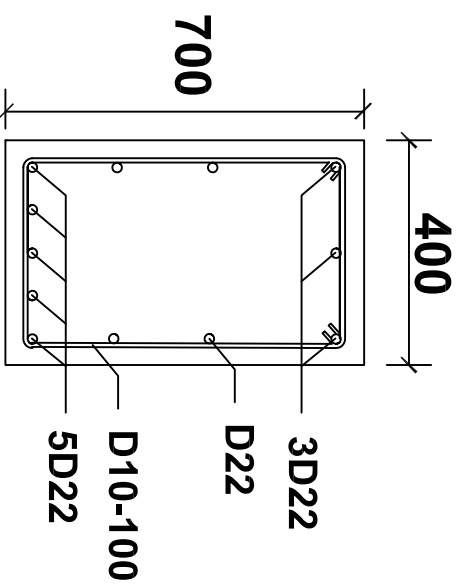
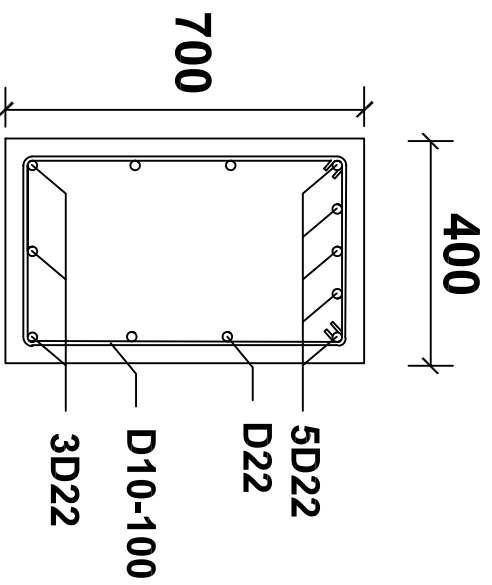


POTONGAN A-A JOINT PELAT-KOLOM
SKALA 1 : 40

TULANGAN TUMPUAN BALOK LIFT

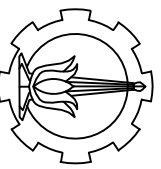
TULANGAN LAPANGAN BALOK LIFT

TULANGAN BALOK BORDES



DETAIL BALOK LIFT DAN BALOK BORDES

SKALA 1 : 15



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

TUGAS AKHIR

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

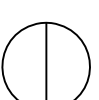
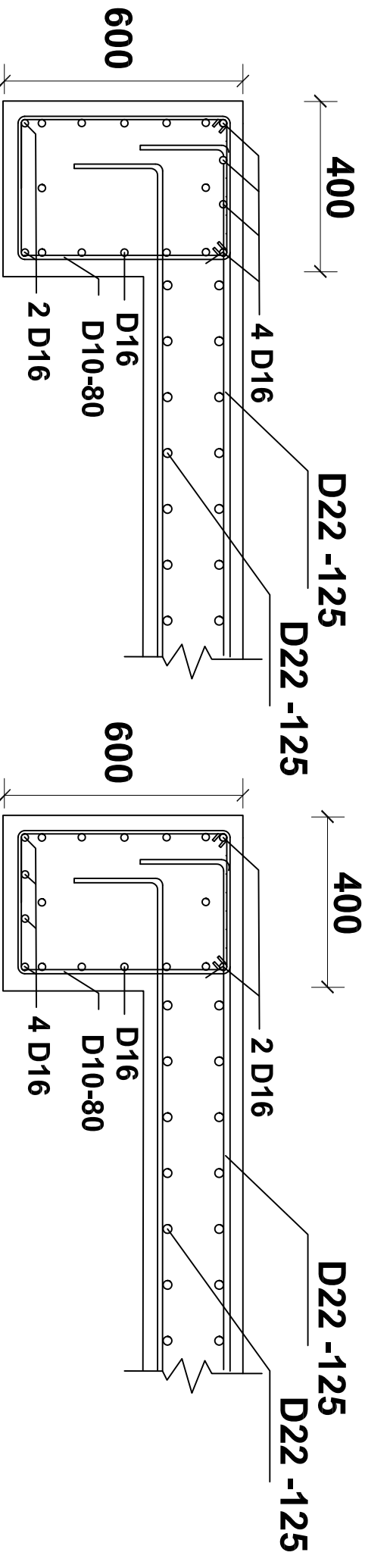
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

17

24

TULANGAN TUMPUAN BALOK TEPI

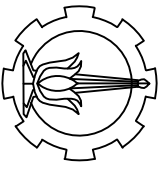
TULANGAN LAPANGAN BALOK TEPI



DETAIL BALOK TEPI

SKALA 1 : 15

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA		JUDUL	DOSEN PEMBIMBING	NAMA DAN NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
			TUGAS AKHIR	BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D	ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY 03111540000151	18	24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

NO. LEMBAR

19

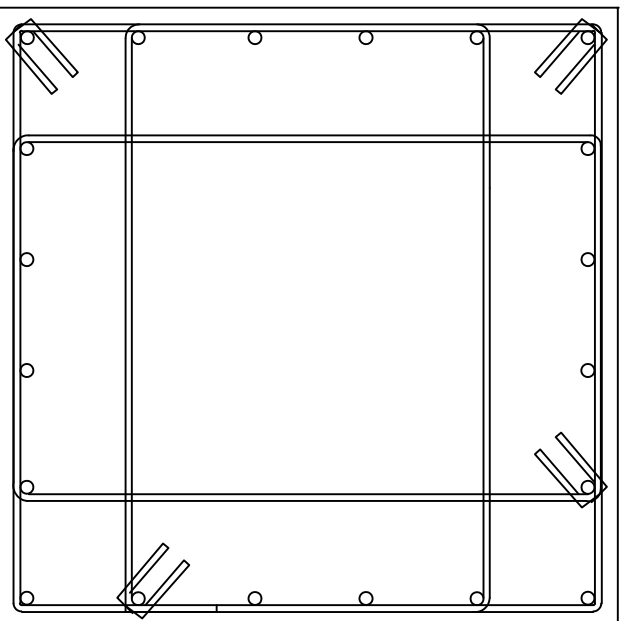
JML. LEMBAR

24

TYPE

KOLOM 800 X 800

TYPICAL

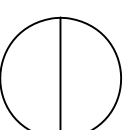


TULANGAN

20D22

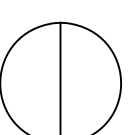
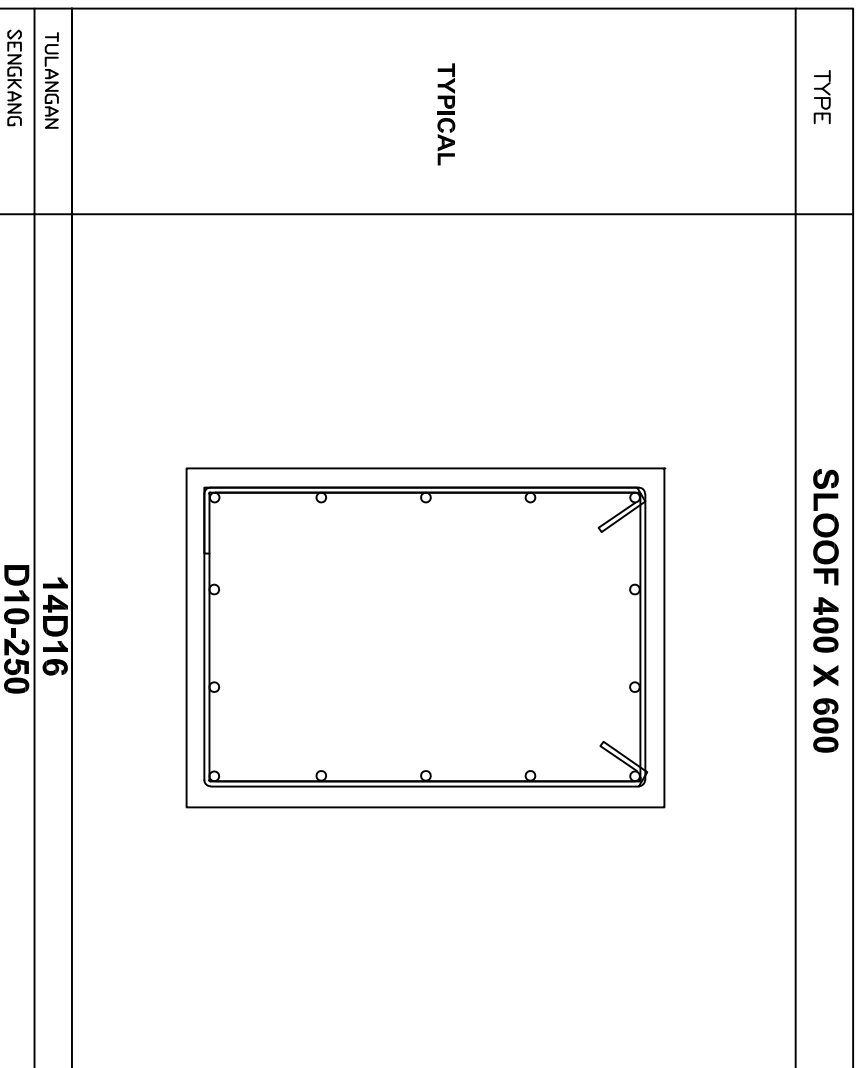
SENGKANG

**4D13-125 (1000mm dari Joint)
4D13-150 (Luar Joint)**

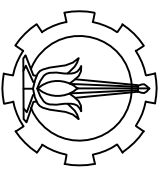


PENULANGAN KOLOM

SKALA 1 : 10



PENULANGAN SLOOF
SKALA 1 : 10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

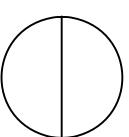
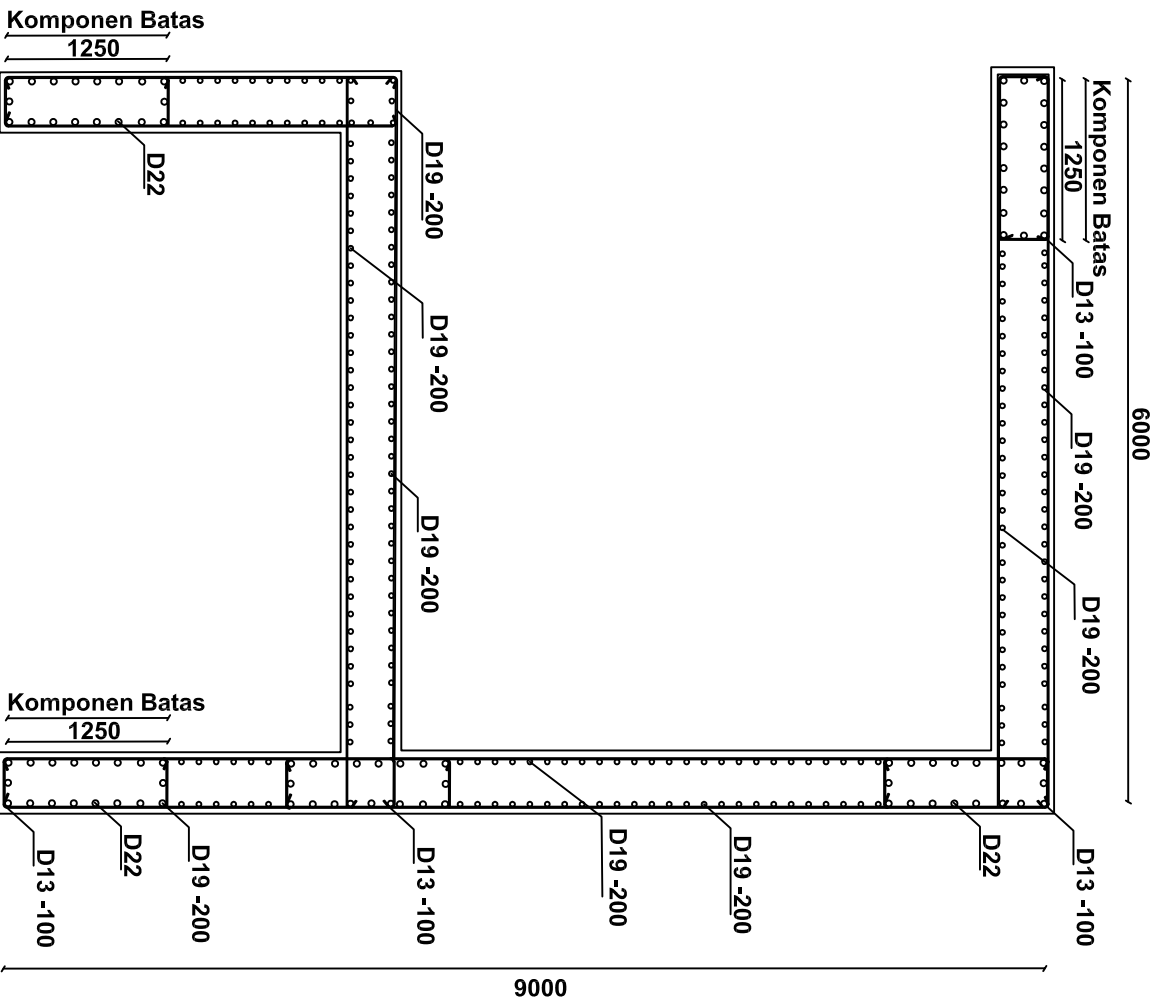
TUGAS AKHIR

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

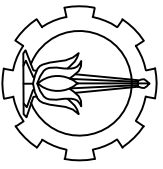
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

20

24



PENULANGAN SHEAR WALL
SKALA 1 : 60



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

NAMA DAN NRP MAHASISWA

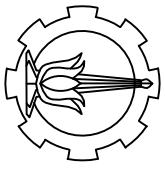
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
 03111540000151

NO. LEMBAR

21

JML. LEMBAR

24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

TUGAS AKHIR

BAMBANG PISCESA, ST. MT, Ph.D

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

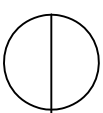
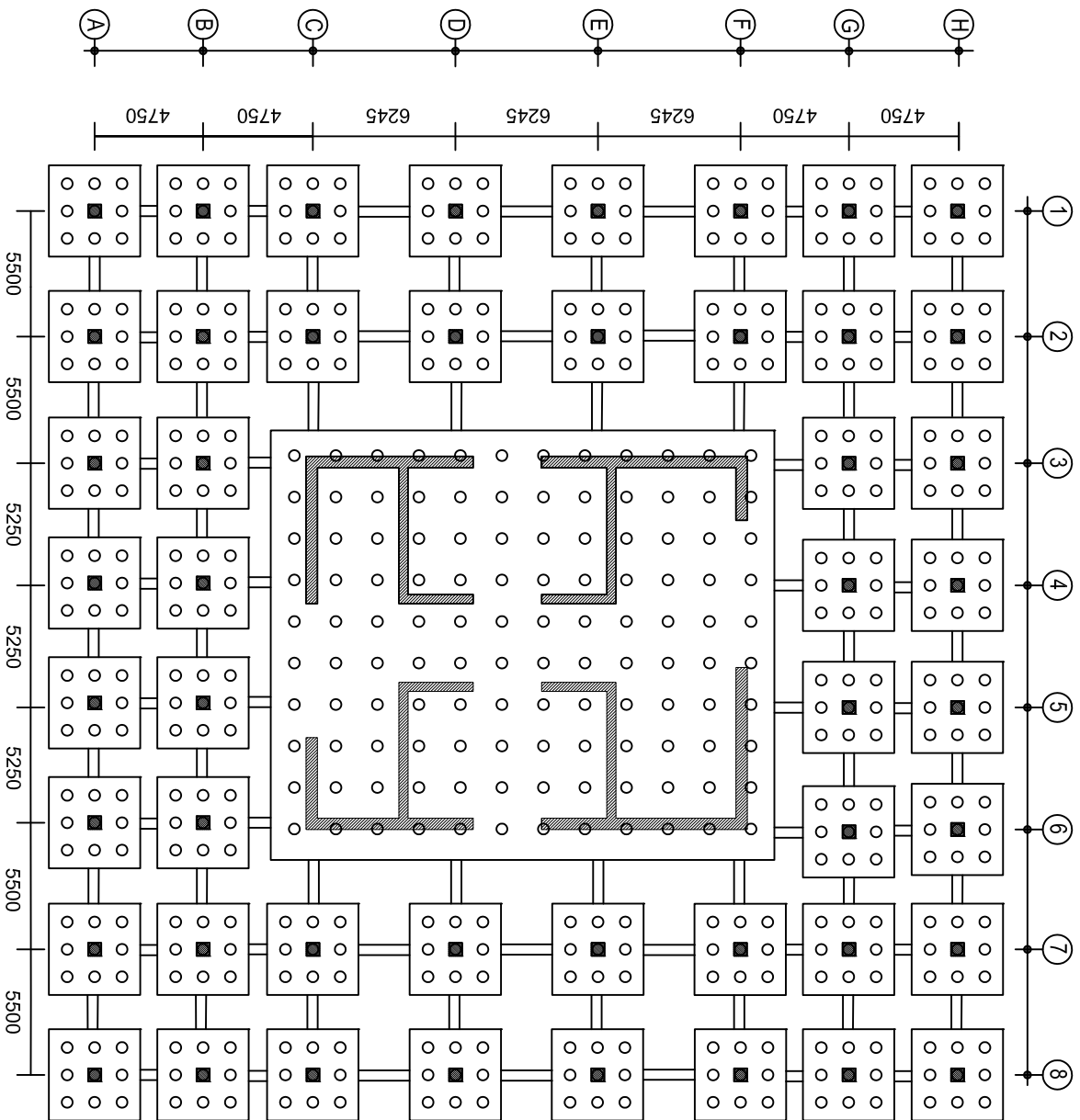
JUDUL

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR



DENAH PONDASI
SKALA 1 : 350

22

24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

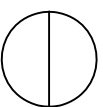
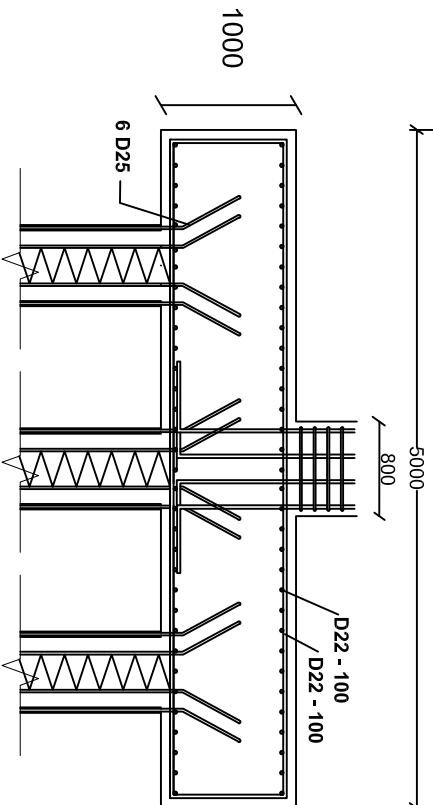
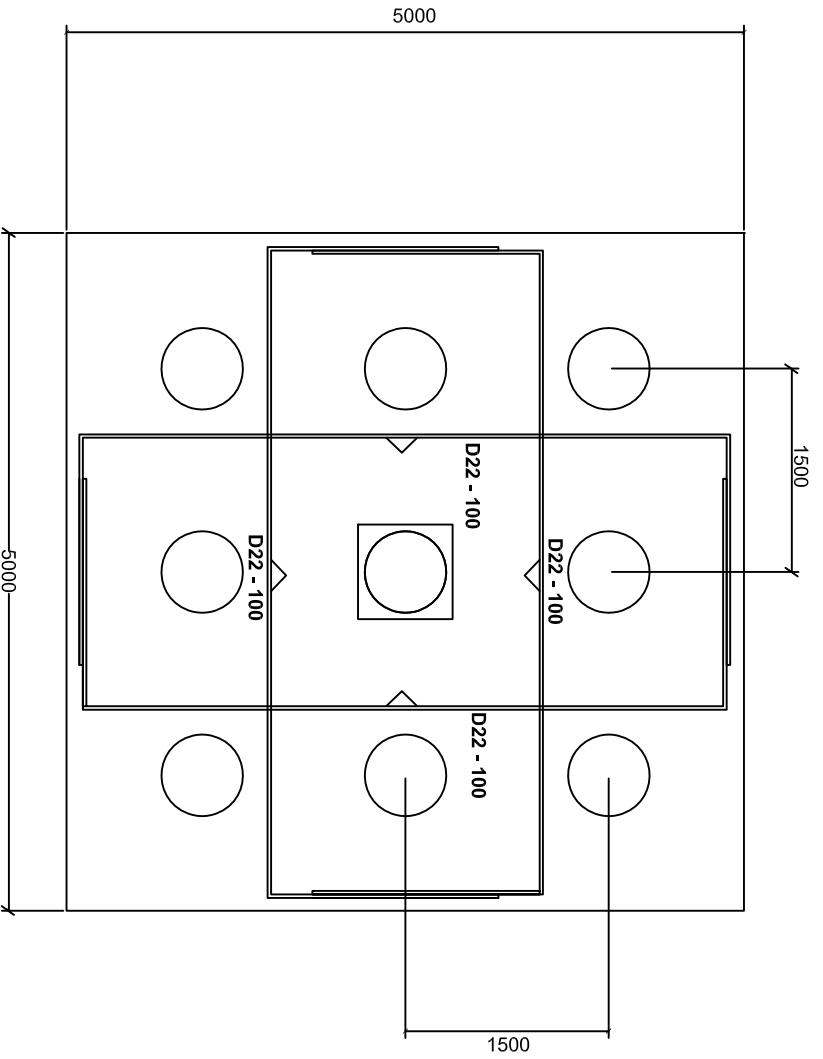
TUGAS AKHIR

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

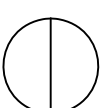
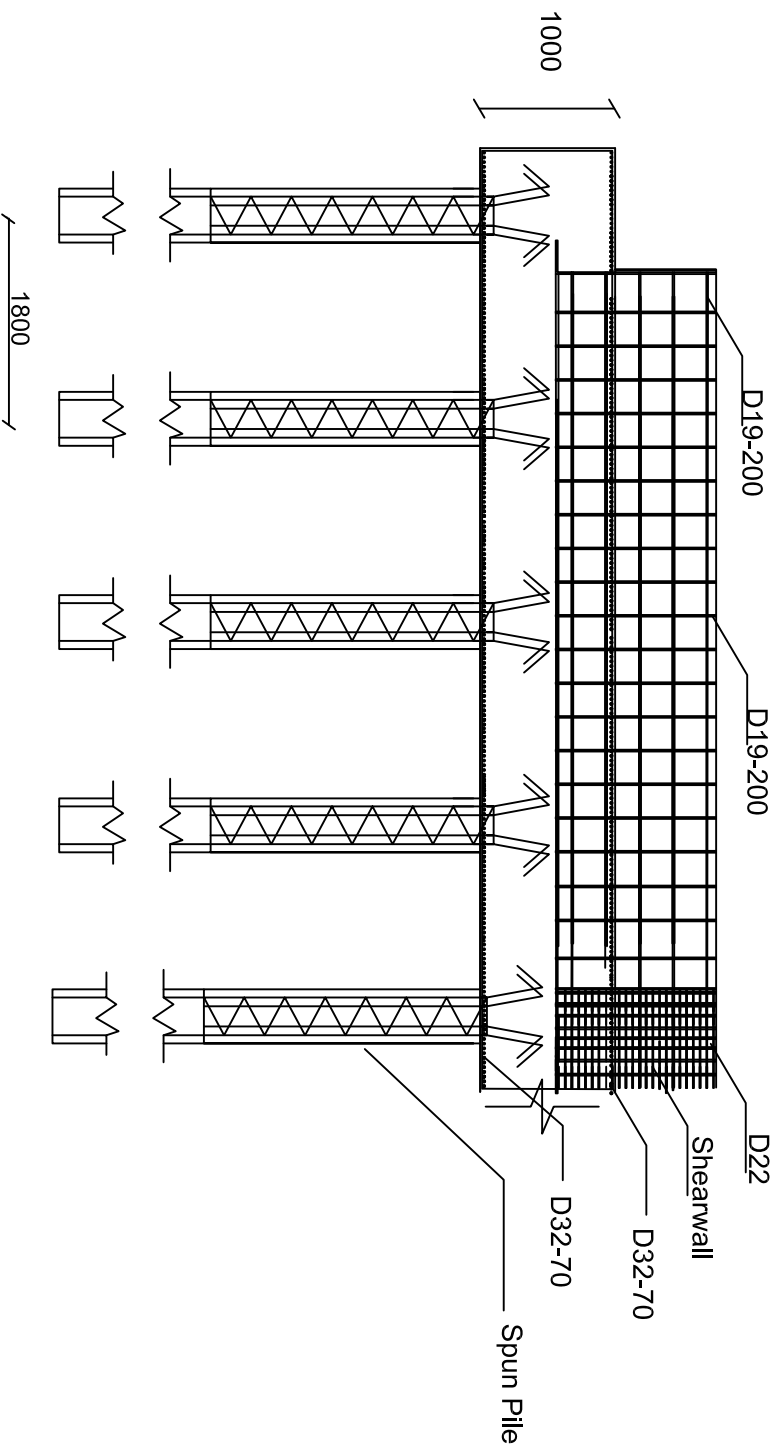
ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
03111540000151

23

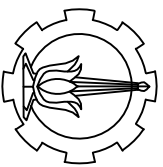
24



PENULANGAN POER KOLOM
SKALA 1 : 50



PENULANGAN POER SHEAR WALL
 SKALA 1 : 75



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

JUDUL

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

TUGAS AKHIR

BAMBANG PISCESA, ST. MT. Ph.D

ROBERT SCOTT ARYAN TIMONY
 03111540000151

24

24



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Bambang Piscesa, ST. MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: Robert Scott Aryan Timony
NRP	: 03111540000151
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi perancangan struktur Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya dengan Menggunakan Metode Flat Plate dan Shear Wall
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 14657/IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	26-03-2019	<ul style="list-style-type: none"> -Perbaikan penulisan bahasa -Struktur pelat dapat menggunakan strip Design -Kapasitas pengguna lift tidak ditinjau -Buat Permodelan ETABS (SW dengan Wall) 	<ul style="list-style-type: none"> -Buat Etabs -Tentukan Struktur ^{deep beam} _{atau tidak} -Cek Deformasi/element yang mungkin gagal 	
2.	12-04-2019	<ul style="list-style-type: none"> -Revisi Tangga -Pembebanan Lantai -Pembuatan Model Etabs dan cek elemen yang gagal 	<ul style="list-style-type: none"> -Cek kembali perulangan tangga -Kontrol Ledutan Balok Lift -Hitung Balok Kolektor -Mesh 0,5m x 0,5m -Pemodelan -Pembebanan di Etabs (Koridor, Lantai) -Kontrol Struktur -Simpangan maksimum (Grafik) -Pengaruh deep beam (Full / sebagian) -Dual System Menengah 	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
3	2-05-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Revisi Perulangan Tangga - Cek Pembekanan ETABS - Grafik Simpangan pada struktur - Revisi Balok Lift dan Kontrol Lentutan 	<ul style="list-style-type: none"> - Penjelasan penggunaan deplek dan balok tepi - Layout Kontrol Struktur - Cek Base Shear, Story Drift, Periode dan Partisipasi Massa 	<i>[Signature]</i>
4	5-05-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Kontrol Struktur (Base Shear, Story Drift, Partisipasi Massa, Beban Bangunan) 	<ul style="list-style-type: none"> - Menggunakan sistem rangka gedung - Software PRCAD/CSI 	<i>[Signature]</i>
5	8-05-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Perulangan Lentur Flat Plate - Revisi Kontrol Struktur (sistem Rangka Gedung) 	<ul style="list-style-type: none"> - Tebalhan pelat detorsi - Perulangan usahan sang (Pemer: Tulangan) - Lanjutkan perulangan balok dan kolom 	<i>[Signature]</i>



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6.	17-05-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Ketebalan Plat plate ditambah 20cm → 25cm - Penulangan Lenter Flat Plat dengan dimensi sesuai - Cek sehingga kapasitas pengampang tidak melebihi f_{max} - Penulangan Lenter, besar dan Torsi Balok Tepi 	<ul style="list-style-type: none"> - Penulangan Pelat Jarak Ciri: 300 → 200 - Torsi Cek - Perencanaan Kolom dan Shear Wall - Penulangan Shear wall 	<i>R. Alcedo</i>
7.	22-05-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Penulangan Shear wall - Penulangan Kolom - Revisi: Penulangan Pelat 	<ul style="list-style-type: none"> - Revisi: Shear wall & Komponen Batas - Ujung boleh D19 - Basemen dan Pondasi 	<i>R. Alcedo</i>
8.	24-05-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Perencanaan Pelat dan Dinding Basemen - Perencanaan Pondasi Kolom dengan Tiang Pancang - Gambar CAD Penulangan Balok, Kolom, Pelat 	<ul style="list-style-type: none"> - Gambar CAD Penulangan Elemen (Revisi) - Print Draft - Hitung Momen Tesejadi pada Tiang Pancang 	<i>R. Alcedo</i>



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Bambang Piscega, ST. MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: Robert Scott Aeyon Timony
NRP	: 03111540000151
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perancangan Struktur Gedung Perkantoran Capital Square Surabaya dengan Menggunakan Metode Plat
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	: 14657/DT2-VI.4-1/PP.05.02.00/2019

plate dan shear wall

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
9.	27-5-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Revisi CAD Perulangan Elemen Struktur - Perhitungan Momen dan Kontrol Tiang Pancang - Pengusunan dan Print Draft TA 	<ul style="list-style-type: none"> - Tulangan Payaluran ditruskan (balok) - tulangan pelat dibuat lurus dari ujung ke ujung - Cek penempatan/Caption Gambar dan Tabel 	<i>R. Aeyon</i>
10.	8-7-2019	<ul style="list-style-type: none"> - Revisi Caption Gambar dan Tabel - perbaikan detailing sambungan balok-batang pelat-batang 	<ul style="list-style-type: none"> - Jelaskan metode section cut - Detailing 	<i>R. Aeyon</i>