

TUGAS AKHIR
PERANCANGAN
STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG SEKOLAH DASAR

Diajukan untuk memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan
Pendidikan Strata Satu (S1) Program Studi Teknik Sipil Fakultas
Teknik Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) Semarang



Disusun Oleh :

Bayu Catur Nugroho

30.2022.00.299

Irfani Sulthon

30.2022.00.308

FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
SEMARANG
2025

LEMBAR PENGESAHAN

PERANCANGAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG SEKOLAH DASAR



Bayu Catur Nugroho
NIM : 30202200299



Irfani Sulthon
NIM : 30202200308

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 21 Mei 2025

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. Prof. Dr. Ir. Antonius, MT

NIDN: 060546703

2. Ir. H. Prabowo Setiawan, M.T., Ph.D

NIDN: 0607046802

3. Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng

NIDN: 0625059102

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik

Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 04 / A.2 / SA – T / II / 2025

Pada hari ini tanggal 11 Februari 2025 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Ir. H. Prabowo Setiyawan, M.T., Ph.D.
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Bayu Catur Nugroho
NIM : 30202200299

Irfani Sulthon
NIM : 30202200308

Judul : Perancangan Struktur Bangunan Gedung Sekolah Dasar.

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	22/03/2024	ACC
2	Seminar Proposal	11/02/2025	ACC
3	Pengumpulan data	03/06/2024	ACC
4	Analisis data	Februari 2025	ACC
5	Penyusunan laporan	Mei 2025	ACC
6	Selesai laporan	20/05/2025	ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

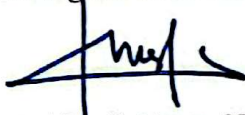
Dosen Pembimbing Pendamping



Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

Ir. H. Prabowo Setiyawan, M.T., Ph.D.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil



Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Bayu Catur Nugroho

NIM : 30202200299

NAMA : Irfani Sulthon

NIM : 30202200308

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul:

PERANCANGAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG SEKOLAH

benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, 20/ Mei /2025
Yang membuat pernyataan,


Bayu Catur Nugroho
NIM : 30202200299




Irfani Sulthon
NIM : 30202200308

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Bayu Catur Nugroho
NIM : 30202200299

NAMA : Irfani Sulthon
NIM : 30202200308

JUDUL TUGAS AKHIR :
PERANCANGAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG SEKOLAH

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 20 / Mei / 2025
Yang membuat pernyataan,

		
Bayu Catur Nugroho NIM : 30202200299		Irfani Sulthon NIM : 30202200308

MOTTO

Qs. Al-Baqarah: 286

“Allah tidak membebani seseorang, kecuali menurut kesanggupannya.”

“Pakai Allah, landaskan Allah, berserahlah kepada Allah dalam urusan kita sepele apapun. Bukankah nabi mengatakan, mintalah kepada Allah walaupun Cuma garam.”
(Ust. Hannan Attaki).

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Orang tua serta keluarga kami yang senantiasa membantu dalam suka maupun duka.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT dan Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, M.T., Ph.D yang telah berkenan membimbing kami dari awal hingga akhir laporan ini dibuat.
3. Sahabat - Sahabat yang selalu memberi dukungan secara moril sehingga laporan ini bisa terselesaikan.
4. Teman-teman kelas transfer Teknik Sipil Unissula yang sudah banyak membantu dan menyemangati selama proses pembuatan Tugas Akhir.

Bayu Catur Nugroho

NIM : 30202200299

Irfani Sulthon

NIM : 30202200308

KATA PENGANTAR

Segala Puji dan syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmat-Nya yang tak terhingga, Berkat rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Perancangan Struktur Bangunan Gedung Sekolah Dasar” guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

Penulis menyadari keterbatasan dan kekurangan yang ada sehingga dalam menyelesaikan skripsi ini memperoleh bantuan dari berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang terelah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan telah memberikan arahan serta dorongan dalam penulisan skripsi ini.
3. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, M.T., Ph.D selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan telah memberikan arahan serta dorongan dalam penulisan skripsi ini.
4. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah berbagi pengetahuan dan ilmu mereka kepada penulis.

Penulis menyadari akan adanya kekurangan dalam Tugas Akhir ini, baik dari segi konten maupun struktur penyajian. Semoga karya ini dapat memberikan manfaat tidak hanya bagi penulis, tetapi juga bagi para pembaca yang akan mengeksplorasi hasil Tugas Akhir ini.

Semarang, Mei 2025

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	v
MOTTO	vi
PERSEMBAHAN	vii
KATA PENGANTAR	viii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GRAFIK	xviii
ABSTRAK	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	1
1.3 Tujuan Perancangan	1
1.4 Batasan Masalah	2
1.5 Sistematika Penulisan	2
BAB II LANDASAN TEORI	4
2.1 Gedung bertingkat.....	4
2.2 Simpangan Antar Tingkat	4
2.3 P-Delta	4
2.4 Ketidakberaturan Struktur.....	4
2.5 Acuan Pembebanan.....	5
2.6 Tipe Pembebanan.....	5
2.6.1 Beban Mati.....	5

2.6.2 Beban Hidup	5
2.6.3 Beban Angin	5
2.6.4 Beban Gempa	6
2.7 Kolom	6
2.8 Balok	7
2.9 Desain Balok – Kolom	8
2.10 Desain Pelat Satu Arah	10
2.11 Desain Pondasi	10
2.11.1 Tiang Pancang (Metode Schmertmann dan Nottingham)	10
 BAB III METODOLOGI PENELITIAN	 12
3.1 Tinjauan Umum	12
3.2 Metode Pengumpulan Data	12
3.2.1 Data Primer	12
3.2.2 Data Sekunder	14
3.3 Perancangan Struktur dengan Program ETABS	15
3.4 Peraturan Perancangan	15
 BAB IV PERHITUNGAN STRUKTUR	 16
4.1 Properties Bangunan Gedung	16
4.2 Pembebanan Atap Tangga	18
4.2.1 Beban Mati	18
4.2.2 Beban Hidup	19
4.2.3 Beban Angin	19
4.2.4 Beban Hujan	23
4.3 Pembebanan <i>Roof</i> top	23
4.3.1 Beban Mati	24
4.3.2 Beban Hidup	24
4.3.3 Beban Angin	24
4.3.4 Beban Hujan	25
4.4 Pembebanan Portal	25

4.4.1 Beban Mati	25
4.4.2 Beban Hidup	32
4.4.3 Beban Angin	32
4.5 Rekapitulasi Pembebanan	37
4.6 Pembebanan Gempa	38
4.6.1 Menentukan Kategori Resiko Bangunan	38
4.6.2 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I _e)	39
4.6.3 Menentukan Klasifikasi Situs	39
4.6.4 Analisis Perhitungan Respon Spektrum	39
4.6.5 Analisis Perhitungan Statik Ekuivalen	43
4.6.6 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horizontal dan Ketidakberaturan Struktur Vertikal	72
4.6.7 Kombinasi Pembebanan Terhadap Gempa	80
4.6.8 Perancangan Pelat	85
4.6.9 Perancangan Kolom	101
4.6.10 Perancangan Balok	132
4.6.11 Perancangan Tangga	165
4.6.12 Perancangan Pondasi Tiang Pancang	175
4.6.13 Perancangan <i>Pile Cap</i>	195
 BAB V PERHITUNGAN STRUKTUR	 207
5.1 Kesimpulan	207
5.2 Saran	211
 DAFTAR PUSTAKA	 212
LAMPIRAN	213

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Batasan Dimensi Kolom.....	7
Gambar 2.2	Ilustasi Gaya Dalam pada balok.....	7
Gambar 2.3	Gaya-gaya pada <i>Joint</i> Balok Kolom.....	8
Gambar 2.4	Luas Efektif <i>Joint</i>	9
Gambar 3.1	Denah Gedung A	13
Gambar 3.2	Denah Gedung B	14
Gambar 3.3	Menu <i>Model Initialization</i>	15
Gambar 3.4	Menu <i>New Model Quick Templates</i>	15
Gambar 3.5	Gambaran <i>Windows</i> ETABS	15
Gambar 3.6	Klik <i>Add / Modify Grids</i>	16
Gambar 3.7	Menu <i>Edit Story and Grid System Data</i>	16
Gambar 3.8	Menu <i>Story Data</i>	17
Gambar 3.9	Menu <i>Grid System Data</i>	17
Gambar 3.10	Bentuk <i>Grid</i> ketika dimasukan datanya	17
Gambar 3.11	Menu <i>Define Material</i>	18
Gambar 3.12	Menu <i>Material property</i>	18
Gambar 3.13	Menu <i>Material Property Data</i> untuk baja	18
Gambar 3.14	Menu <i>Frame Properties</i>	19
Gambar 3.15	Menu <i>Property Shape Type</i>	19
Gambar 3.16	Menu <i>Frame Section Property Data</i>	19
Gambar 3.17	Menu <i>Slab Properties</i>	20
Gambar 3.18	Menu <i>Shape Property Data</i>	20
Gambar 3.19	Bentuk Hasil Model	21
Gambar 3.20	Menu <i>Define Load Patterns</i>	21
Gambar 3.21	<i>Window Define Response Spectrum</i>	22
Gambar 3.22	Menu <i>Response Spectrum Definition</i>	22
Gambar 3.23	Menu <i>Load Case Data Response Spectrum</i> sumbu X	23
Gambar 3.24	Menu <i>Load Case Data Response Spectrum</i> sumbu Y	23
Gambar 3.25	Menu <i>Load Case Data - Modal</i>	24

Gambar 3.26 Menu <i>oad Combination Data</i>	24
Gambar 3.27 Menu <i>Mass Source Data</i>	25
Gambar 3.28 Menu <i>Frame Load Assignment – Distributed</i>	25
Gambar 3.29 Menu <i>Joint Load Assignment – Force</i>	26
Gambar 3.30 Menu <i>Shell Load Assignment – Uniform</i>	26
Gambar 3.31 Gambaran Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai	27
Gambar 3.32 Gambaran Beban Hidup pada Pelat Lantai	27
Gambar 3.33 Gambaran Beban pada Balok Struktur	28
Gambar 3.34 Gambaran Beban Angin Arah X	28
Gambar 3.35 Gambaran Beban Angin Arah Y	29
Gambar 3.36 Menu <i>Design Load Combinations Selection</i>	29
Gambar 3.37 Gambaran untuk mengatur persyaratan pembebanan	30
Gambar 3.38 Menu <i>Define Diaphragm</i>	30
Gambar 3.39 Bentuk Setelah <i>Diaphragm</i>	31
Gambar 3.40 Bentuk Saat <i>me-running</i> desain	31
Gambar 4. 1 Model Bangunan Gedung A.....	16
Gambar 4. 2 Model Bangunan Gedung B.....	16
Gambar 4. 3 Sketsa Dimensi untuk Beban Dinding	27
Gambar 4. 4 Potongan Anak Tangga Tipikal.....	31
Gambar 4. 5 Sketsa Portal Sederhana	35
Gambar 4. 6 Detail Penulangan Pelat P1	99
Gambar 4. 7 Detail Penulangan Pelat P2	100
Gambar 4. 8 Detail Penulangan Pelat P3	101
Gambar 4. 9 Detail Penulangan Kolom K1	125
Gambar 4. 10 Detail Potongan Kolom K1	125
Gambar 4. 11 Detail Penulangan Kolom K2	131
Gambar 4. 12 Detail Potongan Kolom K2.....	131
Gambar 4. 13 Output ETABS Gaya Balok B1	133
Gambar 4. 14 Detail Balok B1	154
Gambar 4. 15 Detail Potongan Balok B1.....	155
Gambar 4. 16 Detail Balok B2.....	156

Gambar 4. 17 Detail Potongan Balok B2.....	157
Gambar 4. 18 Detail Balok BA.....	158
Gambar 4. 19 Detail Potongan Balok BA.....	159
Gambar 4. 20 Detail Balok BT	160
Gambar 4. 21 Detail Potongan Balok BT	161
Gambar 4. 22 Detail Balok BB	162
Gambar 4. 23 Detail Potongan Balok BB	163
Gambar 4. 24 Detail Balok TB	164
Gambar 4. 25 Detail Potongan Balok TB	165
Gambar 4. 26 Denah Tangga	167
Gambar 4. 27 Pembebanan Tangga	170
Gambar 4. 28 Detail Penulangan Tangga	175
Gambar 4. 29 Detail PC Spun Piles Wika Precast.....	176
Gambar 4. 30 Pile Cap K1	196
Gambar 4. 31 Detail Penulangan Tampak Atas Pile Cap K1	203
Gambar 4. 32 Detail Potongan Penulangan Pile Cap K1.....	204
Gambar 4. 33 Pile Cap K2	205
Gambar 4. 34 Detail Penulangan Tampak Atas Pile Cap K2	206
Gambar 4. 35 Detail Potongan Penulangan Pile Cap K2.....	206

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kuat Geser Nominal <i>Joint</i> V_n	9
Tabel 4.1	Dimensi Properties Balok	27
Tabel 4.2	Perhitungan Nilai q_z	33
Tabel 4.3	Perhitungan Beban Angin	34
Tabel 4.4	Rekapitulasi Pembebanan Gedung A	37
Tabel 4.5	Rekapitulasi Pembebanan Gedung B	38
Tabel 4. 1	Dimensi Properties Balok.....	27
Tabel 4. 2	Perhitungan Nilai q_z	33
Tabel 4. 3	Perhitungan Beban Angin.....	34
Tabel 4. 4	Rekapitulasi Pembebanan Gedung A	37
Tabel 4. 5	Rekapitulasi Pembebanan Gedung B	38
Tabel 4. 6	Periode Perhitungan Gedung A ETABS	44
Tabel 4. 7	Berat Seismik Efektif Struktur Gedung A ETABS.....	46
Tabel 4. 8	Berat Seismik Efektif Struktur Gedung A Manual.....	47
Tabel 4. 9	Gaya Geser Seismik ETABS Arah - X Gedung A.....	48
Tabel 4. 10	Gaya Geser Seismik ETABS Arah – Y Gedung A	49
Tabel 4. 11	Nilai Interpolasi k	50
Tabel 4. 12	Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - X Gedung A.....	52
Tabel 4. 13	Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - Y Gedung A	52
Tabel 4. 14	Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Gedung A	56
Tabel 4. 15	Perhitungan Pengaruh P-Delta Gedung A	59
Tabel 4. 16	Periode Perhitungan Gedung B ETABS.....	61
Tabel 4. 17	Berat Seismik Efektif Struktur Gedung B ETABS	62
Tabel 4. 18	Berat Seismik Efektif Struktur Gedung B Manual.....	63
Tabel 4. 19	Gaya Geser Seismik ETABS Arah - X Gedung B.....	64
Tabel 4. 20	Gaya Geser Seismik ETABS Arah – Y Gedung B	64
Tabel 4. 21	Nilai Interpolasi k	65
Tabel 4. 22	Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - X Gedung B.....	66
Tabel 4. 23	Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - Y Gedung B	66

Tabel 4. 24 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Gedung B	69
Tabel 4. 25 Perhitungan Pengaruh P-Delta Gedung B.....	70
Tabel 4. 26 Perhitungan Ketidakberaturan Torsi Gedung A	72
Tabel 4. 27 Perhitungan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga Gedung A.....	74
Tabel 4. 28 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung A	75
Tabel 4. 29 Perhitungan Ketidakberaturan Berat (Massa) Gedung A	76
Tabel 4. 30 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung A	77
Tabel 4. 31 Perhitungan Ketidakberaturan Torsi Gedung B	78
Tabel 4. 32 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung B	79
Tabel 4. 33 Perhitungan Ketidakberaturan Berat (Massa) Gedung B.....	79
Tabel 4. 34 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung B	80
Tabel 4. 35 Batas Lendutan Maksimum.....	95
Tabel 4. 36 Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Pu Lantai 3 (L3)...	102
Tabel 4. 37 Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Mu Lantai 3 (L3) .	103
Tabel 4. 38 Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Pu Lantai 2 (L2)...	103
Tabel 4. 39 Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Mu Lantai 2 (L2) .	103
Tabel 4. 40 Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Pu Lantai 1 (L1)...	104
Tabel 4. 41 Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Mu Lantai 2 (L2)	104
Tabel 4. 42 Rekap Output ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom Pu dan Mu	104
Tabel 4. 43 Output Manual Kolom K1 Gaya Dalam Balok Mn	105
Tabel 4. 44 Hubungan e, Pn, Mn Kolom K1	118
Tabel 4. 45 Rekapitulasi Penulangan Kolom K1	124
Tabel 4. 46 Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Pu Lantai 3 (L3)...	126
Tabel 4. 47 Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Mu Lantai 3 (L3) .	127
Tabel 4. 48 Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Pu Lantai 2 (L2)...	127
Tabel 4. 49 Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Mu Lantai 2 (L2) .	127
Tabel 4. 50 Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Pu Lantai 1 (L1)...	128
Tabel 4. 51 Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Mu Lantai 1 (L1) .	128
Tabel 4. 52 Rekap Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom Pu dan Mu	128
Tabel 4. 53 Output Manual Kolom K2 Gaya Dalam Balok Mn	128
Tabel 4. 54 Rekapitulasi Penulangan Kolom K2	130

Tabel 4. 55 Rekapitulasi Penulangan Balok B1	154
Tabel 4. 56 Rekapitulasi Penulangan Balok B2	156
Tabel 4. 57 Rekapitulasi Penulangan Balok BA	158
Tabel 4. 58 Rekapitulasi Penulangan Balok BT.....	160
Tabel 4. 59 Rekapitulasi Penulangan Balok BB	162
Tabel 4. 60 Rekapitulasi Penulangan Balok TB.....	164
Tabel 4. 61 Spesifikasi PC Spun Piles Wika Precast	176
Tabel 4. 62 Jumlah Tiang Pancang Pada Tiap Label Gedung A	181
Tabel 4. 63 Jumlah Tiang Pancang Pada Tiap Label Gedung B	183
Tabel 4. 64 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gedung A	186
Tabel 4. 65 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gedung B	189
Tabel 4. 66 Nilai Koefisien Empiris Cp	192

DAFTAR GRAFIK

Grafik 4. 1 Respon Spektrum.....	42
Grafik 4. 2 Perbandingan Berat Struktur ETABS vs MANUAL Gedung A.....	47
Grafik 4. 3 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu X Gedung A	53
Grafik 4. 4 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu Y Gedung A	53
Grafik 4. 5 Grafik Simpangan Antar Tingkat Gedung A	57
Grafik 4. 6 Pengaruh P-Delta Gedung A.....	60
Grafik 4. 7 Perbandingan Berat Struktur ETABS vs MANUAL Gedung B.....	63
Grafik 4. 8 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu X Gedung B	67
Grafik 4. 9 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu Y Gedung B	67
Grafik 4. 10 Grafik Simpangan Antar Tingkat Gedung B	70
Grafik 4. 11 Perhitungan Pengaruh P-Delta Gedung B	71
Grafik 4. 12 Diagram Gaya Momen Nominal Kolom K1	105
Grafik 4. 13 Diagram Hubungan Gaya Nominal dan Gaya Terfaktor Kolom K1	118
Grafik 4. 14 Diagram Gaya Momen Nominal Kolom K2	129

ABSTRAK

Perancangan bangunan Gedung sekolah harus dirancang dengan menyesuaikan dasar acuan perancangan terbaru agar bangunan mampu mengakomodasi beban yang terjadi sehingga pada saat beroperasinya bangunan tersebut terjamin aman terhadap aktivitas kegiatan pembelajaran. Tujuan dari tugas akhir ini adalah merancang konstruksi Gedung Sekolah Dasar bertingkat dengan mempertimbangkan keamanan struktural, fungsionalitas ruang, dan efisiensi pemilihan material.

Peraturan Indonesia yang berlaku, seperti SNI 1726:2019 untuk perencanaan ketahanan gempa, SNI 2847:2019 untuk beton bertulang, dan SNI 1727:2020 untuk beban bangunan, digunakan dalam perencanaan ini. Perangkat lunak ETABS digunakan untuk melakukan analisis struktur untuk menghasilkan gaya dalam untuk elemen struktur seperti balok, kolom, pelat lantai, dan fondasi.

Hasil analisis menunjukkan bahwa sistem utama penahan gaya lateral, sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), mampu menahan beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Fondasi telapak dengan perhitungan daya dukung tanah yang memadai digunakan.

Hasil tugas akhir ini menunjukkan bahwa desain struktur bangunan SD dapat memenuhi unsur kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Ini juga menunjukkan bahwa desain ini dapat digunakan secara efektif untuk membangun gedung sekolah dasar di daerah yang rawan gempa.

Kata Kunci: Bangunan Gedung Sekolah Dasar, Struktur Bangunan, Perencanaan Struktur, ETABS, Beton Bertulang, Ketahanan Gempa.

ABSTRACT

The design of school buildings must be designed by adjusting the reference basis for the latest design so that the building is able to accommodate the burden that occurs so that at the time of operation the building is guaranteed safe for learning activities. The purpose of this final project is to design construction of multilevel elementary school buildings by considering structural safety, space functionality, and efficiency of material selection.

Applicable Indonesian regulations, such as SNI 1726: 2019 for earthquake resilience planning, SNI 2847: 2019 for reinforced concrete, and SNI 1727: 2020 for building loads, used in this plan. ETABS software is used to conduct structural analysis to produce internal forces for structural elements such as beams, columns, floor plates, and foundations.

The results of the analysis show that the main system of lateral force retaining, Special Moment Frame System (SRPMK), is able to withstand dead loads, living loads, and earthquake loads. The foundation of the palm with the calculation of adequate soil carrying capacity is used.

The results of the analysis show that the main system of lateral force retaining, Special Moment Frame System (SRPMK), is able to withstand dead loads, living loads, and earthquake loads. The foundation of the palm with the calculation of adequate soil carrying capacity is used.

Keywords: *elementary schools building, building structures, design structure, etabs, reinforced concrete, earthquake resistance.*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan merupakan salah satu faktor terpenting dalam penunjang kegiatan sosial di masyarakat. Pembangunan disini diartikan dalam bentuk fisik yakni berupa bangunan gedung yang digunakan untuk menunjang sarana dan prasarana kegiatan sosial. Di Bidang Teknik Sipil pembangunan gedung adalah suatu hal yang sangat penting diperhatikan. Jenis gedung dalam perencanaan perlu diidentifikasi secara komprehensif agar bangunan gedung bisa direncanakan sesuai dengan standar yang sudah ditetapkan yaitu Standar Nasional Indonesia (SNI) yang sudah diperbaharui oleh Kementerian PUPR.

Oleh karena itu, dilakukanlah perancangan bangunan gedung agar bangunan dapat diperkirakan kekuatan yang didesain maupun realisasi dapat dikontrol dengan aman melalui tulisan pada Tugas Akhir ini. Hasil perancangan ini juga diharapkan dapat memberikan kontribusi dalam pemahaman mendalam mengenai perancangan bangunan gedung yang kuat dan efisien.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut maka didapatkan rumusan masalah, yaitu:

1. Bagaimana Sistem Penahan Gaya Gempa yang terjadi pada Bangunan Gedung A dan Gedung B ?
2. Berapakah nilai Simpangan Antar Tingkat dan Pengaruh P-Delta pada Gedung A dan Gedung B ?
3. Bagaimanakah hasil analisis struktur dari penampang Pelat Lantai, Kolom, dan Balok ?
4. Bagaimanakah hasil analisis struktur dari penampang Pondasi Tiang Pancang dan *Pile Cap* ?

1.3 Tujuan Perancangan

Maksud dan tujuan penulis dalam melakukan penelitian antara lain:

1. Menganalisis Struktur Gedung Bangunan Bertingkat.
2. Mengetahui Simpangan Antar Tingkat dan P-Delta.
3. Merancang Struktur Pelat Lantai, Kolom, dan Balok.
4. Merancang Struktur Pondasi Tiang Pancang dan *Pile Cap*.

1.4 Batasan Masalah

Dalam Perancangan Bangunan Gedung Sekolah Dasar terdapat batasan masalah, yaitu:

1. Dapat merancang Struktur Penahan Gaya Gempa Bangunan pada Gedung A dan Gedung B sesuai SNI 1726:2019.
2. Dapat menghitung pembebanan pada Struktur Bangunan Gedung Sekolah Dasar pada Gedung A dan Gedung B berdasarkan SNI 1727:2020.
3. Dapat mendesain Struktur Beton Bertulang Bangunan Gedung Sekolah Dasar pada Gedung A dan Gedung B berdasarkan SNI 2847:2019.

1.5 Sistematika Penulisan

Penulisan Tugas Akhir terdapat beberapa bab yang menyusun, yakni sebagai berikut:

BAB I : PENDAHULUAN

Bab ini membahas cara menyusun laporan tugas akhir, dengan subbab yang mencakup latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, serta batasan masalah.

BAB II : TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini memberikan tinjauan literatur – literatur yang berhubungan dengan perancangan Struktur Bangunan Gedung Sekolah Dasar dalam penelitian ini.

BAB III : METODE PERANCANGAN

Dalam bab ini memberikan penjelasan tentang teknik dan prosedur yang digunakan dalam pengolahan data; ini juga mencakup teknik penyajian dan analisis data yang akan digunakan dalam pengolahan data yang ada.

BAB IV : ANALISA STRUKTUR

Pada Bab ini membahas perhitungan struktur mulai dari Simpangan Antar Tingkat dan P-Delta, hingga struktur yang menopang bangunan seperti pelat, kolom, balok, pondasi Tiang pancang, dan *Pile Cap*.

BAB V : KESIMPULAN

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Gedung bertingkat

Gedung bertingkat biasanya dibagi menjadi dua kategori: gedung bertingkat rendah dan gedung bertingkat tinggi. Pembagian ini terpisah menurut persyaratan teknis struktur bangunan. Karena perhitungan struktur yang lebih kompleks, bangunan dengan ketinggian lebih dari empat puluh meter dikategorikan sebagai bangunan tinggi. Bangunan bertingkat dibagi menjadi kategori rendah (2–4 lantai) dan berlantai banyak (5–10 lantai), serta pencakar langit. Pembagian ini tidak hanya berfokus pada sistem struktur tetapi juga memenuhi persyaratan sistem tambahan yang harus dipenuhi oleh bangunan.

2.2 Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat (*Story Drift*), juga dikenal sebagai simpangan tingkat, adalah perpindahan lateral antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau simpangan mendatar tiap tingkat bangunan yang diukur dari lantai di bawahnya. Sebaliknya, simpangan lateral tingkat (*Story Displacement*) adalah perpindahan lateral suatu tingkat yang diukur dari dasar bangunan. Perpindahan *lateral relative* antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau simpangan mendatar tiap tingkat bangunan disebut simpangan.

2.3 P-Delta

P-Delta adalah gejala yang terjadi pada struktur bangunan yang fleksibel di mana simpangan lateral menyebabkan beban tambahan karena beban gempa yang disebabkan oleh beban gravitasi.

2.4 Ketidakberaturan Struktur

Klasifikasi ketidakberaturan dari bangunan harus berpedoman pada konfigurasi horizontal dan vertical struktur bangunan.

A. Ketidakberaturan Horizontal

Merupakan ketidakberaturan yang terjadi ketika sebuah bangunan menunjukkan satu atau lebih bentuk penyimpangan struktural secara horizontal.

B. Ketidakberaturan Vertikal

Merupakan ketidakberaturan yang terjadi ketika sebuah bangunan menunjukkan satu atau lebih bentuk penyimpangan struktural secara vertikal.

2.5 Acuan Pembebanan

Perancangan struktur bangunan gedung yang akan dilakukan harus mengacu pada peraturan pembebanan yang diatur dalam **SNI 1727 : 2020** tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain yang sudah disahkan oleh Kementerian PUPR yang sudah diperbarui.

Pada **SNI 1727 : 2020** ini dibahas mengenai batas minimum dan maksimum pembebanan struktur yang meliputi : Beban Mati, Beban Hidup, Beban Angin, Beban Hujan dan lainnya. Untuk pembebanan gempa sendiri mengacu **SNI 1726 : 2019** tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung.

2.6 Tipe Pembebanan

2.6.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung, komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lainnya, termasuk berat Derek dan sistem pengangkut material.

2.6.2 Beban Hidup

Beban Hidup adalah beban yang besar dan posisinya dapat berubah-ubah atau tidak permanen yang diakibatkan oleh aktivitas penghuni bangunan gedung yang tidak termasuk beban konstruksi.

2.6.3 Beban Angin

Beban Angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

Beban Angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (hisapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan negatif yang dinyatakan dalam kg/m ini ditentukan

dengan mengalikan Tekanan Tiup dengan Koefisien – Koefisien angin. Tekan Tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2 , kecuali untuk daerah di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari tepi pantai. Pada daerah tersebut Tekanan Hisap diambil minimum 40 kg/m^2 .

2.6.4 Beban Gempa

Secara umum analisis struktur terhadap Beban Gempa dibagi menjadi dua macam, yaitu sebagai berikut:

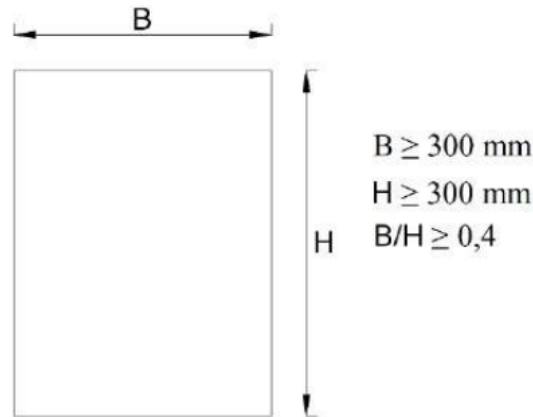
- a. Analisis Beban Statik Equivalen adalah suatu pendekatan untuk menganalisis struktur di mana dampak gempa pada struktur digambarkan sebagai beban statik horizontal yang dihasilkan hanya dengan memperhitungkan respon ragam getar yang pertama. Distribusi gaya geser tingkat ragam getar yang pertama biasanya disederhanakan menjadi segitiga terbalik.
- b. Analisis Dinamik adalah analisis struktur di mana gaya geser gempa di seluruh tingkat dihitung dengan mempertimbangkan dampak gerakan tanah dinamis pada struktur. Ini adalah dua bagian dari analisis dinamis:
 - 1) Analisis Ragam Respon Spektrum dimana total respon didapat melalui superposisi dari respons masing-masing ragam getar.
 - 2) Analisis Riwayat Waktu adalah Analisis Dinamik dimana ada model struktur diberikan suatu catatan rekaman gempa dan respon struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu.

2.7 Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

Menurut SNI 2847 : 2019 kolom-kolom harus memenuhi persyaratan batasan dimensi sebagai berikut:

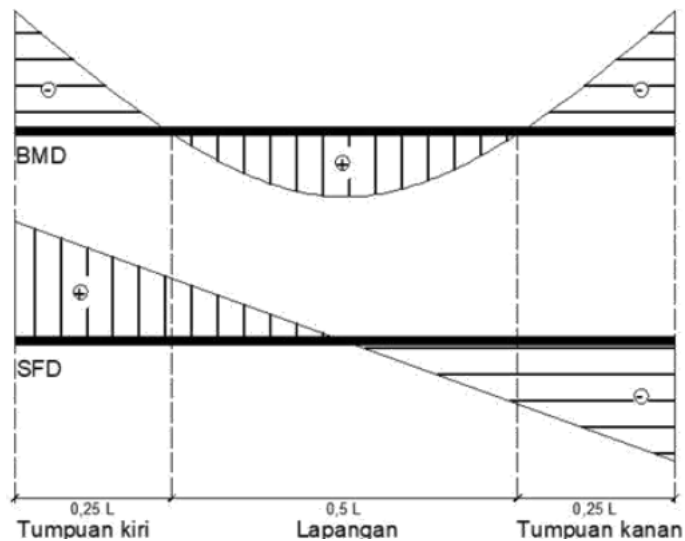
- 1) Dimensi penampang terkecil kolom tidak kurang dari 300 mm.
- 2) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.



Gambar 2.1 Batasan Dimensi Kolom

2.8 Balok

Perencanaan desain balok memerlukan analisa tulangan berdasarkan gaya-gaya dalam pada badan balok, seperti: Contoh: Momen positif, momen negatif, gaya geser positif, dan gaya geser negatif pada balok tertahan. Pada masing-masing sisi, momen negatif timbul pada balok dan momen positif pada bentang, sehingga menimbulkan gaya geser yang besar, letaknya di ujung balok.



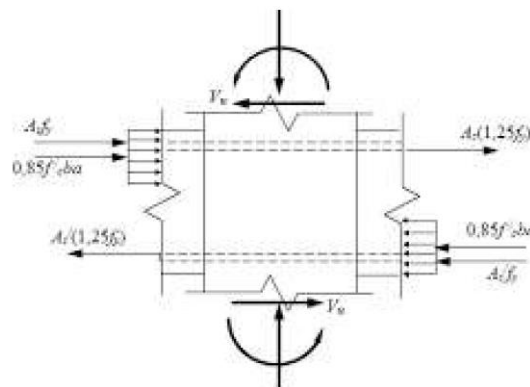
Gambar 2.2 Ilustasi Gaya Dalam pada balok

Saat menganalisis tulangan memanjang, dua kondisi digunakan: momen negatif dan momen positif. Momen positif terdapat pada bagian bentang dan momen negatif pada bagian tumpuan. Jika balok kantilever ditambatkan pada satu kolom saja, maka momen negatif akan mempengaruhi seluruh bentang dari kolom sampai ujung balok..

2.9 Desain Balok-Kolom

a. Persyaratan Umum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.8.2)

- 1) Gaya – gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan Tarik lentur adalah $1,25 f_y$.
- 2) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki Panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- 3) Jika tulangan longitudinal balok diteruskan melewati *joint*, maka dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi kolom tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal balok terbesar.



Gambar 2.3 Gaya-gaya pada *Joint* Balok Kolom

b. Persyaratan Tulangan Transversal (SNI 2847 : 2019 pasal 18.8.3)

- 1) Pada *joint* kolom balok harus tersedia tulangan transversal berbentuk Sengkang.
- 2) Jika pada *joint* kolom balok memiliki balok dengan ukuran lebar sekurang-kurangnya $3/4$ dan merangka pada keempat sisi kolom, maka membutuhkan tulangan transversal sejumlah $1/2$ dari kebutuhan pada daerah sendi plastis kolom, tulangan transversal dipasang pada setinggi balok terendah yang merangka *joint* kolom balok. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar hingga 150 mm.
- 3) Jika lebar balok lebih besar daripada kolom, tulangan transversal seperti daerah plastis harus disediakan untuk mengikat tulangan longitudinal yang berada di luar inti kolom.

c. Kuat Geser Nominal *Joint* V_n (SNI 2847 : 2019 pasal 18.8.4.1)

Rumus kekuatan geser nominal *joint* berbeda beda tergantung pada seberapa banyak yang mengekang kolom.

Tabel 2.1 Kuat Geser Nominal *Joint* V_n

Konfigurasi <i>Joint</i>	V_n
Untuk <i>joint</i> yang terkekang pada keempat sisinya	$1,7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Untuk <i>joint</i> yang terkekang pada ketiga sisinya	$1,2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Untuk kasus-kasus <i>joint</i> yang lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Untuk beton ringan nilai $\lambda = 0,75$

d. Luas Penampang Efektif (SNI 2847 : 2019 pasal 18.8.4.3)

Luas penampang efektif dalam suatu *joint*, A_j , harus dihitung dari tinggi *joint* kali lebar *joint* efektif.

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar joint}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar joint} &= b + h \\ &\leq b + 2x \end{aligned}$$

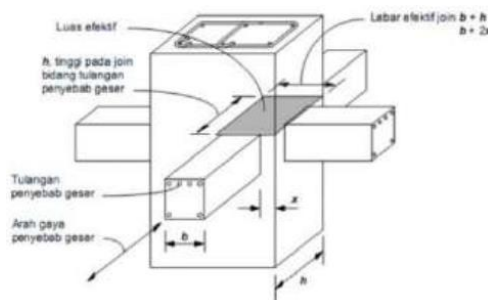
$$\text{Tinggi joint} = h$$

Keterangan:

h = dimensi kolom yang sejajar dengan arah gaya geser

b = lebar balok yang menghasilkan gaya geser

x = sisi *joint* yang tidak tertutupi balok



Gambar 2.4 Luas Efektif *Joint*

e. Panjang Penyaluran Tulangan (SNI 2847 : 2019 pasal 18.8.5)

Panjang penyaluran l_{dh} dengan kaitan standar tulangan Tarik berdiameter 10 hingga 36 mm, diambil nilai terbesar antara:

- $8d_b$ (10 d_b untuk beton ringan)
- 150 mm (190 mm untuk beton ringan)
- $\frac{f_y d_b}{5,4 \lambda \sqrt{f'_c}}$ ($\lambda = 0,75$ untuk beton ringan)

Untuk tulangan Tarik berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, l_d' tidak boleh kecil dari:

- $2,5l_{dh}$ jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm.
- $3,25l_{dh}$ jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm.

2.10 Desain Pelat Satu Arah

a. Pendahuluan

Pelat satu arah biasanya digunakan pada bangunan dengan jarak antar pusat vertikal (kolom dan dinding) yang tidak sama. Pelat satu arah biasanya dibentang pada bentang pendek dan ditopang oleh balok pada bentang panjang. Perbandingan bentang panjang dan pendek pelat lebih besar atau sama dengan 2, maka sebagian besar beban dari pelat terdistribusi dalam satu arah, menuju balok, dan dikatakan sistem pelat searah.

2.11 Desain Pondasi

Pondasi merupakan struktur terbawah dari bangunan yang berfungsi untuk meneruskan atau menopang beban struktur diatasnya untuk diteruskan ke tanah dibawahnya, memastikan stabilitas dan keamanan bangunan.

2.11.1 Tiang Pancang (Metode Schmertmann dan Nottingham)

Pondasi tiang pancang adalah salah satu jenis pondasi dalam yang digunakan untuk menyalurkan beban diatasnya ke lapisan tanah keras yang memiliki kedalaman tertentu. Metode ini menggunakan hitungan daya dukung ujung pondasi tiang pancang dengan cara Begemen. Kapasitas dukung ultimit neto (Q_u), dihitung dengan persamaan:

$$Q_u = A_b f_b + A_s f_s - W_p \dots\dots\dots (2.1)$$

Atau

$$Q_u = A_b \omega q_{ca} + A_s K_f q_f - W_p \dots\dots\dots (2.2)$$

Dengan,

- A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)
 A_s = luas selimut tiang (cm^2)
 f_b = tahanan ujung satuan (kg/cm^2)
 f_s = tahanan gesek satuan (kg/cm^2)
 q_{ca} = tahanan konus rata-rata (kg/cm^2)
 q_f = tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)
 K_f = koefisien tak berdimensi
 ω = koefisien korelasi

BAB III

METODE PERANCANGAN

3.1 Tinjauan Umum

Perencanaan adalah langkah awal yang dilakukan sebelum proyek dimulai dan mencakup desain, jadwal, biaya, dan sumber daya yang dibutuhkan untuk menyelesaikan proyek sesuai dengan tujuan. Dalam penyusunan tugas akhir ini meninjau pada desain perancangan struktur gedung.

3.2 Metode Pengumpulan Data

Data yang digunakan untuk menyusun Laporan Tugas Akhir ini dapat dibagi menjadi 2 (dua) kategori berdasarkan jenis datanya yakni data primer dan data sekunder.

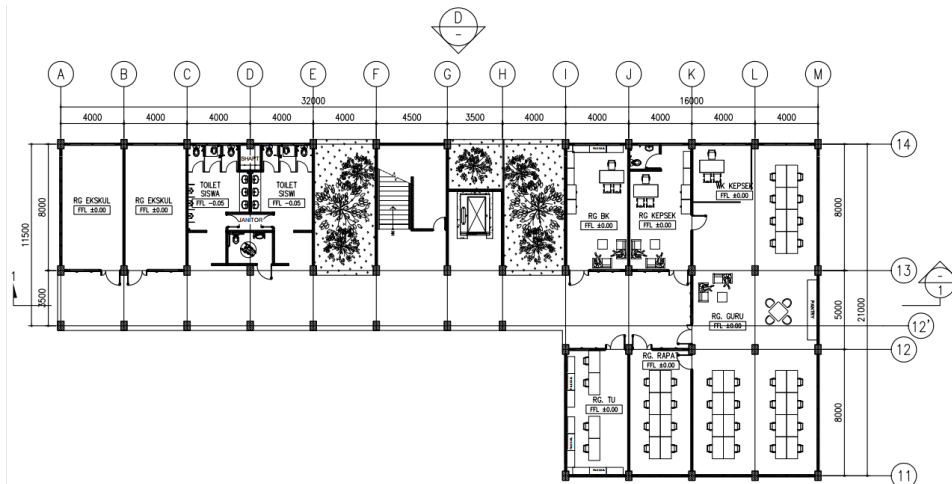
3.2.1 Data Primer

Data primer adalah data yang dapat digunakan langsung dalam perancangan struktur yang diperoleh dari hasil survei dan lokasi rencana pembangunan. Pengamatan langsung yang dilakukan di lapangan termasuk:

a. Spesifikasi Bangunan

1. Gedung A

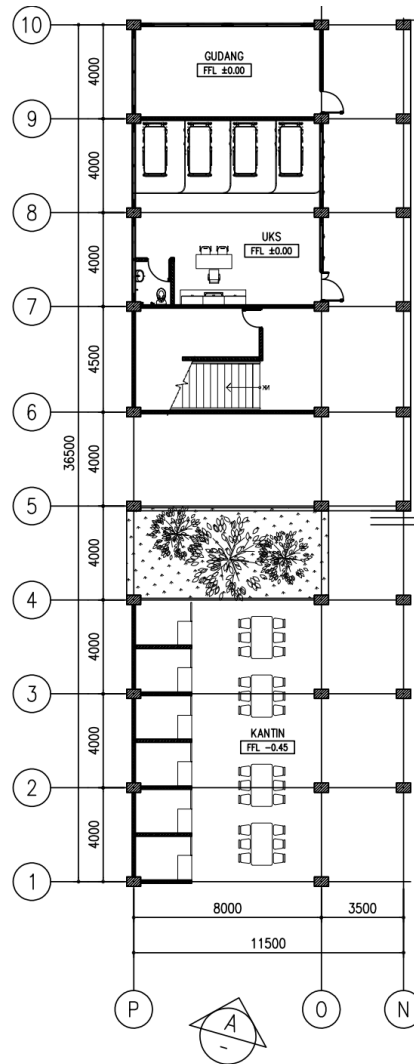
- a) Fungsi bangunan : Bangunan Sekolah
- b) Luas bangunan : 2.410 m²
- c) Jumlah lantai : 4 Lantai + 1 *Roof Top* + 1 Atap
- d) Tinggi antar lantai : ± 4,08 m
- e) Penutup atap : Dak Beton
- f) Struktur Bangunan
 - Struktur Atas : Beton Bertulang
 - Struktur Bawah : Tiang Pancang



Gambar 3.1 Denah Gedung A

Gedung B

- a) Fungsi bangunan : Bangunan Sekolah
- b) Luas bangunan : 2.100 m²
- c) Jumlah lantai : 4 Lantai + 1 *Roof Top*
- d) Tinggi antar lantai : $\pm 4,08$ m
- e) Penutup atap : Dak Beton
- f) Struktur Bangunan
 - Struktur Atas : Beton Bertulang
 - Struktur Bawah : Tiang Pancang



Gambar 3.2 Denah Gedung B

3.2.2 Data Sekunder

Data yang digunakan untuk menyusun Laporan Tugas Akhir berasal dari berbagai instansi yang terlibat langsung dalam Perancangan Pembangunan Gedung Sekolah. Literatur tambahan, grafik, tabel, dan peta-peta yang terkait dengan proses perancangan penelitian dimasukkan ke dalam kategori data yang membantu menyusun laporan tugas akhir. Data yang diperlukan untuk perhitungan dan perancangan struktur utama bangunan ini adalah sebagai berikut:

1. Data Teknis

Data Teknis merupakan data yang diperlukan langsung dalam perancangan struktur bangunan gedung, meliputi data tanah dan bahan yang digunakan dalam membangun gedung tersebut.

2. Data Non-Teknis

Data Non-Teknis yaitu data pendukung dalam perancangan struktur bangunan gedung, seperti kondisi lahan dan lokasi proyek. Pengumpulan data yang diperlukan menggunakan beberapa jenis metode yang dilakukan. Berikut merupakan metode yang digunakan yakni:

- **Observasi**

Metode Observasi merupakan metode pengumpulan data dengan pengamatan dan peninjauan langsung di lapangan.

- **Studi Pustaka**

Metode Studi Pustaka yaitu metode pengumpulan data dari hasil data-data penelitian, penyelidikan, dan pengujian laboratorium.

3.3 Perancangan Struktur dengan Program ETABS

Perancangan struktur bangunan gedung sekolah dapat dilakukan secara manual ataupun menggunakan aplikasi seperti ETABS yang digunakan dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Program ETABS sangat bermanfaat dalam industri konstruksi. Selain memiliki kemampuan untuk melakukan perhitungan kompleks di bidang analisis struktur, program pendukung ini juga memiliki kemampuan untuk melakukan pemodelan struktur. Namun, karena Program ETABS hanyalah program pendukung, kita harus tetap ingat konsep-konsep dasar analisis struktur dan aplikasinya di lapangan.

3.4 Peraturan Perancangan

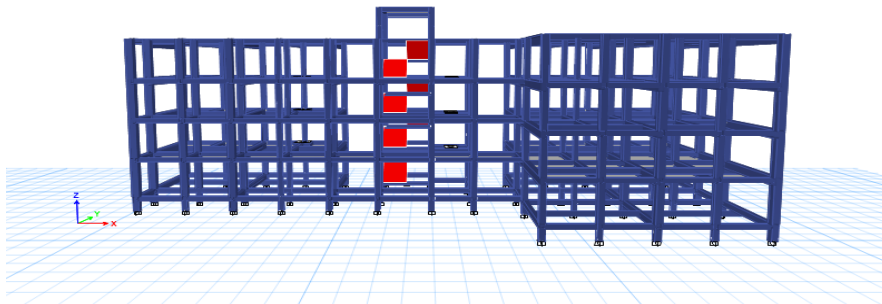
1. **SNI 1727 : 2020** tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
2. **SNI 1726 : 2019** tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung dan Non Gedung .
3. **SNI 2847 : 2019** tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

BAB IV

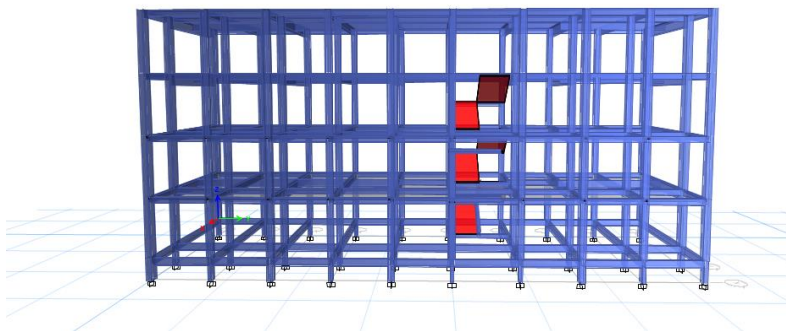
PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Properties Bangunan Gedung

Perhitungan Struktur Bangunan Gedung A dan Gedung B dihitung melalui perhitungan manual dan perhitungan melalui aplikasi ETABS. Pemodelan 3 dimensi melalui aplikasi ETABS dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4. 1 Model Bangunan Gedung A



Gambar 4. 2 Model Bangunan Gedung B

Informasi bangunan gedung pada perancangan sangat penting untuk sebagai dasar acuan awal perancangan untuk menentukan properties pada saat proses terjadinya perhitungan. Pemilihan mutu material dan ukuran *section properties* merupakan langkah awal sebelum memulai perhitungan. Berikut ini merupakan informasi pada Gedung A dan Gedung B :

Informasi Gedung A dan Gedung B

- Tinggi Bangunan Gedung = 20,40 m

- Mutu Beton, f'_c

Kolom = 30 MPa

Balok = 30 MPa

Pelat = 30 MPa

Pile cap = 30 MPa

Tiang Pancang = 52 MPa

- Mutu Baja, f_y

Kolom

Tulangan Longitudinal = 420 MPa

Tulangan Transversal = 280 MPa

Balok

Tulangan Longitudinal = 420 MPa

Tulangan Transversal = 280 MPa

Pelat

Tulangan Longitudinal = 420 MPa

Tulangan Transversal = 280 MPa

Pile Cap

Tulangan Longitudinal = 420 MPa

Tulangan Transversal = 280 Mpa

- Properties

Kolom

Kolom 1 (K1) = 500 x 700 cm

Kolom 2 (K2) = 450 x 450 cm

Balok

Balok Utama (B1) = 400 x 700 cm

Balok Selasar(B2) = 300 x 600 cm

Balok Anak (BA) = 300 x 600 cm

Balok Tangga (BT) = 250 x 400 cm

Balok Bordes (BB) = 300 x 550 cm

Tie Beam (TB) = 250 x 550 cm

Pelat

Pelat 1 (P1) = d = 15 cm

Pelat 2 (P2) = d = 10 cm

Pile Cap

Pile Cap K1 (PK1) = 160 x 160 cm

Pile Cap K2 (PK2) = 160 x 280 cm

4.2 Pembebanan Atap Tangga

Pembebanan Atap Tangga meliputi Beban Mati, Beban Hidup , Beban Angin, dan Beban Air. Perhitungan beban dapat dilihat seperti di bawah ini :

4.2.1 Beban Mati

Pembebanan Beban Mati pada Atap Tangga terdiri dari beban yang diakibatkan oleh *liquid* waterproofing dan beban berat sendiri pelat dengan ketebalan 10 cm. Berikut ini perhitungan Beban Matii :

- <i>Liquid waterproofing</i>	= 5 kg/m ²
- Beban pelat 10 cm; 0,1 x 2400	<u>= 240 kg/ m² +</u>
Total	= 245 kg/m ²

4.2.2 Beban Hidup

Pembebanan Beban Hidup pada Atap Tangga mengacu pada beban hidup yang sudah diatur pada SNI 1727 : 2020 Tabel 4.3-1. Pembebanan yang diambil merupakan beban atap datar sebagai berikut :

- Beban Hidup atap minimal $= 0,96 \text{ kN/m}^2$
 $= 100 \text{ kg/m}^2$

4.2.3 Beban Angin

Pembebanan Beban Angin pada Atap Tangga mengacu pada SNI 1727 : 2020 Pasal 26. Berikut ini perhitungan Beban Angin :

- Kecepatan Angin Dasar $= 30 \text{ m/s}$
- Faktor Arah Angin, K_d

Tipe struktur : Bangunan Gedung Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU)

$$K_d = 0,85$$

(Referensi : Tabel 26.6-1 tentang Faktor Arah Angin, K_d)

- Kategori Kekasaran Permukaan $=$ Kekasaran permukaan B
 (Referensi : Pasal 26.7.2 tentang Kategori Kekasaran Permukaan)

- Kategori Eksposur

Bangunan gedung termasuk kedalam **Kategori Eksposur B** dengan ketinggian atap rata - rata kurang dari atau sama dengan 9,1 m.

(Referensi : Pasal 26.7.3 tentang Kategori Eksposur)

- Efek Topograf, KZT $= 1,0$

- Efek Tiupan Angin

Efek tiupan angin dapat dihitung pada persamaan dibawah ini :

- Frekuensi Alami Perkiraan, n_a

$$n_a = 43,50 / h^{0,9} \dots\dots\dots (4.1)$$

Dimana

$$h = 16,32 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} n_a &= 43,50 / 16,32^{0,9} \\ &= 3,52 \text{ Hz} \end{aligned}$$

3,52 Hz > 1,0 Hz maka bangunan dianggap kaku

- Intensitas Turbulensi pada ketinggian Z

$$I_z = C \cdot \left(\frac{10}{Z}\right)^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (4.2)$$

Dimana

$$\begin{aligned} c &= 0,30 \\ z &= 0,60 \cdot h = 0,60 \times 16,32 \\ &= 9,792 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_z &= C \cdot \left(\frac{10}{Z}\right)^{\frac{1}{6}} \\ &= 0,30 \cdot \left(\frac{10}{9,792}\right)^{\frac{1}{6}} \\ &= 0,30 \end{aligned}$$

- Respon Latar Belakang, Q

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \cdot \left(\frac{B+h}{Lz}\right)^{0,63}}} \dots\dots\dots (4.3)$$

Dimana

$$\begin{aligned} B &= 11,50 \text{ m} \\ Lz &= \ell \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^{\tau} \dots\dots\dots (4.4) \end{aligned}$$

Dari tabel 26.11-1 – Konstanta Eksposur dataran diperoleh

$$\ell = 320 \text{ ft --- } 97,54 \text{ m}$$

$$\tau = 1/3$$

$$\begin{aligned}
 L_z &= \ell \cdot \left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\tau} \\
 &= 97,54 \cdot \left(\frac{9,792}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \\
 &= 96,856 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \cdot \left(\frac{B+h}{L_z}\right)^{0,63}}} \\
 &= \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \cdot \left(\frac{11,50+16,32}{96,856}\right)^{0,63}}}
 \end{aligned}$$

$$= 0,88145$$

- Efek Tiupan Angin, G

$$G = 0,925 \cdot \left(\frac{1+1,7g_Q \cdot I_z \cdot Q}{1+1,7g_V \cdot I_z}\right) \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\text{Dimana } g_Q \text{ dan } g_V \text{ diambil} = 3,40$$

$$\begin{aligned}
 G &= 0,925 \cdot \left(\frac{1+1,7(3,40) \cdot (0,30) \cdot (0,88145)}{1+1,7(3,40)(0,30)}\right) \\
 &= 0,85536
 \end{aligned}$$

- Klarifikasi Ketertutupan

Bangunan gedung ini merupakan Gedung Tertutup.

- Koefisien Tekanan Angin Internal, $G_{C_{pi}}$

$$G_{C_{pi}} = + 0,18 \text{ (angin datang)}$$

$$= - 0,18 \text{ (angin pergi)}$$

- Koefisien Tekanan Angin Eksternal, GC_{pf}

$$GC_{pf} = + 0,61 \text{ (angin datang)}$$

$$= - 1,07 \text{ (angin pergi)}$$

- Tekanan Velositas

Menentukan Koefisien Eksposur Tekanan Velositas

Dilakukan perhitungan interpolasi pada tabel 26.11-1 SNI 1727-2020

Diketahui nilai

$$z_g = 365,76 \text{ m}$$

$$z = 9,792 \text{ m}$$

$$\alpha = 7$$

$$K_e = e^{-0,000119 \cdot z_g} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$= e^{-0,000119 \cdot (365,76)}$$

$$= 0,957$$

$$K_z = 2,01(z/z_g)^{2/\alpha}$$

$$= 2,01(365,76 / 9,792)^{2/7}$$

$$= 0,714$$

Tekanan Kecepatan, q_z

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot K_e \cdot V^2 \dots\dots\dots (4.7)$$

$$= 0,613 \cdot (0,714) \cdot (1,0) \cdot (0,85) \cdot (0,957) \cdot (7)^2$$

$$= 17,445 \text{ N/m}^2$$

$$= 1,74 \text{ kg/ m}^2$$

- Beban Angin (P)

Tekanan Angin Desain

Angin Datang

$$\begin{aligned} P &= q_z \cdot [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \\ &= 1,74 \cdot [(0,61) - (0,18)] \\ &= 0,754 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

Angin Pergi

$$\begin{aligned} P &= q_z \cdot [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \\ &= 1,74 \cdot [(-1,07) - (-0,18)] \\ &= -1,549 \text{ kg/ m}^2 \\ &= -1,74 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

- Beban Angin pada atap

Pada SNI 1727 : 2020 Pasal 28.3.4 tentang Beban Angin Desain Minimum menyatakan bahwa beban atap pada bangunan gedung tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh kecil dari $0,38 \text{ kN/ m}^2$ dikalikan dengan luas atap bangunan gedung terproyeksi ke bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan.

4.2.4 Beban Hujan

Beban Hujan diasumsikan ukuran butiran hujan yakni sebesar 25 mm, mengacu pada SNI 1727 : 2020 Pasal 8.3 perhitungan Beban Hujan dapat dilihat pada di bawah ini :

- Beban Hujan

$$\begin{aligned} 0,0098 \times (d_s + d_h) &----> \text{Asumsi } d_s + d_h = 25 \text{ mm} \\ &= 0,0098 \times (25) \\ &= 0,245 \text{ kN/m}^2 \\ &= 24,50 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

(Referensi : Pasal 8.3 tentang Beban Hujan Desain)

4.3 Pembebanan *Roof*top

Pembebanan *Roof*top meliputi Beban Mati, Beban Hidup , Beban Angin, dan Beban Hujan. Perhitungan beban dapat dilihat seperti di bawah ini :

4.3.1 Beban Mati

Pembebanan Beban Mati pada *Roof* terdiri dari beban yang diakibatkan oleh berat pelat sendiri dengan tebal 10 cm, liquid waterproofing, berat penggantung plafon, berat plafon dan instalasi listrik. Berikut ini perhitungan Beban Mati :

- Beban pelat 10 cm; 0,1 x 2400	= 240 kg/m ²
- <i>Liquid waterproofing</i>	= 5 kg/m ²
- Berat penggantung plafon	= 7 kg/m ²
- Berat plafon	= 11 kg/m ²
- Instalasi listrik	= 5 kg/m ² +
Total	= 268 kg/m ²

4.3.2 Beban Hidup

Pembebanan Beban Hidup pada *Roof* mengacu pada beban hidup yang sudah diatur pada SNI 1727 : 2020 Tabel 4.3-1. Pembebanan yang diambil merupakan beban atap untuk area berkumpul sebagai berikut :

- Beban Hidup atap minimal	= 4,70 kN/m ²
	= 480 kg/m ²

4.3.3 Beban Angin

Pembebanan Beban Angin mengacu pada SNI 1727 : 2020 Pasal 26. Perhitungan Beban Angin pada *Roof* sama dengan perhitungan Beban Angin Pada Atap Tangga sehingga untuk perhitungan dapat disederhanakan dengan hasil sebagai berikut :

– Koefisien Tekanan Angin Internal, GC_{pi}

$$GC_{pi} = + 0,18 \text{ (angin datang)}$$

$$= - 0,18 \text{ (angin pergi)}$$

– Koefisien Tekanan Angin Eksternal, GC_{pf}

$$GC_{pf} = + 0,61 \text{ (angin datang)}$$

$$= - 1,07 \text{ (angin pergi)}$$

– Tekanan Velositas

Tekanan Kecepatan, q_z

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot K_e \cdot V^2$$

$$= 0,613 \cdot (0,714) \cdot (1,0) \cdot (0,85) \cdot (0,957) \cdot (7)^2$$

$$= 17,445 \text{ N/m}^2$$

$$= 1,74 \text{ kg/ m}^2$$

– Beban Angin (P)

Tekanan Angin Desain

Angin Datang

$$\begin{aligned} P &= q_z \cdot [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \\ &= 1,74 \cdot [(0,61) - (0,18)] \\ &= 0,754 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

Angin Pergi

$$\begin{aligned} P &= q_z \cdot [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \\ &= 1,74 \cdot [(-1,07) - (-0,18)] \\ &= -1,549 \text{ kg/ m}^2 \\ &= -1,74 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

– Beban Angin pada atap yaitu sebesar $0,38 \text{ kN/ m}^2$

4.3.4 Beban Hujan

Beban Hujan yang terjadi pada Rooftop sama besarnya pada perhitungan Beban Hujan pada Atap Tangga sehingga beban dapat diambil senilai $24,50 \text{ kg/m}^2$.

4.4 Pembebanan Portal

Portal merupakan struktur yang penyusunnya berupa kolom dan balok yang terhubung menjadi satu kesatuan. Pembebanan pada portal dapat terjadi yakni berupa Beban Mati, Beban Hidup, Beban Angin dan Beban Gempa. Berikut ini merupakan perhitungan pada pembebanan portal :

4.4.1 Beban Mati

Beban Mati pada perhitungan ini merupakan Beban Mati Tambahan tidak termasuk beban struktur sendiri. Beban Mati pada portal termasuk Beban Atap, Beban *Rooftop*, Beban Pelat Lantai, dan Beban Pelat Tangga.

- Beban Atap / *Rooftop*

Beban Mati pada Atap Tangga dan *Rooftop* terdiri dari *liquid waterproofing*, berat penggantung plafon, berat plafon, dan instalasi listrik. Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

<i>Liquid waterproofing</i>	= 5 kg/m ²
Berat penggantung plafon	= 7 kg/m ²
Berat plafon	= 11 kg/m ²
Instalasi listrik	<u>= 5 kg/m²</u> +
Total	= 28 kg/m ²

- Beban Pelat Lantai

Beban Mati pada pelat lantai yang berada pada tingkat L2 – L4. Beban Mati yang terjadi pada pelat lantai terdiri dari berat keramik, berat penggantung plafon, berat plafon, urugan pasir, spesi, instalasi listrik, sanitasi, dan *plumbing*.

Berat keramik	= 24 kg/m ²
Berat penggantung plafon	= 7 kg/m ²
Berat plafon	= 11 kg/m ²
Urugan pasir $t = 2 \text{ cm}$, $\gamma_{\text{pasir}} = 1.600 \text{ kg/m}^3$	
$= 0,02 \times 1.600$	= 32 kg/m ²
Spesi $t = 2 \text{ cm}$, $\gamma_{\text{spesi}} = 2.100 \text{ kg/m}^3$	
$= 0,02 \times 2.100$	= 42 kg/m ²
Instalasi listrik, sanitasi dan <i>plumbing</i>	<u>= 20 kg/m²</u> +
Total	= 136 kg/m ²

- Beban Dinding

Beban Dinding bekerja pada balok struktur, sehingga beban yang terjadi merupakan beban merata. Sehingga penampang balok mempengaruhi pada perhitungan Beban Dinding. Berat dinding dapat diketahui sebagai berikut :

Berat dinding menurut **SNI 1727 : 2020 Tabel C3.1-1**

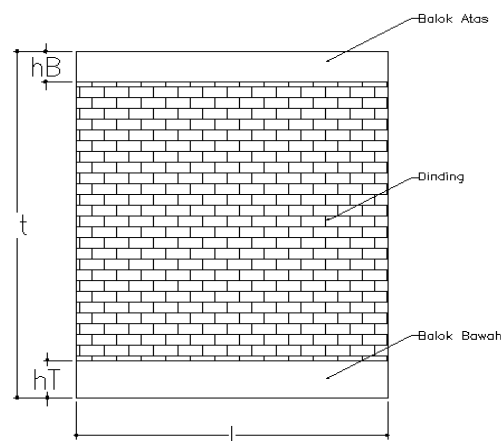
Berat dinding, γ_d	= 2,30 kN/m ²
	= 230 kg/m ²

Dimensi *properties* balok dihitung dengan cara mengasumsikan ukurannya terlebih dahulu, agar perhitungan dapat diestimasi untuk menjadikan acuan pembebanan. Dimensi *properties* balok yang diasumsikan dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4. 1 Dimensi *Properties* Balok

Jenis Balok	b (m)	h (m)
Balok Induk	0,40	0,70
Balok <i>Tie Beam</i>	0,25	0,55
Balok <i>Bordes</i>	0,30	0,55
Balok <i>Lift</i>	0,30	0,55
<i>Ring Balk</i>	0,30	0,60
<i>Ring Balk</i> Parapet	0,15	0,20

Dari tabel diatas, dapat diberikan ilustrasi sketsa dimensi untuk Beban Dinding yang dapat dilihat pada gambar berikut ini :



Gambar 4. 3 Sketsa Dimensi untuk Beban Dinding

Perhitungan Beban Dinding setiap lantai :

Tinggi antar lantai = 4,08 m

1.) Lantai 1 – lantai 2

➤ Balok *Tie Beam* – Balok Induk

$$t' = t - \left(\frac{1}{2} h_{\text{Balok Tie Beam}} + \frac{1}{2} h_{\text{Balok Induk}} \right)$$

$$= 4,08 - (\frac{1}{2} .(0,55) + \frac{1}{2} .(0,70))$$

$$= 3,455 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

$$= 230 \times 3,455$$

$$= 794,65 \text{ kg/m}$$

➤ Balok *Tie Beam* – Balok *Lift*

$$t' = t - (\frac{1}{2} h_{\text{Balok Tie Beam}} + \frac{1}{2} h_{\text{Balok Lift}})$$

$$= 4,08 - (\frac{1}{2} .(0,70) + \frac{1}{2} .(0,55))$$

$$= 3,455 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

$$= 230 \times 3,455$$

$$= 794,65 \text{ kg/m}$$

➤ Balok *Tie Beam* – Balok *Bordes*

$$t' = t/2 - (\frac{1}{2} h_{\text{Balok Tie Beam}} + \frac{1}{2} h_{\text{Balok Bordes}})$$

$$= (4,08/2) - (\frac{1}{2} .(0,55) + \frac{1}{2} .(0,55))$$

$$= 1,49 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

$$= 230 \times 1,49$$

$$= 342,70 \text{ kg/m}$$

➤ Balok *Bordes* – Balok Induk

$$t' = t/2 - (\frac{1}{2} h_{\text{Balok Bordes}} + \frac{1}{2} h_{\text{Balok Induk}})$$

$$= (4,08/2) - (\frac{1}{2} .(0,55) + \frac{1}{2} .(70))$$

$$= 1,455 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$\begin{aligned} Q_d &= \gamma_d \times t' \\ &= 230 \times 1,455 \\ &= 334,65 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2.) Lantai 2 – *Rooftop*

➤ Balok Induk – Balok Induk

$$\begin{aligned} t' &= t - \left(\frac{1}{2} h_{\text{Balok Induk}} + \frac{1}{2} \frac{1}{2} h_{\text{Balok Induk}} \right) \\ &= 4,08 - \left(\frac{1}{2} \cdot (0,70) + \frac{1}{2} \cdot (0,70) \right) \\ &= 3,38 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban Dinding

$$\begin{aligned} Q_d &= \gamma_d \times t' \\ &= 230 \times 3,38 \\ &= 777,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ Balok Induk – Balok *Lift*

$$\begin{aligned} t' &= t - \left(\frac{1}{2} h_{\text{balok tnduk}} + \frac{1}{2} h_{\text{balok lift}} \right) \\ &= 4,08 - \left(\frac{1}{2} \cdot (0,70) + \frac{1}{2} \cdot (0,55) \right) \\ &= 3,455 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban Dinding

$$\begin{aligned} Q_d &= \gamma_d \times t' \\ &= 230 \times 3,68 \\ &= 846,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ Balok *Bordes* – Balok Induk

$$\begin{aligned} t' &= t/2 - \left(\frac{1}{2} h_{\text{Balok Bordes}} + \frac{1}{2} h_{\text{Balok Induk}} \right) \\ &= (4,08/2) - \left(\frac{1}{2} \cdot (0,40) + \frac{1}{2} \cdot (0,40) \right) \\ &= 1,64 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

$$= 230 \times 1,64$$

$$= 377,20 \text{ kg/m}$$

➤ Dinding Sandaran

$$t' = t_p - \left(\frac{1}{2} h_{\text{balok induk}} \right)$$

$$= 1,2 - \left(\frac{1}{2} (0,40) \right)$$

$$= 1 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

$$= 230 \times 0,8$$

$$= 230 \text{ kg/m}$$

3.) *Rooftop*

➤ Parapet

$$t' = t_p - \left(\frac{1}{2} h_{\text{balok Ringbalk}} + \frac{1}{2} h_{\text{Ringbalk parapet}} \right)$$

$$= 1,50 - \left(\frac{1}{2} (0,40) + \frac{1}{2} (0,20) \right)$$

$$= 1,20 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

$$= 230 \times 1,20$$

$$= 276 \text{ kg/m}$$

➤ *Rooftop* – Atap

$$t' = t_a - \left(\frac{1}{2} h_{\text{balok Ringbalk}} + \frac{1}{2} h_{\text{Ringbalk}} \right)$$

$$= 3,50 - \left(\frac{1}{2} (0,40) + \frac{1}{2} (0,40) \right)$$

$$= 3,10 \text{ m}$$

Beban Dinding

$$Q_d = \gamma_d \times t'$$

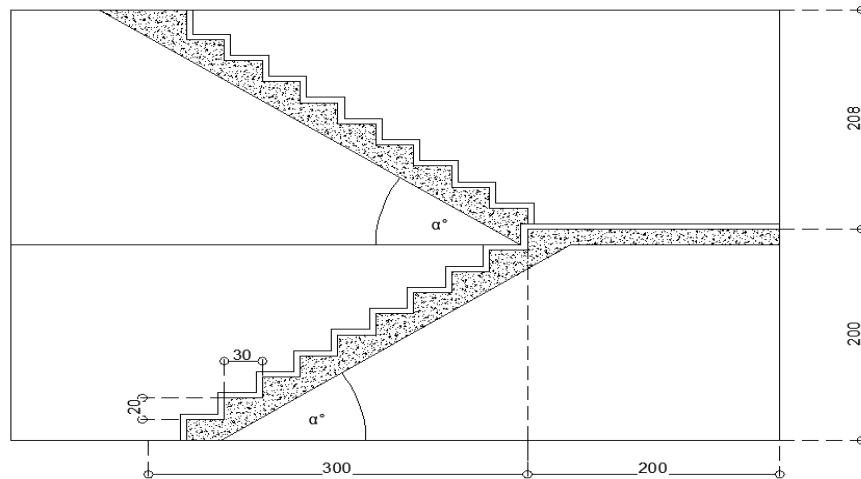
$$= 230 \times 3,10$$

$$= 713 \text{ kg/m}$$

- Beban Pelat Tangga

- Beban Mati Plat Tangga

Tipikal tangga



Gambar 4. 4 Potongan Anak Tangga Tipikal

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{t_1}{l_1} \\ &= \frac{200}{300} \\ &= 0.6667 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \arctan(0.6667) \\ &= 33,69^\circ \end{aligned}$$

Asumsi :

$$\text{Tebal pelat tangga (t')} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Optrede (o)} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Antrede (a)} = 30 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah optrede} &= h/o \\ &= 408/20 \\ &= 20 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah antrede} &= L/a \\ &= (300/30) \times 2 \\ &= 20 \text{ buah (termasuk bordes)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{tangga}} &= \gamma_{\text{beton}} \times t' \\ &= 2400 \times 0,15 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 & & = 360 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{spesi}} & & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{keramik}} & & = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{pasir}} & \underline{\hspace{1cm}} & = 32 \text{ kg/m}^2 \quad + \\
 \text{Total} & & = 458 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

- Beban Mati pada pelat *bordes*

$$\begin{array}{rcl}
 Q_{\text{tangga}} & = & \gamma_{\text{beton}} \times t' \\
 & = & 2400 \times 0,15 \\
 & = & 360 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{spesi}} & = & 42 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{keramik}} & = & 24 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{pasir}} & \underline{\hspace{1cm}} & = 32 \text{ kg/m}^2 \quad + \\
 \text{Total} & = & 458 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

4.4.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727 : 2020 pada Tabel 4.3-1 , beban yang diperuntukkan Gedung Sekolah yaitu sebagai berikut :

- Ruang kelas $= 1,92 \text{ kN/m}^2$
- Koridor di atas lantai pertama $= 3,83 \text{ kN/m}^2$
- Koridor lantai pertama $= 4,79 \text{ kN/m}^2$
- Tangga dan jalan keluar $= 4,79 \text{ kN/m}^2$

4.4.3 Beban Angin

- Koefisien Tekanan Angin Internal, GC_{pi}

$$\begin{array}{rcl}
 GC_{pi} & = & + 0,18 \text{ (angin datang)} \\
 & = & - 0,18 \text{ (angin pergi)}
 \end{array}$$

- Koefisien Tekanan Angin Eksternal, C_p

$$\begin{array}{rcl}
 L & = & 48,00 \text{ m} \\
 B & = & 11,50 \text{ m} \\
 L/B & = & 4,17
 \end{array}$$

Dari tabel Koefisien Dinding, C_p diperoleh :

Dinding Sisi Angin Datang = + 0,80

Dinding Sisi Angin Pergi = - 0,20

Dinding Tepi = - 0,70

– Tekanan Velositas

Beban Angin, q_z

$$\begin{aligned}
 q_z &= 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot K_e \cdot V^2 \\
 &= 0,613 \cdot (0,556) \cdot (1,0) \cdot (0,85) \cdot (0,957) \cdot (30)^2 \\
 &= 249,7743 \text{ N/m}^2 \\
 &= 24,977 \text{ kg/ m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 2 Perhitungan Nilai q_z

Lantai	Z (tinggi antar lantai)	α	z_g	k_z	q_z (kg/m ²)
1-2	4,08	7	365,7 6	0,556	24,977
2-3	8,16	7	365,7 6	0,678	30,448
3-4	12,24	7	365,7 6	0,761	34,188
4- <i>Rooftop</i>	16,32	7	365,7 6	0,827	37,116
<i>Rooftop</i> - <i>Atap</i>	19,82	7	365,7 6	0,874	39,235

– Beban Angin (P)

Angin Datang

$$\begin{aligned}
 P &= q_z \cdot [(G \cdot C_p) - (GC_{pi})] \\
 &= 24,977 \cdot [(0,855)(0,80) - (0,18)] \\
 &= 12,596 \text{ kg/ m}^2
 \end{aligned}$$

Angin pergi

$$\begin{aligned}
 Q &= q_z \cdot [(G \cdot C_p) - (GC_{pi})] \\
 &= 24,977 \cdot [(0,855)(-0,20) - (-0,18)] \\
 &= 0,223 \text{ kg/ m}^2
 \end{aligned}$$

Angin Tepi

$$\begin{aligned}
 R &= q_z \cdot [(G \cdot C_p) - (GC_{pi})] \\
 &= 24,977 \cdot [(0,855)(-0,70) - (-0,18)] \\
 &= -10,459 \text{ kg/ m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 3 Perhitungan Beban Angin

$P \text{ (kg/m}^2\text{)}$			
$Z \text{ (m)}$	Dinding Angin Datang	Dinding Angin Pergi	Dinding Tepi
4,08	12,596	0,223	-10,459
8,16	15,354	0,272	-12,750
12,24	17,240	0,305	-14,316
16,32	18,717	0,331	-15,543
19,82	19,786	0,350	-16,430

Beban Angin pada dinding yang diterapkan dalam desain Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU) SNI 1727 : 2020 untuk Bangunan Tertutup atau Sebagian Tertutup yakni $0,77 \text{ kN/m}^2$ dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan $0,38 \text{ kN/m}^2$ dikalikan dengan luas atap.

- Beban Angin pada gedung

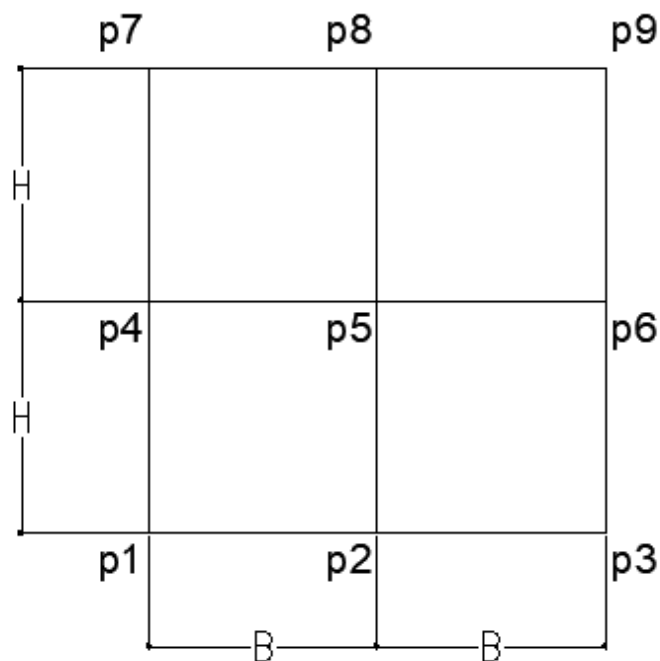
$$P = W \times \frac{B}{2} \times \frac{H}{2}$$

Dimana :

W = beban angin (kN/m^2)

P = beban angin (kN/m)

Contoh perhitungan dengan menggunakan sketsa salah satu dinding tipikal



Gambar 4. 5 Sketsa Portal Sederhana

Keterangan :

H = Tinggi antar lantai

B = Lebar antar kolom

- a. Beban Angin

Beban kolom $p1$

$$W = 0,77 \text{ kN/m}^2 \text{-----} 77 \text{ kg/m}^2$$

$$p1 = W \times \left(\frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times H\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 314,16 \text{ 77 kg}$$

$$p2 \quad = W \times \left(\frac{1}{2} \times B + \frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times H\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4 + \frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 628,32 \text{ kg}$$

$$p3 \quad = W \times \left(\frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times H\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 314,16 \text{ 77 kg}$$

$$p4 \quad = W \times \left(\frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times H + \frac{1}{2} \times H\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08 + \frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 628,32 \text{ kg}$$

$$p5 \quad = W \times \left(\frac{1}{2} \times B + \frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times H + \frac{1}{2} \times H\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4 + \frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08 + \frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 1256,64 \text{ kg}$$

$$p6 \quad = W \times \left(\frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times B + \frac{1}{2} \times B\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08 + \frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 628,32 \text{ kg}$$

$$p7 \quad = W \times \left(\frac{1}{2} \times B\right) \times \left(\frac{1}{2} \times H\right)$$

$$= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4\right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08\right)$$

$$= 314,16 \text{ 77 kg}$$

$$\begin{aligned}
 p8 &= W \times \left(\frac{1}{2} \times B + \frac{1}{2} \times B \right) \times \left(\frac{1}{2} \times H \right) \\
 &= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times B + \frac{1}{2} \times B \right) \times \left(\frac{1}{2} \times H \right) \\
 &= 628,32 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p9 &= W \times \left(\frac{1}{2} \times B \right) \times \left(\frac{1}{2} \times H \right) \\
 &= 77 \times \left(\frac{1}{2} \times 4 \right) \times \left(\frac{1}{2} \times 4,08 \right) \\
 &= 314,16 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.5 Rekapitulasi Pembebanan

Berdasarkan perhitungan pembebanan yang telah dilakukan, maka langkah selanjutnya adalah melakukan rekapitulasi pembebanan pada semua tingkat. Hasil perhitungan beban ini menjadi acuan untuk melakukan perhitungan analisis bangunan Gedung A dan Gedung B. Berikut ini rekapitulasi pembebanan pada Gedung A dan Gedung B :

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Pembebanan Gedung A

No.	Tingkat Bangunan	Jenis Beban			
		Beban Mati	Beban Hidup	Beban Angin	Beban Hujan
1	Atap Tangga	245 kg/m ²	100 kg/m ²	Variatif	24,50 kg/m ²
2	<i>Roof top</i>	268 kg/m ²	480 kg/m ²	Variatif	24,50 kg/m ²
3	L4 - Ruang Kelas - Koridor - Tangga	Variatif	1,92 kN/m ² 3,83 kN/m ² 4,79 kN/m ²	Variatif	-
4	L3 - Ruang Kelas - Koridor - Tangga	Variatif	1,92 kN/m ² 3,83 kN/m ² 4,79 kN/m ²	Variatif	-

5	L2 - Ruang Kelas - Koridor - Tangga	Variatif	1,92 kN/m ² 3,83 kN/m ² 4,79 kN/m ²	Variatif	-
6	L1	Variatif	-	Variatif	-

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Pembebanan Gedung B

No.	Tingkat Bangunan	Jenis Beban			
		Beban Mati	Beban Hidup	Beban Angin	Beban Hujan
1	<i>Rooftop</i>	268 kg/m ²	480 kg/m ²	Variatif	24,50 kg/m ²
2	L4 - Ruang Kelas - Koridor - Tangga	Variatif	1,92 kN/m ² 3,83 kN/m ² 4,79 kN/m ²	Variatif	-
3	L3 - Ruang Kelas - Koridor - Tangga	Variatif	1,92 kN/m ² 3,83 kN/m ² 4,79 kN/m ²	Variatif	-
4	L2 - Ruang Kelas - Koridor - Tangga	Variatif	1,92 kN/m ² 3,83 kN/m ² 4,79 kN/m ²	Variatif	-
5	L1	Variatif	-	Variatif	-

4.6 Pembebanan Gempa

4.6.1 Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Kategori Risiko pada bangunan gedung sekolah yang dirancang pada Gedung A dan Gedung B mengacu pada Tabel 3 SNI 1726 : 2019 termasuk Kategori Risiko IV.

4.6.2 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Faktor Keutamaan Gempa yang digunakan berdasarkan Tabel 4 SNI 1726 : 2019 sesuai dengan Kategori Resiko pada Gedung A dan Gedung B yaitu sebesar 1,50.

4.6.3 Menentukan Klasifikasi Situs

Klasifikasi dapat ditentukan dengan perhitungan data sondir yang telah dilakukan pengujian. Perhitungan nilai rata – rata sondir dapat dilihat seperti berikut :

➤ Data Sondir S1 dan S2

Data Sondir rata – rata S1 = 2183,637 kPa

Data Sondir rata – rata S2 = 3828,977 kPa

$$\begin{aligned} \text{Rata – rata nilai sondir} &= \frac{(2183,637 + 3828,977)}{2} \\ \bar{S}_u &= 1.105,649 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, nilai $\bar{S}_u$ yang diperoleh lebih besar dari 100 kPa dapat disimpulkan melalui referensi Tabel 5 SNI 1726 : 2019, Klasifikasi Situs pada Gedung A dan Gedung B merupakan Kelas Situs SC.

4.6.4 Analisis Perhitungan Respons Spektrum

Analisis perhitungan Respons Spektrum bertujuan untuk menganalisa dinamika struktur dengan menggunakan data Spektrum Gempa sesuai lokasi bangunan yang akan direncanakan. Perhitungan Respons Spektrum meliputi Penentuan Parameter Respons Spektrum, Menentukan Kategori Desain Seismik dan Menentukan Parameter Sistem Penahan Gaya Gempa. Berikut ini analisis perhitungan Respons Spektrum :

a. Penentuan Parameter Respon Spektrum

➤ Parameter Respon Spektrum

Berdasarkan wilayah bangunan, nilai Parameter Respon Spektrum diperoleh dari Peta Gempa untuk Periode Ulang 2500 tahun pada SNI 1726 : 2019 dapat dilihat sebagai berikut :

$$S_s = 0,8359 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,4019 \text{ g}$$

➤ Koefisien Situs

Nilai F_a diambil melalui interpolasi pada Tabel 2.22 Koefisien Situs F_a

$$F_a = 1,20$$

Nilai F_v diambil melalui interpolasi pada Tabel 2.23 Koefisien Situs F_v

$$F_v = 1,50$$

➤ Parameter Spektrum Respon Percepatan

Parameter Spektrum Respon Percepatan Periode Pendek (S_{ms})

$$S_{ms} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (4.8)$$

$$= 1,20 \times 0,8359$$

$$= 1,00308 \text{ g}$$

Parameter Spektrum Respon Percepatan Periode 1 detik (S_{m1})

$$S_{m1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (4.9)$$

$$= 1,50 \times 0,4019$$

$$= 0,60285 \text{ g}$$

➤ Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter Percepatan Spektral Desain Periode Pendek (S_{DS})

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{ms} \dots\dots\dots (4.10)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,00308$$

$$= 0,66872 \text{ g}$$

Parameter Percepatan Spektral Desain Periode 1 Detik (S_{D1})

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{m1}$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,60285$$

$$= 0,4019 \text{ g}$$

➤ Periode Struktur

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,20 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (4.11) \\
 &= 0,20 \cdot \frac{0,66872}{0,4019} \\
 &= 0,1202 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (4.12) \\
 &= \frac{0,4019}{0,66872} \\
 &= 0,6001 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$T_L = 20 \text{ detik}$$

nilai T_L diperoleh pada Peta Transisi Periode Panjang

1) Periode yang lebih kecil dari T_0 , Spektrum Respon Desain

$$\begin{aligned}
 S_a &= 0,68872 \cdot (0,40 + 0,60 \cdot \frac{T}{T_0}) \\
 T = 0 &\text{ -----} \rightarrow S_a = 0,68872 \cdot (0,40 + 0,60 \cdot \frac{0}{0,15}) = 0,267 \text{ g} \\
 T_0 = 0,15 &\text{ -----} \rightarrow S_a = 0,68872 \cdot (0,40 + 0,60 \cdot \frac{0,15}{0,15}) = 0,668 \text{ g} \\
 T_s = 0,73 &\text{ -----} \rightarrow S_a = S_{DS} = 0,668 \text{ g}
 \end{aligned}$$

2) Periode lebih besar dari T_s , Spektrum Respon Desain

$$S_a = S_{D1} / T \dots\dots\dots (4.13)$$

Contoh perhitungan dengan interval periode $T = 0,50$ detik

$$\begin{aligned}
 T = 1,00 \text{ detik} &\text{ -----} \rightarrow S_a = 0,4019 / 1,00 = 0,4019 \text{ g} \\
 T = 1,50 \text{ detik} &\text{ -----} \rightarrow S_a = 0,4019 / 1,50 = 0,2679 \text{ g} \\
 T = 2,00 \text{ detik} &\text{ -----} \rightarrow S_a = 0,4019 / 2,00 = 0,2010 \text{ g}
 \end{aligned}$$

3) Periode lebih besar dari T_L , Spektrum respons percepatan desain

$$S_a = (S_{D1} \cdot T_L) / T^2 \dots\dots\dots (4.14)$$

Contoh perhitungan dengan interval periode $T = 0,50$ detik

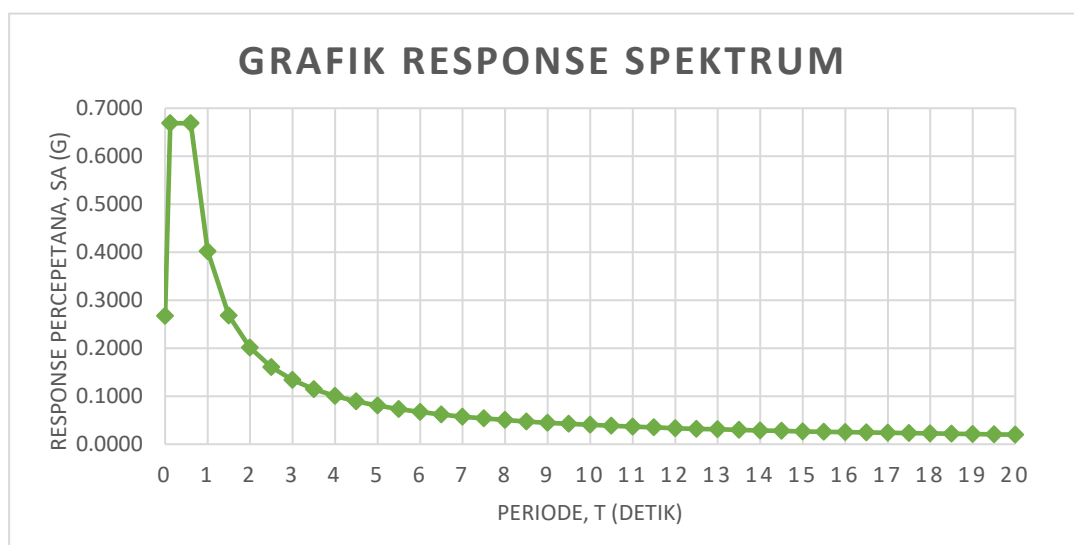
$$T = 20,50 \text{ detik} \rightarrow S_a = (0,4019 \times 20,00)/(20,50^2) = 0,0191 \text{ g}$$

$$T = 21,00 \text{ detik} \rightarrow S_a = (0,4019 \times 20,00)/(21,00^2) = 0,0182 \text{ g}$$

$$T = 21,50 \text{ detik} \rightarrow S_a = (0,4019 \times 20,00)/(21,50^2) = 0,0174 \text{ g}$$

4) Kurva Respon Spektrum

Dari perhitungan periode diatas, nilai yang dihasilkan lalu dapat dibuat kurva seperti berikut :



Grafik 4. 1 Respon Spektrum

b. Menentukan Kategori Desain Seismik

- Nilai $S_{DS} = 0,62 \geq 0,50$ menurut SNI 1726 : 2019 ,Tabel 8 – Kategori desain seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada periode pendek merupakan Kategori Resiko IV D.
- Nilai $S_{D1} = 0,45 \geq 0,20$ pada SNI 1726 : 2019 ,Tabel 9 – Kategori Desain Seismik berdasarkan *Parameter Respon Percepatan* pada periode 1 detik merupakan Kategori Resiko IV D.
- Kesimpulan : Gedung SDN 03 Gandaria Selatan berada pada Kategori Desain Seismik D.

c. Menentukan Parameter Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa yang digunakan dalam perancangan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga parameter Sistem Penahan Gaya Gempa yang digunakan sebagai berikut :

Koefisien Modifikasi Respons, R	= 8
Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	= 5,5
Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω_o	= 3.

4.6.5 Analisis Perhitungan Statik Ekuivalen

Analisis perhitungan Statik Ekuivalen dilakukan melalui proses kombinasi manual dan program ETABS. Pada tahap pertama dari analisis menentukan periode fundamental. Berikut ini analisis perhitungan dengan metode Statik Ekuivalen :

GEDUG A

- Periode Struktur

Koefisien Batas Atas Periode menurut SNI 1729 : 2019 Tabel 2.30 Koefisien Batas Atas Periode diperoleh :

$$C_u = 1,4$$

Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x menurut Tabel 2.29 SNI 1729 : 2019 diperoleh :

$$C_t = 0.0466$$

$$x = 0.75$$

$$\text{Tinggi Bangunan } (h) = 16,32 \text{ m}$$

Kontrol Periode Fundamental yang digunakan dalam perhitungan Statik Ekuivalen sebagai berikut :

- $T_c > T_{\max}$ maka digunakan $T_{\max}$
- $T_{\min} < T_c < T_{\max}$ maka T_c
- $T_c < T_{\min}$ maka $T_{\min}$

$$\begin{aligned} \text{Periode Fundamental Pendekatan, } T_{\min} &= C_t \times h^x \\ &= 0,466 \times 16,32^{0.75} \\ &= 0,57522 \text{ detik} \end{aligned}$$

Periode Fundamental Maksimum, $T_{\max} = C_u \times T_{\min}$
 $= 1,40 \times 0,57522$
 $= 0,805 \text{ detik}$

Periode Analisis ETABS Arah X, $T_{cx} = 0,798 \text{ detik}$

Periode Analisis ETABS Arah Y, $T_{cy} = 1,000 \text{ detik}$

Nilai Periode analisis melalui aplikasi ETABS (T_c) dapat dilihat melalui tabel modal berikut ini :

Tabel 4. 6 Periode Perhitungan Gedung A ETABS

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	1	0,0104	0,6591	0
Modal	2	0,798	0,5031	0,0774	0
Modal	3	0,723	0,308	0,044	0
Modal	4	0,307	0,0016	0,0702	0
Modal	5	0,258	0,0586	0,0071	0
Modal	6	0,225	0,0172	0,0051	0
Modal	7	0,186	0,0048	0,0001	0

Dari tabel diatas dapat kita bandingkan dengan perhitungan manual sehingga dengan mengacu kontrol Periode Fundamental, Periode yang diambil dalam perhitungan yaitu sebagai berikut :

- $T_x = 0,798 \text{ detik}$
- $T_y = 0,805 \text{ detik}$

- Kontrol Gaya Geser Seismik

Gaya geser dasar seismik merupakan gaya akibat gaya lateral gempa yang diterima oleh bangunan gedung .Gaya lateral tersebut ditinjau dari setiap lantai bangunan gedung sehingga gaya yang dihasilkan merupakan total gaya yang bekerja pada setiap lantai :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (4.15)$$

Dengan :

V = Gaya Geser Dasar Dinamik

C_s = Koefisien Respons Seismik

W = Berat Gravitasi Total Struktur Gedung Efektif

Nilai C_s berlaku untuk semua Arah X dan Arah Y :

$$\begin{aligned}
 - C_s &= \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots(4.16) \\
 &= \frac{0,66872}{\frac{8}{1,5}} \\
 &= 0,1253
 \end{aligned}$$

Perhitungan nilai C_s memenuhi kondisi $T \leq T_L$, sehingga :

- $C_{S \max}$ arah-X

$$\begin{aligned}
 C_{S \max - X} &= \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,4019}{T \cdot \left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= \frac{0,4019}{0,798 \cdot \left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,09443
 \end{aligned}$$

- $C_{S \max}$ arah-Y

$$\begin{aligned}
 C_{S \max - Y} &= \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,4019}{T \cdot \left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= \frac{0,4019}{0,805 \cdot \left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,09357
 \end{aligned}$$

Nilai C_s min berlaku untuk semua Arah X dan Arah Y , sehingga :

$$\begin{aligned}
 - C_{s \min} &= 0,004 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots(4.17) \\
 &= 0,004 \times 0,66872 \times 1,50
 \end{aligned}$$

$$= 0,0441$$

Perhitungan $C_{s \min}$ memenuhi syarat $\geq 0,01$

C_s yang digunakan dalam perhitungan harus memenuhi syarat

- $C_s > C_{s \max}$ maka digunakan $C_{s \max}$
- $C_{s \min} < C_s < C_{s \max}$ maka C_s

Perhitungan C_s yang digunakan :

- $C_{sX} = 0,09443$
- $C_{sY} = 0,09357$

Berat Seismik Efektif Struktur dari perhitungan aplikasi *ETABS* dapat dilihat melalui tabel berikut ini :

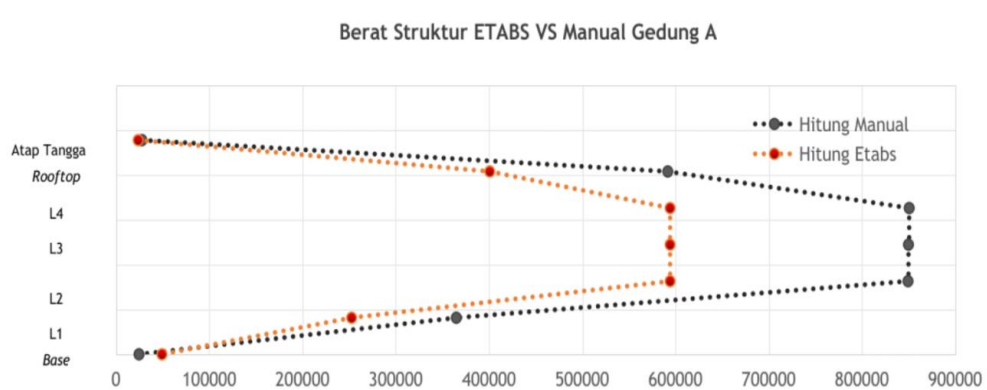
Tabel 4. 7 Berat Seismik Efektif Struktur Gedung A ETABS

LANTAI	BERAT STRUKTUR (kg)	
	X	Y
Atap Tangga	27.787,20	27.787,20
<i>Rooftop</i>	591.769,85	591.769,85
L4	850.698.32	850.698.32
L3	849.927.88	849.927.88
L2	849.433.24	849.433.24
L1	364.954.49	364.954.49
<i>Base</i>	24.633	24.633

Tabel 4. 8 Berat Seismik Efektif Struktur Gedung A Manual

LANTAI	BERAT STRUKTUR (kg)	
	X	Y
Atap Tangga	23.760,00	23.760,00
<i>Rooftop</i>	400.798,56	400.798,56
L4	594.262,08	594.262,08
L3	594.262,08	594.262,08
L2	594.262,08	594.262,08
L1	252.706,08	252.706,08
<i>Base</i>	23.760,00	23.760,00

Sehingga diperoleh perbandingan Berat Seismik Efektif Struktur Gedung A perhitungan melalui aplikasi ETABS dengan manual seperti ditunjukkan dengan grafik dibawah ini :

**Grafik 4. 2** Perbandingan Berat Struktur ETABS vs MANUAL Gedung A

Berdasarkan grafik perbandingan dapat diketahui bahwa perhitungan Berat Seismik Struktur Manual lebih besar dari pada *output* perhitungan dengan menggunakan aplikasi ETABS. Selanjutnya dapat menghitung Gaya Geser Seismik yang dihitung melalui perhitungan aplikasi ETABS dan perhitungan manual untuk perbandingan keduanya. Perhitungan Gaya Geser Seismik dapat dilihat sebagai berikut :

1. *Output* ETABS

Gaya Geser Seismik yang diperoleh melalui perhitungan aplikasi ETABS dapat dilihat sebagai berikut :

Tabel 4. 9 Gaya Geser Seismik ETABS Arah - X Gedung A

Tingkat	h (m)	<i>Story Shear</i> (kN)
Atap Tangga	3,50	65,7711
<i>Roof</i> top	4,08	1.057,6204
L4	4,08	2.203,0167
L3	4,08	3.060,4192
L2	4,08	3.586,4162
L1	0,00	2.878,8592
<i>Base</i>	-1,50	2.879,8592

Tabel 4. 10 Gaya Geser Seismik ETABS Arah – Y Gedung A

Tingkat	h (m)	<i>Story Shear</i> (kN)
Atap Tangga	3,50	47,4372
<i>Rooftop</i>	4,08	1.048,614
L4	4,08	2.083,5927
L3	4,08	2.839,4339
L2	4,08	3.319,854
L1	0,00	3.011,3254
<i>Base</i>	-1,50	3.011,3254

2. *Output Manual*

Berat Seismik Efektif Struktur yang berpengaruh dalam perhitungan manual diambil dari Lantai 2 ke atas :

$$\begin{aligned}
 - W_c &= L2 + L3 + L4 + \textit{Rooftop} + \textit{Atap Tangga} \\
 - W_c &= 594.262,08 + 594.262,08 + 594.262,08 + \\
 &\quad 400.798,56 + 23.760 \\
 &= 2.207.344,80 \text{ kg} \rightarrow 21.646,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai Gaya Geser Dasar Seismik dapat diperoleh melalui berikut

Gaya Geser Dasar Seismik Arah-X, V_x

$$\begin{aligned}
 - V_x &= C_{sx} \times W_c \\
 &= 0,09443 \times 21.646,66 \\
 &= 2.044,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser Dasar Seismik Arah-Y, V_y

$$- V_y = C_{sy} \times W_c$$

$$= 0,09357 \times 21.646,66$$

$$= 2.025,57 \text{ kN}$$

Gaya Geser Dasar Seismik yang telah dihitung , selanjutnya didistribusikan ke semua tingkat menjadi gaya gempa lateral (F_x) yang besarnya ditentukan sebagai berikut :

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (4.18)$$

Dengan,

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (4.19)$$

Keterangan :

C_{vx} = Faktor Distribusi Vertikal

V = Gaya Geser Dasar Seismik

w_i, w_x = Berat Seismik Efektor Total Struktur (W) pada tingkat i atau x

h_i, h_x = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

k = Eksponen pada periode struktur

= $k = 1$, untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik

= $k = 2$, untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik

$0,5 < T < 2,5$, nilai k diperoleh melalui interpolasi

Output perhitungan interpolasi nilai k dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4. 11 Nilai Interpolasi k

	T (detik)	k	V (kN)
Sb-X	0,798	1,149	2.044,12
Sb-Y	0,805	1,153	2.025,57

Perhitungan Gaya Geser manual dapat dihitung berdasarkan rumus di atas, berikut contoh perhitungan pada salah satu tingkat bangunan pada Sumbu - X :

➤ Tingkat Atap Tangga

Diketahui :

$$h = 3,50 \text{ m}$$

$$h^k = 3,50^{1,149} = 4,218 \text{ m}$$

$$w = 233,01 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} w \cdot h^k &= 3.930,49 \times 5,031 \\ &= 982,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sum w \cdot h^k = 121.181,19 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} C_{vx} &= \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \\ &= \frac{928,88}{121.181,19} \\ &= 0,008110845 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_x &= C_{vx} \cdot V_x \\ &= (0,008110845) \cdot (2.044,12) \\ &= 16,57957274 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{\text{tingkat atap tangga}} = 16,57957274 \text{ kN}$$

➤ *Rooftop*

Diketahui :

$$h = 4,08 \text{ m}$$

$$h^k = 4,08^{1,149} = 5,031 \text{ m}$$

$$w = 3.930,49 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} w \cdot h^k &= 233,01 \times 4,218 \\ &= 19.774,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sum w \cdot h^k = 121.181,19 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} C_{vx} &= \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \\ &= \frac{19.774,04}{121.181,19} \\ &= 0,163177455 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_x &= C_{vx} \cdot V_x \\ &= (0,163177455) \cdot (2044,12) \\ &= 333,554954 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{\text{tingkat rooftop}} = V_{\text{tingkat atap tangga}} + F_x$$

$$= 16,57957274 + 333,554954$$

$$= 350,13453 \text{ kN}$$

Rekapitulasi perhitungan Gaya Geser secara manual dapat dilihat melalui tabel berikut ini :

Tabel 4. 12 Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - X Gedung A

Tingkat	h (m)	h_x	h^k	W (kN)	Wh^k (kN)
Atap Tangga	3.5	19.82	4.218	233.01	982.88
Rooftop	4.08	16.32	5.031	3,930.49	19,774.04
L4	4.08	12.24	5.031	5,827.72	29,318.87
L3	4.08	8.16	5.031	5,827.72	29,318.87
L2	4.08	4.08	5.031	5,827.72	29,318.87
L1	0	0	0.000	2,478.20	000.00
Base	-1.5	-1.5	0.000	483.13	000.00
Total					108,713.53

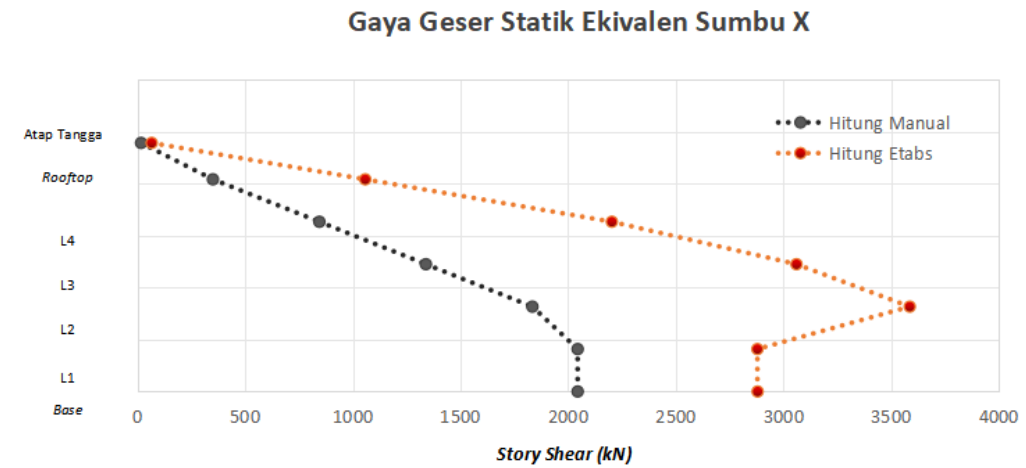
C_{vx}	F_x (kN)	Story Shear (kN)
0.009041026	18.48097777	18.48098
0.181891232	371.8082357	390.28921
0.269689247	551.2782668	941.56748
0.269689247	551.2782668	1,492.84575
0.269689247	551.2782668	2,044.12401
0	0	2,044.12401
0	0	2,044.12401

Tabel 4. 13 Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - Y Gedung A

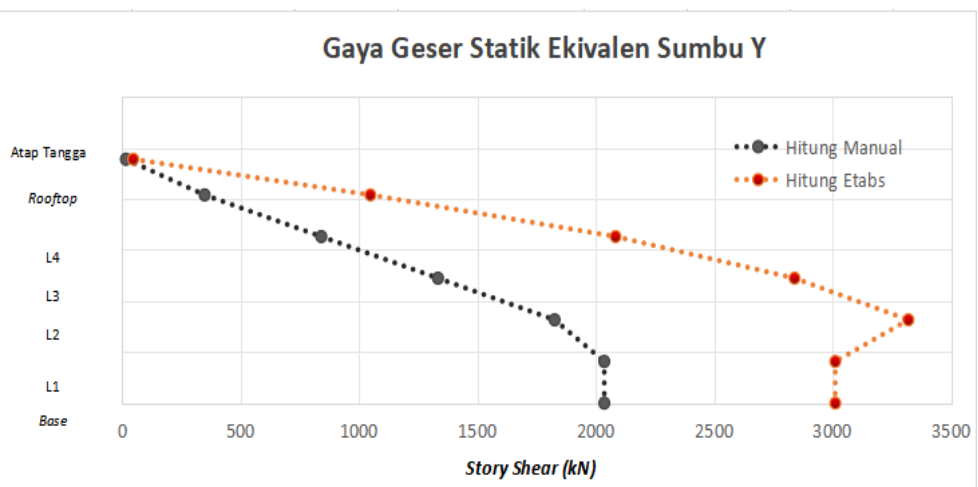
Tingkat	h (m)	h_x	h^k	W (kN)	Wh^k (kN)
Atap Tangga	3.5	19.82	4.238	233.01	987.39
Rooftop	4.08	16.32	5.057	3,930.49	19,875.90
L4	4.08	12.24	5.057	5,827.72	29,469.90
L3	4.08	8.16	5.057	5,827.72	29,469.90
L2	4.08	4.08	5.057	5,827.72	29,469.90
L1	0	0	0.000	2,478.20	000.00
Base	-1.5	-1.5	0.000	483.13	0
Total					109,272.98

C_{vy}	F_y (kN)	Story Shear (kN)
0.009082508	18.39728807	18.39728807
0.182828191	370.3319668	388.7292549
0.271078471	549.0894101	937.818665
0.271078471	549.0894101	1486.908075
0.271078471	549.0894101	2035.997485
0	0	2035.997485
0	0	2035.997485

Sehingga dari perhitungan Gaya Geser Seismik ETABS dan manual diperoleh grafik sebagai berikut :



Grafik 4. 3 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu X Gedung A



Grafik 4. 4 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu Y Gedung A

Berdasarkan grafik diatas perhitungan Gaya Geser Seismik terbesar merupakan perhitungan melalui Aplikasi ETABS baik Arah X maupun Arah Y.

- Penskalaan Gaya

Gaya Geser Respon Spektrum dalam perhitungan tidak boleh lebih kecil dari Gaya Geser Dasar Seismik/ Gaya Geser Statik, maka dari itu perlu dilakukan Penskalaan Gaya :

$$\text{Faktor Skala Awal, } SF = \frac{g}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (4.20)$$

$$\text{Rasio Skala Baru, } FS = V / V_c \dots\dots\dots (4.21)$$

Faktor Skala Baru ,

$$SF_i = SF \times FS \dots\dots\dots (4.22)$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Skala Awal, } SF &= \frac{g}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{9806,65}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\ &= 1838,75 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

Gaya Geser Statik awal dari perhitungan aplikasi ETABS yaitu

$$\begin{aligned} - V_X &= - 3.272,738 \text{ kN} \\ - V_Y &= - 2.254,682 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya Geser Respon Spektra awal dari perhitungan aplikasi ETABS yaitu

$$\begin{aligned} - V_{CX} &= 2.449,044 \text{ kN} \\ - V_{CY} &= 1.905,2497 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio Skala Baru Arah-X, } FS_x &= |V_X| / V_{CX} \\ &= | - 3.272,738 | / 2.449,044 \\ &= 1,336 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio Skala Baru arah-Y , } FS_Y &= | V_Y | / V_{CY} \\ &= | - 2.254,682 | / 1.905,2497 \\ &= 1,183 \end{aligned}$$

Faktor Skala Baru Arah-X, SF_{iX}

$$\begin{aligned} SF_{iX} &= SF \times FS_x \\ &= 1838,75 \times 1,336 \\ &= 2.457,178 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

Faktor Skala Baru Arah-Y, SF_{iY}

$$\begin{aligned} SF_{iY} &= SF \times FS_y \\ &= 1838,75 \times 1,183 \\ &= 2.175,983 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

- Simpangan Antar Tingkat

$$\text{Simpangan Antar Tingkat Izin, } \Delta a = 0,01 \text{ h}$$

$$\text{Faktor Redundansi, } \rho = 1,3$$

$$\begin{aligned} \text{Story Drift Inelastic Izin, } \Delta_{\max} &= \Delta / \rho \\ &= 0,01 / 1,3 \\ &= 0,00769 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Pembesaran Defleksi, } C_d = 5,5$$

$$\text{Faktor Keutamaan Gempa, } I_e = 1,5$$

Simpangan Antar Tingkat, Δ dapat dihitung melalui rumus :

$$\Delta = \frac{\delta \times C_d}{I_e} \dots\dots\dots (4.23)$$

Nilai displacement diperoleh dari hasil analisis aplikasi ETABS, untuk contoh perhitungan pada tingkat bangunan *Roof top* – Atap Tangga dapat dilihat di bawah ini :

a) Elastic drift Arah-X , δeX

$$= \text{Displacement Tingkat Atas} - \text{Displacement Tingkat Bawah}$$

$$\begin{aligned} \delta eX &= \delta eX\text{- Atap Tangga} - \delta eX\text{- Rooftop} \\ &= 18,081 - 16,520 \\ &= 1,561 \text{ mm} \end{aligned}$$

Story Drift Inelastic Arah-X, Δ_X

$$\begin{aligned}\Delta_X &= \frac{\delta e_X \times C_d}{I_e} \\ &= \frac{1,561 \times 5,50}{1,50} = 5,724 \text{ mm}\end{aligned}$$

b) Elastic drift Arah-Y, δe_Y

= Displacement Tingkat Atas - Displacement Tingkat Bawah

$$\begin{aligned}\delta e_Y &= \delta e_Y - \text{Atap Tangga} - \delta e_Y - \text{Rooftop} \\ &= 24,125 - 23,129 \\ &= 0,996 \text{ mm}\end{aligned}$$

Story Drift Inelastic Arah-Y, Δ_Y

$$\begin{aligned}\Delta_Y &= \frac{\delta e_Y \times C_d}{I_e} \\ &= \frac{0,996 \times 5,50}{1,50} = 3,652 \text{ mm}\end{aligned}$$

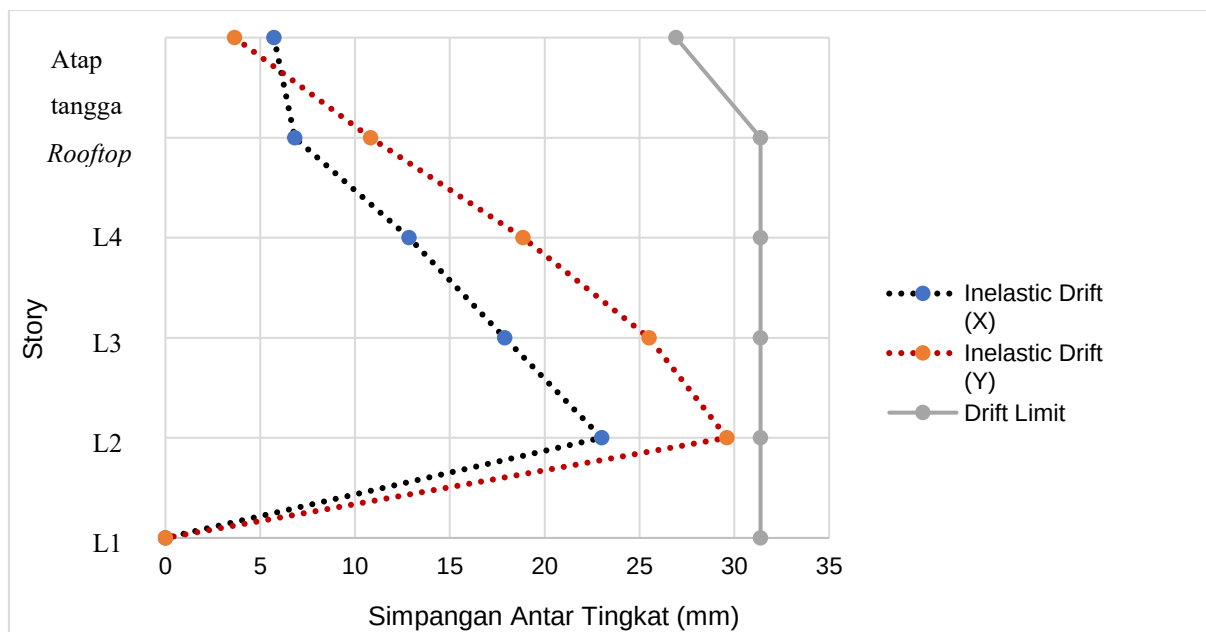
Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift Inelastic*) dapat dilihat dari tabel berikut :

Tabel 4. 14 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Gedung A

Story	<i>Displacement</i>		<i>Elastic Drift</i>		<i>h</i>
	δe_X	δe_Y	δe_X	δe_Y	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap Tangga	18,081	24,125	1,561	0,996	3500
Rooftop	16,52	23,129	1,861	2,95	4080
L4	14,659	20,179	3,504	5,145	4080
L3	11,155	15,034	4,881	6,957	4080
L2	6,274	8,077	6,274	8,077	4080
L1	0	0	0	0	0

<i>Inelastic Drift</i>		<i>Drift Limit</i>	<i>Cek</i>
Δ_X	Δ_Y		
(mm)	(mm)	(mm)	
5,724	3,652	26,92307692	OK
6,824	10,817	31,38461538	OK
12,848	18,865	31,38461538	OK
17,897	25,509	31,38461538	OK
23,005	29,616	31,38461538	OK
0,000	0,000	0,000	OK

Berdasarkan perhitungan tabel diatas struktur Gedung A aman terhadap Simpangan Antar Tingkat yang terjadi pada Arah X dan Arah Y. Sehingga Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift Inelastic*) yang terjadi dapat disajikan pada grafik berikut ini :



Grafik 4. 5 Grafik Simpangan Antar Tingkat Gedung A

- Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta diperhitungkan pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan Simpangan Antar Tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) dengan Batas pengaruh P-Delta = 0,10 ditentukan oleh persamaan berikut :

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{xx} \cdot C_d} \text{ (kN)} \dots\dots\dots (4.24)$$

dengan :

P_x = Beban Desain Vertikal total pada dan diatas tingkat – x
(kN)

Δ = Simpangan Antar Tingkat Desain (mm)

I_e = Faktor Keutamaan Gempa

V_x = Gaya Geser Seismik yang bekerja pada tingkat-x (kN)

h_{xx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x, (mm)

C_d = Faktor Pembesaran Defleksi

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi $\theta_{\max}$ yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{(\beta \times C_d)} \leq 0,25 \dots\dots\dots (4.25)$$

dengan

$$\beta = 0,10$$

Nilai P , V_x dan V_y diperoleh dari hasil analisis aplikasi ETABS. Contoh perhitungan Koefisien Stabilitas (θ) , Batas Stabilitas Struktur ($\theta_{\max}$) pada Lantai Rooftop sebagai berikut :

Koefisien Stabilitas (θ), Arah - X

$$\theta_X = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{xx} \cdot C_d}$$

$$= \frac{(6589,8203).(13,563).(1,5)}{(63,2701).(4080).(5,5)}$$

$$= 0,0086$$

Koefisien Stabilitas (θ), Arah - Y

$$\theta_y = \frac{P_y . \Delta . I_e}{V_y . h_{xy} . C_d}$$

$$= \frac{(6589,8203).(13,563).(1,5)}{(63,2701).(4080).(5,5)}$$

$$= 0,0086$$

Batas Stabilitas Struktur ($\theta_{\max}$)

$$(\theta_{\max}) = \frac{0,5}{(\beta \times C_d)}$$

$$= \frac{0,5}{(0,10 \times 5,5)} = 0,0909 \leq 0,25$$

Jika Koefisien Stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan Batas Stabilitas Struktur ($\theta_{\max}$) maka faktor peningkatan terkait dengan Pengaruh P-Delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis yang rasional. Struktur akan berpotensi tidak stabil apabila θ lebih besar dari $\theta_{\max}$, maka apabila hal ini terjadi struktur harus didesain ulang.

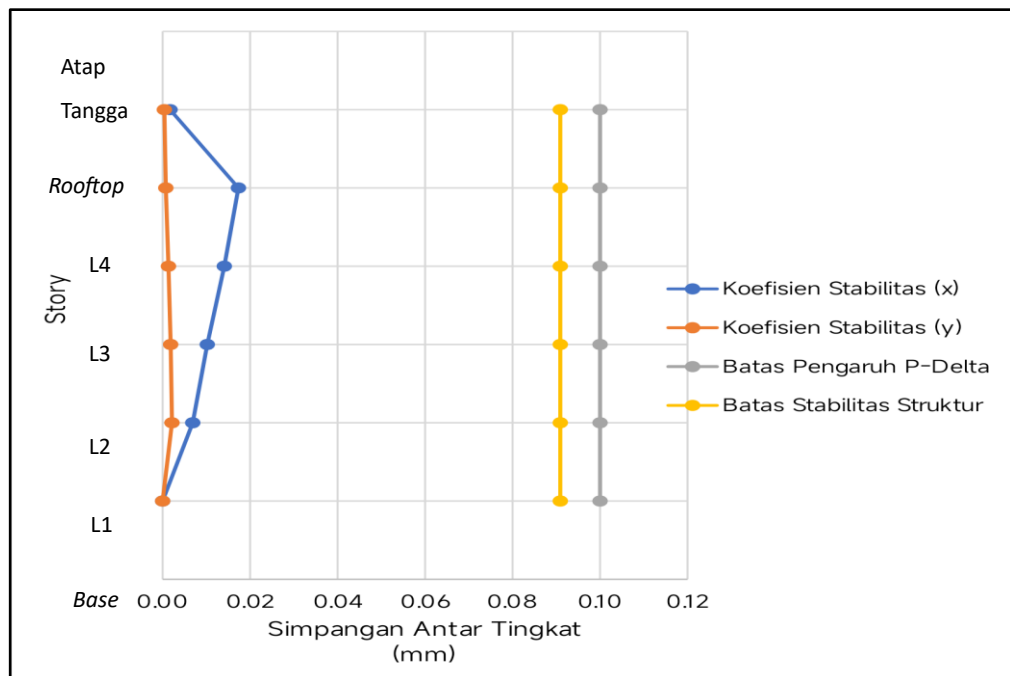
Perhitungan Pengaruh P-Delta dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4. 15 Perhitungan Pengaruh P-Delta Gedung A

Story	Inelastic Drift		Story Forces		
	Δ_X	Δ_Y	P	V_x	V_y
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
Atap Tangga	5,724	3,652	250,8362	65,7711	47,4372
Roof top	6,824	10,817	40.177,877	1.057,6204	1.048,614
L4	12,848	18,865	36.175,3084	2.203,0167	2.083,5927
L3	17,897	25,509	26.109,9054	3.060,4192	2.839,4339
L2	23,005	29,616	16.049,3743	3.586,4162	3.319,854
L1	0,000	0,000	5.973,7323	2.878,8592	3.011,3254

<i>h</i> (mm)	<i>Koefisien Stabilitas</i>		<i>Batas Pengaruh P-Delta</i>	<i>Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}</i>	<i>Cek</i>
	θX	θY			
3500	0,0017	0,0004	0,1	0,0909	OK
4080	0,0173	0,0007	0,1	0,0909	OK
4080	0,0141	0,0013	0,1	0,0909	OK
4080	0,0102	0,0018	0,1	0,0909	OK
4080	0,0069	0,0021	0,1	0,0909	OK
0,0000	0,0000	0,0000	0,1	0,0909	OK

Berdasarkan perhitungan tabel diatas struktur Gedung A aman terhadap Simpangan Antar Tingkat pengaruh P-Delta yang terjadi pada Arah X dan Arah Y. Sehingga Simpangan Antar Tingkat pengaruh P-Delta (*Story Drift Inelastic*) yang terjadi dapat disajikan pada grafik berikut ini :



Grafik 4. 6 Pengaruh P-Delta Gedung A

GEDUNG B

- Periode Struktur

Periode Analisis ETABS Arah X, T_{cx} = 0,908 detik

Periode Analisis ETABS Arah X, T_{cy} = 0,952 detik

Nilai Periode Analisis melalui aplikasi ETABS (T_c) dapat dilihat melalui tabel modal berikut ini :

Tabel 4. 16 Periode Perhitungan Gedung B ETABS

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	0,952	0,0001	0,8065	0
Modal	2	0,908	0,3126	1,249E-06	0
Modal	3	0,857	0,4785	0,0001	1,159E-06
Modal	4	0,306	0,0001	0,0865	0
Modal	5	0,271	0,0795	0,0003	2,228E-06
Modal	6	0,263	0,0193	0,0003	1,206E-06
Modal	7	0,167	4,792E-06	0,0277	1,283E-06

Periode yang diambil dalam perhitungan manual :

- T_x = 0,805 detik
- T_y = 0,805 detik

- Kontrol Gaya Geser Seismik

Nilai C_s berlaku untuk semua Arah X dan Arah Y :

- C_s = 0,1253

Perhitungan nilai C_s memenuhi kondisi $T \leq T_L$, sehingga :

- $C_{S \max}$ arah-X
 $C_{S \max - X}$ = 0,09357

- $C_{S \max}$ arah-Y
 $C_{S \max - Y}$ = 0,09357

Nilai C_s min berlaku untuk semua Arah X dan Arah Y , sehingga :

$$- C_{s \min} = 0,0441 \geq 0,01$$

Perhitungan $C_{s \min}$ memenuhi syarat $\geq 0,01$

C_s yang digunakan dalam perhitungan harus memenuhi syarat

$$- C_s > C_{s \max} \text{ maka digunakan } C_{s \max}$$

$$- C_{s \min} < C_s < C_{s \max} \text{ maka } C_s$$

Perhitungan C_s yang digunakan :

$$- C_{sX} = 0,09357$$

$$- C_{sY} = 0,09357$$

Berat Seismik Efektif Struktur dari perhitungan aplikasi ETABS dapat dilihat melalui tabel dibawah :

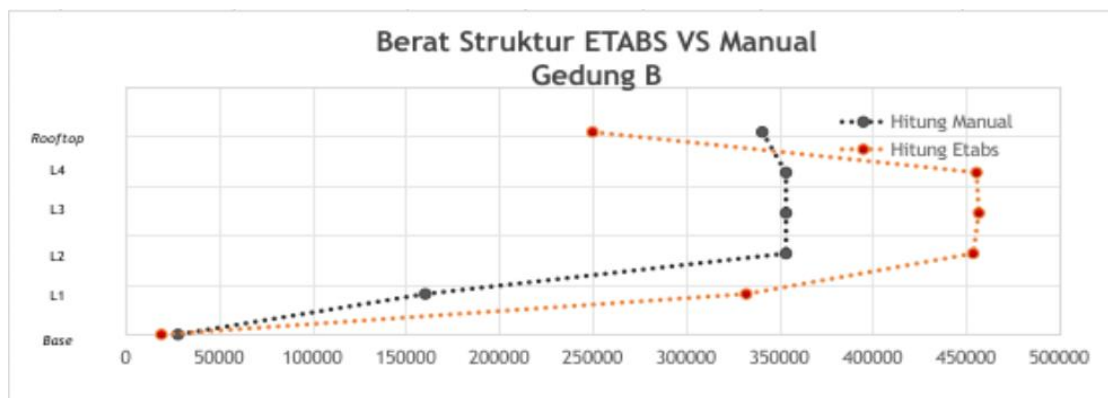
Tabel 4. 17 Berat Seismik Efektif Struktur Gedung B ETABS

LANTAI	BERAT STRUKTUR (kg)	
	X	Y
<i>Rooftop</i>	250.060,56	250.060,56
L4	455.721,96	455.721,96
L3	456.937,76	456.937,76
L2	453.920,76	453.920,76
L1	332.396,11	332.396,11
<i>Base</i>	19.098,00	19.098,00

Tabel 4. 18 Berat Seismik Efektif Struktur Gedung B Manual

LANTAI	BERAT STRUKTUR (kg)	
	X	Y
<i>Rooftop</i>	340.932,00	340.932,00
L4	353.681,28	353.681,28
L3	353.681,28	353.681,28
L2	353.681,28	353.681,28
L1	160.448,28	160.448,28
<i>Base</i>	28.026,00	28.026,00

Sehingga diperoleh perbandingan Berat Seismik Efektif Struktur Gedung B perhitungan melalui aplikasi ETABS dengan manual seperti ditunjukkan dengan grafik dibawah ini :

**Grafik 4. 7** Perbandingan Berat Struktur ETABS vs MANUAL Gedung B

Berdasarkan grafik perbandingan dapat diketahui bahwa perhitungan Berat Seismik Struktur ETABS lebih besar dari pada *output* perhitungan Manual. Selanjutnya dapat menghitung Gaya Geser Seismik yang dihitung melalui perhitungan aplikasi ETABS

dan perhitungan manual untuk perbandingan keduanya. Perhitungan Gaya Geser Seismik dapat dilihat sebagai berikut :

1. *Output* ETABS

Gaya Geser Seismik yang diperoleh melalui perhitungan aplikasi ETABS :

Tabel 4. 19 Gaya Geser Seismik ETABS Arah - X Gedung B

Tingkat	h (m)	<i>Story Shear</i> (kN)
<i>Rooftop</i>	4,08	326,9368
L4	4,08	728,1546
L3	4,08	1.018,5059
L2	4,08	1.194,6671
L1	0,00	1.204,1042
<i>Base</i>	-1,50	1.204,1042

Tabel 4. 20 Gaya Geser Seismik ETABS Arah – Y Gedung B

Tingkat	h (m)	<i>Story Shear</i> (kN)
<i>Rooftop</i>	4,08	313,6109
L4	4,08	703,8096
L3	4,08	992,7384
L2	4,08	1.173,0526
L1	0,00	1.182,757
<i>Base</i>	-1,50	1.182,757

2. Output Manual

Berat Seismik Efektif Struktur yang berpengaruh dalam perhitungan manual diambil dari Lantai 2 ke atas :

$$\begin{aligned}
 - W_c &= L2 + L3 + L4 + \text{Rooftop} \\
 - W_c &= 353.681,28 + 353.681,28 + 353.681,28 + \\
 &\quad 340.932,00 \\
 &= 1.410.975,84 \text{ kg} \rightarrow 13.748,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai Gaya Geser Dasar Seismik dapat diperoleh melalui berikut :

Gaya Geser Dasar Seismik Arah-X, V_x

$$\begin{aligned}
 - V_x &= C_{sx} \times W_c \\
 &= 0,09357 \times 13.748,84 \\
 &= 1.286,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser Dasar Seismik Arah-Y, V_y

$$\begin{aligned}
 - V_y &= C_{sy} \times W_c \\
 &= 0,09357 \times 13.748,84 \\
 &= 1.286,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Output perhitungan interpolasi nilai k dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4. 21 Nilai Interpolasi k

	T (deti k)	k	V (kN)
Sb-X	0,805	1,153	1.286,53
Sb-Y	0,805	1,153	1.286,53

Perhitungan Gaya Geser manual dapat dihitung berdasarkan rumus di atas, berikut contoh perhitungan pada salah satu tingkat bangunan pada Sumbu - X :

➤ Rooftop

$$\begin{aligned}
 V_{\text{tingkat rooftop}} &= V_{\text{rooftop}} \\
 &= 280,7290 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ Tingkat L4

$$V_{\text{tingkat rooftop}} = V_{\text{rooftop}} + F_x$$

$$= 280,7290 + 291,2269 \text{ kN}$$

$$= 571,9559 \text{ kN}$$

Rekapitulasi perhitungan Gaya Geser secara manual dapat dilihat melalui tabel di bawah ini :

Tabel 4. 22 Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - X Gedung B

Tingkat	h (m)	hx (m)	h ^k	W (kg)	Wh ^k
Rooftop	4.08	16.32	5.057	3,343.40	16,907.0706
L4	4.08	12.24	5.057	3,468.43	17,539.3168
L3	4.08	8.16	5.057	3,468.43	17,539.3168
L2	4.08	4.08	5.057	3,468.43	17,539.3168
L1	0	0	0.000	1,573.46	0.0000
Base	-1.5	-1.5	0	274.84	0.0000
Total					69,525.0210

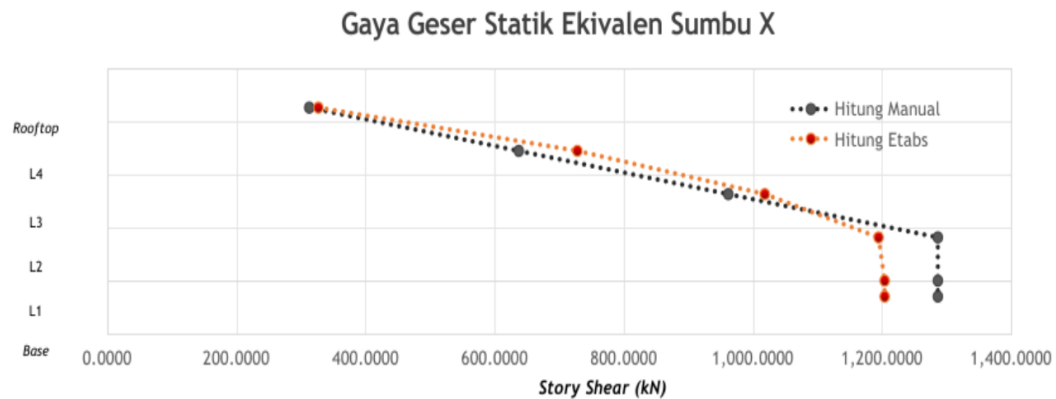
Cvx	Fx (kg)	Story Shear (kN)
0.243179654	312.8568	312.8568
0.252273449	324.5562	637.4130
0.252273449	324.5562	961.9693
0.252273449	324.5562	1,286.5255
0	0.0000	1,286.5255
0	0	1,286.5255

Tabel 4. 23 Perhitungan Gaya Geser Manual Sumbu - Y Gedung B

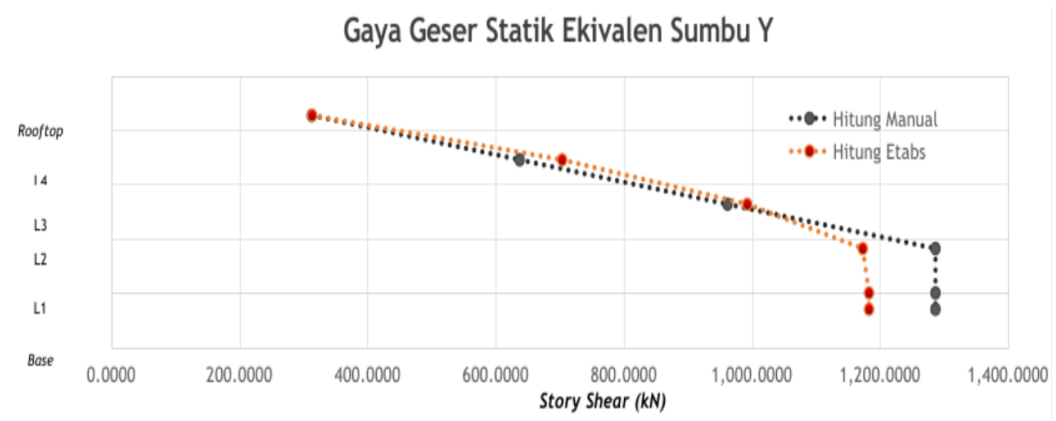
Tingkat	h (m)	hx (m)	h ^k	W (kg)	Wh ^k
Rooftop	4.08	16.32	5.057	3,343.40	16,907.0706
L4	4.08	12.24	5.057	3,468.43	17,539.3168
L3	4.08	8.16	5.057	3,468.43	17,539.3168
L2	4.08	4.08	5.057	3,468.43	17,539.3168
L1	0	0	0.000	1,573.46	0.0000
Base	-1.5	-1.5	0	274.84	0.0000
Total					69,525.0210

Cvx	Fx (kg)	Story Shear (kN)
0.243179654	312.8568	312.8568
0.252273449	324.5562	637.4130
0.252273449	324.5562	961.9693
0.252273449	324.5562	1,286.5255
0	0.0000	1,286.5255
0	0	1,286.5255

Sehingga dari perhitungan *ETABS* dan manual diperoleh grafik sebagai berikut :



Grafik 4. 8 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu X Gedung B



Grafik 4. 9 Perbandingan Gaya Geser Seismik ETABS vs MANUAL Sumbu Y Gedung B

Berdasarkan grafik diatas perhitungan Gaya Geser Seismik terbesar merupakan perhitungan Manual baik Arah X maupun Arah Y.

- **Penskalaan Gaya**

Gaya Geser Respon Spektrum dalam perhitungan tidak boleh lebih kecil dari Gaya Geser Dasar Seismik/ Gaya Geser Statik, maka dari itu perlu dilakukan Penskalaan Gaya :

$$\text{Faktor Skala Awal, SF} = 1838,75 \text{ mm/s}^2$$

Gaya Geser Statik awal dari perhitungan aplikasi ETABS yaitu

$$- V_X = - 1.640,658 \text{ kN}$$

$$- V_Y = - 1.613,565 \text{ kN}$$

Gaya Geser Respon Spektra awal dari perhitungan aplikasi ETABS yaitu

$$- V_{cX} = 1.232,723 \text{ kN}$$

$$- V_{cY} = 1.223,825 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Skala Baru Arah-X, } FS_x &= |V_X| / V_{cX} \\ &= | - 1.640,658 | / 1.232,723 \\ &= 1,33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Skala Baru arah-Y, } FS_Y &= |V_Y| / V_{cY} \\ &= | - 1.613,565 | / 1.223,825 \\ &= 1,32 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Skala Baru Arah-X, } SF_{iX} \\ SF_{iX} &= SF \times FS_x \\ &= 1838,75 \times 1,33 \\ &= 2.447,28 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Skala Baru Arah-Y, } SF_{iY} \\ SF_{iY} &= SF \times FS_Y \\ &= 1838,75 \times 1,32 \\ &= 2.253,91 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

- Simpangan Antar Tingkat

$$\text{Simpangan Antar Tingkat Izin, } \Delta_a = 0,01 \text{ h}$$

$$\text{Faktor Redundansi, } \rho = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Story Drift Inelastic Izin, } \Delta_{\max} &= \Delta / \rho \\ &= 0,01 / 1 \end{aligned}$$

$$= 0,01$$

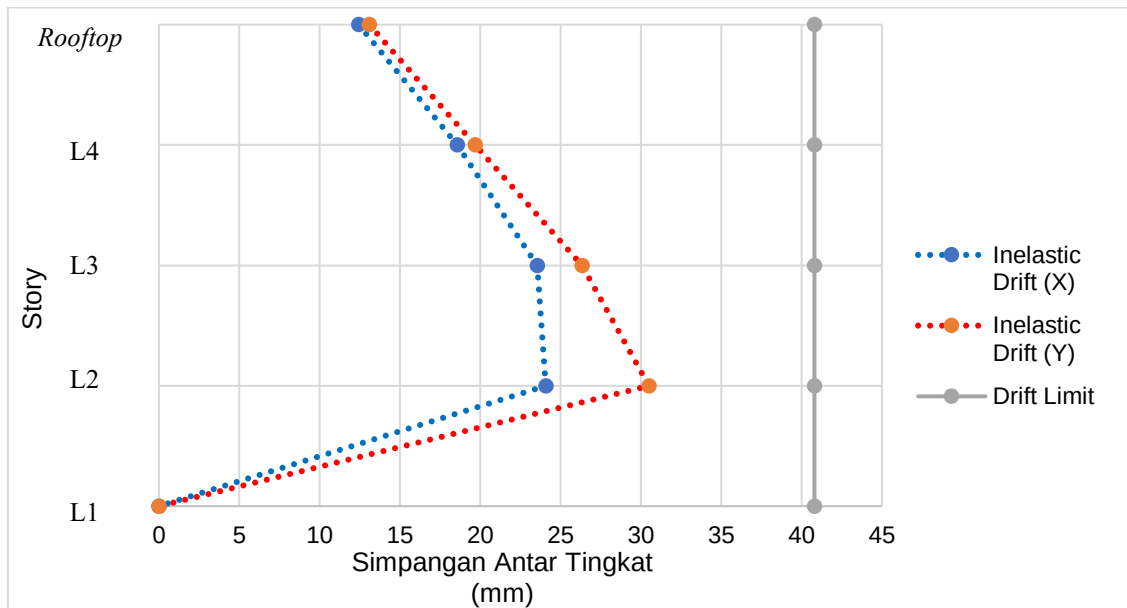
Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift Inelastic*) dapat dilihat dari tabel berikut :

Tabel 4. 24 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Gedung B

Story	<i>Displacement</i>		<i>Elastic Drift</i>		<i>H</i>
	δ_{ex}	δ_{ey}	δ_{ex}	δ_{ey}	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
<i>Roof</i>	21,445	24,439	3,392	3,569	4080
L4	18,053	20,87	5,064	5,369	4080
L3	12,989	15,501	6,423	7,183	4080
L2	6,566	8,318	6,566	8,318	4080
L1	0	0	0	0	0

<i>Inelastic Drift</i>		<i>Drift Limit</i>	<i>Cek</i>
Δ_x	Δ_y		
(mm)	(mm)	(mm)	
12,437	13,086	40,8	OK
18,568	19,686	40,8	OK
23,551	26,338	40,8	OK
24,075	30,499	40,8	OK
12,437	13,086	40,8	OK

Sehingga perhitungan Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift Inelastic*) dapat disajikan pada grafik berikut ini :



Grafik 4. 10 Grafik Simpangan Antar Tingkat Gedung B

- Pengaruh P-Delta

Jika Koefisien Stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan Batas Stabilitas Struktur (θ_{max}) maka faktor peningkatan terkait dengan Pengaruh P-Delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis yang rasional. Struktur akan berpotensi tidak stabil apabila θ lebih besar dari θ_{max} , maka apabila hal ini terjadi struktur harus didesain ulang.

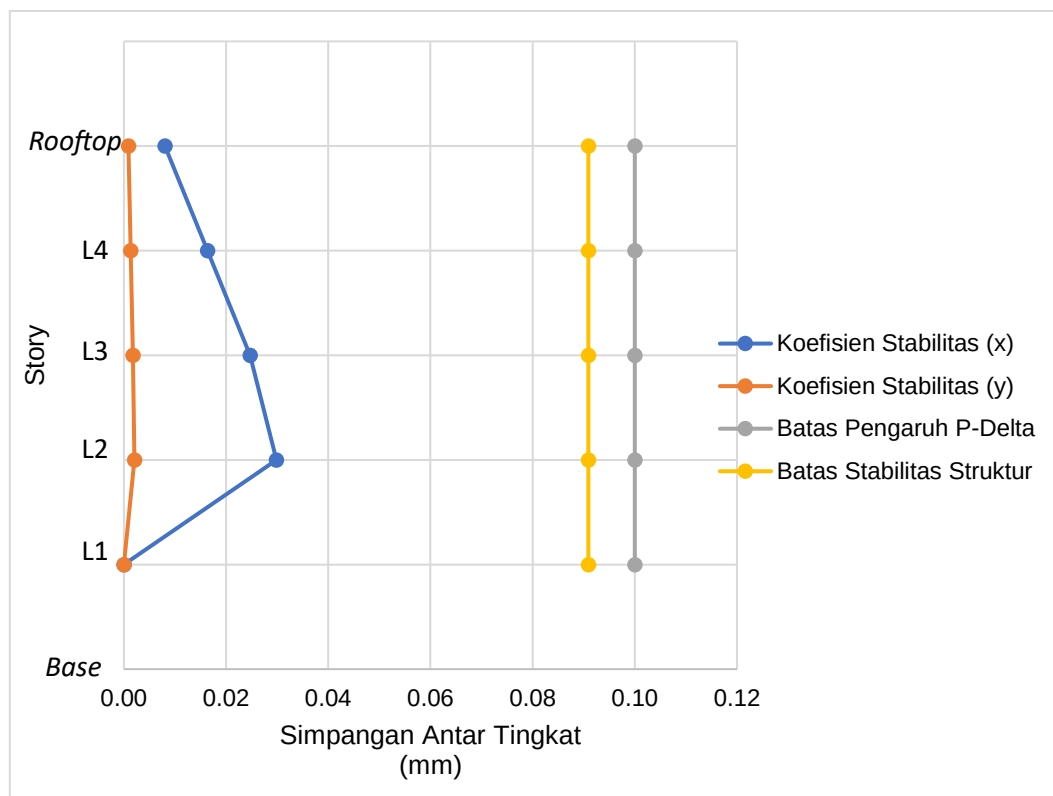
Perhitungan Pengaruh P-Delta dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4. 25 Perhitungan Pengaruh P-Delta Gedung B

Story	Inelastic Drift		Story Forces		
	Δ_X	Δ_Y	P	V_x	V_y
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
Rooftop	12,437	13,086	2.751,8598	284,9532	276,1621
L4	18,568	19,686	8.496,4987	643,7199	627,6798
L3	23,551	26,338	14.220,0236	907,3022	891,5205
L2	24,075	30,499	19.926,7697	1.074,044	1.064,8623
L1	0,000	0,000	21.335,4171	1.083,1861	1.073,8546

h	<i>Koefisien Stabilitas</i>		<i>Batas Pengaruh P-Delta</i>	<i>Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}</i>	<i>Cek</i>
(mm)	θX	θY			
4080	0,0080	0,000903	0,1	0,0909	OK
4080	0,0164	0,001350	0,1	0,0909	OK
4080	0,0247	0,001792	0,1	0,0909	OK
4080	0,0299	0,002056	0,1	0,0909	OK
0000	0,0000	0,000000	0,1	0,0909	OK

Sehingga perhitungan Simpangan Antar Tingkat pengaruh P-Delta dapat ditampilkan pada grafik di bawah ini :



Grafik 4. 11 Perhitungan Pengaruh P-Delta Gedung B

4.6.6 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horizontal dan Ketidakberaturan Struktur Vertikal

Ketidakberaturan struktur terjadi akibat ketidaksamaan geometri, perbedaan berat (massa) suatu tingkat yang menyebabkan kinerja struktur terhadap gaya gempa dapat mengalami kegagalan struktur apabila tidak dipertimbangkan secara matang. Ketidakberaturan sendiri terdiri dari Ketidakberaturan Struktur Horizontal dan Ketidakberaturan Struktur Vertikal. Pengecekan ketidakberaturan pada Gedung A dan Gedung B dapat dilihat pada perhitungan berikut :

GEDUNG A

- Ketidakberaturan Struktur Horizontal

Ketidakberaturan Struktur Horizontal Bangunan Gedung A terjadi ada 2 tipe ketidakberaturan yaitu :

1. Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan Torsi dapat dilakukan pengecekan melalui perhitungan Simpangan Antar Tingkat Maksimum dengan Simpangan Antar Tingkat Rata - Rata. Berikut dapat dijelaskan dalam perhitungan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4. 26 Perhitungan Ketidakberaturan Torsi Gedung A

Lantai	Arah X			
	δ_{max} (mm)	δ_{Avg} (mm)	$\delta_{max} / \delta_{Avg}$	Cek
Atap Tangga	2,88	2,46	1,17	OK
<i>Roof top</i>	3,60	3,23	1,12	OK
L4	6,14	5,69	1,08	OK
L3	8,51	7,84	1,09	OK
L2	9,63	8,69	1,11	OK
L1	1,30	1,13	1,16	OK

Arah Y			
$\delta_{\max}$ (mm)	δ_{Avg} (mm)	$\delta_{\max} / \delta_{\text{Avg}}$	Cek
1,90	1,86	1,02	OK
6,44	4,81	1,34	H.1a
10,79	7,92	1,36	H.1a
14,37	10,45	1,38	H.1a
14,70	10,47	1,40	H.1b
2,15	1,18	1,82	H.1b

Catatan :

- $\delta_{\max} / \delta_{\text{Avg}} > 1,2$ mengalami Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a
- $\delta_{\max} / \delta_{\text{Avg}} > 1,4$ mengalami Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1b

(Referensi : Tabel 13, SNI 1729 : 2019)

Kesimpulan : Struktur mengalami Ketidekberaturan Horizontal Tipe 1a dan Tipe 1b.

Konsekuensi terjadinya Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b pada struktur Gedung A perancangan struktur harus memenuhi pasal referensi SNI 1729 : 2019 yang dapat dijabarkan sebagai berikut :

- a. Pasal 7.3.3.4 – Gaya desain gempa harus diperbesar sebesar 25%
- b. Pasal 7.3.4.2 – Faktor Redundansi, ρ diambil nilai 1,30.
- c. Pasal 7.7.3 – Pemodelan struktur didesain dengan tiga derajat kebebasan dinamik.
- d. Pasal 7.8.4.3 – Perlu adanya faktor pembesaran torsi tak terduga.
- e. Tabel 16 – Perancangan struktur tahan gempa tidak diizinkan menggunakan Analisis Statik Ekuivalen.

- f. Pasal 11.3.4 – Offset eksentrisitas massa bangunan gedung harus ditetapkan sebesar 5%

Faktor pembesaran torsi tak terduga akibat konsekuensi terjadinya Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b dapat dihitung melalui tabel berikut :

Tabel 4. 27 Perhitungan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga Gedung A

Lantai	Elv (m)	Arah X				
		δ_{max} (mm)	δ_{Avg} (mm)	$\delta_{max} / \delta_{Avg}$	Ax	e
Atap Tangga	23,90	2,882	2,46	1,17	Tidak terjadi	-
<i>Rooftop</i>	20,40	3,603	3,231	1,12	Tidak terjadi	-
L4	16,32	6,143	5,686	1,08	Tidak terjadi	-
L3	12,24	8,512	7,841	1,09	Tidak terjadi	-
L2	8,16	9,627	8,685	1,11	Tidak terjadi	-
L1	4,08	1,30	1,125	1,16	Tidak terjadi	-

Arah Y				
δ_{max} (mm)	δ_{Avg} (mm)	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Ax	e
1,90	1,86	1,02	Tidak terjadi	-
6,44	4,81	1,34	1,24	0,06
10,79	7,92	1,36	1,29	0,06
14,37	10,45	1,38	1,31	0,07
14,70	10,47	1,40	1,37	0,07
2,15	1,18	1,82	2,30	0,12

Hasil dari perhitungan Faktor Pembesaran Torsi dapat dijadikan acuan perhitungan pada aplikasi ETABS.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan Sudut Dalam atau bisa disebut Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2 terjadi ketika rasio antara panjang terluar dengan panjang sudut dalam melebihi 15 % baik itu terjadi pada sumbu koordinasi arah-x maupun arah-y. Perhitungan disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 4. 28 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung A

L_x	48	m
P_x	32	m
L_y	21	m
P_y	9.5	m
L_x/P_x	43,75 %	
L_y/P_y	29,69 %	
Cek	H.2	

Catatan :

- Jika salah satu nilai L_x/P_x maupun L_y/P_y ratio melebihi 15 % maka struktur mengalami Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2.

(Referensi : Tabel 13, SNI 1729 : 2019)

Kesimpulan : Struktur mengalami Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2.

Konsekuensi terjadinya Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2 pada struktur Gedung A perancangan struktur harus memenuhi pasal referensi SNI 1729 : 2019 yang dapat dijabarkan sebagai berikut :

- a. Pasal 7.3.3.4 – Gaya desain gempa harus diperbesar sebesar 25%

b. Tabel 16 – Perancangan struktur tahan gempa tidak diizinkan menggunakan Analisis Statik Ekuivalen.

- Ketidakberaturan Struktur Vertikal

Ketidakberaturan Struktur Vertikal Bangunan Gedung A mempunyai ketidakberaturan 2 tipe yaitu :

1. Ketidakberaturan Berat (Massa) Ketidakberaturan Berat (Massa) terjadi apabila massa struktur tingkat pada lantai pada sembarang tingkat lebih besar 150 % daripada tingkat di atas maupun tingkat bawahnya. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel di bawah :

Tabel 4. 29 Perhitungan Ketidakberaturan Berat (Massa) Gedung A

Lantai	Massa	Cek
	Kg	
Atap Tangga	27.787,20	OK
Rooftop	591.769,85	V.2
L4	850.698,32	OK
L3	849.927,88	OK
L2	849.433,24	V.2
L1	364.954,49	OK

(Referensi : Tabel 14, SNI 1729 : 2019)

Kesimpulan : Struktur mengalami Ketidekberaturan Vertikal Tipe 2.

Konsekuensi terjadinya Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 pada struktur Gedung A perancangan struktur harus mengacu pada Tabel 16 SNI 1729 : 2019 yang mempersyaratkan tidak diizinkan untuk dilakukan Analisis Statik Ekuivalen.

2. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan ini dipengaruhi oleh kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Hasil perhitungan pada tabel berikut ini :

Tabel 4. 30 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung A

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
Atap Tangga	54,1786		46,6125	
<i>Rooftop</i>	1.005,987	OK	851,895	OK
L4	2.010,699	OK	1.681,536	OK
L3	2.675,6567	OK	2.212,845	OK
L2	3.025,5594	OK	2.478,4477	OK
L1	2.351,0852	V.5a	2.143,7351	OK

(Referensi : Tabel 14, SNI 1729 : 2019)

Kesimpulan : Struktur mengalami Ketidekberaturan Vertikal Tipe 5.a.

Konsekuensi terjadinya Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a pada struktur Gedung A perancangan struktur harus mengacu pada Tabel 16 SNI 1729 : 2019 yang mempersyaratkan tidak diizinkan untuk dilakukan Analisis Statik Ekuivalen.

GEDUNG B

- Ketidakberaturan Struktur Horizontal

Ketidakberaturan Struktur Horizontal tidak terjadi pada Bangunan Gedung B tetapi dalam perhitungan perlu dicek

1. Ketidakberaturan Torsi

Tabel 4. 31 Perhitungan Ketidakberaturan Torsi Gedung B

Lantai	Arah X			
	δ_{max} (mm)	δ_{Avg} (mm)	$\delta_{max} / \delta_{Avg}$	Cek
<i>Rooftop</i>	4.88	4.21	1.16	OK
L4	7.29	6.22	1.17	OK
L3	9.09	7.79	1.17	OK
L2	8.33	7.08	1.18	OK
L1	1.02	0.87	1.17	OK

Arah Y			
δ_{max} (mm)	δ_{Avg} (mm)	$\delta_{max} / \delta_{Avg}$	Cek
3.88	3.85	1.01	OK
5.73	5.63	1.02	OK
7.50	7.39	1.02	OK
7.67	7.54	1.02	OK
1.04	0.93	1.12	OK

Kesimpulan : Struktur tidak mengalami Ketidakberaturan Torsi

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Tabel 4. 32 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung B

Lx	36,50	m
Px	0,00	m
Ly	11,50	m
Py	0,00	m
Lx/Px	0,00 %	
Ly/Py	0,00 %	
Cek	OK	

Kesimpulan : Struktur tidak mengalami Ketidekberaturan Horizontal Tipe 2.

- Ketidakberaturan Struktur Vertikal

Ketidakberaturan Struktur Vertikal Bangunan Gedung A mempunyai ketidakberaturan 2 tipe yaitu :

1. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Tabel 4. 33 Perhitungan Ketidakberaturan Berat (Massa) Gedung B

Lantai	Massa	Cek
	kg	
<i>Rooftop</i>	250.060,56	V.2
L4	459.582,58	OK
L3	464.658,99	OK
L2	462.077,33	V.2
L1	171.061,23	OK

(Referensi : Tabel 14, SNI 1729 : 2019)

Kesimpulan : Struktur mengalami Ketidekberaturan Vertikal Tipe 2.

Konsekuensi terjadinya Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2 pada struktur Gedung B perancangan struktur harus mengacu pada Tabel 16 SNI 1729 : 2019 yang mempersyaratkan tidak diizinkan untuk dilakukan Analisis Statik Ekuivalen.

2. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 4. 34 Perhitungan Ketidakberaturan Sudut Dalam Gedung B

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
<i>Rooftop</i>	408,3397		408,3397	OK
L4	959,6842	OK	959,6842	OK
L3	1.326,7419	OK	1.326,7419	OK
L2	1.517,1369	OK	1.517,1369	OK
L1	1.531,978	OK	1.531,978	OK

(Referensi : Tabel 14, SNI 1729 : 2019)

Kesimpulan : Struktur tidak mengalami Ketidekberaturan Vertikal Tipe 5.a.

4.6.7 Kombinasi Pembebanan Terhadap Gempa

Metode Ultimit atau *Load Resistance and Factor Design* (LRFD)

$$1. \quad 1,4 (D + SIDL)$$

$$2. \quad 1,2 (D + SIDL) + 1,6 L + 0,5 L_r \dots\dots\dots(2A)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 L + 0,5 R \dots\dots\dots(2B)$$

$$3. \quad 1,2 (D + SIDL) + L + 1,6 L_r \dots\dots\dots(3A)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 L_r + 0,5 W_x \dots\dots\dots(3B)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 L_r + 0,5 W_y \dots\dots\dots(3C)$$

Kasus Gaya Angin bekerja pada dua arah dengan reduksi 0,75

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 L_r + 0,5 (0,75) (W_x + W_y)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 L_r + 0,375 (W_x + W_y) \dots\dots\dots (3D)$$

$$1,2 (D + SIDL) + L + 1,6 R \dots\dots\dots (3E)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 R + 0,5 W_x \dots\dots\dots (3F)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 R + 0,5 W_y \dots\dots\dots (3G)$$

Kasus Gaya Angin bekerja pada dua arah dengan reduksi 0,75

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 R + 0,5 (0,75) (W_x + W_y)$$

$$1,2 (D + SIDL) + 1,6 R + 0,375 (W_x + W_y) \dots (3H)$$

4. $1,2 (D + SIDL) + L + 0,5 L_r + W_x \dots\dots\dots (4A)$

$$1,2 (D + SIDL) + L + 0,5 L_r + W_y \dots\dots\dots (4B)$$

Kasus Gaya Angin bekerja pada dua arah dengan reduksi 0,75

$$1,2 (D + SIDL) + L + 0,5 L_r + 0,75 (W_x + W_y) \dots\dots\dots (4C)$$

$$1,2 (D + SIDL) + L + 0,5 R + W_x \dots\dots\dots (4D)$$

$$1,2 (D + SIDL) + L + 0,5 R + W_y \dots\dots\dots (4E)$$

Kasus Gaya Angin bekerja pada dua arah dengan reduksi 0,75

$$1,2 (D + SIDL) + L + 0,5 R + 0,75 (W_x + W_y) \dots\dots\dots (4F)$$

5. $0,9 (D + SIDL) + W_x \dots\dots\dots (5A)$

$$0,9 (D + SIDL) + W_y \dots\dots\dots (5B)$$

Kasus Gaya Angin bekerja pada dua arah dengan reduksi 0,75

$$0,9 (D + SIDL) + 0,75 (W_x + W_y) \dots\dots\dots (5C)$$

6. $(1,2 + 0,2Sds) (D + SIDL) + L \pm 0,3 \rho E_x \pm 1 \rho E_y$

Dari pasal 7.3.4 SNI 1726 : 2019 tentang redundansi nilai ρ untuk Kategori Desain Seismik C adalah 1,0 .

Kombinasi :

- $(1,2 + 0,2 (0,66872)) (D + SIDL) + L \pm 0,3 (1,0) E_x \pm 1 (1,0) E_y$

- $(1,2 + 0,2 (0,66872)) (D + SIDL) + L \pm 1 (1,0) E_x \pm 0,3 (1,0) E_y$

$$1,3337 (D + SIDL) + L \pm 0,3 E_x \pm 1 E_y$$

$$1,3337 (D + SIDL) + L + 0,3 E_x + 1 E_y \dots\dots\dots (6A)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L + 0,3 E_x - 1 E_y \dots\dots\dots (6B)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L - 0,3 E_x + 1 E_y \dots\dots\dots (6C)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L - 0,3 E_x - 1 E_y \dots\dots\dots (6D)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L + 1 E_x + 0,3 E_y \dots\dots\dots (6E)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L + 1 E_x - 0,3 E_y \dots\dots\dots (6F)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L - 1 E_x + 0,3 E_y \dots\dots\dots (6G)$$

$$1,3337 (D + \text{SIDL}) + L - 1 E_x - 0,3 E_y \dots\dots\dots (6H)$$

$$7. (0,9 - 0,2 S_{ds}) (D + \text{SIDL}) \pm 0,3 \rho E_x \pm 1 \rho E_y$$

Kombinasi

- $(0,9 - 0,2(0,62)) (D + \text{SIDL}) \pm 0,3 (1,0) E_x \pm 1 (1,0) E_y$

- $(0,9 - 0,2(0,62)) (D + \text{SIDL}) \pm 1 (1,0) E_x \pm 0,3 (1,0) E_y$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) + 0,3 E_x + 1 E_y \dots\dots\dots (7A)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) + 0,3 E_x - 1 E_y \dots\dots\dots (7B)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) - 0,3 E_x - 1 E_y \dots\dots\dots (7C)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) - 0,3 E_x + 1 E_y \dots\dots\dots (7D)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) + 1 E_x + 0,3 E_y \dots\dots\dots (7E)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) + 1 E_x - 0,3 E_y \dots\dots\dots (7F)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) - 1 E_x - 0,3 E_y \dots\dots\dots (7G)$$

$$0,7663 (D + \text{SIDL}) - 1 E_x + 0,3 E_y \dots\dots\dots (7H)$$

Metode tegangan izin atau *Allowable Strength Design* (ASD)

$$1. (D + \text{SIDL})$$

$$2. (D + \text{SIDL}) + L$$

$$3. (D + \text{SIDL}) + L_r \dots\dots\dots (3A)$$

$$(D + \text{SIDL}) + R \dots\dots\dots (3B)$$

$$4. (D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 L_r \dots\dots\dots (4A)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 R \dots\dots\dots(4B)$$

$$5. (D + \text{SIDL}) + 0,6 W_x \dots\dots\dots(5A)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,6 W_y \dots\dots\dots(5B)$$

Kasus gaya angin bekerja pada dua arah dengan reduksi 0,75

$$(D + \text{SIDL}) + 0,6.(0,75).(W_x + W_y)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,45 (W_x + W_y) \dots\dots\dots(5C)$$

$$6. (D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 L_r + 0,45 W_x \dots\dots\dots(6A)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 L_r + 0,45 W_y \dots\dots\dots(6B)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 L_r + 0,3375 (W_x + W_y) \dots\dots(6C)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 R + 0,45 W_x \dots\dots\dots(6D)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 R + 0,45 W_y \dots\dots\dots(6E)$$

$$(D + \text{SIDL}) + 0,75 L + 0,75 R + 0,3375 (W_x + W_y) \dots\dots(6F)$$

$$7. 0,6 (D + \text{SIDL}) + 0,6 W_x \dots\dots\dots(7A)$$

$$0,6 (D + \text{SIDL}) + 0,6 W_y \dots\dots\dots(7B)$$

$$0,6 (D + \text{SIDL}) + 0,45 (W_x + W_y) \dots\dots\dots(7C)$$

$$8. 1,094 (D + \text{SIDL}) + 0,21 E_x + 0,70 E_y \dots\dots\dots(8A)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) + 0,21 E_x - 0,70 E_y \dots\dots\dots(8B)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) - 0,21 E_x + 0,70 E_y \dots\dots\dots(8C)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) - 0,21 E_x - 0,70 E_y \dots\dots\dots(8D)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) + 0,70 E_x + 0,21 E_y \dots\dots\dots(8E)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) + 0,70 E_x - 0,21 E_y \dots\dots\dots(8F)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) - 0,70 E_x + 0,21 E_y \dots\dots\dots(8G)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) - 0,70 E_x - 0,21 E_y \dots\dots\dots(8H)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) + 0,63 E_x + 2,10 E_y \dots\dots\dots(8I)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) + 0,63 E_x - 2,10 E_y \dots\dots\dots(8J)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) - 0,63 E_x + 2,10 E_y \dots\dots\dots(8K)$$

$$1,094 (D + \text{SIDL}) - 0,63 E_x - 2,10 E_y \dots\dots\dots(8L)$$

$$1,094 (D + SIDL) + 2,10 Ex + 0,63 Ey(8M)$$

$$1,094 (D + SIDL) + 2,10 Ex - 0,63 Ey(8N)$$

$$1,094 (D + SIDL) - 2,10 Ex + 0,63 Ey(8O)$$

$$1,094 (D + SIDL) - 2,10 Ex - 0,63 Ey(8P)$$

$$9. \quad 1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,1575 Ex + 0,5250 Ey(9A)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,1575 Ex - 0,5250 Ey(9B)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,1575 Ex + 0,5250 Ey(9C)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,1575 Ex - 0,5250 Ey(9D)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,5250 Ex + 0,1575 Ey(9E)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,5250 Ex - 0,1575 Ey(9F)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,5250 Ex + 0,1575 Ey(9G)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,5250 Ex - 0,1575 Ey(9H)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,4725 Ex + 0,1575 Ey(9I)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,4725 Ex - 0,1575 Ey(9J)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,4725 Ex + 0,1575 Ey(9K)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,4725 Ex - 0,1575 Ey(9L)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,1575 Ex + 0,4275 Ey(9M)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L + 0,1575 Ex - 0,4275 Ey(9N)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,1575 Ex + 0,4275 Ey(9O)$$

$$1,070 (D + SIDL) + 0,75 L - 0,1575 Ex - 0,4275 Ey(9P)$$

$$10. \quad 0,506 (D + SIDL) + 0,21 Ex + 0,70 Ey(10A)$$

$$0,506 (D + SIDL) + 0,21 Ex - 0,70 Ey(10B)$$

$$0,506 (D + SIDL) - 0,21 Ex + 0,70 Ey(10C)$$

$$0,506 (D + SIDL) - 0,21 Ex - 0,70 Ey(10D)$$

$$0,506 (D + SIDL) + 0,70 Ex + 0,21 Ey(10E)$$

$$0,506 (D + SIDL) + 0,70 Ex - 0,21 Ey(10F)$$

$$0,506 (D + SIDL) - 0,70 Ex + 0,21 Ey(10G)$$

$$0,506 (D + SIDL) - 0,70 Ex - 0,21 Ey(10H)$$

$$0,506 (D + SIDL) + 0,63 Ex + 2,10 Ey(10I)$$

$$\begin{aligned}
&0,506 (D + SIDL) + 0,63 E_x - 2,10 E_y \dots\dots\dots(10J) \\
&0,506 (D + SIDL) - 0,63 E_x + 2,10 E_y \dots\dots\dots(10K) \\
&0,506 (D + SIDL) - 0,63 E_x - 2,10 E_y \dots\dots\dots(10L) \\
&0,506 (D + SIDL) + 2,10 E_x + 0,63 E_y \dots\dots\dots(10M) \\
&0,506 (D + SIDL) + 2,10 E_x - 0,63 E_y \dots\dots\dots(10N) \\
&0,506 (D + SIDL) - 2,10 E_x + 0,63 E_y \dots\dots\dots(10O) \\
&0,506 (D + SIDL) - 2,10 E_x - 0,63 E_y \dots\dots\dots(10P)
\end{aligned}$$

4.6.8 Perancangan Pelat

Pelat dirancang menggunakan Sistem Pelat Dua Arah sehingga untuk perhitungan momen menggunakan koefisien yang ditetapkan tabel PBI 1971. Pada bangunan Gedung A dan Gedung B akan direncanakan pelat sebagai berikut :

1) Pelat P1

a) *Properties* Pelat

– Mutu beton, (f_c)	:	25 MPa
– Berat volume beton,	:	24 kN/m ³
– Modulus elastisitas beton (E_c)	:	23.500 MPa
– Mutu tulangan, (f_y)	:	420 MPa
– Modulus Elastisitas Baja (E_s)	:	200.000 MPa
– Panjang pelat (l_x)	:	4,00 m
– Panjang pelat (l_y)	:	4,00 m
– Tebal pelat (h)	:	150 mm

b) Kontrol Pelat

Kontrol pelat dilakukan untuk mengetahui sistem yang akan diterapkan dalam perancangan pelat. Dalam hal ini pelat direncanakan menggunakan Sistem Pelat Dua Arah :

Diketahui :

$$\begin{aligned}
l_y &= 4,00 \text{ m} \\
l_x &= 4,00 \text{ m}
\end{aligned}$$

Kontrol Pelat :

$l_y / l_x : \quad 1 \quad < \quad 2$ (Maka pelat sudah memenuhi persyaratan untuk menggunakan Sistem Pelat Dua Arah)

c) Koefisien Momen Pelat

Koefisien momen pelat yang diambil pada tabel PBI 1971 yaitu dengan control pelat $l_y / l_x = 1$. Nilai koefisien dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} - C_{lx} &= 21 \\ - C_{ly} &= 21 \\ - C_{tx} &= 52 \\ - C_{ty} &= 52 \end{aligned}$$

d) Beban Pelat

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat sendiri} &= h \times \gamma_{beton} \dots\dots\dots(4.26) \\ &= 0,15 \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 3,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati pelat} &= 136,00 \text{ kg/m}^2 \\ &= 1,334 \text{ kN/ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati total (qD)} &= \text{Berat pelat sendiri} + \text{Beban mati pelat} \\ &= 3,60 + 1,33 \\ &= 4,934 \text{ kN/ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup lantai (qL)} = 4,79 \text{ kN/ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban ultimit (qUlt)} &= 1,20. qD + 1,60. qL \\ &= 1,20.(4,93) + 1,60.(4,79) \\ &= 13,58 \text{ kN/ m}^2 \end{aligned}$$

e) Faktor Bentuk Distribusi Tegangan Beton

$$f'_c \leq 28 \text{ MPa} , \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,85$$

$$28 \text{ MPa} < f'_c < 56 \text{ MPa} , \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,85 - 0,05. \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$f'_c > 56 \text{ MPa} , \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,65$$

$$\text{Mutu beton rencana} , f'_c = 25 \text{ MPa} , \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,85$$

f) Momen pada pelat

Momen pada pelat dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$M_1 = 0,001.C_1. qUlt.l^2 \dots\dots\dots (4.27)$$

Dengan

C_1 = Koefisien momen pelat

$qUlt$ = Beban ultimit (kN/m^2)

l = Panjang sisi pelat arah-n

➤ Arah - X

Momen Arah-X pada lapangan

$$\begin{aligned} M_{1x} &= 0,001.C_{1x}. qUlt.l_x^2 \\ &= 0,001.(21).(13,58).(4)^2 \\ &= 4,0118 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen Arah-X pada tumpuan

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,001.C_{tx}. qUlt.l_x^2 \\ &= 0,001.(52).(13,58).(4)^2 \\ &= 9,934 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ Arah - Y

Momen Arah-Y pada lapangan

$$\begin{aligned} M_{1y} &= 0,001.C_{1y}. qUlt.l_y^2 \\ &= 0,001.(21).(13,58).(4)^2 \\ &= 4,5645 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen Arah-Y pada tumpuan

$$\begin{aligned} M_{ty} &= 0,001.C_{ty}. qUlt.l_y^2 \\ &= 0,001.(52).(13,58).(4)^2 \\ &= 11,3027 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

g) Kontrol terhadap tulangan

- Arah-X
- Penulangan Arah-X daerah lapangan

Tulangan Rencana dipakai 13D - 100

Luas tulangan rencana (As)

$$\begin{aligned} A_{S-Pakai} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \frac{b}{st} \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times \frac{1000}{100} \\ &= 1.326,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yg dipakai (As Pakai)

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - 20 - \frac{3}{2} \cdot D \\ &= 150 - 20 - \frac{3}{2} \cdot (13) \\ &= 110,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{maks}} &= \frac{382,50 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \dots\dots\dots (4.28) \\ &= \frac{382,50 \cdot (0,85) \cdot (25) \cdot (600 + 420 - 225 \cdot (0,85))}{(600 + 420)^2} \\ &= 6,475 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_{1x}}{\phi \times b \times d^2} \dots\dots\dots (4.29) \\ &= \frac{4,0118}{(0,80) \times 1000 \times 110,50^2} \\ &= 0,4107 \text{ MPa} < K_{\text{maks}} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d_{\text{aktual}} \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (0,4107)}{0,85 \times 25}} \right) \times 110,50 \\ &= 2,1567 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S-Perlu\ 1} &= \frac{0,85.f'_c.a.b}{f_y} \dots\dots\dots(4.30) \\
 &= \frac{0,85.(25).(2,1567).(1000)}{420} \\
 &= 109,12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S-Perlu\ 2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \dots\dots\dots(4.31) \\
 &= \frac{1,4 \times 1000 \times 110,50}{420} \\
 &= 368,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dari $A_{S-Perlu\ 1}$ dan $A_{S-Perlu\ 2}$ diambil nilai terbesar yakni 368,33 mm²

Kontrol $A_{S-Pakai} > A_{S-Perlu}$ (OK)

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 1. \quad S &\leq 450 \text{ mm} \\
 2. \quad S &\leq 2h \\
 S &\leq 2 \times 150 \text{ mm} \\
 &\leq 300 \text{ mm} \\
 3. \quad S &\leq \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &\leq \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{368,33} \\
 &\leq 360,17 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan diambil nilai terkecil dari persamaan diatas, $S = 300$ mm

Kontrol terhadap jarak tulangan rencana

$$\begin{aligned}
 S_t &\leq S \\
 100 \text{ mm} &< 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Arah-X daerah tumpuan

Tulangan Rencana dipakai 13D – 100

Luas tulangan rencana (A_s)

$$\begin{aligned}
 A_{S-Pakai} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \frac{b}{s_t} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times \frac{1000}{100}
 \end{aligned}$$

$$= 1.326,65 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yg dipakai (As Pakai)

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - 20 - \frac{3}{2} \cdot D \\ &= 150 - 20 - \frac{3}{2} \cdot (13) \\ &= 110,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{maks}} &= \frac{382,50 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\ &= \frac{382,50 \cdot (0,85) \cdot (25) \cdot (600 + 420 - 225 \cdot (0,85))}{(600 + 420)^2} \\ &= 6,475 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_{\text{tx}}}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{9,934}{(0,80) \times 1000 \times 110,50^2} \\ &= 1,0169 \text{ MPa} < K_{\text{maks}} , \text{ nilai } K \text{ Aman memenuhi syarat} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d_{\text{aktual}} \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (1,0169)}{0,85 \times 25}} \right) \times 110,50 \\ &= 5,4212 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AS-Perlu 1} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot (25) \cdot (5,4212) \cdot (1000)}{420} \\ &= 274,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AS-Perlu 2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 110,50}{420} \end{aligned}$$

$$= 368,33 \text{ mm}^2$$

Dari $A_{s\text{-Perlu } 1}$ dan $A_{s\text{-Perlu } 2}$ diambil nilai terbesar yakni 368,33 mm^2

Kontrol $A_{s\text{-Pakai}} > A_{s\text{-Perlu}}$ (OK)

Kesimpulan : $A_{s\text{-Pakai}}$ dapat digunakan dalam perancangan tulangan.

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} 1. \quad S &\leq 450 \text{ mm} \\ 2. \quad S &\leq 2h \\ S &\leq 2 \times 150 \text{ mm} \\ &\leq 300 \text{ mm} \\ 3. \quad S &\leq \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &\leq \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{368,33} \\ &\leq 360,17 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak tulangan diambil nilai terkecil dari persamaan diatas, $S = 300 \text{ mm}$

Kontrol terhadap jarak tulangan rencana

$$\begin{aligned} S_t &\leq S \\ 100 \text{ mm} &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Arah-Y
- Penulangan Arah-Y daerah lapangan

Tulangan Rencana dipakai 13D – 100

Luas tulangan rencana (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s\text{-Pakai}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \frac{b}{s_t} \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times \frac{1000}{100} \\ &= 1.326,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yg dipakai ($A_{s\text{ Pakai}}$)

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - 20 - \frac{3}{2} \cdot D \\ &= 150 - 20 - \frac{3}{2} \cdot (13) \end{aligned}$$

$$= 110,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{maks}} &= \frac{382,50 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\ &= \frac{382,50 \cdot (0,85) \cdot (25) \cdot (600 + 420 - 225 \cdot (0,85))}{(600 + 420)^2} \\ &= 6,475 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_{1y}}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{4,5645}{(0,80) \times 1000 \times 110,50^2} \\ &= 0,4672 \text{ MPa} < K_{\text{maks}}, \text{ nilai } K \text{ Aman memenuhi syarat} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d_{\text{aktual}} \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (0,4672)}{0,85 \times 25}} \right) \times 110,50 \\ &= 2,4572 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AS-Perlu 1} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot (25) \cdot (2,4572) \cdot (1000)}{420} \\ &= 124,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AS-Perlu 2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 110,50}{420} \\ &= 368,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari AS-Perlu 1 dan AS-Perlu 2 diambil nilai terbesar yakni 368,33 mm²

Kontrol AS-Pakai > AS-Perlu (OK)

Kesimpulan : AS-Pakai dapat digunakan dalam perancangan tulangan.

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 1. \quad S &\leq 450 \text{ mm} \\
 2. \quad S &\leq 2h \\
 S &\leq 2 \times 150 \text{ mm} \\
 &\leq 300 \text{ mm} \\
 3. \quad S &\leq \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &\leq \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{368,33} \\
 &\leq 360,17 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan diambil nilai terkecil dari persamaan diatas, $S = 300 \text{ mm}$

Kontrol terhadap jarak tulangan rencana

$$\begin{aligned}
 S_t &\leq S \\
 100 \text{ mm} &< 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Arah-Y daerah tumpuan

Tulangan Rencana dipakai 13D - 100

Luas tulangan rencana (A_s)

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{-Pakai}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \frac{b}{s_t} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times \frac{1000}{100} \\
 &= 1.326,65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yg dipakai (A_s Pakai)

$$\begin{aligned}
 d_{\text{-aktual}} &= h - 20 - \frac{3}{2} \cdot D \\
 &= 150 - 20 - \frac{3}{2} \cdot (13) \\
 &= 110,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{\text{maks}} &= \frac{382,50 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\
 &= \frac{382,50 \cdot (0,85) \cdot (25) \cdot (600 + 420 - 225 \cdot (0,85))}{(600 + 420)^2} \\
 &= 6,475 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_{ty}}{\emptyset \times b \times d^2} \\
 &= \frac{11,3027}{(0,80) \times 1000 \times 110,50^2} \\
 &= 1,1571 \text{ MPa} < K_{\text{maks}}, \text{ nilai } K \text{ Aman memenuhi syarat}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85 \times f'_c}} \right) \times d_{\text{aktual}} \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.(1,1571)}{0,85 \times 25}} \right) \times 110,50 \\
 &= 6,1903 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{AS-Perlu 1} &= \frac{0,85.f'_c.a.b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85.(25).(6,1903).(1000)}{420} \\
 &= 313,20 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{AS-Perlu 2} &= \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 1000 \times 110,50}{420} \\
 &= 368,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dari AS-Perlu 1 dan AS-Perlu 2 diambil nilai terbesar yakni 368,33 mm²

Kontrol AS-Pakai > AS-Perlu (OK)

Kesimpulan : AS-Pakai dapat digunakan dalam perancangan tulangan.

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 1. \quad S &\leq 450 \text{ mm} \\
 2. \quad S &\leq 2h \\
 S &\leq 2 \times 150 \text{ mm} \\
 S &\leq 300 \text{ mm} \\
 3. \quad S &\leq \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}
 \end{aligned}$$

$$\leq \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{368,33}$$

$$\leq 360,17 \text{ mm}$$

Jarak tulangan diambil nilai terkecil dari persamaan diatas, $S = 300 \text{ mm}$

Kontrol terhadap jarak tulangan rencana

$$S_t \leq S$$

$$100 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

h) Kontrol lendutan pelat

Lendutan pada Sistem Pelat Dua Arah harus dihitung dengan memperhatikan bentuk dan ukuran panel pelat. Mengacu pada SNI 2847 : 2019 Pasal 24.2.3.3

➤ Lenduran elastis seketika akibat beban hidup.

$$q = qL + qD$$

$$= 4,934 + 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$= 9,724 \text{ kN/m}^2$$

➤ Batas lendutan

Batas lendutan ditentukan oleh tabel berikut :

Tabel 4. 35 Batas Lendutan Maksimum

Jenis komponen struktur	Kondisi		Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan elemen nonstruktural, yaitu jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar		$\ell/240^{[4]}$

Sumber : SNI 2847 : 2019 Pasal 24.2.2

$$l_x / 240 = 4000 / 240 \dots\dots\dots (4.32)$$

$$= 16,67 \text{ mm}$$

- Modulus keruntuhan lentur beton (f_r),

$$\begin{aligned} f_r &= 0,70 \times \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (4.33) \\ &= 0,70 \times \sqrt{25} \\ &= 3,50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Nilai perbandingan Modulus Elastisitas (n),

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c \dots\dots\dots (4.34) \\ &= 200.000 / 23.500 \\ &= 8,5106 \end{aligned}$$

- Jarak garis netral terhadap sisi atas beton (c),

$$\begin{aligned} c &= n \times (A_{s-\text{Pakai}} / b) \dots\dots\dots (4.35) \\ &= 8,5106 \times (1.326,65 / 1000) \\ &= 11,291 \end{aligned}$$

- Momen Inersia bruto, penampang pelat (I_g),

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \dots\dots\dots (4.36) \\ &= \frac{1}{12} \times 1000 \times 150^3 \\ &= 281.250.000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Momen Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke atas beton (I_{cr})

$$\begin{aligned} I_{cr} &= (1/3) \times b \times c^3 + n \times A_{s-\text{Pakai}} \times (d_{\text{aktual}} - c)^2 \dots\dots (4.37) \\ &= (1/3) \times 1000 \times 11,291^3 + 8,5106 \times 1.326,65 \times \\ &\quad (110,50 - 11,291)^2 \\ &= 111.607.849,9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_t &= h / 2 \\ &= 150 / 2 \\ &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Retak (M_{cr}),

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_r \times I_g) / y_t \dots\dots\dots (4.38) \\ &= (3,50 \times 281.250.000) / 75 \\ &= 13.125.000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- Momen maksimum akibat beban (M_a) tanpa faktor beban,

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{1}{8} \times q \times l_x^2 \dots\dots\dots (4.39) \\ &= \frac{1}{8} \times 9,724 \times 4000^2 \\ &= 4.558.200 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- Inersia Efektif untuk perhitungan lendutan (I_e),

$$\begin{aligned} I_e &= \frac{M_{cr}^3}{M_a} \times I_g + \left[1 - \frac{M_{cr}^3}{M_a} \times I_{cr} \right] \dots\dots\dots (4.40) \\ &= \frac{13.125.000^3}{4.558.200} \times 281.250.000 + \left[1 - \frac{13.125.000^3}{4.558.200} \times 111.607.849,9 \right] \\ &= 4.161.575.685 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Lendutan Seketika (δ_e),

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pasal 24.2.3.1 Lendutan Seketika harus dihitung mempertimbangkan pengaruh retak pada beton dan tulangan.

Berikut ini perhitungan dari Lendutan Seketika :

$$\begin{aligned} \delta_e &= \frac{5}{384} \times q \times \frac{L_x^4}{E_c \times I_e} \dots\dots\dots (4.41) \\ &= \frac{5}{384} \times 9,72416 \times \frac{4000^4}{23.500 \times 4.161.575.685} \\ &= 0,39995 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan slab lantai } (\rho) &= \frac{A_{spakai}}{b \times d} \dots\dots\dots (4.42) \\ &= \frac{1.326,65}{1.000 \times 110,50} \\ &= 0,012005882 \end{aligned}$$

- Lendutan Jangka Panjang (δ_g)

Perhitungan Lendutan Jangka Panjang dipengaruhi oleh parameter Faktor Beban Tetap (λ) yang sudah diatur dalam SNI 2847 : 2019 pasal 24.2.4.1.

Faktor pengaruh waktu beban tetap dapat diambil sebesar 2. Sehingga dalam perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{\xi}{1+50 \times \rho} \dots\dots\dots (4.43) \\ &= \frac{2}{1+50 \times 0,012005882} \\ &= 1,2497\end{aligned}$$

Setelah itu Lendutan Jangka Panjang (δ_g) dapat dicari melalui rumus berikut :

$$\begin{aligned}\delta_g &= \lambda \times \delta_e \dots\dots\dots (4.44) \\ &= 1,2497 \times 0,39995 \\ &= 0,4998509 \text{ mm}\end{aligned}$$

➤ Lendutan Total (δ_{total})

Lendutan Total (δ_{total}) merupakan penjumlahan dari Lendutan Seketika (δ_e) dan Lendutan Jangka Panjang (δ_g).

$$\begin{aligned}\delta_{\text{total}} &= \delta_e + \delta_g \dots\dots\dots (4.45) \\ &= 0,39995 + 0,4998509 \\ &= 0,899805 \text{ mm}\end{aligned}$$

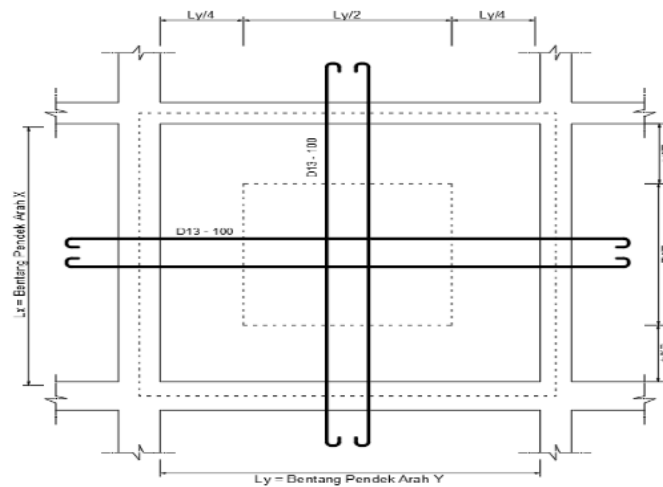
Kontrol lendutan total (syarat $\delta_{\text{tot}} < \delta_{\text{max}}$)

$$\begin{array}{ccc}\delta_{\text{total}} & < & \delta_{\text{max}} \\ 0,899805 \text{ mm} & < & 16,67 \text{ mm} \quad (\text{OK})\end{array}$$

Kesimpulan : Pelat P1 aman terhadap lendutan total.

i) Detail Pelat P1

Tulangan Pelat P1 pada posisi lapangan dan tumpuan dirancang menggunakan tulangan D13 – 100 untuk kedua arah Sumbu X dan Sumbu Y.



Gambar 4. 6 Detail Penulangan Pelat P1

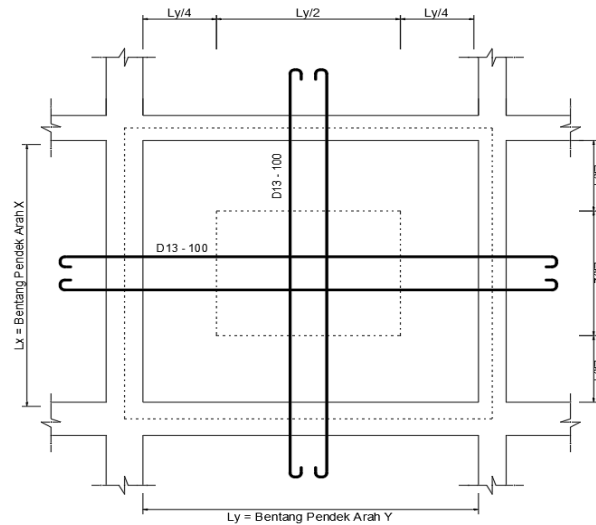
2) Pelat P2

a) *Properties* Pelat

- Mutu beton, (f_c) : 25 MPa
- Berat volume beton, : 24 kN/m³
- Modulus elastisitas beton (E_c) : 23.500 MPa
- Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa
- Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa
- Panjang pelat (l_x) : 3,50 m
- Panjang pelat (l_y) : 4,00 m
- Tebal pelat (h) : 150 mm

b) Detail Pelat P2

Tulangan Pelat P2 pada posisi lapangan dan tumpuan dirancang menggunakan tulangan D13 – 100 untuk kedua arah Sumbu X dan Sumbu Y.



Gambar 4. 7 Detail Penulangan Pelat P2

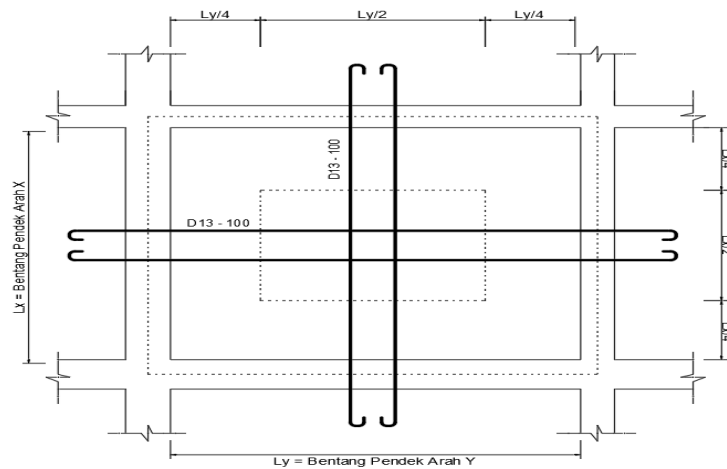
3) Pelat P3

a) *Properties* Pelat

- Mutu beton, (f_c) : 25 MPa
- Berat volume beton, : 24 kN/m³
- Modulus elastisitas beton (E_c) : 23.500 MPa
- Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa
- Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa
- Panjang pelat (l_x) : 4,00 m
- Panjang pelat (l_y) : 4,00 m
- Tebal pelat (h) : 100 mm

b) Detail Pelat P3

Tulangan Pelat P3 pada posisi lapangan dan tumpuan dirancang menggunakan tulangan D13 – 100 untuk kedua arah Sumbu X dan Sumbu Y.



Gambar 4. 8 Detail Penulangan Pelat P3

4.6.9 Perancangan Kolom

Kolom dirancang agar dapat melayani beban gempa yang terjadi dengan mengacu SNI 1726 : 2019 terkait ketahanan gempa dan SNI 2847 : 2019 terkait perancangan beton struktural. Gedung A dan Gedung B memiliki *properties* kolom yang sama yaitu Kolom K1 dan Kolom K2. Berikut ini perhitungan Kolom K1 dan Kolom K2.

1) Kolom K1

a) *Properties* Kolom

– Dimensi kolom

b : 500 mm

h : 700 mm

– Tulangan rencana : 16 D-22

Tulangan Utama, D : 22 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm

– Mutu beton, (f'_c) : 30 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 23.500 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 25.742,9602 MPa

b) Faktor Bentuk Distribusi Tegangan Beton

$f_c \leq 28 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85$

$28 \text{ MPa} < f_c < 56 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7} \right)$

$f_c > 56 \text{ MPa}$, maka nilai $\beta_1 = 0,65$

Mutu beton rencana , $f_c = 30 \text{ MPa}$

maka nilai $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{30 - 28}{7} \right) = 0,84$

c) Cek kuat lentur minimum syarat *Strong Column Weak Beam* (SCWB)

Pengecekan kuat lentur minimum dapat menggunakan persamaan berikut ini :

$$(M_{nc} a + M_{nc} b) \geq 1,2 (M_{nb} k_i + M_{nb} k_a)$$

Kolom yang ditinjau pada aplikasi *ETABS* = *Column C9*. *Output* Gaya Aksial Ultimit dan Momen Ultimit pada Kolom K1 dapat dilihat melalui tabel dibawah ini :

Tabel 4. 36 *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom P_u Lantai 3 (L3)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
-950,0714	-72,9314	39,509	0,0708	81,8781	-149,5626
-950,0714	-72,9314	39,509	0,0708	81,8781	-149,5626
-933,3656	-72,9314	39,509	0,0708	15,0516	-26,3536
-933,3656	-72,9314	39,509	0,0708	15,0516	-26,3536
-916,6598	-72,9314	39,509	0,0708	-52,0145	97,0697

Tabel 4. 37 *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom M_u Lantai 3 (L3)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
519,5488	129,8422	117,502	20,6997	179,307	225,8399
519,5488	129,8422	117,502	20,6997	179,307	225,8399
519,5488	129,8422	117,502	20,6997	179,307	225,8399
519,5488	129,8422	117,502	20,6997	179,307	225,8399
546,803	129,8422	117,502	20,6997	225,3125	223,2804

Tabel 4. 38 *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom P_u Lantai 2 (L2)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
-1529,1784	-85,0308	47,355	0,1576	101,3693	-179,6266
-1529,1784	-85,0308	47,355	0,1576	101,3693	-179,6266
-1512,4726	-85,0308	47,355	0,1576	21,3336	-36,0318
-1512,4726	-85,0308	47,355	0,1576	21,3336	-36,0318
-1495,7668	-85,0308	47,355	0,1576	-59,2512	108,0371

Tabel 4. 39 *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom M_u Lantai 2 (L2)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
875,2971	185,1653	155,1352	27,633	309,3154	369,9166
875,2971	185,1653	155,1352	27,633	309,3154	369,9166
875,2971	185,1653	155,1352	27,633	309,3154	369,9166
875,2971	185,1653	155,1352	27,633	309,3154	369,9166
469,7553	180,4981	153,5925	27,633	305,7661	359,549

Tabel 4. 40 *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom P_u Lantai 1 (L1)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
-2137,9318	-48,3688	22,1449	0,0031	25,6291	-70,039
-2137,9318	-48,3688	22,1449	0,0031	25,6291	-70,039
-2121,226	-48,3688	22,1449	0,0031	-12,417	11,9843
-2121,226	-48,3688	22,1449	0,0031	-12,417	11,9843
-2104,5202	-48,3688	22,1449	0,0031	-50,0175	93,7875

Tabel 4. 41 *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom M_u Lantai 2 (L2)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
1228,1521	192,909	163,7018	23,1093	341,4891	441,5406
1228,1521	192,909	163,7018	23,1093	341,4891	441,5406
1228,1521	192,909	163,7018	23,1093	341,4891	441,5406
1228,1521	192,909	163,7018	23,1093	341,4891	441,5406
681,5915	191,3217	163,3891	23,1093	341,2981	439,9656

Sehingga dari perhitungan ETABS dan Manual dapat dilakukan rekapitulasi gaya untuk selanjutnya dapat dijadikan sebagai acuan analisis Kolom K1. Berikut rekapitulasi pada kedua perhitungan tersebut :

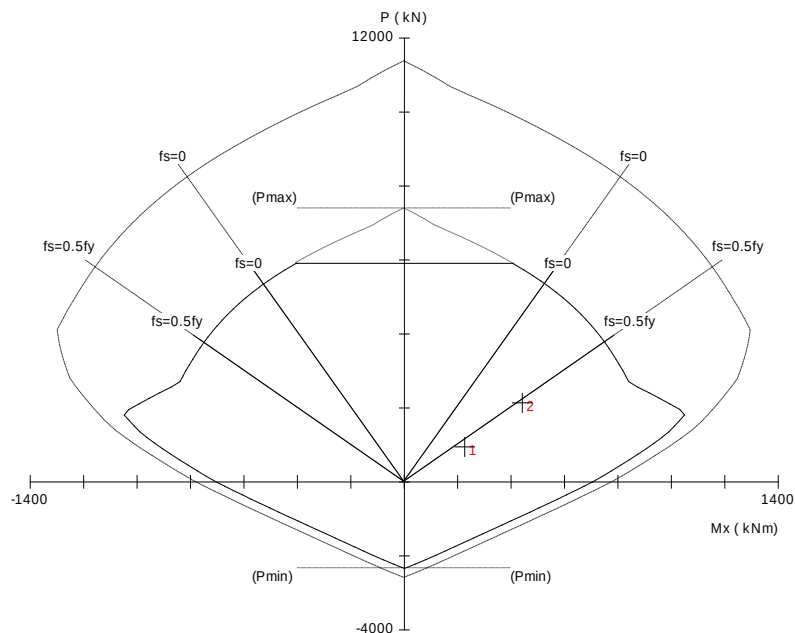
Tabel 4. 42 Rekap *Output* ETABS Kolom K1 Gaya Dalam Kolom P_u dan M_u

Kolom	P_u (kN)	M_u (kN.m)
Kolom di atas (L3)	950,0714	225,8399
Kolom yang ditinjau (L2)	1529,1784	369,9166
Kolom di bawah (L1)	2137,9318	441,5406

Tabel 4. 43 *Output Manual Kolom K1 Gaya Dalam Balok M_n*

Balok	M_n (kN.m)
$M_{pr1,2+}$ (atas) (M_{nb} Ka)	689,3213519
$M_{pr1,2-}$ (bawah) (M_{nb} Ki)	430,8258449

Perhitungan nominal kolom dihitung menggunakan aplikasi SP Column. Input beban gaya dalam kolom atas dan kolom bawah yang dihasilkan dari aplikasi ETABS , dimasukkan dalam aplikasi SP Column Sehingga dapat dihasilkan diagram berikut ini :

**Grafik 4. 12** Diagram Gaya Momen Nominal Kolom K1

Melalui *output* diatas, bahwa gaya dalam kolom atas dan kolom bawah menunjukkan kolom K1 kuat terhadap beban yang bekerja. Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) diperoleh dari *output* perhitungan di aplikasi *SP Column* sehingga perhitungan Momen Nominal dapat dilihat sebagai berikut :

Kolom Atas

$$\phi.M_{nx} = 915,93 \text{ kN.m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc \text{ a}} &= \frac{\emptyset \cdot M_{nx \text{ a}}}{\emptyset} \dots\dots\dots (4.46) \\
 &= \frac{915,93}{0,9} \\
 &= 1.017,7 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Kolom Bawah

$$\begin{aligned}
 \emptyset \cdot M_{nx \text{ b}} &= 986,01 \text{ kN.m} \\
 \emptyset &= 0,795
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc \text{ b}} &= \frac{\emptyset \cdot M_{nx \text{ b}}}{\emptyset} \dots\dots\dots (4.47) \\
 &= \frac{915,93}{0,795} \\
 &= 1.017,7 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Setelah Momen Nominal sudah terhitung, maka langkah selanjutnya adalah melakukan perbandingan untuk *Strong Column Weak Beam* (SCWB) seperti persyaratan berikut ini :

$$\begin{aligned}
 (M_{nc \text{ a}} + M_{nc \text{ b}}) &\geq 1,2 (M_{nb \text{ ki}} + M_{nb \text{ ka}}) \dots\dots\dots (4.48) \\
 (908,122 + 1073,211) &\geq 1,2 (689,32 + 430,825) \\
 2257,964151 &\geq 1344,176636 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas diketahui Kolom K1 memenuhi syarat *Strong Column Weak Beam* (SCWB).

d) Perhitungan kolom kondisi keruntuhan transisi

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_y &= f_y / E_s \dots\dots\dots (4.49) \\
 &= 420 / 200.000 \\
 &= 0,0021
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - S - (D_{\text{Tulangan}} / 2) \dots\dots\dots (4.50) \\
 &= 700 - 40 - (22 / 2) \\
 &= 649 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c_b &= \frac{600}{600+f_y} \times d \dots\dots\dots(4.51) \\
 &= \frac{600}{600+420} \times 649 \\
 &= 381,76 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= \beta_1 \times c_b \dots\dots\dots(4.52) \\
 &= 0,85 \times 381,76 \\
 &= 319,046 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h - d \dots\dots\dots(4.53) \\
 &= 700 - 649 \\
 &= 51 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek tulangan tekan sudah luluh

$$\begin{aligned}
 f_s &= 600. \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \dots\dots\dots(4.54) \\
 &= 600. \left(\frac{381,76 - 51}{381,76} \right) \\
 &= 519,85 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$f_s > f_y \quad \text{Sudah Luluh}$$

Maka nilai yang digunakan $f_s = f_y = 420 \text{ MPa}$

Hitung P_b dan M_n

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times a_b \times b \dots\dots\dots(4.55) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 319,046 \times 500 \\
 &= 4.067.839,286 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \dots\dots\dots(4.56) \\
 &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_y \\
 &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 420
 \end{aligned}$$

$$= 797.874 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0,85.f_c') \dots\dots\dots (4.57)$$

$$= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times (f_s' - 0,85.f_c')$$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times (420 - 0,85(30))$$

$$= 749.431,65 \text{ N}$$

$$P_b = C_c + C_s - T \dots\dots\dots (4.58)$$

$$= 4.019.396,936 \text{ N}$$

$$= 4.019,40 \text{ kN}$$

$$d'' = h/2 - d' \dots\dots\dots (4.59)$$

$$= 700/2 - 51$$

$$= 299 \text{ mm}$$

$$M_b = 0,85 \times f_c' \times a_b \times b \times \left(d - \frac{a}{2} - d''\right) + A_s' \times (f_y - 0,85.f_c') \times (d - d' - d'') + A_s \times f_y \times d = \dots\dots\dots (4.60)$$

$$M_b = 0,85 \times 30 \times 319,046 \times 500 \times \left(649 - \frac{319,046}{2} - 299\right) + (5 \times$$

$$\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times (420 - 0,85.30) \times (649 - 51 - 299) +$$

$$(5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 420 \times 649)$$

$$= 1.516.729.669 \text{ N,mm}$$

$$= 1.516,73 \text{ kN.m}$$

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} \dots\dots\dots (4.61)$$

$$= \frac{1.516,73}{4.019,40}$$

$$= 0,377352546 \text{ m}$$

$$= 377,35 \text{ mm}$$

Faktor reduksi kekuatan dapat pada kondisi transisi dapat dihitung melalui rumus dibawah ini :

$$\begin{aligned}\phi &= 0,65 + (\varepsilon_t - 0,002) \left(\frac{250}{3} \right) \dots\dots\dots(4.62) \\ &= 0,65 + (0,0021 - 0,002) \left(\frac{250}{3} \right) \\ &= 0,6583\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_b &= 0,6583 \times P_b \dots\dots\dots(4.63) \\ &= 0,6583 \times 4.019,40 \\ &= 2.646,10 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_b &= 0,6583 \times M_b \dots\dots\dots(4.64) \\ &= 0,6583 \times 1.516,73 \\ &= 737,2681041 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

e) Perhitungan kolom kondisi keruntuhan tarik

$$\blacktriangleright e \text{ (asumsi)} = 500 \text{ mm} > e_b$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times a \times 500 \\ &= 12.750a\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= A_s \times f_y \\ &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_y \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 42 \\ &= 797.874 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times (f'_s - 0,85.f'_c) \\ &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times (f'_s - 0,85.f'_c) \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times (420 - 0,85(30))\end{aligned}$$

$$= 749.431,65 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_{n1} &= C_c + C_s - T \dots\dots\dots(4.65) \\ &= 12.750a + 749.431,65 - 797.874 \\ &= 12.750a - 48.442,35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e' &= e + d'' \\ &= 799 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n2} &= \frac{1}{e'} \left[c_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + c_s (d - d') \right] \dots\dots\dots(4.66) \\ &= \frac{1}{799} \left[11.475a \left(649 - \frac{a}{2} \right) + 749.431,65(649 - 51) \right] \\ &= -7,415a^2 + 8.883,17a + 530.606,48 \end{aligned}$$

Persamaan P_{n1} dan P_{n2} dilinearkan untuk mencari nilai a . Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_{n2} &= P_{n1} \\ -7,415a^2 + 8.883,17a + 530.606,48 &= 12.750a - 48.442,35 \\ -7,415a^2 + 8.883,17a - 12.750a + 530.606,48 + 48.442,35 &= 0 \\ -7,415a^2 - 3.866,83 + 579.048,83 &= 0 \end{aligned}$$

Persamaan diatas dibagi dengan nilai konstanta dari variabel a^2 yaitu -7,415.

Hasil pembagian persamaan diatas dapat disederhanakan sebagai berikut :

$$a^2 + 521,48a - 78.091,55 = 0 \dots\dots\dots(4.67)$$

Nilai a dicari dengan menggunakan rumus akar persamaan kuadrat, sehingga didapatkan nilai sebagai berikut :

$$a = 154,83 \text{ mm}$$

Setelah itu nilai a disubstitusikan ke dalam persamaan P_{n1} .

$$\begin{aligned} P_n &= 11.475a - 48.442,35 \\ &= 11.475.(154,83) - 48.442,35 \\ &= 1.925.640,15 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1.925,64 \text{ kN} \\
 M_n &= P_n \times e \dots\dots\dots (4.68) \\
 &= 1.925,64 \times (500/1000) \\
 &= 962,82 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Periksa tulangan tekan sudah luluh

$$\begin{aligned}
 c &= a / 0,85 \dots\dots\dots (4.69) \\
 &= 154,83 / 0,85 \\
 &= 182,15 \text{ mm} \\
 \epsilon'_s &= \frac{(c - d') \times 0,003}{c} \dots\dots\dots (4.70) \\
 &= \frac{(182,15 - 51) \times 0,003}{182,15} \\
 &= 0,00216 > 0,002 \text{ Tulangan tekan sudah luluh}
 \end{aligned}$$

Periksa tulangan tarik sudah luluh

$$\begin{aligned}
 \epsilon'_s &= \frac{(d - c) \times 0,003}{c} \\
 &= \frac{(649 - 182,15) \times 0,003}{182,15} \\
 &= 0,00768 > 0,002 \text{ Tulangan tarik sudah luluh}
 \end{aligned}$$

Faktor Reduksi Kekuatan kondisi tarik , $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,90 \times P_n \\
 &= 0,90 \times 1.925,64 \\
 &= 1.733,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,90 \times M_n \\
 &= 0,90 \times 962,82 \\
 &= 866,54 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } e \text{ (asumsi)} &= 1000 > e_b \\
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b
 \end{aligned}$$

$$= 0,85 \times 30 \times a \times 500$$

$$= 12.750a$$

$$T = A_s \times f_y$$

$$= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_y$$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 420$$

$$= 797.874 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f'_s - 0,85.f'_c)$$

$$= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times (f'_s - 0,85.f'_c)$$

$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times (401,54 - 0,85(30))$$

$$= 714.356,98 \text{ N}$$

$$P_{n1} = C_c + C_s - T$$

$$= 12.750a + 714.356,98 - 797.874$$

$$= 12.750a - 55.228$$

$$e' = e + d''$$

$$= 1.000 + 299$$

$$= 1.299 \text{ mm}$$

$$P_{n2} = \frac{1}{e'} \left[c_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + c_s (d - d') \right]$$

$$= \frac{1}{1299} \left[11.475a \left(649 - \frac{a}{2} \right) + 714.356,98 (649 - 51) \right]$$

$$= -4,5a^2 + 5.391a + 322.361$$

Persamaan P_{n1} dan P_{n2} dilinearkan untuk mencari nilai a . Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$P_{n2} = P_{n1}$$

$$-4,5a^2 + 5.391a + 322.361 = 12.750a - 55.228$$

$$-4,5a^2 + 5.391a + 322.361 - 12.750a + 55.228,54 = 0$$

$$-4,5a^2 + 5.391a + 874.649,54 = 0$$

Persamaan diatas dibagi dengan nilai konstanta dari variabel a^2 yaitu -4,5. Hasil pembagian persamaan diatas dapat disederhanakan sebagai berikut :

$$a^2 + 1.352a - 194.366,56 = 0 \dots\dots\dots(4.71)$$

Nilai a dicari dengan menggunakan rumus akar persamaan kuadrat, sehingga didapatkan nilai sebagai berikut :

$$a = 131,057 \text{ mm}$$

Setelah itu nilai a disubstitusikan ke dalam persamaan P_n .

$$\begin{aligned} P_n &= 12.750a - 55.228 \\ &= 12.750.(131,057) - 55.228 \\ &= 1.925.640,15\text{N} \\ &= 1.925,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= P_n \times e \\ &= 1.925,64 \times (500/1000) \\ &= 962,82 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Periksa tulangan tekan sudah luluh

$$\begin{aligned} c &= a / 0,85 \\ &= 131,057 / 0,85 \\ &= 154,18 \text{ mm} \\ \epsilon'_s &= \frac{(c - d') \times 0,003}{c} \\ &= \frac{(154,18 - 51) \times 0,003}{154,18} \\ &= 0,002007 > 0,002 \text{ Tulangan tekan sudah luluh} \end{aligned}$$

Periksa tulangan tarik sudah luluh

$$\begin{aligned} \epsilon'_s &= \frac{(d - c) \times 0,003}{c} \\ &= \frac{(649 - 154,18) \times 0,003}{154,18} \\ &= 0,00962 > 0,002 \text{ Tulangan tarik sudah luluh} \end{aligned}$$

Faktor Reduksi Kekuatan kondisi tarik , $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,90 \times P_n \\ &= 0,90 \times 1.118,69 \\ &= 1.006,82 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,90 \times M_n \\ &= 0,90 \times 1.118,69 \\ &= 1.006,82 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

f) Perhitungan kolom kondisi keruntuhan tekan

$$\begin{aligned}\text{➤ } e \text{ (asumsi)} &= 250 < e_b \\ C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times a \times 500 \\ &= 11.475a\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= A_s \times f_s \\ &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_s \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times f_s \\ &= 1.899,7f_s \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times (f'_s - 0,85.f'_c) \\ &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times (f'_s - 0,85.f'_c) \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times (420 - 0,85(30)) \\ &= 749.431,65 \text{ N}\end{aligned}$$

Nilai c diasumsikan , $c = 360 \text{ mm} > c_b$

$$\begin{aligned}f_s &= \frac{(d - c) \times 600}{c} \\ &= \frac{(649 - 360) \times 600}{360} \\ &= 481,67 > f_y \quad \text{Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= 0,85 \times c \\
 &= 0,85 \times 360 \\
 &= 306 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{n1} &= C_c + C_s - T \\
 &= 11.475a + 714.356,98 - 1.899,7f_s \\
 &= 11.475.(306) + 714.356,98 - 1.899,7.(481,67) \\
 &= 3735909,483 \text{ N} \\
 &= 3735,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e' &= e + d'' \\
 &= 250 + 299 \\
 &= 549 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{n2} &= \frac{1}{e'} \left[c_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + c_s (d - d') \right] \\
 &= \frac{1}{549} \left[11.475.(306) \cdot \left(649 - \frac{a}{2} \right) + 749.431,65 (649 - 51) \right] \\
 &= 4.341.173,273 \text{ N} \\
 &= 4.341,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= (P_{n1} + P_{n2}) / 2 \\
 &= (3735,91 + 4.341,17) / 2 \\
 &= 4.038,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= P_n \times e \\
 &= 4.038,54 \times 250 \\
 &= 1.009.635,345 \text{ kN.mm} \\
 &= 1.009,64 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Periksa tulangan tekan sudah luluh

$$\begin{aligned}
 \epsilon'_s &= \frac{(c - d') \times 0,003}{c} \\
 &= \frac{(250 - 51) \times 0,003}{250} \\
 &= 0,002007 > 0,002, \text{ Tulangan tekan sudah luluh}
 \end{aligned}$$

Faktor Reduksi Kekuatan kondisi transisi , $\phi = 0,65$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,65 \times P_n \\
 &= 0,65 \times 4.038,54 \\
 &= 2.625,051 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,65 \times M_n \\
 &= 0,65 \times 1.009,64 \\
 &= 656,26 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_o &= 0,85 \times f'_c \times A_g + A_{st} \times (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\
 &= 0,85 \times f'_c \times (b \times h) + \left(n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \\
 &= 0,85 \times 30 \times (500 \times 700) + \left(5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \right) \times (420 - 0,85 \cdot 30) \\
 &= 9.674.431,65 \text{ N} \\
 &= 9.674,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_o &= \phi \times P_o \\
 &= 0,65 \times 9.674,43 \\
 &= 6.288,38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,8 P_o &= 0,8 \times P_o \\
 &= 0,8 \times 9.674,43 \\
 &= 7.739,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,65 \times 0,8 P_o \\
 &= 0,65 \times 7.739,55
 \end{aligned}$$

$$= 5.030,70 \text{ kN}$$

Diasumsikan $e = 55 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,8 P_o \times e \\ &= 425.674,99 \text{ kN.mm} \\ &= 425,67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,65 \times 0,8 P_o \times e \\ &= 0,65 \times 7.739,55 \times 55 \\ &= 276,69 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Diasumsikan $e = \infty$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500} \\ &= 62,58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 420 \left(649 - \frac{62,58}{2} \right) \\ &= 492.855.405,6 \text{ N.mm} \\ &= 492,86 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

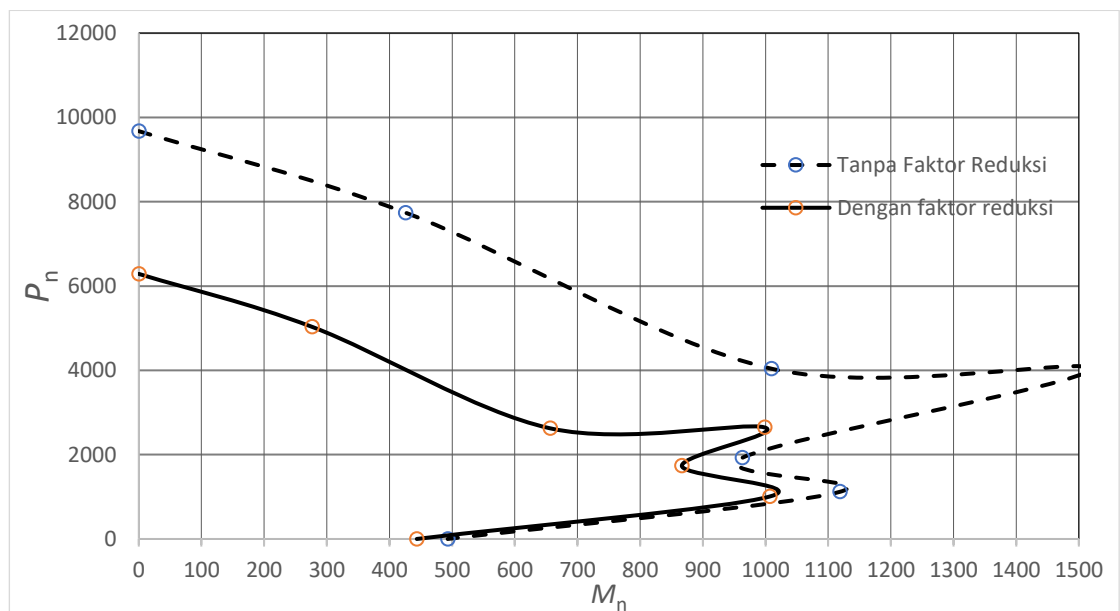
$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,90 \times M_n \\ &= 0,90 \times 492,86 \\ &= 443,57 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas , maka didapatkan Tabel Hubungan e , P_n , M_n
Kolom K1 seperti berikut ini :

Tabel 4. 44 Hubungan e , P_n , M_n Kolom K1

e (mm)	P_n (kN)	M_n (kN.m)	ϕP_b (kN)	ϕM_b (kN.m)	Ket
0,00	9.674,43	0,00	6.288,38	0,00	P_o
55,00	7.739,55	425,68	5.030,70	276,69	$0,8P_o$
250,00	4.038,54	1.009,64	2.625,05	656,26	Tekan
377,35	4.019,40	1.516,73	2.646,10	998,51	Seimbang
500,00	1.925,64	962,82	1.733,08	866,54	Transisi
1000,00	1.118,69	1.118,69	1.006,82	1.006,82	Tarik
∞	0,00	492,86	0.00	443,57	Lentur Murni

Sehingga dari perhitungan diatas dapat dibuat diagram interaksi kolom melalui Gaya Aksial Nominal (P_n) dengan Momen Nominal (M_n) dan Gaya Aksial Terfaktor (ϕP_b) dengan Momen Nominal Terfaktor (ϕM_b). Diagram dapat dilihat sebagai berikut :

**Grafik 4. 13** Diagram Hubungan Gaya Nominal dan Gaya Terfaktor Kolom K1

Cek gaya aksial terfaktor ETABS dengan hitungan manual. Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$P_u = 1.529,1784 \text{ kN} \quad (\text{hasil ETABS})$$

$$\begin{aligned} 0,30 \times A_g \times f'_c &= 0,30 \times (b \times h) \times f'_c \dots\dots\dots(4.72) \\ &= 0,30 \times (500 \times 700) \times 30 \\ &= 3.150.000 \text{ N} \\ &= 3.150 \text{ kN} > \quad \text{OK} \quad P_u \end{aligned}$$

g) Perhitungan Pengekang Kolom

Berdasarkan SNI 2847 - 2019 Pasal 18.7.5.1 menyatakan bahwa tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_o dan panjang l_o sendiri tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari :

- l_o = tinggi kolom pada muka *joint* = 700 mm
- $1/6$ bentang bersih kolom $= \frac{1}{6} \times (h_x - l_o)$
 $= \frac{1}{6} \times (4080 - 700)$
 $= 563,33 \text{ mm}$
- s $= 450 \text{ mm}$

Sehingga dapat diambil l_o maksimum $= 700 \text{ mm}$

Jarak bentang pemasangan sengkang dari muka tumpuan kolom. Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pasal 18.7.5.3 menyatakan bahwa sepasi maksimum tulangan transversal sepanjang l_o tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $1/4$ dimensi kolom kecil $= \frac{1}{4} \times b$
 $= \frac{1}{4} \times 500$
 $= 125 \text{ mm}$
- 6 G D $= 6 \text{ G } 22 = 132 \text{ mm}$
- S_o $= 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \dots\dots\dots(4.73)$

$$\begin{aligned}
 h_x &= h - 2 \cdot sl - D_{Tul.utama} - D_{Tul.Senggang} \quad \dots\dots\dots(4.74) \\
 &= 700 - 2 \cdot (40) - 22 - 13 \\
 &= 114,40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_o &= 100 + \left(\frac{350 - 114,40}{3} \right) \quad \dots\dots\dots(4.75) \\
 &= 178,53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

digunakan jarak sengkang

$$\begin{aligned}
 s &= 125 \text{ mm} \\
 &= 120 \text{ mm atau } 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pasal 18.10.7.4 , luas penampang total yang digunakan untuk tulangan sengkang persegi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 - \quad b_c &= b - 2sl \quad \dots\dots\dots(4.76) \\
 &= 500 - 2 \cdot (40) \\
 &= 420 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad h_c &= h - 2sl \quad \dots\dots\dots(4.77) \\
 &= 700 - 2 \cdot (40) \\
 &= 620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A_{ch} &= b_c \times h_c \quad \dots\dots\dots(4.78) \\
 &= 420 \times 620 \\
 &= 260.400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A_g &= b \times h \quad \dots\dots\dots(4.79) \\
 &= 500 \times 700 \\
 &= 350.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan luas tulangan sengkang dapat dipilih nilai terkecil dari persamaan dibawah ini :

$$\begin{aligned}
 - A_{sh} &= 0,30 \cdot \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (4.80) \\
 &= 0,30 \cdot \frac{120 \times 420 \times 30}{420} \left[\left(\frac{350.000}{260.400} \right) - 1 \right] \\
 &= 371,61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{sh} &= 0,09 \cdot \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_y} \dots\dots\dots (4.81) \\
 &= 0,09 \cdot \frac{120 \times 420 \times 30}{420} \\
 &= 324 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipilih luas tulangan sengkang minimum $A_{sh} = 324 \text{ mm}^2$

Sisa panjang kolom yang diluar sendi plastis dipasang sengkang tidak boleh lebih dari :

$$\begin{aligned}
 s &\leq 6 \times D \\
 s &\leq 6 \times 22 \\
 s &\leq 132 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sengkang kolom pada muka *joint* dapat dipasang sebagai berikut :

- Pakai sengkang 4 D13 - 100 mm
- dipasang sejauh = 700 mm
- jumlah sengkang = 7 buah
- sengkang pertama dipasang pada jarak 50 cm dari muka tumpuan

Sengkang pada kolom setelah jarak 700 mm dapat dipasang sebagai berikut :

- Pakai sengkang 4 D13 – 120 mm
- dipasang setelah jarak dari muka tumpuan 700 mm
- jumlah sengkang = 17 buah

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 Gambar 18.6.5 menyatakan bahwa Gaya Geser Desain (V_e) menggunakan Momen *Probable* (M_{pr}) dan V_e tidak boleh kurang dari

geser terfaktor yang ditentukan dalam analisa struktur dengan rumus sebagai berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_o} \dots\dots\dots(4.82)$$

Dengan

M_{pr} = Momen *Probable* (kN.m)

l_o = Panjang yang tidak bertumpu di kolom (m)

Catatan : M_{pr} wajib dihitung berdasarkan tulangan terpasang pada kolom,

Tulangan terpasang pada Kolom K1 16 D22

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 16 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 6.079,04 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c} \dots\dots\dots(4.83) \\ &= \frac{6.079,04 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30} \\ &= 250,31 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(4.84) \\ &= 350.000 \times 1,25 \times 420 \times \left(649 - \frac{250,31}{2} \right) \\ &= 1.671.843.778 \text{ N.mm} \\ &= 1.671,84 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Setelah mengetahui nilai M_{pr} , sehingga langkah berikutnya menghitung Gaya Geser Kolom K1.

$$1. \quad V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_o}, \text{ dianggap nilai } M_{pr1} = M_{pr2}$$

$$= \frac{1.671,84 + 1.671,84}{4,08 - 2 \times 0,70}$$

$$= 1.247,64 \text{ kN}$$

2. $V_e = 192,91 \text{ kN} - \text{output ETABS}$

Dari ketiga perhitungan Gaya Geser Kolom K1 diambil nilai $V_e = 1.247,64 \text{ kN}$,

Kapasitas Geser,

$$N_u = 0,03244 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \dots\dots\dots (4.85)$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot (b \times h)}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,03244}{14 \cdot (500 \times 700)}\right) \times \sqrt{30} \times 500 \times 649$$

$$= 55.165 \text{ N}$$

$$= 55,165 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (4.86)$$

$$= \frac{1.247,64}{0,75} - 55,165$$

$$= 303,64 \text{ kN}$$

$$= 303.643,88 \text{ N}$$

Perhitungan tulangan transversal pengikat dipilih nilai yang terbesar dari persamaan perhitungan di bawah :

1. $A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} \dots\dots\dots (4.86)$

$$= \frac{303.643,88 \times 120}{420 \times 649}$$

$$= 708,06 \text{ mm}^2$$

2. $A_{vmin-1} = 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b}{f_y} \times s \dots\dots\dots (4.87)$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{500}{420} \times 120$$

$$\begin{aligned}
 &= 48,51 \text{ mm}^2 \\
 3. \quad A_{vmin-2} &= 0,35 \times \frac{b}{f_y} \times s \dots\dots\dots(4.88) \\
 &= 0,35 \times \frac{500}{420} \times 120 \\
 &= 50,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan dari perhitungan diatas yaitu $A_v = 708,06 \text{ mm}^2$

Sehingga tulangan pengikat dirancang menggunakan 4 D16

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

h) Rekapitulasi Penulangan Kolom K1

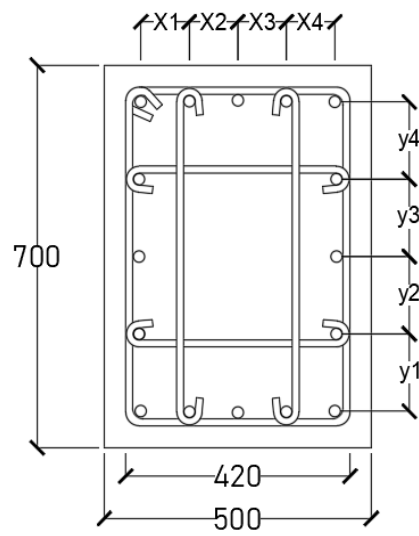
Berdasarkan perhitungan Struktur Kolom K1 ,maka penulangan dapat direkapitulasi pada tabel berikut :

Tabel 4. 45 Rekapitulasi Penulangan Kolom K1

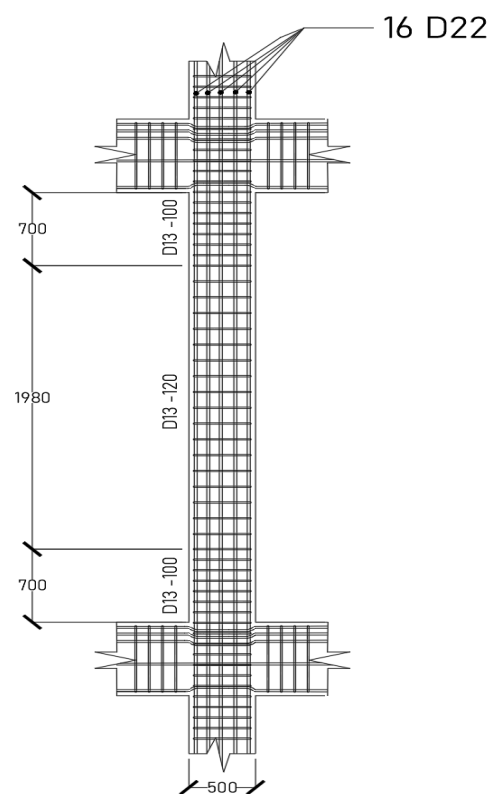
Tulangan Longitudinal	16 D22
Tulangan Transversal	• <i>Joint</i> = 4 D13 – 100 mm • Lapangan = 4 D13 – 120 mm
Tulangan Pengikat / <i>Ties</i>	4 D16

i) Detail Kolom K1

Detail penulangan Kolom K1 yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 9 Detail Penulangan Kolom K1



Gambar 4. 10 Detail Potongan Kolom K1

2) Kolom K2

a) *Properties* Kolom

– Dimensi kolom

 b : 450 mm h : 450 mm

– Tulangan rencana : 16 D-22

Tulangan Utama, D : 22 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm– Mutu beton, (f_c) : 30 MPa– Berat volume beton, : 24 kN/m³– Modulus elastisitas beton (E_c) : 23.500 MPa– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 25.742,9602 MPab) Cek kuat lentur minimum syarat *Strong Column Weak Beam* (SCWB)

Kolom yang ditinjau pada aplikasi *ETABS* = *Column C32*. *Output* Gaya Aksial Ultimit dan Momen Ultimit pada Kolom K2 dapat dilihat melalui tabel dibawah ini :

Tabel 4. 46 *Output* ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom P_u Lantai 3 (L3)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
-584,4701	-16,2858	1,7726	0,025	3,8821	-33,7667
-584,4701	-16,2858	1,7726	0,025	3,8821	-33,7667
-574,8046	-16,2858	1,7726	0,025	0,8178	-6,286
-574,8046	-16,2858	1,7726	0,025	0,8178	-6,286
-565,1391	-16,2858	1,7726	0,025	-2,2636	21,3257

Tabel 4. 47 *Output* ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom M_u Lantai 3 (L3)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
326,8764	92,5578	35,7675	8,3215	72,4885	177,0753
326,8764	92,5578	35,7675	8,3215	72,4885	177,0753
326,8764	92,5578	35,7675	8,3215	72,4885	177,0753
326,8764	92,5578	35,7675	8,3215	72,4885	177,0753
161,2634	92,0533	35,7613	8,3215	72,474	175,9476

Tabel 4. 48 *Output* ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom P_u Lantai 2 (L2)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
-950,5404	-19,7242	2,583	0,0557	5,8913	-42,145
-950,5404	-19,7242	2,583	0,0557	5,8913	-42,145
-940,8748	-19,7242	2,583	0,0557	1,427	-8,9276
-940,8748	-19,7242	2,583	0,0557	1,427	-8,9276
-931,2093	-19,7242	2,583	0,0557	-3,0857	24,5924

Tabel 4. 49 *Output* ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom M_u Lantai 2 (L2)

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
521,5614	131,2915	49,8278	11,1594	103,6593	273,799
521,5614	131,2915	49,8278	11,1594	103,6593	273,799
521,5614	131,2915	49,8278	11,1594	103,6593	273,799
521,5614	131,2915	49,8278	11,1594	103,6593	273,799
268,8223	130,7898	49,8191	11,1594	103,6377	272,7081
268,8223	130,7898	49,8191	11,1594	103,6377	272,7081
268,8223	130,7898	49,8191	11,1594	103,6377	272,7081
268,8223	130,7898	49,8191	11,1594	103,6377	272,7081

Tabel 4. 50 *Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom P_u Lantai 1 (L1)*

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
-1330,3179	-6,0494	1,922	0,0443	3,8186	-2,5941
-1330,3179	-6,0494	1,922	0,0443	3,8186	-2,5941
-1320,6524	-6,0494	1,922	0,0443	0,4433	7,8193
-1320,6524	-6,0494	1,922	0,0443	0,4433	7,8193
-1310,9869	-6,0494	1,922	0,0443	-2,9531	17,8635

Tabel 4. 51 *Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom M_u Lantai 1 (L1)*

P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
725,335	85,7971	44,3134	10,0147	85,8461	165,2791
725,335	85,7971	44,3134	10,0147	85,8461	165,2791
725,335	85,7971	44,3134	10,0147	85,8461	165,2791
725,335	85,7971	44,3134	10,0147	85,8461	165,2791
384,0268	85,7214	44,3087	10,0147	85,8366	165,2702

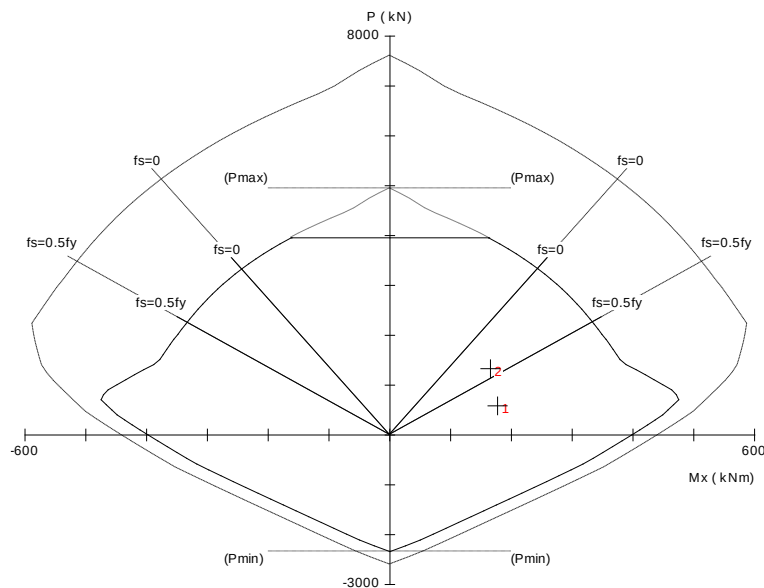
Tabel 4. 52 *Rekap Output ETABS Kolom K2 Gaya Dalam Kolom P_u dan M_u*

Kolom	P_u (kN)	M_u (kN.m)
Kolom di atas	584,4701	177,0753
Kolom yang ditinjau	950,5404	273,799
Kolom di bawah	1330,3179	165,2791

Tabel 4. 53 *Output Manual Kolom K2 Gaya Dalam Balok M_n*

Balok	M_n (kN.m)
$M_{pr1,2+}$ (atas) (M_{nb} Ka)	363,6708226
$M_{pr1,2-}$ (bawah) (M_{nb} Ki)	363,6708226

Perhitungan nominal kolom dihitung menggunakan aplikasi *SP Column*. *Input* beban gaya dalam kolom atas dan kolom bawah yang dihasilkan dari aplikasi ETABS , dimasukkan dalam aplikasi *SP Column* Sehingga dapat dihasilkan diagram berikut ini :



Grafik 4. 14 Diagram Gaya Momen Nominal Kolom K2

Melalui *output* diatas, bahwa gaya dalam kolom atas dan kolom bawah menunjukkan kolom K2 kuat terhadap beban yang bekerja. Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) diperoleh dari *output* perhitungan di aplikasi *SP Column* sehingga perhitungan Momen Nominal dapat dilihat sebagai berikut :

Kolom Atas

$$\phi.M_{nx} \text{ a} = 464,41 \text{ kN.m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} M_{nc} \text{ a} &= \frac{\phi.M_{nx} \text{ a}}{\phi} \\ &= \frac{464,41}{0,9} \\ &= 516,01 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Kolom Bawah

$$\emptyset.M_{nx} b = 401,76 \text{ kN.m}$$

$$\emptyset = 0,688$$

$$\begin{aligned} M_{nc} b &= \frac{\emptyset.M_{nx} b}{\emptyset} \\ &= \frac{401,76}{0,688} \\ &= 583,95 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Setelah Momen Nominal sudah terhitung, maka langkah selanjutnya adalah melakukan perbandingan untuk *Strong Column Weak Beam* (SCWB) seperti persyaratan berikut ini :

$$\begin{aligned} (M_{nc} a + M_{nc} b) &\geq 1,2 (M_{nb} ki + M_{nb} ka) \\ (516,01 + 583,95) &\geq 1,2 (363,67 + 363,37) \\ 1099,964599 &\geq 872,8099742 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas diketahui Kolom K1 memenuhi syarat *Strong Column Weak Beam* (SCWB).

c) Rekapitulasi Penulangan Kolom K2

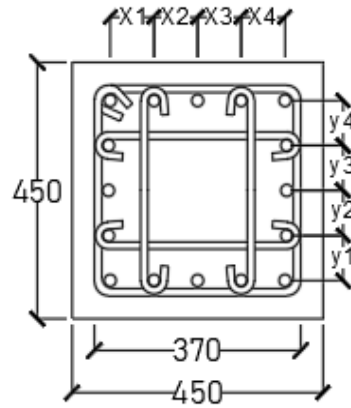
Berdasarkan perhitungan Struktur Kolom K2 ,maka penulangan dapat direkapitulasi pada tabel berikut :

Tabel 4. 54 Rekapitulasi Penulangan Kolom K2

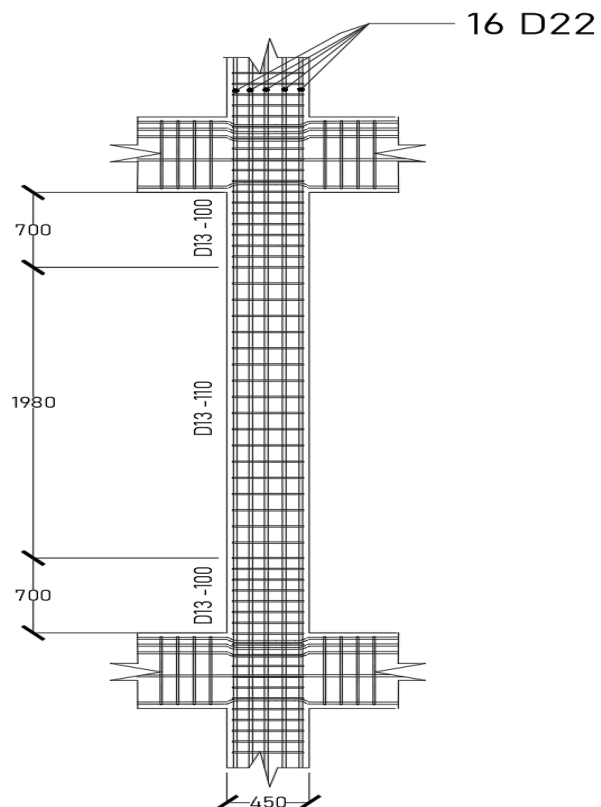
Tulangan Longitudinal	16 D22
Tulangan Transversal	• <i>Joint</i> = 4 D13 – 100 mm • Lapangan = 4 D13 – 110 mm
Tulangan Pengikat / <i>Ties</i>	4 D13

d) Detail Kolom K2

Detail penulangan Kolom K2 yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 11 Detail Penulangan Kolom K2



Gambar 4. 12 Detail Potongan Kolom K2

4.6.10 Perancangan Balok

Perhitungan momen lentur balok dipengaruhi oleh beban yang terdistribusi beban pelat yang bekerja, beban langsung dari balok dan beban akibat gempa. Sehingga balok harus dirancang agar dapat menahan beban tersebut dengan mengacu Sistem Rangka Penahan Momen Khusus yang disesuaikan dengan SNI 2847 : 2019 :

1) Balok B1

a) *Properties* Balok

– Dimensi Balok

$$b : 400 \text{ mm}$$

$$h : 700 \text{ mm}$$

– Tulangan rencana :

$$\text{Tulangan Utama, D} : 19 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Sengkang, D} : 13 \text{ mm}$$

$$\text{– Selimut, (S)} : 40 \text{ mm}$$

$$\text{– Mutu beton, (} f_c \text{)} : 30 \text{ MPa}$$

$$\text{– Berat volume beton,} : 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{– Modulus elastisitas beton (} E_c \text{)} : 25.742,9602 \text{ MPa}$$

$$\text{– Mutu tulangan, (} f_y \text{)} : 420 \text{ MPa}$$

$$\text{– Modulus Elastisitas Baja (} E_s \text{)} : 200.000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{– Tinggi efektif (} d \text{)} &: h - S - D_{\text{tul.sengkang}} - 0,5 \cdot D_{\text{tul.utama}} \\ &: 700 - 40 - 13 - 0,5 \cdot (19) \\ &: 637,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{– Bentang (} l_n \text{)} : 8.000 \text{ mm}$$

b) Faktor Bentuk Distribusi Tegangan Beton

$$f_c \leq 28 \text{ MPa, maka nilai } \beta_1 = 0,85$$

$$28 \text{ MPa} < f_c < 56 \text{ MPa, maka nilai } \beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c - 28}{7} \right)$$

$$f_c > 56 \text{ MPa, maka nilai } \beta_1 = 0,65$$

$$\text{Mutu beton rencana, } f_c = 30 \text{ MPa}$$

maka nilai $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{30-28}{7}\right) = 0,84$

c) Nilai Rasio Penulangan Beton

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (4.89) \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,029846939\end{aligned}$$

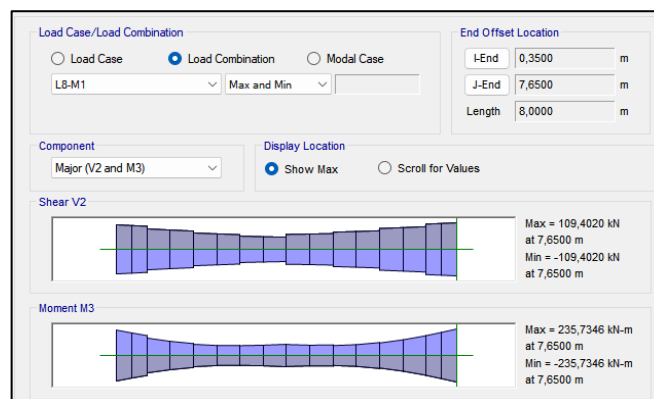
$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (4.90) \\ &= 0,75 \times 0,029846939 \\ &= 0,022385204\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \dots\dots\dots (4.91) \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \\ &= 0,0018\end{aligned}$$

d) Penulangan Lentur Balok Induk (B1)

Perancangan Balok B1 dalam aplikasi ETABS yang dilakukan disini pada *member* B5 dengan Beban Kombinasi L8 – M1 dengan *output* sebagai berikut :

- Momen Tumpuan, $M_u = 237,7246 \text{ kN.m}$
- Momen Lapangan, $M_u = 50,2713 \text{ kN.m}$
- Geser Tumpuan, $V_u = 109,402 \text{ kN}$



Gambar 4. 13 *Output ETABS Gaya Balok B1*

- Tumpuan

$$\begin{aligned}\text{Momen-tumpuan} &= 237,7246 \text{ kN.m} \\ &= 237.734.600 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{\text{Momen-tumpuan}}{\phi} \\ &= \frac{237.734.600}{0,80} \\ &= 297.168.250 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x_{\min} (d') &= S + \emptyset \text{ Tul.sengkang} + 0,5.\emptyset \text{ Tul.Utama} \\ &= 40 + 13 + 0,5(19) \\ &= 62,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x_{\max} &= \frac{0,75 \times h \times d}{600 + f_y} \dots\dots\dots(4.92) \\ &= \frac{0,75 \times 700 \times 637,5}{600 + 420} \\ &= 328,125 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jika $x_{\min} < x_{\max}$, maka nilai yang diambil adalah $x_{\min}$. Maka nilai x_{pakai} sebagai berikut :

$$x_{\text{pakai}} = 62,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_{sc} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} \dots\dots\dots(4.93) \\ &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,84 \cdot 400 \cdot 62,5}{420} \\ &= 1.268,49 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nc} &= A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2}\right) \dots\dots\dots(4.94) \\ &= 1268,49 \cdot 420 \cdot \left(637,5 - \frac{0,84 \cdot (62,5)}{2}\right) \\ &= 325.725.705,5 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc}$$

$$= 297.168.250 - 325.725.705,5$$

$$= -28.557.455,52 \text{ N.mm}$$

$$M_n - M_{nc} < 0 \quad \text{tidak perlu tulangan tekan}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \dots\dots\dots (4.95)$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,47$$

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

$$= \frac{297.168.250}{400 \times 637,5^2}$$

$$= 1,83 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (4.96)$$

$$= \frac{1}{16,47} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,83}{420}} \right)$$

$$= 0,0087$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Pakai } \rho_{\text{perlu}}$$

Tulangan Tekan

$$A_s' = \rho_{\text{perlu}} \times d \times h \dots\dots\dots (4.97)$$

$$= 0,0087 \times 637,5 \times 700$$

$$= 2.219,74 \text{ mm}^2$$

Tulangan yang dibutuhkan,

$$n = \frac{A_s'}{0,25 \times \pi \times D^2} \dots\dots\dots (4.98)$$

$$n = \frac{2.219,74}{0,25 \times \pi \times 19^2}$$

$$= 8 \text{ Buah}$$

$$\text{Digunakan tulangan 8 D19} = 2.267,08 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik

$$\begin{aligned}
 A_s &= \delta \times A_s' \dots\dots\dots(4.99) \\
 &= 0,5 \times 1.932,67 \\
 &= 1.109,87 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} \\
 n &= \frac{1.109,87}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\
 &= 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan 5 D19} = 1.416,93 \text{ mm}^2$$

Kontrol kekuatan

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s'}{b \times d} \dots\dots\dots(4.100) \\
 &= \frac{2.219,74}{400 \times 637,5} \\
 &= 0,00889051
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s' \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots(4.101) \\
 &= \frac{2.219,74 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 93,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s' \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2.219,74 \times 420 \times \left(637,5 - \frac{93,35}{2} \right) \\
 &= 562.567.799,2 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n \text{ balok} > M_n \text{ beban yang bekerja} \quad (\text{OK})$$

- Lapangan

$$\text{Momen-lapangan} = 50,2713 \text{ kN.m}$$

$$= 50.271.300 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{\text{Momen}_{\text{lapangan}}}{\phi} \\ &= \frac{50.271.300}{0,80} \\ &= 62.839.125 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_{\min} (d') &= S + \emptyset \text{ Tul.sengkang} + 0,5.\emptyset \text{ Tul.Utama} \\ &= 40 + 13 + 0,5(19) \\ &= 62,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_{\max} &= \frac{0,75 \times h \times d}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,75 \times 700 \times 637,5}{600 + 420} \\ &= 328,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika $x_{\min} < x_{\max}$, maka nilai yang diambil adalah $x_{\min}$. Maka nilai x_{pakai} sebagai berikut :

$$x_{\text{pakai}} = 62,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,84 \cdot 400 \cdot 62,5}{420} \\ &= 1.268,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) \\ &= 1.268,49 \cdot 420 \cdot \left(637,5 - \frac{0,84 \cdot (62,5)}{2} \right) \\ &= 325.725.705,5 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ns} &= M_n - M_{nc} \\ &= 62.839.125 - 325.725.705,5 \end{aligned}$$

$$= -262.886.580,5 \text{ N.mm}$$

$$M_n - M_{nc} < 0 \quad \text{tidak perlu tulangan tekan}$$

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

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{62.839.125}{400 \times 637,5^2} \\ &= 0,39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,39}{420}} \right) \\ &= 0,00184 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Pakai } \rho_{\text{perlu}}$$

Tulangan Tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times d \times h \\ &= 0,00184 \times 637,5 \times 700 \\ &= 469,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ n &= \frac{469,39}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\ &= 3 \text{ Buah} \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan 3 D19} = 850,155 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s' &= \delta \times A_s \\ &= 0,5 \times 469,39 \\ &= 234,69 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s'}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ n &= \frac{234,69}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\ &= 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan 2 D19} = 566,77 \text{ mm}^2$$

Kontrol kekuatan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{469,39}{400 \times 637,5} \\ &= 0,003333941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{469,39 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 35,006 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 469,39 \times 420 \times \left(637,5 - \frac{35,006}{2} \right) \\ &= 210.962.924,7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

M_n balok $>$ M_n beban yang bekerja (OK)

Momen yang terjadi pada balok mampu menahan momen beban yang bekerja.

e) Persyaratan Detail Komponen Lentur

- Bentang bersih $l_n \geq 4 \times$ tinggi efektif (d)

$$8.000 \text{ mm} > 4d \dots\dots\dots(4.102)$$

$$8.000 \text{ mm} > 4. (637,50)$$

$$8.000 \text{ mm} > 2.550 \text{ mm} , \text{ memenuhi syarat bentang bersih (OK).}$$

- Perbandingan lebar / tinggi balok

$$b_w \geq 0,3h \dots\dots\dots(4.103)$$

$$400 \text{ mm} > 0,30.(700)$$

$$400 \text{ mm} > 210 \text{ mm} , \quad (\text{OK})$$

$$b_w \geq 250 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Memenuhi syarat perbandingan lebar / tinggi balok.

- Jarak pada sisi komponen struktur

$$\text{Lebar komponen struktur kolom K1} = 700 \text{ mm}$$

$$0,75 \times C = 0,75 \times 700 = 525 \text{ mm}$$

- Syarat Tulangan lentur sesuai SNI 2847 : 2019 Pasal 9.6.1.2

– Luas tulangan A_{smin} tidak boleh kurang dari perhitungan berikut :

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots(4.104) \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 637,50 \\ &= 831,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots(4.105) \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 637,50 \end{aligned}$$

$$= 850 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang dipakai = 2.267,08 mm²

- Syarat batas rasio penulangan $\rho < 2,50\%$

$$\begin{aligned}\rho &= 0,003333941 \\ &= 0,33 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0,029846939 \\ &= 2,98\%\end{aligned}$$

$$\rho \leq 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho \leq 0,75 \times 2,98\%$$

$$0,33\% \leq 2,24\% \text{ atau } 2,50\%$$

- Wajib disediakan 2 tulangan menerus pada sisi atas dan bawah .

f) Persyaratan Kekuatan Momen Positif

SNI 2847 : 2019 Pasal 18.6.3.2 mengatur persyaratan momen positif sebagai berikut :

- Momen positif pada muka joint harus lebih besar atau sama dengan 1/2 momen negatif.

$$237.734.600 \text{ N.mm} > 0,50.(- 237.734.600) \text{ N.mm}$$

$$237.734.600 \text{ N.mm} > -118.867.300 \text{ N.mm (OK)}$$

- Momen positif atau momen negatif $\geq 1/4$ momen maksimum pada joint, untuk syarat ini diambil momen terkecil pada tengah bentang.

$$237.734.600 \text{ N.mm} > 1/4.(50.271.300) \text{ N.mm}$$

$$237.734.600 \text{ N.mm} > 12.567.825 \text{ N.mm (OK)}$$

- Jika tulangan longitudinal balok melewati joint kolom-balok, dengan itu dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok harus $> 20 \times$ diameter tulangan longitudinal balok terbesar.

Tinggi efektif balok induk $> 20 \times$ tulangan longitudinal balok terbesar

$$\begin{aligned} d &> n.D \\ 637,5 \text{ mm} &> 20.(19) \\ 637,5 \text{ mm} &> 380 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Jarak Minimum antar 2 batang tulangan 19 mm, dengan minimum lebar balok yang diperlukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} b \text{ sengkang balok} &= bw - (2.S) - (2. \emptyset \text{sengkang}) \\ &= 400 - (2.40) - (2.(13)) \\ &= 294 \text{ mm} \end{aligned}$$

g) Penulangan Geser Balok Induk (B1)

Pada perhitungan Gaya Geser (V_u) dilakukan perbandingan perhitungan manual dengan hasil dari perhitungan aplikasi ETABS.

- Gaya Geser hasil *output* aplikasi *ETABS*.

$$\begin{aligned} V_u &= 109,402 \text{ kN} \\ &= 109.402 \text{ N} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Manual

$$V_e = \frac{M_{PR1} + M_{PR2}}{l_n} \pm \frac{V_u \times l_n}{2} \dots\dots\dots (4.106)$$

Keterangan :

M_{pr} = Momen nominal ujung balok (N)

l_n = Bentang bersih balok (mm)

W_u = Beban gravitasi tributari terfaktor

- Perhitungan M_{pr}^+

Tulangan pada ujung kiri balok :

$$A_s = 8 \text{ D19} = 2.267,08 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{2.267,08 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 116,69 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} 1,2^+ (\text{atas}) &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2.267,08 \cdot (1,25) \cdot (420) \cdot \left(637,50 - \frac{116,69}{2}\right) \\ &= 689.321.351,9 \text{ N.mm} \\ &= 689,32 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Perhitungan M_{pr}^-

Tulangan pada ujung kanan balok :

$$A_s = 5 \text{ D19} = 1.416,93 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{1.416,93 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 72,93 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} 1,2^- (\text{bawah}) &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1.416,93 \cdot (1,25) \cdot (420) \cdot \left(637,50 - \frac{72,93}{2}\right) \\ &= 689.321.351,9 \text{ N.mm} \\ &= 689,32 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Mencari nilai beban terfaktor (W_u)

W_u adalah beban yang telah diekuivalenkan seperti pada perhitungan

Beban Balok Anak Lantai berikut ini :

I. Beban Mati

$$\text{Beban Mati (DL) lantai} = 136,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q \text{ ekuivalen} &= DL \times \text{bentang balok terlebar} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 136,00 \times \frac{8000}{1000} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 1.450,67 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban Dinding} = 846,40 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Balok (B1)} &= b \times h \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= \frac{400}{1000} \times \frac{700}{1000} \times 2400 \\ &= 672 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$W_{\text{beban mati}}$$

$$= \text{Beban Mati (DL) Lantai} + \text{Beban Dinding} + \text{Berat Balok B1}$$

$$= 1.450,67 + 846,40 + 672$$

$$= 2.969,07 \text{ kg/m}$$

$$= 29,12 \text{ kN/m}$$

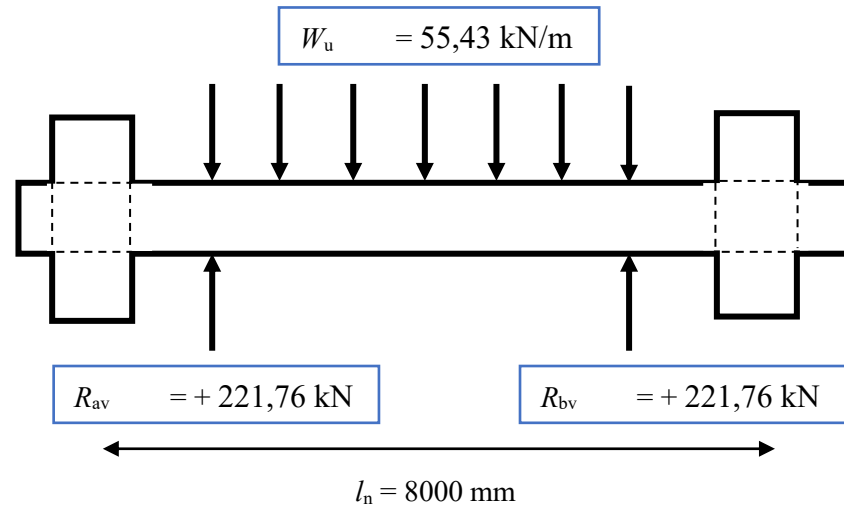
II. Beban Hidup (LL) lantai = 1,92 kN/m²

$$\begin{aligned} W_{\text{Beban Hidup}} &= LL \times \text{bentang balok terlebar} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 1,92 \times \frac{8000}{1000} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 20,48 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kombinasi beban

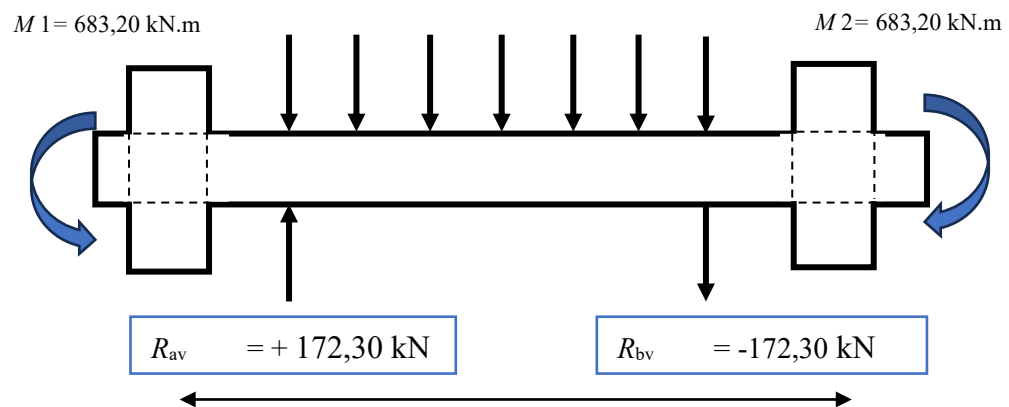
$$\begin{aligned} W_u &= 1,2DL + 1,0LL \\ &= 1,2.(29,12) + 1,0.(20,48) \\ &= 55,43 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

GAYA GESER GRAVITASI



$$\begin{aligned}
 \text{Reaksi } R_{av} = R_{bv} &= \frac{W_u \times l_n}{2} \\
 &= \frac{55,43 \times \frac{7550}{1000}}{2} \\
 &= +221,76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

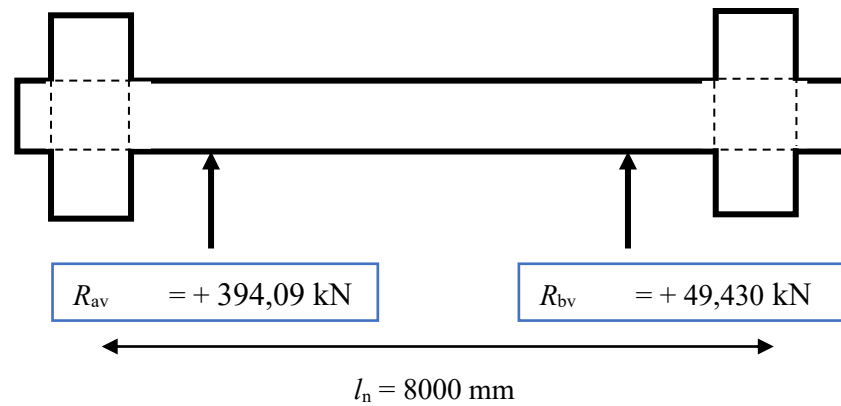
GAYA GESER GEMPA



$$\begin{aligned}
 \text{Reaksi } R_{av} &= \frac{M1 + M2}{8} \\
 &= \frac{683,20 + 683,20}{8} \\
 &= +172,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Reaksi } R_{bv} = -172,33 \text{ kN}$$

GAYA GESER GRAVITASI + GEMPA



$$\begin{aligned} \text{Reaksi } R_{av} &= R_{av\text{-GRAVITASI}} + R_{av\text{-GEMPA}} \\ &= 221,76 + 172,33 \\ &= +394,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Reaksi } R_{bv} &= R_{bv\text{-GRAVITASI}} + R_{bv\text{-GEMPA}} \\ &= 221,76 - 172,33 \\ &= +49,430 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser yang digunakan diambil nilai terbesar dari perhitungan di atas adalah $R_{av} = +394,09 \text{ kN}$.

- Gaya Geser Rencana Digunakan

Gaya geser yang digunakan merupakan hasil dari nilai terbesar Gaya Geser Desain melalui aplikasi ETABS dan Gaya Geser Manual menurut SNI 2847 – 2019.

(V_u ETABS) (V_u SNI 2847 : 2019)

109,402 kN < 394,09 kN

Gaya geser yang dipilih merupakan *output* gaya terbesar yaitu pada perhitungan Gaya Geser Manual.

$$\begin{aligned} V_u &= 394,09 \text{ kN} \\ &= 394.090,338 \text{ N} \end{aligned}$$

Pada SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.5.2 tulangan transversal harus didesain untuk menahan gaya geser dengan asumsi $V_c = 0$

- Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.

$$\begin{aligned} \text{Gaya Gempa pada sisi kiri} &> 1/2(\text{Beban Gravitasi} + \text{Gempa}) \\ 689,32 \text{ kN} &> 197,045 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Gaya Tekan Aksial terfaktor (P_u), termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c / 20$.

$$\begin{aligned} P_u &< A_g f_c / 20 \\ P_u &< (400).(700).(30) / 20 \\ 0 &< 420.000 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat diatas sudah terpenuhi sehingga V_c dapat diasumsikan = 0. Perhitungan penulangan geser pada balok sesuai SNI 2847-2019 pasal 11.5.1.1 .

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi (V_c + V_s) &\geq V_u \end{aligned}$$

Dengan

$$\phi = 0,75$$

$$V_n = \text{Kuat Geser Nominal (N)}$$

$$V_c = \text{Kuat Geser Nominal beton (N)}$$

$$V_s = \text{Kuat Geser Nominal tulangan geser (N)}$$

V_u = Gaya Geser terfaktor (N)

Perhitungan Kuat Geser Nominal tulangan geser sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 525.453,784 \text{ N} \end{aligned}$$

Pada SNI 2847 - 2019 pasal 10.7.6.5.2 , jarak spasi maksimum memenuhi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_s &> 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \\ 525.453,784 \text{ N} &\dots 0,33 \times \sqrt{30} \times 400 \times 637,5 \\ 525.453,784 \text{ N} &> 460.908,53 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

Kesimpulan : Kuat geser nominal aman terhadap jarak spasi maksimum.

h) Syarat Detail Komponen Lentur

- Sengkang pengekang yang harus dipasang

Jarak yang harus dipenuhi pemberian sengkang dari muka tumpuan sebagai berikut :

- 2 x tinggi komponen struktur dari muka penumpu ke arah tengah bentang dikedua ujung komponen lentur .

$$\begin{aligned} 2 \times h &= 2 \times 700 \\ &= 1.400 \text{ mm} \\ &= 140 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 2 x tinggi komponen struktur pada kedua sisi penampang, dimana pelelehan lentur terjadi didalam hubungan akibat perpindahan inelastisitas rangka.

$$\begin{aligned} 2 \times h &= 2 \times 700 \\ &= 1.400 \text{ mm} \\ &= 140 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Sengkang tertutup pertama ditempatkan dengan ketentuan tidak boleh lebih 50 mm dari muka penumpu, diambil jarak 50 mm. Penentuan spasi sengkang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari perhitungan dibawah :

- $d/4 = 637,50 / 4 = 159,375 \text{ mm}$
- $6 G D \text{ tulangan longitudinal} = 6.(19) = 114 \text{ mm}$
- 150 mm

Sehingga jarak spasi sengkang tertutup diambil pada nilai tertinggi yaitu 159,375 mm.

- Jika sengkang tertutup diperlukan , spasi batang tulangan lentur transversal $\leq 350 \text{ mm}$.
 - Jarak sengkang tumpuan
 $159,375 \text{ mm} > s$
 Ambil jarak tumpuan = 100 mm

- Sengkang Tumpuan

- I. Pakai Sengkang D13 - 100 (sengkang sendi plastis)
- II. Menggunakan sengkang 2 kaki
- III. Pemasangan sengkang pada jarak 1400 mm dari muka tumpuan, sengkang tertutup pertama harus dipasang ditempatkan pada 50 cm dari muka tumpuan.

- IV. Jumlah sengkang

$$n = \frac{1400-50}{s} + 1 = \frac{1400-50}{100} + 1 = 15 \text{ buah}$$

- Jarak sengkang lapangan

Dalam perhitungan *output* aplikasi ETABS dihasilkan nilai V_u dan M_u terbesar sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_u &= 414,23 \text{ kN} \\ M_u &= 606,59 \text{ kN.m} \\ \lambda &= 1 \end{aligned}$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u \quad \text{maka}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot bw \cdot d \dots\dots\dots(4.107) \\ &= \left(0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \frac{A_s}{bw \cdot d} \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot bw \cdot d \\ &= \left(0,16 \cdot (1) \cdot \sqrt{30} + 17 \cdot \frac{1.416,93}{400 \cdot 637,5} \cdot \frac{414,23 \cdot 637,5}{606,59} \right) \cdot (400) \cdot 637,5 \\ &= 248.929,89 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{414.230}{0,75} - 248.929,89 \\ &= 303.376,78 \text{ N} \end{aligned}$$

Diperlukan tulangan geser tegak lurus dengan sumbu komponen struktur sesuai SNI 2847 : 2019 pasal 11.5.4.8 dengan persamaan berikut ini :

Tulangan geser dirancang menggunakan D13

$$\begin{aligned} A_v &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 265,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s} \dots\dots\dots(4.108) \\ &= \frac{265,33 \times 420 \times 637,5}{303.376,78} \\ &= 234,17 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 - 2019 pasal 18.6.4.6 bahwa harus diperlukan sengkang sepanjang bentang balok dengan spasi tidak boleh melebihi dari :

$$\begin{aligned} d / 2 &= 637,50 / 2 \\ &= 318,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak sengkang lapangan

318,75 mm > 234,17 mm , jarak sengkang lapangan aman terhadap jarak sengkang maksimum. (OK)

Ambil jarak sengkang lapangan = 150 mm

- Sengkang lapangan

I. Pakai Sengkang D13 - 150

II. Menggunakan sengkang 2 kaki

III. Jumlah sengkang

$$n = \frac{8000 - 2.1400}{s} + 1 = \frac{8000 - 2.1400}{150} + 1 = 36 \text{ buah}$$

i) Penulangan Torsi Balok Induk (B1)

$$\begin{aligned} T_u &= 57,6144 \text{ kN.m} \\ &= 57.614.400 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$V_u = 394.090,338 \text{ N}$$

Nilai T_u dan V_u diatas merupakan *output* aplikasi ETABS.

$$\begin{aligned} A_b &= b \times h \\ &= 400 \times 700 \\ &= 280.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$P_b = 2 \times (b + h)$$

$$= 2 \times (400 + 700)$$

$$= 2.200 \text{ mm}$$

$$X_1 = b - 2. \left(s + \frac{Ds}{2} \right) \dots\dots\dots (4.109)$$

$$= 400 - 2. \left(40 + \frac{13}{2} \right)$$

$$= 307 \text{ mm}$$

$$X_2 = h - 2. \left(s + \frac{Ds}{2} \right) \dots\dots\dots (4.110)$$

$$= 700 - 2. \left(40 + \frac{13}{2} \right)$$

$$= 607 \text{ mm}$$

$$P_h = 2. (X_1 + X_2) \dots\dots\dots (4.111)$$

$$= 2. (307 + 607)$$

$$= 1.828 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = X_1 \times X_2 \dots\dots\dots (4.112)$$

$$= 307 \times 607$$

$$= 186.349 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} \dots\dots\dots (4.113)$$

$$= 0,85 \times 186.349$$

$$= 158.396,65 \text{ mm}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\text{Cot } \theta = \text{Cot } \theta$$

$$= \text{Cot } 45^\circ = 1$$

$$d = 637,5 \text{ mm}$$

Pada SNI 2847 : 2019 Pasal 22.7.4.1 , tulangan torsi perlu dicek dengan ketentuan dibawah ini :

$$\begin{aligned}
 T_n &= 0,0083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{A_b^2}{P_b} \right) \dots\dots\dots (4.114) \\
 &= 0,0083 \cdot (1) \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{280.000^2}{2200} \right) \\
 &= 16.200.637,39 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Momen Torsi terfaktor ϕT_n (T_u)

$$\begin{aligned}
 \phi T_n &= 0,75 \times T_n \dots\dots\dots (4.115) \\
 &= 0,75 \times 16.200.637,39 \\
 &= 12.150.478,04 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Nilai T_u diambil nilai terbesar yaitu $T_u = 57.614.400 \text{ N.mm}$.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot (1) \cdot \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 637,5 \\
 &= 237.437,73 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Penampang Balok

$$\begin{aligned}
 \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} &\leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \right) \dots\dots\dots (4.116) \\
 \sqrt{\left(\frac{394.090,338}{400 \cdot 637,5} \right)^2 + \left(\frac{57.614.400 \cdot 1.828}{1,7 \cdot 186.349^2} \right)^2} &\leq 0,75 \cdot \left(\frac{237.437,73}{400 \cdot 637,5} + 0,66 \cdot \sqrt{30} \right) \\
 1,580022251 &\leq 3,40957292 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kesimpulan : Penampang Balok B1 aman terhadap Momen Torsi

j) Rekapitulasi Penulangan Balok Induk (B1)

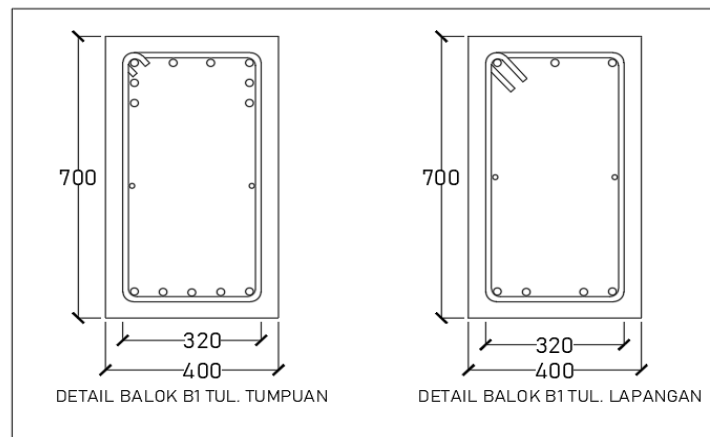
Berdasarkan analisis perhitungan di atas, penulangan Balok Induk (B1) dapat dilakukan rekapitulasi pada tabel berikut :

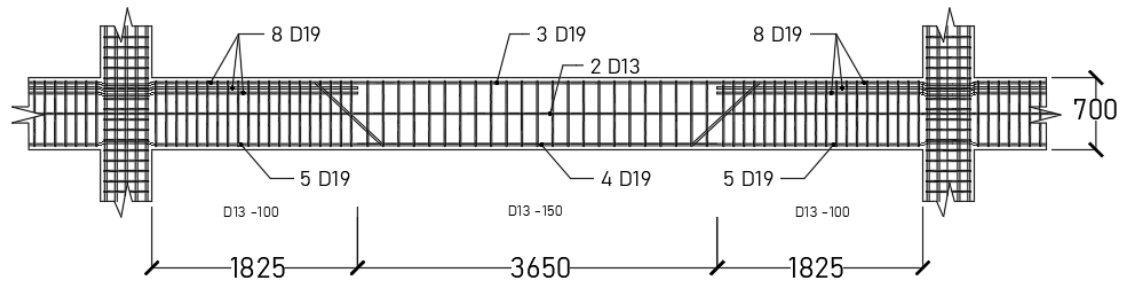
Tabel 4. 55 Rekapitulasi Penulangan Balok B1

Tulangan Longitudinal	Tumpuan	Tekan : 8 D19 Tarik : 5 D19
	Lapangan	Tekan : 3 D19 Tarik : 5 D19
Tulangan Transversal	Tumpuan	D13 - 100
	Lapangan	D13 - 150
Tulangan Pinggang	2 D13	

k) Detail Balok B1

Detail penulangan Balok B1 yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :

**Gambar 4. 14** Detail Balok B1



Gambar 4. 15 Detail Potongan Balok B1

2) Balok B2

a) *Properties* Balok

– Dimensi Balok

b : 300 mm

h : 600 mm

– Tulangan rencana :

Tulangan Utama, D : 22 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm

– Mutu beton, (f_c) : 30 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 25.742,9602 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa

– Tinggi efektif (d) : $h - S - D_{tul.sengkang} - 0,5 \cdot D_{tul.utama}$
 : $600 - 40 - 13 - 0,5 \cdot (22)$
 : 536 mm

– Bentang bersih (l_n) : 3.500 mm

b) Rekapitulasi Penulangan Balok B2

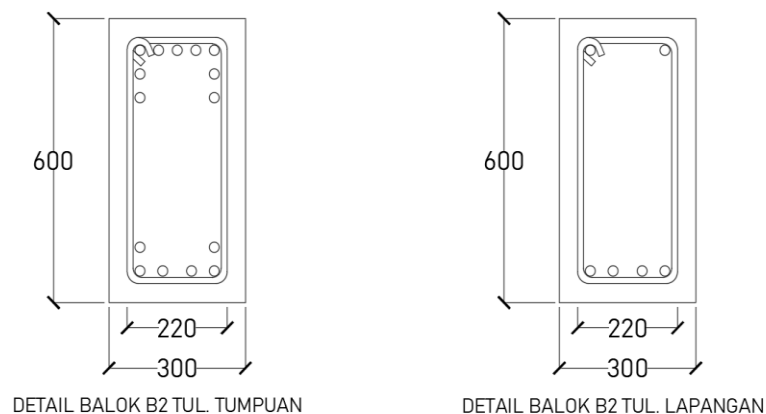
Berdasarkan analisis perhitungan di atas, penulangan Balok B2 dapat dilakukan rekapitulasi pada tabel berikut :

Tabel 4. 56 Rekapitulasi Penulangan Balok B2

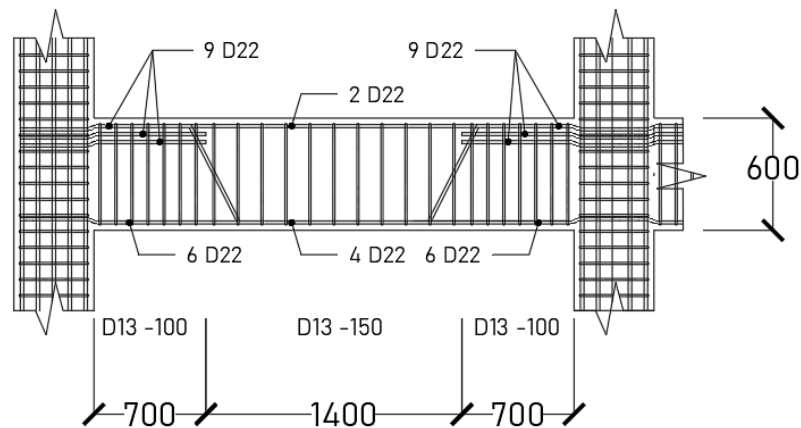
Tulangan Longitudinal	Tumpuan	Tekan : 9 D22 Tarik : 6 D22
	Lapangan	Tekan : 2 D22 Tarik : 4 D22
Tulangan Transversal	Tumpuan	D13 – 100
	Lapangan	D13 – 150
Tulangan Pinggang	-	

c) Detail Balok B2

Detail penulangan Balok B2 yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 16 Detail Balok B2



Gambar 4. 17 Detail Potongan Balok B2

3) Balok BA

a) *Properties* Balok

– Dimensi Balok

b : 300 mm

h : 600 mm

– Tulangan rencana :

Tulangan Utama, D : 19 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm

– Mutu beton, (f_c) : 30 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 25.742,9602 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa

– Tinggi efektif (d) : $h - S - D_{tul.sengkang} - 0,5.D_{tul.utama}$: $600 - 40 - 13 - 0,5.(19)$: 537,50 mm

– Bentang (l_n) : 8.000 mm

b) Rekapitulasi Penulangan Balok Anak (BA)

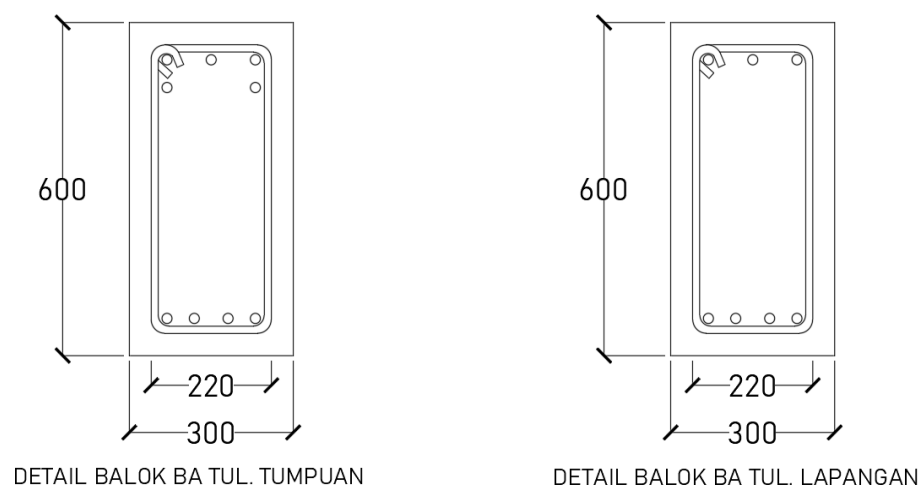
Berdasarkan analisis perhitungan di atas, penulangan Balok Anak (BA) dapat dilakukan rekapitulasi pada tabel berikut :

Tabel 4. 57 Rekapitulasi Penulangan Balok BA

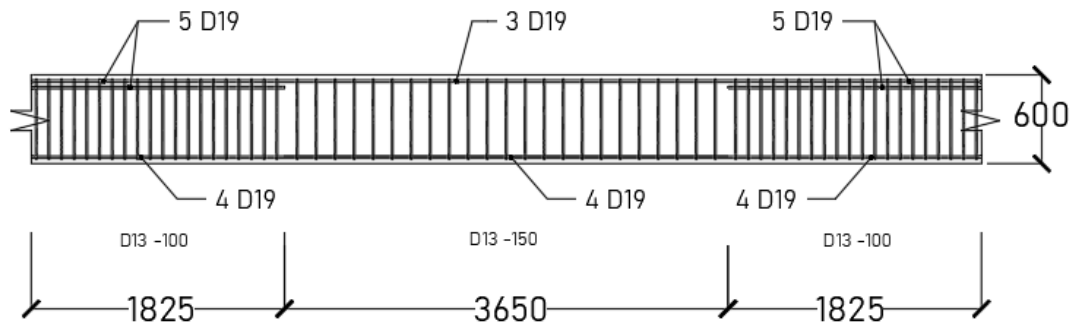
Tulangan Longitudinal	Tumpuan	Tekan : 5 D19 Tarik : 4 D19
	Lapangan	Tekan : 3 D19 Tarik : 4 D19
Tulangan Transversal	Tumpuan	D13 – 100
	Lapangan	D13 – 150
Tulangan Pinggang	-	

c) Detail Balok Anak (BA)

Detail penulangan Balok Anak (BA) yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 18 Detail Balok BA



Gambar 4. 19 Detail Potongan Balok BA

4) Balok BT

a) *Properties* Balok

– Dimensi Balok

b : 250 mm

h : 450 mm

– Tulangan rencana :

Tulangan Utama, D : 19 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm

– Mutu beton, (f_c) : 30 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 25.742,9602 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa

– Tinggi efektif (d) : $h - S - D_{\text{tul.sengkang}} - 0,5 \cdot D_{\text{tul.utama}}$
 : $400 - 40 - 13 - 0,5 \cdot (19)$
 : 337,50 mm

– Bentang (l_n) : 4.500 mm

b) Rekapitulasi Penulangan Balok BT

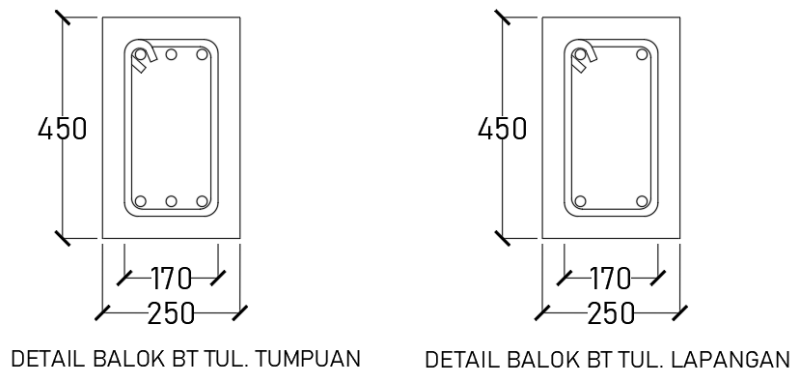
Berdasarkan analisis perhitungan di atas, penulangan Balok BT dapat dilakukan rekapitulasi pada tabel berikut :

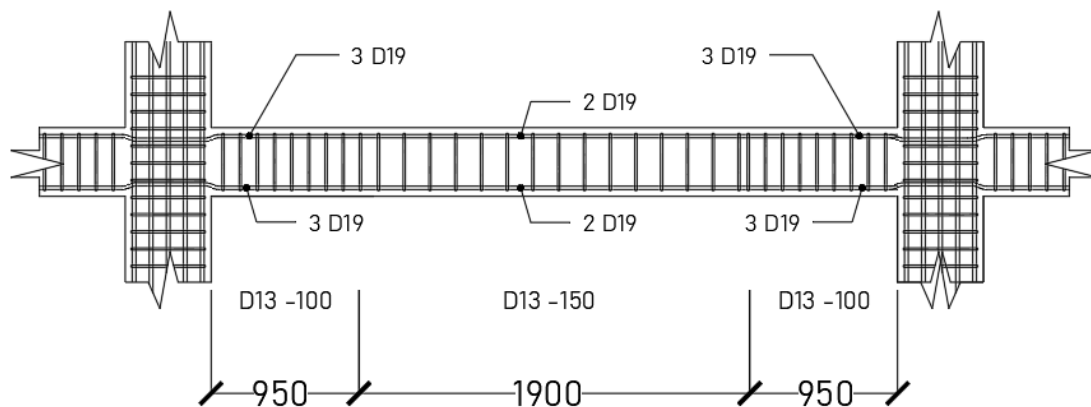
Tabel 4. 58 Rekapitulasi Penulangan Balok BT

Tulangan Longitudinal	Tumpuan	Tekan : 3 D19 Tarik : 3 D19
	Lapangan	Tekan : 2 D19 Tarik : 3 D19
Tulangan Transversal	Tumpuan	D13 – 100
	Lapangan	D13 – 150
Tulangan Pinggang	-	

c) Detail Balok BT

Detail penulangan Balok BT yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :

**Gambar 4. 20** Detail Balok BT



Gambar 4. 21 Detail Potongan Balok BT

5) Balok BB

a) *Properties* Balok

– Dimensi Balok

b : 300 mm

h : 550 mm

– Tulangan rencana :

Tulangan Utama, D : 22 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm

– Mutu beton, (f_c) : 30 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 25.742,9602 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa

– Tinggi efektif (d) : $h - S - D_{\text{tul.sengkang}} - 0,5 \cdot D_{\text{tul.utama}}$
 : $550 - 40 - 13 - 0,5 \cdot (22)$
 : 486 mm

– Bentang (l_n) : 4.500 mm

b) Rekapitulasi Penulangan Balok BB

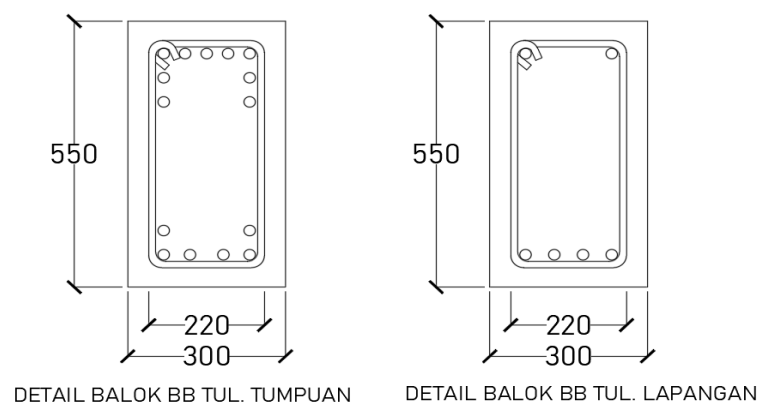
Berdasarkan analisis perhitungan di atas, penulangan Balok BB dapat dilakukan rekapitulasi pada tabel berikut :

Tabel 4. 59 Rekapitulasi Penulangan Balok BB

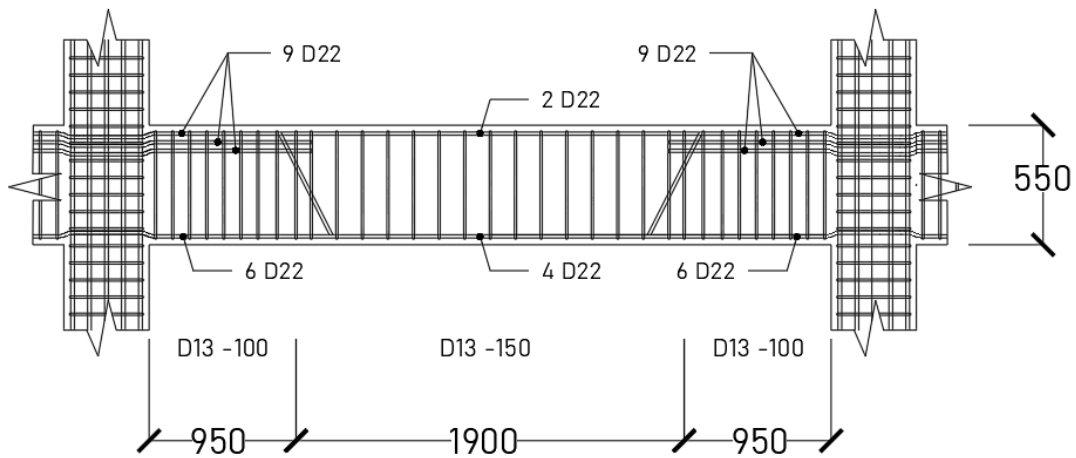
Tulangan Longitudinal	Tumpuan	Tekan : 9 D22 Tarik : 6 D22
	Lapangan	Tekan : 2 D22 Tarik : 4 D22
Tulangan Transversal	Tumpuan	D13 – 100
	Lapangan	D13 – 150
Tulangan Pinggang	-	

c) Detail Balok BB

Detail penulangan Balok BB yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 22 Detail Balok BB



Gambar 4. 23 Detail Potongan Balok BB

6) Balok TB

a) *Properties* Balok

– Dimensi Balok

b : 250 mm

h : 550 mm

– Tulangan rencana :

Tulangan Utama, D : 19 mm

Tulangan Sengkang, D : 13 mm

– Selimut, (S) : 40 mm

– Mutu beton, (f_c) : 30 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 25.742,9602 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 MPa

– Tinggi efektif (d) : $h - S - D_{tul.sengkang} - 0,5 \cdot D_{tul.utama}$

: $550 - 40 - 13 - 0,5 \cdot (19)$

: 487,5 mm

– Bentang (l_n) : 8.000 mm

b) Rekapitulasi Penulangan Balok TB

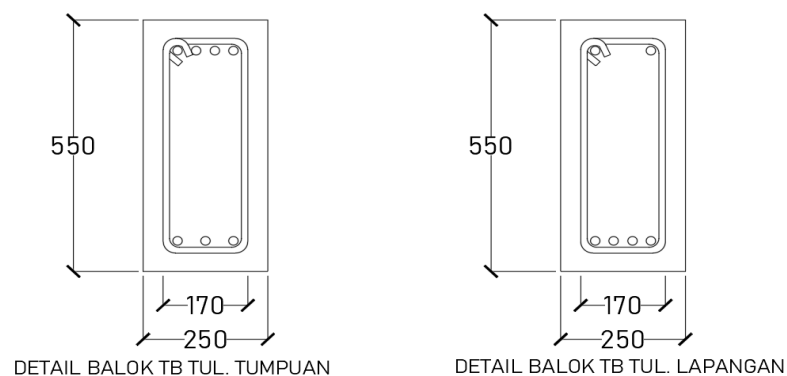
Berdasarkan analisis perhitungan di atas, penulangan Balok TB dapat dilakukan rekapitulasi pada tabel berikut :

Tabel 4. 60 Rekapitulasi Penulangan Balok TB

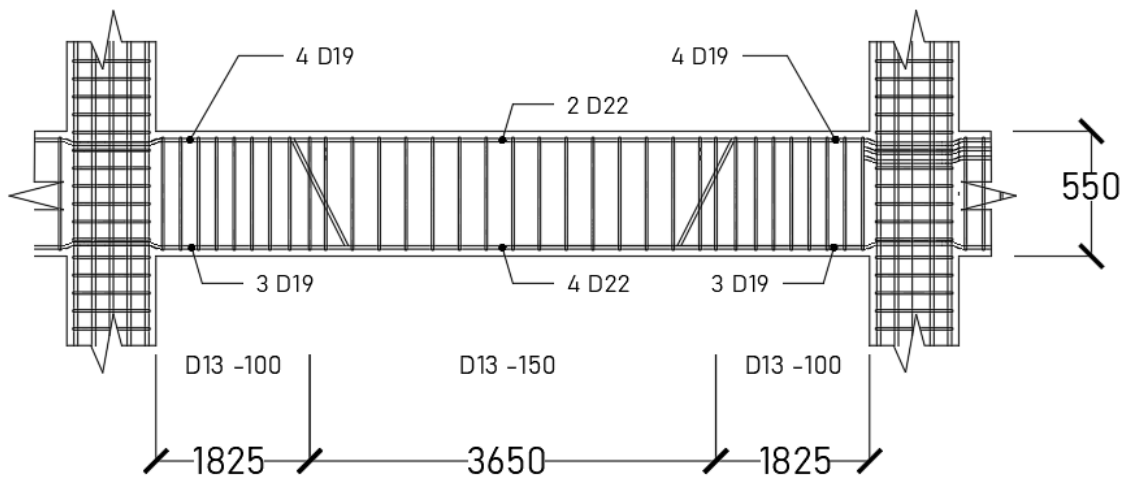
Tulangan Longitudinal	Tumpuan	Tekan : 4 D19 Tarik : 3 D19
	Lapangan	Tekan : 2 D19 Tarik : 4 D19
Tulangan Transversal	Tumpuan	D13 – 100
	Lapangan	D13 – 150
Tulangan Pinggang	-	

c) Detail Balok BB

Detail penulangan Balok BB yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 24 Detail Balok TB



Gambar 4. 25 Detail Potongan Balok TB

4.6.11 Perancangan Tangga

Perancangan Tangga Gedung A dan Gedung B dapat dilihat sebagai berikut :

a) *Properties* Tangga

– Dimensi Tangga

p	:	5.000 mm
l	:	4.500 mm

– Tulangan rencana :

Tulangan Utama, D : 13 mm

Tulangan Sengkang, $\emptyset$: 10 mm

– Selimut, (S) : 20 mm

– Mutu beton, (f_c) : 25 MPa

– Berat volume beton, : 24 kN/m³

– Modulus elastisitas beton (E_c) : 23.500 MPa

– Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa

– Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 Mpa

b) Desain Tangga

Diketahui :

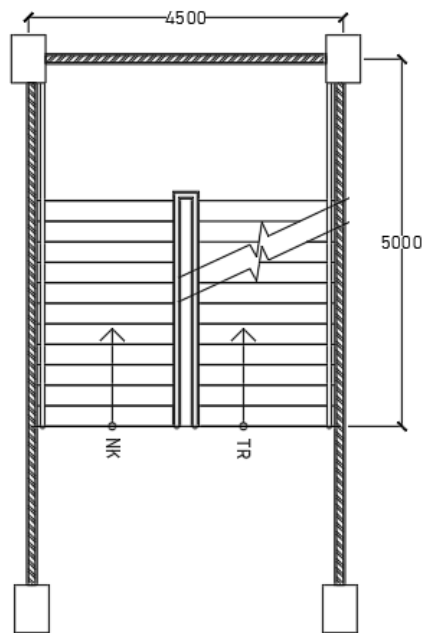
Tinggi ruang tangga = 408 cm

Lebar ruang tangga = 450 cm

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi anak tangga (Optrade)} &= 20 \text{ cm} \\
 \text{Lebar anak tangga (Antrede)} &= 30 \text{ cm} \\
 \text{Panjang Bordes} &= 200 \text{ cm} \\
 \text{Lebar Bordes} &= 450 \text{ cm} \\
 \text{Tebal pelat rencana (t}_b\text{)} &= 15 \text{ cm} \\
 \alpha &= \tan^{-1} \frac{\text{Tinggi Optrade}}{\text{Tinggi Antrede}} \dots\dots\dots (4.122) \\
 &= \tan^{-1} \frac{20}{30} \\
 &= 33,69^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah anak tangga} &= \frac{\text{Tinggi ruang}}{\text{Tinggi optrade}} - 1 \dots\dots\dots (4.123) \\
 &= \frac{408}{20} - 1 \\
 &= 20 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi beban merata tangga, } t' & \\
 t' &= \frac{(0,5 \times O \times A)}{\sqrt{O^2 + A^2}} \dots\dots\dots (4.124) \\
 &= \frac{(0,5 \times 200 \times 300)}{\sqrt{200^2 + 300^2}} \\
 &= 8,32 \text{ cm} \\
 h' &= t_b + t' \dots\dots\dots (4.125) \\
 &= 15 + 8,32 \\
 &= 23,32 \text{ cm} \\
 &= 0,233 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 26 Denah Tangga

c) Pembebanan Tangga

– Plat Tangga

Beban mati (qD) / (DD)

$$\begin{aligned}
 q_{\text{tangga}} &= \gamma_{\text{beton}} \times t' \dots\dots\dots(4.125) \\
 &= 2.400 \times 0,233 \\
 &= 559,69 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_{\text{spesi}} = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{keramik}} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{pasir}} = 32 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban pelat + anak tangga} = \frac{1}{2} \cdot \text{lebar bordes} \times q_{\text{tangga}} \dots\dots\dots(4.126)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \cdot 450 \times 559,69 \\
 &= 1.259,31 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat spesi } (t = 0,02 \text{ m}) &= t \times q_{\text{spesi}} \dots\dots\dots (4.127) \\
 &= 0,02 \times 42 \\
 &= 0,84 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat keramik } (t = 0,01 \text{ m}) &= t \times q_{\text{keramik}} \dots\dots\dots (4.128) \\
 &= 0,01 \times 24 \\
 &= 0,24 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pasir } (t = 0,01 \text{ m}) &= t \times q_{\text{pasir}} \dots\dots\dots (4.129) \\
 &= 0,01 \times 32 \\
 &= 0,64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat railing} = 90,72 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total } qD &= 1.259,31 + 0,84 + 0,24 + 0,64 + 90,72 \\
 &= 1.351,75 \text{ kg/m} \\
 &= 13,26 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup lantai } (qL) = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup } (qL) / (LL) &= h' \times qL \dots\dots\dots (4.130) \\
 &= 0,233 \times 4,79 \\
 &= 1,12 \text{ kN/m} \\
 & ,
 \end{aligned}$$

– Pelat Bordes

Beban mati $(qD) / (DD)$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban pelat + anak tangga} &= \frac{1}{2} \cdot \text{lebar bordes} \times q_{\text{tangga}} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 450 \times 559,69
 \end{aligned}$$

$$= 1.259,31 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat spesi } (t = 0,02 \text{ m}) &= t \times q_{\text{spesi}} \\ &= 0,02 \times 42 \\ &= 0,84 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat keramik } (t = 0,01 \text{ m}) &= t \times q_{\text{keramik}} \\ &= 0,01 \times 24 \\ &= 0,24 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pasir } (t = 0,01 \text{ m}) &= t \times q_{\text{keramik}} \\ &= 0,01 \times 32 \\ &= 0,64 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat railing} = 90,72 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total } qD &= 259,31 + 0,84 + 0,24 + 0,64 + 90,72 \\ &= 1.351,75 \text{ kg/m} \\ &= 13,26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup lantai } (qL) = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

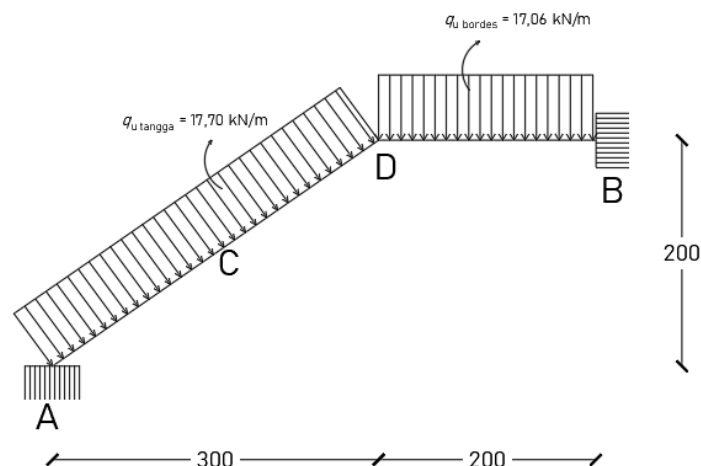
$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (qL) / (LL) &= t_b \times qL \\ &= 0,15 \times 4,79 \\ &= 0,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d) Reaksi tumpuan

Reaksi perletakan akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} q_u \text{ tangga} &= 1,2 qD + 1,6 qL \\ &= 1,2.(13,26) + 1,6.(0,72) \\ &= 17,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u \text{ bordes} &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= 1,2.(13,26) + 1,6.(0,72) \\
 &= 17,70 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 27 Pembebanan Tangga

$$\begin{aligned}
 q_1 \text{ (} q_u \text{ tangga)} &= 17,70 \text{ kN/m} \\
 q_2 \text{ (} q_u \text{ bordes)} &= 17,06 \text{ kN/m} \\
 \alpha &= 33,69^\circ \\
 L_1 &= 300 \text{ cm --- 3 m} \\
 L_2 &= 200 \text{ cm --- 2 m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan reaksi tumpuan sebagai berikut :

$$\sum \text{Momen A} = 0$$

$$R_{bv} \cdot 5 - (q_2 \cdot L_2) \times \left(\frac{1}{2} \cdot L_2 + L_1 \right) - (q_1 \cdot L_1 \cdot \cos 33,69^\circ) \times \left(\frac{1}{2} \cdot L_1 \cdot \cos 33,69^\circ \right) = 0$$

$$5R_{bv} - (17,06 \cdot 2) \times \left(\frac{1}{2} \cdot 2 + 3 \right) - (17,70 \cdot 3 \cdot \cos 33,69^\circ) \times \left(\frac{1}{2} \cdot 3 \cdot \cos 33,69^\circ \right) = 0$$

$$5R_{bv} - 141,60 - 53,20 = 0$$

$$5R_{bv} - 194,80 = 0$$

$$5R_{bv} = 194,80$$

$$R_{bv} \text{ (} R_{Bv} \text{)} = 194,80 / 5 = 38,96 \text{ kN}$$

$$R_{av} + R_{bv} = (q_1 \cdot L_1 \cdot \cos 33,69^\circ) \times \cos 33,69^\circ + (q_2 \cdot L_2)$$

$$R_{av} + 38,96 = (17,70 \cdot 3 \cdot \cos 33,69^\circ) \times \cos 33,69^\circ + (17,06 \cdot 2)$$

$$\begin{aligned}
 R_{av} + 38,96 &= 36,76 + 34,10 \\
 R_{av} &= 36,76 + 34,10 - 38,96 \\
 R_{av} (R_{Av}) &= 31,90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum R_H &= 0 \\
 -R_{ah} + R_{ch} &= 0 \\
 -R_{ah} + (q_1 \cdot L_1 \cdot \cos 33,69^\circ) \cdot \sin(33,69^\circ) &= 0 \\
 -R_{ah} + (17,70 \cdot 3 \cdot \cos 33,69^\circ) \cdot \sin(33,69^\circ) &= 0 \\
 -R_{ah} + 24,50 &= 0 \\
 -R_{ah} &= -24,50 \text{ kN} \\
 R_{ah} &= 24,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\sum$ Momen A maksimum

$$\begin{aligned}
 MA_{\max} &= R_{AV} \cdot \frac{1}{2} \cdot L_1 - \frac{1}{2} \cdot (q_1 \cdot L_1 \cos 33,69^\circ) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot L_1 \cos 33,69^\circ \right) \\
 &= 31,90 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 - \frac{1}{2} \cdot (17,70 \cdot 3 \cos 33,69^\circ) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 3 \cos 33,69^\circ \right) \\
 &= 34,06 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$\sum$ Momen B maksimum

$$\begin{aligned}
 MB_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot R_{BV} \cdot L_2 - \frac{1}{8} \cdot q_2 \cdot L_2^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 38,96 \cdot 2 - \frac{1}{8} \cdot 17,06 \cdot 2^2 \\
 &= 30,44 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

e) Desain Beton dan Penulangan

$$\begin{aligned}
 M_u &= \text{Maksimum MA / MB} \\
 &= 34,06 \text{ kN.m} \\
 &= 34.060.000 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

1) Tulangan Lapangan dan Tumpuan

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter tulangan, } D &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Lebar pelat per-1 m (} b_w \text{)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tebal selimut, } s &= 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$h_{\text{tangga}} = 23,32 \text{ cm}$$

$$= 233,21 \text{ mm}$$

$$d = h - s - (1/2.D)$$

$$= 23,32 - 20 - (1/2 .(13))$$

$$= 206,71 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85, f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{34.060.000}{0,8}$$

$$= 42.575.000 \text{ N.mm}$$

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

$$= \frac{420}{0,85 \times 25}$$

$$= 19,76$$

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_n}{b_w . d^2}$$

$$= \frac{34.060.000}{0,9 . 1000 . 206,71^2}$$

$$= 0,89 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,025297619$$

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

$$= 0,75 \times 0,025297619$$

$$= 0,018973214$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19,76} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 0,89}{420}} \right) \\ &= 0,002430881\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

$$\rho = 0,002430881$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b_w \times d \\ &= 0,002430881 \times 1000 \times 206,71 \\ &= 502,48 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan, } S &= \frac{b_w \times 0,25 \times 3,14 \times D^2}{A_{s \text{ perlu}}} \dots\dots\dots (4.131) \\ &= \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2}{502,48} \\ &= 264,02 \text{ mm} \text{ ---- dipakai jarak } 200 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan utama D13 - 200 mm ,

$$A_s \text{ perlu} = 502,48 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= \frac{b_w \times 0,25 \times 3,14 \times D^2}{S} \dots\dots\dots (4.132) \\ &= \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2}{200}\end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} < A_{s\text{-pakai}} \quad \text{OK}$$

2) Tulangan Susut

$$\text{Diameter tulangan, } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = 502,48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan, } S = \frac{b_w \times 0,25 \times 3,14 \times D^2}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2}{502,48}$$

$$= 156,23 \text{ mm} \text{ ---- dipakai jarak } 150 \text{ mm.}$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b_w \times 0,25 \times 3,14 \times D^2}{s}$$

$$= \frac{1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2}{150}$$

$$= 523,33 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} < A_{s\text{-pakai}} \quad \text{OK}$$

3) Kontrol Geser

$$V_u = 38,96 \text{ kN} \text{ --- diambil dari reaksi terbesar}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 206,71$$

$$= 172.254,19 \text{ N}$$

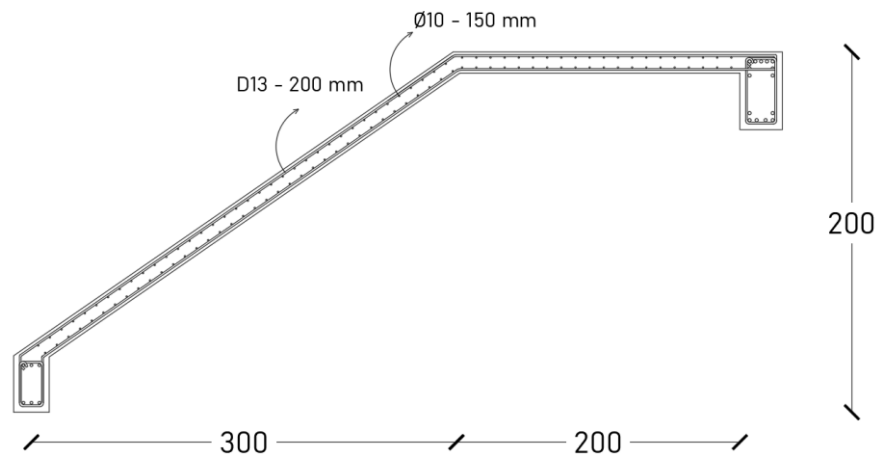
$$= 172,25 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$38,96 \text{ kN} < 0,75 \cdot (172,25) \text{ kN}$$

$$38,96 \text{ kN} < 129,19 \text{ kN}$$

Kondisi diatas aman terhadap gaya geser sehingga tidak perlu tulangan geser.



Gambar 4. 28 Detail Penulangan Tangga

4.6.12 Perancangan Pondasi Tiang Pancang

Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang pada perancangan pondasi dengan menggunakan Metode *Schmertmann* dan *Nottingham*. Pondasi tiang pancang *spun pile* dirancang dengan menggunakan diameter 40 cm yang diharapkan dapat menahan beban struktur atas yang bekerja.

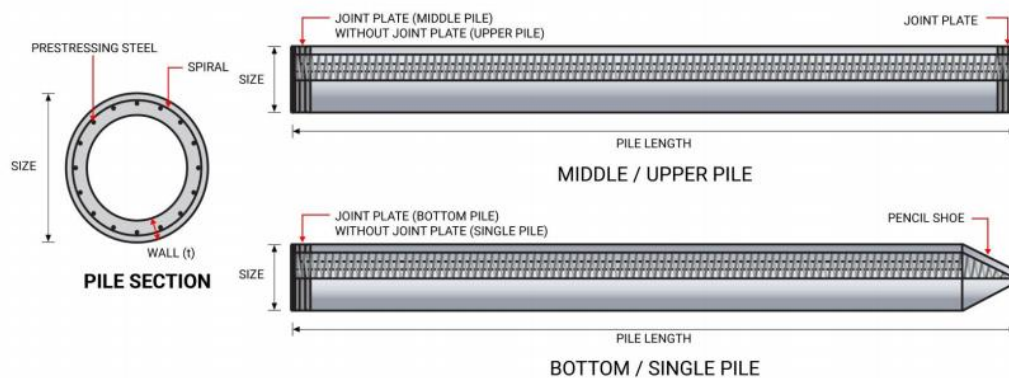
a) *Properties* Pondasi Tiang Pancang

- Jenis tiang pancang : *Spun Pile* Kelas A1
- Diameter (D) : 400 mm
- Panjang tiang pancang : 1.100 mm
- Mutu beton, (f'_c) : 52 MPa
- Berat volume beton, : 25 kN/m³ --- 0,0025 kg/cm³
- *Safety Factor* (SF) : 2,50
- *Thickness wall* : 75 mm
- *Unit weight* : 191 kg/m
- *Allowable compression* : 1.233 kN
- *Bending moment*
- Crack* : 44,10 kN/m
- Nominal* : 73,80 kN/m
- A_s selimut : $\pi \times D \times L$

$$\begin{aligned}
 & : \pi \times 400 \times 1.100 \\
 & : 1.381.600,00 \text{ mm}^2 \\
 & : 138.160,00 \text{ cm}^2 \\
 - A_{s \text{ ujung}} & : \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & : \frac{1}{4} \times \pi \times 400^2 \\
 & : 125.600,00 \text{ mm}^2 \\
 & : 1.256,00 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 61 Spesifikasi PC *Spun Piles* Wika Precast

Size	Thickness Wall	Cross Section	Unit Weight	SNI 9156 : 2023				JIS A 5335 : 1987			Allowable Compression			Length of Pile ⁽²⁾
				Class	Effective Prestress	Bending Moment		Class	Bending Moment		PC-52	PHC-80	Decomp. Tension	
					(MPa)	Crack	Nominal		(kN.m)	Crack				
(mm)	(mm)	(cm²)	(kg/m)		(MPa)	(kN.m)	(kN.m)		(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)
400	75	766	191	A1	3,92	44,1	73,8	-	-	-	1233	1930	300	6 - 13
				A2	4,82	54,0	89,4	A2	53,9	80,9	1214	1910	369	6 - 13
				A3	6,56	63,8	118,2	A3	63,7	95,6	1178	1870	502	6 - 13
				B	8,95	73,6	155,7	B	73,5	132,4	1128	1810	685	6 - 17
				C	10,96	88,3	183,8	C	88,3	176,5	1087	1770	839	6 - 17



Gambar 4. 29 Detail PC *Spun Piles* Wika Precast

b) Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal

- Tahanan Gesek Ultimit

Tahanan gesek ultimit dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$f_s = K_f \times q_f \dots\dots\dots(4.133)$$

Dengan ,

f_s = Tahanan gesek per satuan luas ultimit (kg/cm²).

K_f = Koefisien tak berdimensi.

q_f = *Local friction* (kg/cm²).

Data Sondir S1

q_{f1} , rata - rata sampai kedalaman 10,60 m = 0,77 kg/cm²

Data Sondir S2

q_{f2} , rata - rata sampai kedalaman 10,80 m = 0,87 kg/cm²

q_f , rata - rata Data Sondir S1 dan Data Sondir S2

$$\frac{q_{f1} + q_{f2}}{2} = \frac{0,77 + 0,87}{2} = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_f = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$f_s \leq 1,20 \text{ kg/cm}^2$ harus memenuhi persyaratan tersebut.

Nilai, $K_f = 1,00$

$$\begin{aligned} f_s &= K_f \times q_f \\ &= 1,00 \times 0,82 \\ &= 0,82 \text{ kg/cm}^2 < 1,20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$Q_s = A_s \times f_s \dots\dots\dots (4.134)$$

$$= 138.160,00 \times 0,82$$

$$= 112.915,29 \text{ kg}$$

- Tahanan ujung ultimit

Posisi tahanan ujung ditentukan dengan perhitungan berikut :

1. 8D di atas ujung tiang

$$8D = 8.(40) = 320,00 \text{ cm}$$

Interval kedalaman 8,20 - 10,60 m

Data Sondir S1

$f_b = q_c$ = tahanan ujung per satuan luas ultimit (kg/cm^2)

Rata - rata nilai f_b pada posisi 8D di atas ujung tiang dengan interval kedalaman 8,20 - 10,60 m.

$$q_{c1} = 84,58 \text{ kg/cm}^2$$

Data Sondir S2

Rata - rata nilai f_b pada posisi 8D di atas ujung tiang dengan interval kedalaman 8,40 - 10,80 m.

$$q_{c2} = 95,12 \text{ kg/cm}^2$$

Rata - rata nilai f_b pada posisi 8D di atas ujung tiang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_{c \text{ rata - rata}} &= \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \\ &= \frac{84,85 + 95,12}{2} \\ &= 89,85 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

2. 4D di bawah ujung tiang

$$4D = 4.(40) = 160,00 \text{ cm}$$

Interval kedalaman 10,60 - 10,80 m

Data Sondir S1

$f_b = q_c$ = tahanan ujung per satuan luas ultimit (kg/cm²)

Rata - rata nilai f_b pada posisi 4D di atas ujung tiang dengan interval kedalaman 10,60 - 10,80 m.

$$q_{c1} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

Data Sondir S2

Rata - rata nilai f_b pada posisi 4D di atas ujung tiang dengan interval kedalaman 10,60 - 10,80 m.

$$q_{c2} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Rata - rata nilai f_b pada posisi 4D di atas ujung tiang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_c \text{ rata - rata} &= \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \\ &= \frac{250 + 250}{2} \\ &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga rata – rata nilai tahanan ujung pada posisi 8D di atas ujung pondasi dan 4D di bawah ujung pondasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_c \text{ pakai} &= (89,85 + 250) / 2 \\ &= 169,92 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Nilai f_b dipersyaratkan tidak lebih dari 150 kg/cm², apabila nilai melebihi persyaratan tersebut maka yang digunakan untuk perhitungan merupakan nilai batasan syarat.

$$\begin{aligned}
 \text{Rata - rata nilai } f_b &= K_f \times q_{c \text{ pakai}} \dots\dots\dots (4.135) \\
 &= 1,00 \times 169,92 \\
 &= 169,92 \text{ kg/cm}^2 > 150,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (N.OK)}
 \end{aligned}$$

nilai f_b yang dipakai = 150,00 kg/cm²

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_b \times f_b \dots\dots\dots (4.136) \\
 &= 1.256 \times 150 \\
 &= 188.400,00 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung ultimit neto,

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang (} W_{\text{tiang}} \text{)} &= \text{unit weight} \times L \dots\dots\dots (4.137) \\
 &= 191 \times \frac{1100}{100} \\
 &= 2.101 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_{\text{tiang}} \dots\dots\dots (4.138) \\
 &= 188.400 + 112.915,29 - 2.101 \\
 &= 299.214,29 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{ijin}} &= \frac{Q_u}{SF} \dots\dots\dots (4.139) \\
 &= \frac{299.214,29}{2,50} \\
 &= 119.685,72 \text{ kg} \\
 &= 1.173,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Jumlah Pondasi Tiang Pancang

Jumlah tiang pancang dapat dihitung sebagai berikut :

$$n = \frac{P_u}{Q_{\text{ijin}}} \dots\dots\dots (4.140)$$

Dimana :

P_u = Gaya Aksial *output* aplikasi *ETABS* (kN).

Q_{ijin} = Kapasitas dukung ijin tunggal tiang pancang (kN).

Hasil perhitungan jumlah tiang pancang pada Gedung A dan Gedung B dapat disajikan melalui tabel berikut :

Tabel 4. 62 Jumlah Tiang Pancang Pada Tiap Label Gedung A

Label	P_u (kN)	n
1	974,1103	1
2	1497,2855	2
3	968,7215	1
4	1188,9243	2
5	2279,0619	2
6	1896,9641	2
7	487,6618	1
8	753,8706	1
9	741,2335	1
10	1281,0161	2
11	1044,6354	1
12	866,4436	1
13	1360,7357	2
14	711,2708	1
15	695,9785	1
16	1717,9595	2
17	672,3287	1
18	1048,9862	1
19	945,7083	1
20	1463,5569	2
21	2027,475	2

22	1589,2747	2
23	976,0619	1
24	1356,1725	2
25	683,4637	1
27	971,0768	1
29	1431,5538	2
30	2005,8884	2
31	1333,6367	2
32	1461,7319	2
33	945,0647	1
28	1240,9832	2
34	532,3489	1
35	64,4206	1
36	783,6054	1
37	1384,3831	2
38	946,4918	1
53	943,0553	1
56	900,1391	1
58	946,5943	1
59	950,6935	1
60	1385,0059	2
61	1391,4729	2
62	1351,3579	2
63	949,421	1

Tabel 4. 63 Jumlah Tiang Pancang Pada Tiap Label Gedung B

Label	P_u (kN)	n
48	759,7465	1
51	925,6187	1
52	1169,1046	1
54	1446,1486	2
55	1244,9555	2
57	1505,0288	2
64	1286,2029	2
65	1589,4827	2
66	1076,5105	1
67	1345,9454	2
74	821,5574	1
75	1110,6227	1
77	795,8931	1
79	1102,3794	1
86	865,0265	1
87	1196,9528	2
88	1147,2027	1
89	1453,1133	2
96	504,5294	1
97	802,0965	1
98	979,447	1
99	273,2696	1
100	464,9931	1
101	339,9702	1
102	444,775	1
103	506,8737	1
104	437,4666	1
105	502,6453	1
106	461,4033	1

d) Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Efisiensi tiang dihitung untuk memperoleh kinerja tiang tunggal agar bekerja dengan maksimal secara bersamaan melalui kelompok tiang. Berikut persamaan untuk menghitung Efisiensi Kelompok Tiang

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1).m+(m-1).n'}{90.m.n'} \dots\dots\dots (4.141)$$

Dengan,

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

θ = $\text{Arc tan } \frac{d}{s}$, dalam derajat.

s = Jarak as ke as antar tiang pancang (mm).

d = Diameter tiang pancang (mm).

m = Jumlah baris tiang.

n' = Jumlah tiang dalam satu baris.

Jarak as ke as tiang pancang dapat ditentukan melalui persamaan berikut :

$$\begin{aligned} s &= 2,50 \times d \dots\dots\dots (4.141) \\ &= 2,50 \times 400 \\ &= 1.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{d}{s} \dots\dots\dots (4.142) \\ &= \tan^{-1} \frac{400}{1000} \\ &= 21,80^\circ \end{aligned}$$

$$m = 1$$

$$n' = 2$$

Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1).m+(m-1).n'}{90.m.n'} \\ &= 1 - 21,80. \frac{(2-1).1+(1-1).2}{90.1.2} \\ &= 0,88 \end{aligned}$$

Perhitungan persamaan beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan sebagai berikut :

$$Q_g = Q_{ijin} \times n \times E_g \dots\dots\dots(4.143)$$

Dengan,

Q_g = Kapasitas dukung kelompok tiang (kN).

Q_{ijin} = Kapasitas dukung ijin tiang tunggal (kN).

n = Jumlah tiang dalam kelompok.

E_g = Efisiensi Kelompok Tiang.

Contoh perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang Gedung A pada label nomor 2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_g &= Q_{ijin} \times n \times E_g \\ &= 1.173,72 \times 2 \times 0,88 \\ &= 2.063,12 \text{ kN} \quad \geq \quad P_u = 1.497,29 \text{ kN (AMAN)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 64 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gedung A

Label	P_u (kN)	Q_u (kN)	CEK AWAL						CEK AKHIR					
			Jumlah tiang pancang	m	θ	E_g	Q_g	Kontrol P_u $Q_g > P_u$	Jumlah tiang pancang	m	θ	E_g	Q_g	Kontrol P_u $Q_g > P_u$
1	928,7963	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
2	1441,407	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
3	922,7912	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
4	1144,818	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
5	2239,2224	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	Tidak AMAN	3,00	1,00	21,80	0,84	2.952,53	AMAN
6	1873,0202	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
7	447,7337	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
8	712,0157	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
9	705,0419	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
10	1249,6275	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
11	1023,8485	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
12	841,4677	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
13	1339,2501	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
14	680,4507	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
15	666,8456	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN

16	1652,2366	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
17	647,5402	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
18	1026,8314	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
19	899,0427	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
20	1405,2181	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
21	1961,0107	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
22	1544,0343	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
23	930,4658	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
24	1304,7624	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
25	654,6239	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
27	924,8747	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
29	1385,1844	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
30	1939,5704	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
31	1282,3516	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
32	1403,25	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
33	898,1586	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
28	1276,1555	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
34	540,1373	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
35	64,9386	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
36	816,1392	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN

37	1430,9473	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
38	977,9376	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
53	973,8541	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
56	937,956	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
58	977,9339	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
59	983,3108	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
60	1430,3617	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
61	1440,3751	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
62	1399,8131	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
63	981,8128	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN

Tabel 4. 65 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gedung B

Label	P_u (kN)	Q_u (kN)	CEK AWAL						CEK AKHIR					
			Jumlah tiang pancang	m	θ	E_g	Q_g	Kontrol P_U $Q_g > P_u$	Jumlah tiang pancang	m	θ	E_g	Q_g	Kontrol P_U $Q_g > P_u$
48	759,7465	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
51	925,6187	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
52	1169,1046	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
54	1446,1486	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
55	1244,9555	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
57	1505,0288	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
64	1286,2029	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
65	1589,4827	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
66	1076,5105	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
67	1345,9454	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
74	821,5574	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
75	1110,6227	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
77	795,8931	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
79	1102,3794	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
86	865,0265	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN

87	1196,9528	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
88	1147,2027	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
89	1453,1133	1.173,72	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN	2,00	1,00	21,80	0,88	2.063,12	AMAN
96	504,5294	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
97	802,0965	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
98	979,447	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
99	273,2696	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
100	464,9931	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
101	339,9702	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
102	444,775	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
103	506,8737	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
104	437,4666	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
105	502,6453	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
106	461,4033	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN
107	443,6708	1.173,72	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN	1,00	1,00	21,80	1,00	1.173,72	AMAN

e) Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan tiang tunggal dapat dihitung menggunakan Metode Semi-Empiris yang dikemukakan oleh Vesic. Berikut perhitungan penurunan tiang tunggal :

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S_s)

$$S_s = \frac{(Q_b + \alpha \cdot Q_s)}{A_b \times E_p} \dots\dots\dots (4.144)$$

Dengan,

Q_b = Beban yang didukung ujung tiang (kg).

Q_s = Beban yang didukung selimut tiang (kg).

A_b = Luas penampang tiang (cm^2).

E_p = Modulus elastisitas tiang.

Perhitungan penurunan S_s dapat dilihat sebagai berikut :

$$L = 1.100 \text{ cm}$$

$$f_c = 52,00 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4.700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4.700 \sqrt{25} \\ &= 33.892,18 \text{ Mpa} \\ &= 345.605,36 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Q_b = 188.400,00 \text{ kg}$$

$$Q_s = 112.915,29 \text{ kg}$$

Koefisien distribusi gesekan selimut (α) sepanjang pondasi tiang menurut Vesic (1997).

$$\alpha = 0,50$$

$$A_b = 1.256 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{(Q_b + \alpha \cdot Q_s) \times L}{A_b \times E_p} \\ &= \frac{(188.400,00 + 0,5 \cdot (112.915,29)) \times 1.100}{1.256 \times 345.605,36} \end{aligned}$$

$$= 0,62 \text{ cm}$$

2. Penurunan ujung tiang (S_p)

$$S_p = \frac{C_p \times Q_b}{D \times q_c} \dots\dots\dots (4.145)$$

Dengan,

C_p = Koefisien empiris menurut

Tabel 4. 66 Nilai Koefisien Empiris C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber : Vesic, 1977

Q_b = Beban yang didukung ujung tiang (kg).

q_c = Daya dukung batas ujung tiang (kg).

D = Diameter tiang (cm).

Perhitungan penurunan S_p dapat dilihat sebagai berikut :

C_p = 0,03 --- tanah lempung

Q_b = 188.400,00 kg

q_c = 169,92 kg/cm²

D = 40 cm

$$\begin{aligned}
 S_p &= \frac{C_p \times Q_b}{D \times q_c} \\
 &= \frac{0,03 \times 188.400,00}{40 \times 169,92} \\
 &= 0,83 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (S_{ps})

$$S_{ps} = \left(\frac{q_f}{p \times L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot l_{ws} \dots \dots \dots (4.146)$$

Dengan,

q_f = Tahanan gesek selimut (kg).

p = Keliling tiang (cm).

L = Panjang tiang (cm)

D = Diameter tiang (cm).

E_s = Modulus elastisitas tanah.

V_s = *Poisson ratio* tanah.

l_{ws} = Faktor pengaruh.

Perhitungan penurunan S_{ps} dapat dilihat sebagai berikut :

Keliling tiang

$$q_f = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} p &= 3,14 \times d \\ &= 3,14 \times 40 \\ &= 125,60 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L = 1.100 \text{ cm}$$

$$D = 40 \text{ cm}$$

$$E_s = 764,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ --- tanah lempung keras}$$

(Sumber : Bowles, 1988)

$$V_s = 0,30 \text{ ----- lempung tak jenuh}$$

(Sumber : Bowles, 1968)

$$l_{ws} = 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \dots \dots \dots (4.147)$$

$$= 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{1.100}{40}}$$

$$= 3,84$$

$$\begin{aligned}
 S_{ps} &= \left(\frac{q_f}{p \times L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot l_{ws} \\
 &= \left(\frac{0,82}{125,60 \times 1.100} \right) \cdot \frac{40}{764,78} \cdot (1 - 0,30^2) \cdot 3,84 \\
 &= 0,0000011 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

4. Penurunan total pondasi tiang tunggal (S)

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + S_{ps} \dots\dots\dots(4.148) \\
 &= 0,62 + 0,83 + 0,0000011 \\
 &= 1,45 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Syarat penurunan pondasi 10%. D

$$\begin{array}{lll}
 S & \leq & 10\%.D \\
 1,45 \text{ cm} & \leq & 10\%.(40) \text{ cm} \\
 1,45 \text{ cm} & \leq & 4 \text{ cm} \quad \quad \quad (\text{AMAN})
 \end{array}$$

5. Penurunan tiang kelompok

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots\dots\dots(4.149)$$

Dengan,

S_g = Penurunan pondasi kelompok tiang (cm).

S = Penurunan total pondasi tiang tunggal (cm).

B_g = Lebar kelompok tiang (cm).

D = Diameter tiang (cm).

Perhitungan penurunan S_g dapat dilihat sebagai berikut :

$$S = 1,45 \text{ cm}$$

$$L = 1.100 \text{ cm}$$

$$B_g = X + Y + X$$

dimana

$$X = 2D$$

$$Y = 3D$$

$$B_g = 2D + 3D + 2D$$

$$= 9D = 9.(40)$$

$$= 360 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\ &= 1,45 \cdot \sqrt{\frac{200}{40}} \\ &= 4,35 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat penurunan tiang kelompok $L/250$

$$S_g \leq L/250$$

$$4,35 \text{ cm} \leq 1.100 / 250 \text{ cm}$$

$$4,35 \text{ cm} \leq 4,40 \text{ cm} \quad (\text{AMAN})$$

4.6.13 Perancangan *Pile Cap*

Pile cap dirancang untuk menghubungkan tiang pancang dengan kolom. *Pile cap* berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom secara merata dan dipusatkan pada titik berat *Pile Cap* menuju pondasi tiang pancang. Berikut perancangan *Pile cap* pada Gedung A dan Gedung B :

1) *Pile Cap* K1

a) *Properties Pile Cap*

– Dimensi *Pile Cap*

$$B : 1.600 \text{ mm}$$

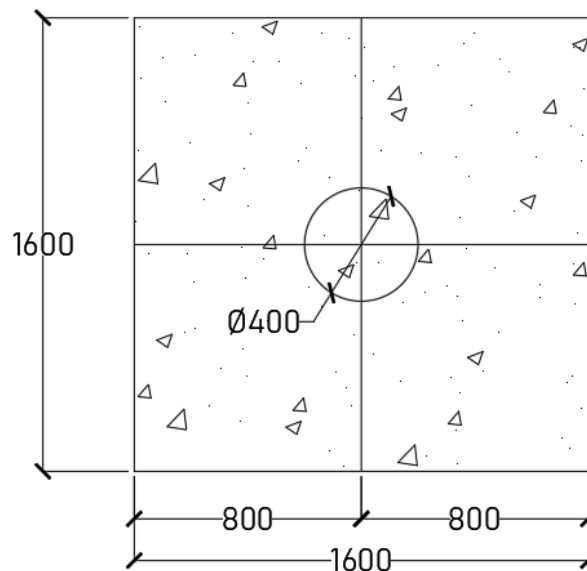
$$D : 1.600 \text{ mm}$$

$$t : 700 \text{ mm}$$

$$– \text{ Diameter tiang, } D : 400 \text{ mm}$$

- Jumlah tiang : 1 tiang
- Jarak tiang
Tepi : $2D = 800 \text{ mm}$
Tiang ke tiang : $3D = 1.200 \text{ mm}$
- Tulangan rencana :
Tulangan Tarik, D : 25 mm
Tulangan Sengkang, D : 16 mm
- Selimut, (S) : 75 mm
- Mutu beton, (f_c) : 30 MPa
- Berat volume beton, : 24 kN/m^3
- Modulus elastisitas beton (E_c) : $25.742,9602 \text{ MPa}$
- Mutu tulangan, (f_y) : 420 MPa
- Modulus Elastisitas Baja (E_s) : 200.000 Mpa

Berikut ini merupakan *section properties* dari *Pile Cap K1* :



Gambar 4. 30 *Pile Cap K1*

b) Perhitungan Gaya Geser

Perhitungan *Pile Cap* K1 diasumsikan terletak pada Kolom K1 dengan dimensi sebagai berikut

Kolom K1

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

Perhitungan gaya geser dihitung pada dua arah yaitu Arah 1 dan Arah 2. Pada *Pile Cap* K1 memiliki dimensi yang sama antara panjang dan lebarnya, sehingga perhitungan antara Sumbu X dan Sumbu Y memiliki nilai yang sama.

– Gaya geser Arah 1

Kuat geser ultimit pile cap dapat dihitung melalui persamaan sebagai berikut :

$$V_u = \sigma \times L \times G' \dots\dots\dots(4.150)$$

Dengan,

$$\sigma = \text{Tekanan yang diterima } \textit{pile cap}.$$

$$L = \text{Lebar } \textit{pile cap}.$$

$$G' = \text{Daerah pembebanan geser penulangan satu arah.}$$

$$P_{\max} = 1.169,10 \text{ kN} \rightarrow \text{output aplikasi ETABS.}$$

$$\text{Luas alas (A)} = B \times D \dots\dots\dots(4.151)$$

$$= 1.600 \times 1.600$$

$$= 2.560.000 \text{ mm}^2$$

$$= 2,56 \text{ m}^2$$

Tekanan *Pile Cap*

$$\sigma = \frac{P_{\max}}{A} \dots\dots\dots(4.152)$$

$$= \frac{1.169,10}{2,56}$$

$$= 456,68 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 1.600 \text{ mm}$$

$$d = t - s \dots\dots\dots(4.153)$$

$$= 700 - 75$$

$$= 625 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} G' &= L - \left(\frac{L}{2} + \frac{b_{kolom}}{2} + d \right) \\ &= \left| 1.600 - \left(\frac{1.600}{2} + \frac{500}{2} + 625 \right) \right| \\ &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit *pile cap* (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times L \times G' \\ &= 456,68 \times 1.600 \times 75 \\ &= 54,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser terfaktor beton *pile cap*

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d \\ &= \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1.600 \cdot 625 \\ &= 684.653,20 \text{ N} \\ &= 684,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (\text{Aman terhadap gaya geser ultimit})$$

– Gaya geser Arah 2

Gaya geser pada arah ini dihitung menggunakan referensi Tabel 22.6.5.2 pada SNI 2847 : 2019 dengan tiga persamaan sebagai perhitungan gaya geser dua arah.

$$\begin{aligned}
 B' (b_0) &= b_{kolom} + d \dots\dots\dots(4.154) \\
 &= 500 + 625 \\
 &= 1.425 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_c &= \frac{h_{kolom}}{b_{kolom}} \dots\dots\dots(4.155) \\
 &= \frac{700}{500} \\
 &= 1,40
 \end{aligned}$$

Kuat geser beton *pile cap* (V_c)

Nilai dari perhitungan diambil gaya terkecil dari hasil ketiga persamaan berikut ini :

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots(4.156) \\
 &= 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 1.425 \cdot 625 \\
 &= 1.282.441,019 \text{ N} \\
 &= 1.282,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots(4.157) \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1,4}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 1.425 \cdot 625 \\
 &= 1.589.984,79 \text{ N} \\
 &= 1.589,98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,083 \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots(4.158) \\
 &= 0,083 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 625}{1.125}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 1.425 \cdot 625 \\
 &= 7.742.571,84 \text{ N} \\
 &= 7.742,57 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai gaya geser beton diambil nilai yang terkecil dari perhitungan diatas yaitu :

$$V_c = 1.282,44 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit *pile cap* (V_u)

$$L = 1.600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \cdot (L^2 - B'^2) \dots\dots\dots (4.159) \\ &= 456,68 \cdot (1.600^2 - 1.425^2) \\ &= 591,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \cdot V_c \\ &= 0,75 \cdot (1.282,44) \\ &= 961,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (\text{Aman terhadap gaya geser ultimit})$$

c) Perhitungan Tulangan

Tulangan Lentur

$$P_u = 1.169,10 \text{ kN}$$

$$M_x = 1,536 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5,2573 \text{ kN.m}$$

Lebar penampang kritis, e

$$\begin{aligned} B &= \frac{\text{lebar pile cap}}{2} + \frac{\text{lebar kolom}}{2} \dots\dots\dots (4.160) \\ &= \frac{1.600}{2} + \frac{500}{2} \\ &= 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' &= \gamma_{\text{beton}} \times L \times t \dots\dots\dots (4.161) \\ &= 24 \times \frac{1.600}{1000} \times \frac{700}{1000} \end{aligned}$$

$$= 27,468 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 2 \cdot \left(\frac{P_u}{n_s} \cdot s \right) - \frac{1}{2} \cdot q' \cdot B^2 \dots\dots\dots (4.162) \\
 &= 2 \cdot \left(\frac{P_u}{n_s} \cdot s \right) - \frac{1}{2} \cdot q' \cdot B^2 \\
 &= 2 \cdot \left(\frac{1.169,10}{1} \cdot 0,4 \right) - \frac{1}{2} \cdot 27,468 \cdot 550^2 \\
 &= 926,97 \text{ kN.m} \\
 &= 926.970.000 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{926.970.000}{0,90 \times 1.600 \times 625^2} \\
 &= 1,648 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \dots\dots\dots (4.163) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,648}{0,85 \cdot 30}} \right] \\
 &= 0,00406
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,00406 \times 1.600 \times 625 \\
 &= 4.059,41 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= 0,0018 \times b \times \text{tebal pile cap} \dots\dots\dots (4.164) \\
 &= 0,0018 \times 1.600 \times 700 \\
 &= 2.016 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

A_s diambil nilai terbesar yaitu pada $A_s \text{ perlu} = 4.059,41 \text{ mm}^2$

Desain tulangan lentur sebagai berikut :

Jarak antar tulangan ,s = 100 mm

Diameter tulangan, $D = 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{S} \dots\dots\dots (4.165) \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1.600}{100} \\
 &= 7.853,98 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap tulangan perlu.

$$A_s > A_{s \text{ perlu}} \quad (A_s \text{ memenuhi penulangan } Pile \text{ Cap K1})$$

Jika $\sum H = 0$, maka $C_c = T_s$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \\
 &= \frac{7.853,98 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 1.600} \\
 &= 80,85 \text{ mm} \\
 c &= \frac{a}{\beta} \dots\dots\dots (4.166) \\
 &= \frac{80,85}{0,84} \\
 &= 96,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kelelahan ,

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_c &= 0,003 \\
 \varepsilon_s &= \frac{(d - c) \times \varepsilon_c}{c} \dots\dots\dots (4.167) \\
 &= \frac{(625 - 96,25) \times 0,003}{96,25} \\
 &= 0,0165
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{s \text{ baja}} &= \frac{f_y}{E_s} \\
 &= \frac{420}{200.000} \\
 &= 0,0021
 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{s \text{ baja}} \quad (\text{baja sudah mengalami leleh})$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 80,85 \times 1.600 \times \left(625 - \frac{80,85}{2} \right) \\
 &= 1.928.321.664 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1.928,32 \text{ kN.m} \\
 \phi. M_n &= 0,9. M_n \\
 &= 1.735,49 \text{ kN.m} \\
 &= 1.735.490.000 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\phi. M_n > M_u \quad (\text{Momen Terfaktor aman terhadap Momen Ultimit})$$

Tulangan tekan atas

$$A_s \text{ atas} > 20\% \text{ Tulangan. Tarik}$$

Desain tulangan lentur sebagai berikut :

$$\text{Jarak antar tulangan, } s = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan, } D = 16 \text{ mm}$$

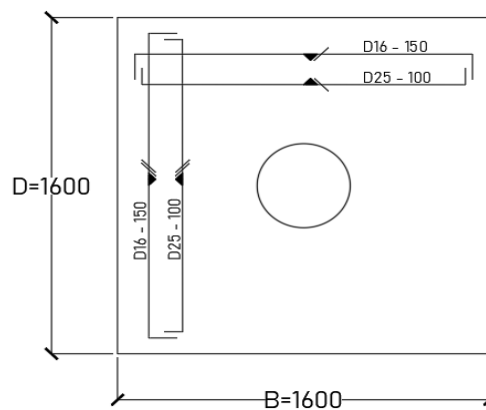
$$\frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{s} > 20\% . A_s$$

$$\frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1.600}{150} > 20\% . (7.853,98)$$

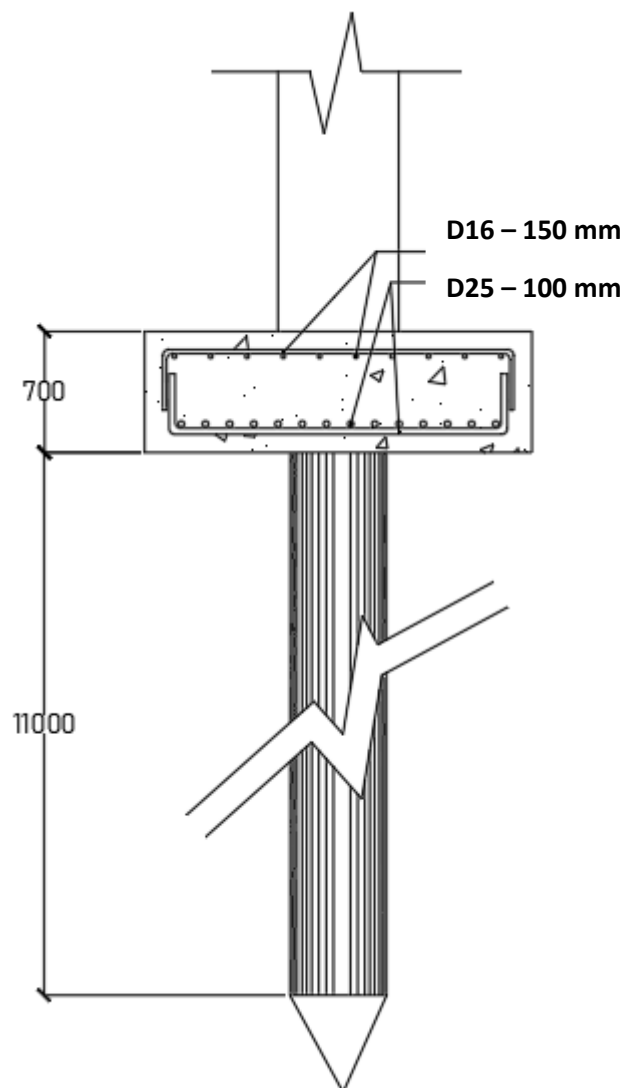
$$2.144,66 \text{ mm}^2 > 1.570,80 \text{ mm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

d) Detail *Pile Cap* K1

Detail penulangan *Pile Cap* K1 yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 31 Detail Penulangan Tampak Atas *Pile Cap* K1



Gambar 4. 32 Detail Potongan Penulangan *Pile Cap K1*

2) *Pile Cap K2*

a) *Properties Pile Cap*

– *Dimensi Pile Cap*

B : 2.800 mm

D : 1.600 mm

t : 1.000 mm

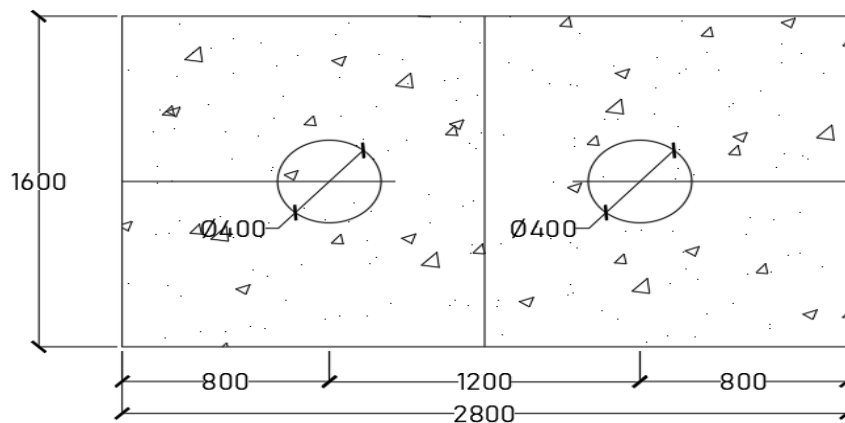
– Diameter tiang, D : 400 mm

– Jumlah tiang : 2 tiang

– Jarak tiang

Tepi	:	$2D$	$= 800 \text{ mm}$
Tiang ke tiang	:	$3D$	$= 1.200 \text{ mm}$
– Tulangan rencana	:		
Tulangan Tarik, D	:	16 mm	
Tulangan Sengkang, D	:	16 mm	
– Selimut, (S)	:	75 mm	
– Mutu beton, (f_c)	:	30 MPa	
– Berat volume beton,	:	24 kN/m^3	
– Modulus elastisitas beton (E_c)	:	$25.742,9602 \text{ MPa}$	
– Mutu tulangan, (f_y)	:	420 MPa	
– Modulus Elastisitas Baja (E_s)	:	200.000 Mpa	

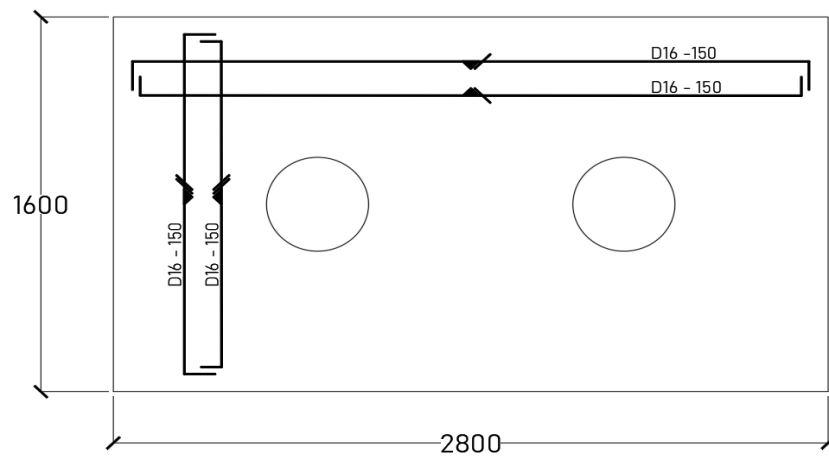
Berikut ini merupakan *section properties* dari *Pile Cap K2* :



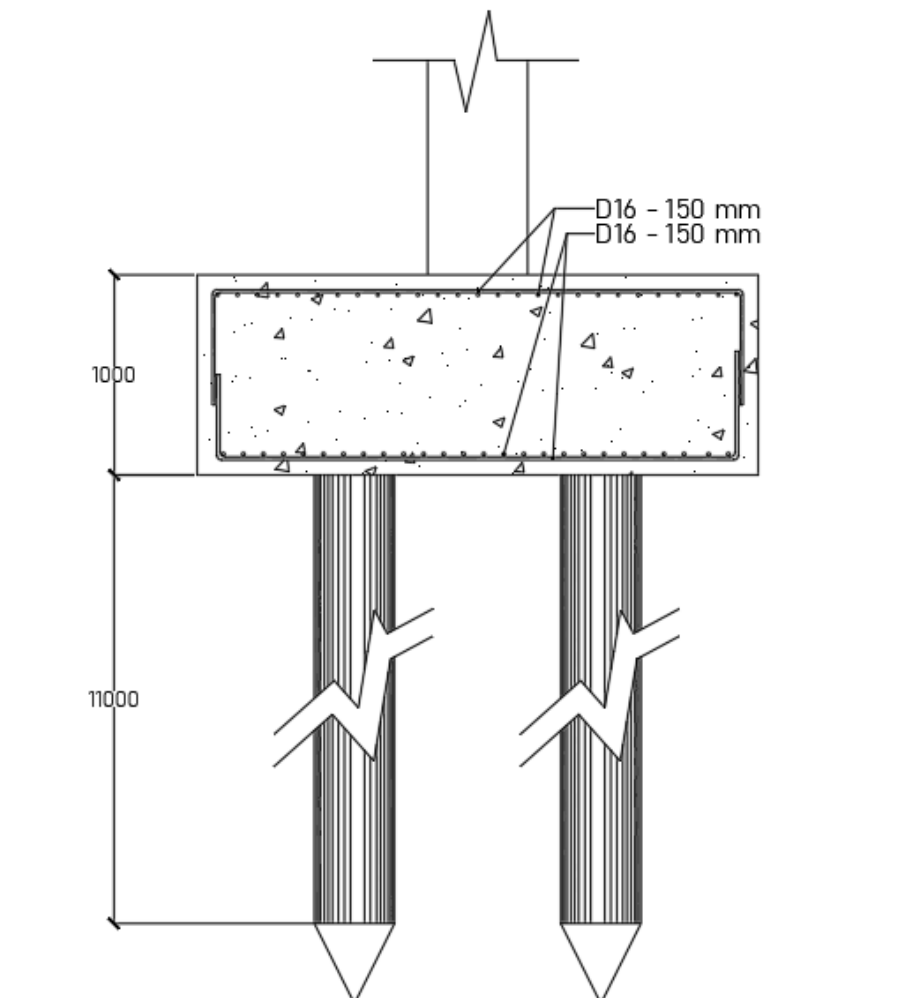
Gambar 4. 33 *Pile Cap K2*

b) Detail *Pile Cap K2*

Detail penulangan *Pile Cap K2* yang didapatkan pada analisis dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 4. 34 Detail Penulangan Tampak Atas *Pile Cap K2*



Gambar 4. 35 Detail Potongan Penulangan *Pile Cap K2*

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis struktur yang telah dilakukan dalam Perancangan Struktur Bangunan Gedung Sekolah Dasar pada penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Bangunan gedung sekolah dapat dirancang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada wilayah dengan Klasifikasi Kelas Situs SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak) dengan nilai $R = 8$.
2. Perhitungan Simpangan Antar Tingkat dan P-Delta pada Gedung A dan Gedung B sebagai berikut :
 - a. Perhitungan Simpangan Antar Tingkat yang terjadi pada Gedung A terbesar pada Lantai 2 pada Arah X dengan nilai 23,005 mm dan Arah Y dengan nilai 29,616 mm. Sedangkan Perhitungan Simpangan Antar Tingkat yang terjadi pada Gedung B terbesar pada Lantai 2 pada Arah X dengan nilai 24,075 mm dan Arah Y dengan nilai 30,499 mm.
 - b. Perhitungan Simpangan Antar Tingkat akibat P-Delta pada Gedung A yang terbesar pada *Roof* Arah X dengan nilai Koefisien Stabilitas 0,0173 mm, sedangkan Arah Y pada Lantai 2 dengan nilai Koefisien Stabilitas 0,0021 mm. Sedangkan Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Akibat P-Delta pada Gedung B yang terbesar pada Lantai 2 Arah X dengan nilai Koefisien Stabilitas 0,0299 mm dan Arah Y dengan nilai 0,002056 mm.
3. Perancangan Struktur Pelat Lantai, Kolom dan Balok
 - a. Pelat Lantai
Pelat lantai yang dirancang pada Gedung A dan Gedung B memiliki 3 tipe pelat sebagai berikut :

1. Pelat P1 dengan ketebalan pelat 150 mm. Penulangan pada Pelat P1 pada daerah tumpuan baik Arah X maupun Arah Y menggunakan D13 – 100 mm dan pada daerah lapangan baik Arah X maupun Arah Y menggunakan D13 – 100 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 25$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
 2. Pelat P2 dengan ketebalan pelat 150 mm. Penulangan pada Pelat P2 pada daerah tumpuan baik Arah X maupun Arah Y menggunakan D13 – 100 mm dan pada daerah lapangan baik Arah X maupun Arah Y menggunakan D13 – 100 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 25$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
 3. Pelat P3 dengan ketebalan pelat 100 mm. Penulangan pada Pelat P3 pada daerah tumpuan baik Arah X maupun Arah Y menggunakan D13 – 100 mm dan pada daerah lapangan baik Arah X maupun Arah Y menggunakan D13 – 100 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 25$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
- b. Kolom
- Kolom yang dirancang pada Gedung A dan Gedung B memiliki 2 tipe kolom sebagai berikut :
1. Kolom K1 dengan lebar, $b = 500$ mm dan tinggi, $h = 700$ mm. Penulangan yang digunakan pada Kolom K1 yaitu tulangan longitudinal 16 D22, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 110 mm, dan tulangan pengikat / *ties* menggunakan 4 D13. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
 2. Kolom K2 dengan lebar, $b = 450$ mm dan tinggi, $h = 450$ mm. Penulangan yang digunakan pada Kolom K2 yaitu tulangan longitudinal 16 D22, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 120 mm, dan tulangan pengikat / *ties* menggunakan 4 D13. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.

c. Balok

Balok yang dirancang pada Gedung A dan Gedung B memiliki 6 tipe balok sebagai berikut :

1. Balok B1 dengan lebar, $b = 400$ mm dan tinggi, $h = 700$ mm. Penulangan yang digunakan pada Balok yaitu tulangan longitudinal pada daerah tumpuan 13 D19, tulangan longitudinal pada daerah lapangan 8 D19, tulangan pinggang 2 D13, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
2. Balok B2 dengan lebar, $b = 300$ mm dan tinggi, $h = 600$ mm. Penulangan yang digunakan pada Balok yaitu tulangan longitudinal pada daerah tumpuan 15 D22, tulangan longitudinal pada daerah lapangan 6 D22, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
3. Balok BA dengan lebar, $b = 300$ mm dan tinggi, $h = 600$ mm. Penulangan yang digunakan pada Balok yaitu tulangan longitudinal pada daerah tumpuan 9 D19, tulangan longitudinal pada daerah lapangan 7 D19, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
4. Balok BT dengan lebar, $b = 250$ mm dan tinggi, $h = 450$ mm. Penulangan yang digunakan pada Balok yaitu tulangan longitudinal pada daerah tumpuan 6 D19, tulangan longitudinal pada daerah lapangan 4 D19, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
5. Balok BB dengan lebar, $b = 300$ mm dan tinggi, $h = 550$ mm. Penulangan yang digunakan pada Balok yaitu tulangan longitudinal pada daerah tumpuan 15 D22, tulangan longitudinal pada daerah lapangan 6 D22, tulangan transversal

pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.

6. Balok TB dengan lebar, $b = 250$ mm dan tinggi, $h = 550$ mm. Penulangan yang digunakan pada Balok yaitu tulangan longitudinal pada daerah tumpuan 7 D19, tulangan longitudinal pada daerah lapangan 6 D19, tulangan transversal pada daerah tumpuan 4 D13 – 100 mm, tulangan transversal pada daerah lapangan 4 D13 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.

4. Perancangan Struktur Pondasi Tiang Pancang dan *Pile Cap*.

- a. Tiang Pancang yang digunakan pada Gedung A dan Gedung B menggunakan *spun pile* fabrikasi *Wika Precast* dengan diameter 400 mm, panjang 1.100 mm, dan kuat tekan beton $f'_c = 52$ MPa.
- b. *Pile Cap* yang digunakan pada Gedung A dan Gedung B memiliki 2 tipe *pile cap* sebagai berikut :
 1. Pile Cap K1 memiliki ketebalan 700 mm dengan lebar , $B = 1.600$ mm dan tinggi, $D = 1.600$ mm. Tulangan tekan yang digunakan D16 – 150 mm, sedangkan tulangan menggunakan D25 – 100 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.
 2. Pile Cap K1 memiliki ketebalan 1.000 mm dengan lebar , $B = 2.800$ mm dan tinggi, $D = 1.600$ mm. Tulangan tekan yang digunakan D16 – 150 mm, sedangkan tulangan menggunakan D16 – 150 mm. Kuat tekan beton yang dipakai $f'_c = 30$ MPa, sedangkan spesifikasi baja tulangan beton menggunakan BJTD 420.

5.2 SARAN

Saran dalam penyusunan Tugas Akhir Perancangan Struktur Bangunan Gedung Sekolah Dasar sebagai berikut :

1. Bangunan gedung yang direncanakan seharusnya dirancang dengan ukuran yang beraturan, sehingga dalam validasi ketidakberaturan struktur lebih mudah untuk dihitung.
2. Penentuan *Preliminary Design* Struktur seharusnya mempertimbangkan efisiensi ukuran dan bahan penyusun struktur tersebut.
3. Perhitungan melalui model aplikasi dengan perhitungan manual lebih mempertimbangkan *output data* yang mirip dengan selisih nilai terpaut sedikit.

DAFTAR PUSTAKA

- ANSI/AISC 360-10. (2010). *Spesification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Structural Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois.
- AISC. (2013). *Design Examples Version 14.1*, American Institute of Steel Construction, United States of America.
- ACI 318-11. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. America Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, U.S.A.
- SNI 1729:2015. (2015). *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 1726:2019. (2019). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 2847:2019. (2019). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 1727:2020. (2020). *Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung Dan Struktur Lain*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 2052:2017. (2017). *Baja Tulangan Beton*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- Dowobroto, W. (2016). *Struktur Baja Edisi ke-2*. Jakarta: Lumina Press.
- Priyo, Sulistiyo, H. (2010). *Perancangan analisis struktur beton bertulang I*. Yogyakarta: Biro
- McCormac, Jack C. 2003. *Desain Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga
- Setiawan, Agus. 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan sni 2847:2013*. Jakarta: Erlangga
- Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perancangan Fondasi Bagian 2*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.