

TUGAS AKHIR

**REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI
BERDASARKAN SNI 1726-2019**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan Program
Sarjana Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam
Sultan Agung**



Disusun Oleh :

**Arina Unsiyati
NIM : 30201900003**

**Sri Utami Agustina
NIM : 30201900198**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2023**

TUGAS AKHIR

**REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI
BERDASARKAN SNI 1726-2019**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan Program
Sarjana Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam
Sultan Agung**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2023**

LEMBAR PENGESAHAN

REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI BERDASARKAN SNI 1726-2019



Arina Unsiyati
NIM : 30201900003



Sri Utami Agustina
NIM : 30201900198

Telah disetujui dan disahkan di Semarang,

- Tim Penguji**
1. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.**
NIDN: 0605046703
 2. **Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D.**
NIDN: 0612106701
 3. **Muhammad Rusli Ahyar, S.T., M.Eng**
NIDN: 0625059102

Tanda Tangan

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: 09 / A.2 / SA – T / III / 2023

Pada hari ini tanggal 28-07-2023 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. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D.**
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

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

Arina Unsiyati
NIM : 30201900003

Sri Utami Agustina
NIM : 30201900198

Judul : REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI
BERDASARKAN SNI 1726-2019

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	08/03/2023	ACC
2	Seminar Proposal	16/05/2023	
3	Pengumpulan data	20/05/2023	
4	Analisis data	29/05/2023	ACC
5	Penyusunan laporan	14/07/2023	
6	Selesai laporan	28/07/2023	

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. Moh. Faiqun Ni'am, MT., 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 : Arina Unsiyati
NIM : 30201900003

NAMA : Sri Utami Agustina
NIM : 30201900198

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

“REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI BERDASARKAN SNI 1726-2019”

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, 26 Juli 2023
Yang membuat pernyataan,



ARINA UNSIYATI
NIM : 30201900003



SRI UTAMI AGUSTINA
NIM : 30201900198

UNISSULA
جامعة سلطان أبوبوع الإسلامية

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

NAMA : Arina Unsiyati
NIM : 30201900003

NAMA : Sri Utami Agustina
NIM : 30201900198

JUDUL TUGAS AKHIR :

**“REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI BERDASARKAN
SNI 1726-2019”**

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, 26 Juli 2023
Yang membuat pernyataan,



ARINA UNSIYATI
NIM : 30201900003



SRI UTAMI AGUSTINA
NIM : 30201900198

MOTTO

“Kamu adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma`ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah.”

(Q.S. Ali Imron ayat 110)

“Dan jangan kamu berputus asa dari rahmat Allah. Sesungguhnya tiada berputus asa dari rahmat Allah, melainkan kaum yang kafir.”

(Q.S. Yusuf ayat 87)

“Allah tidak membebani seseorang itu melainkan sesuai dengan kesanggupannya”

(Q.S. Al-Baqarah ayat 286)

“Dan bersabarlah. Sesungguhnya Allah beserta orang-orang yang sabar.”

(Q.S. Al-Anfal ayat 46)

"Siapa yang menempuh jalan untuk mencari ilmu, maka Allah akan mudahkan baginya jalan menuju surga."

(HR Muslim, no. 2699).

"Barang siapa yang keluar untuk menuntut ilmu, maka ia berada di jalan Allah hingga ia pulang,"

(HR Tirmidzi).

What are you waiting for? Just do it! When you want to give up, look at back and then see how far you have climbed to reach your goals. Because your future is determined by what you start today.

(Anonim)

PERSEMBAHAN

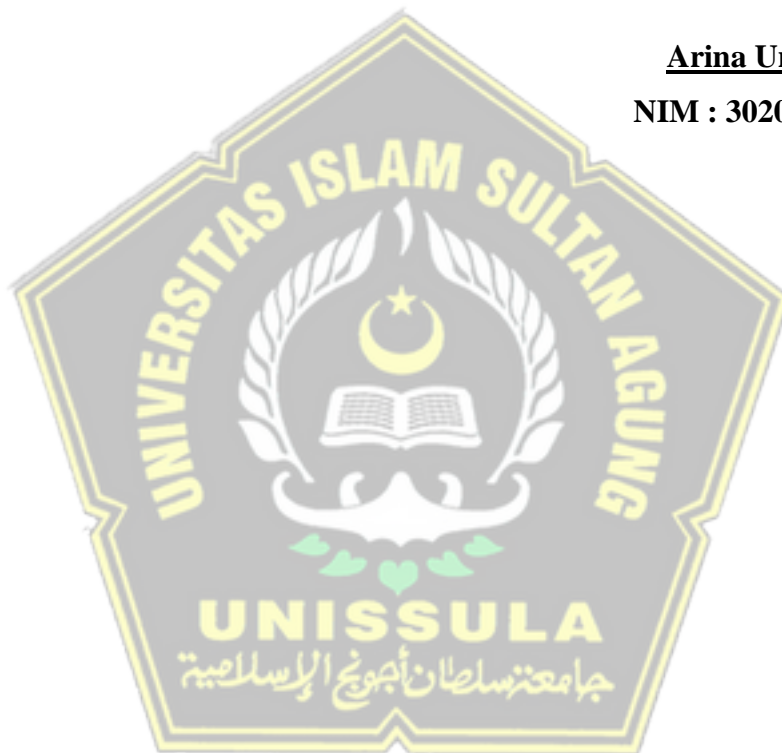
Alhamdulillah, Puji Syukur atas kehadiran Allah SWT atas segala rahmat, taufiq, hidayah, dan inayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dengan rasa syukur yang mendalam, Laporan Tugas Akhir ini dipersembahkan untuk :

1. Kepada Bapak **Muhammad Fitroni Fitra Kurniawan** dan Ibu **Ulfianah**, adik saya **Muhammad Anis Khoiruddin**, dan keluarga besar saya, terima kasih atas motivasi, nasehat, cinta, perhatian, dan kasih sayang serta doa yang selalu mengiringi setiap langkah saya hingga bisa mencapai titik saat ini.
2. Kepada **Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T** dan **Ir. Moh. Faiqun Ni'am, M.T., Ph.D** selaku Dosen Pembimbing yang dengan sabar membimbing dalam pengerjaan tugas akhir kami.
3. Kepada **Mas Lintang Enggartiasto** selaku asisten dosen pembimbing yang sudah mengajarkan kami program ETABS dan memberikan ilmu yang bermanfaat selama pengerjaan laporan ini.
4. Kepada **seluruh Dosen Fakultas Teknik** Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung yang telah membagikan ilmu dan pengalamannya.
5. Kepada rekan saya, **Sri Utami Agustina**, terima kasih sudah menjadi rekan versi terbaik yang pernah saya punya. Terima kasih atas kerja samanya sejak Kerja Praktik, dan mohon maaf apabila selama bekerja sama dengan saya, banyak hal yang menyakiti perasaanmu, baik disengaja maupun tidak disengaja.
6. Kepada sahabatku, **Amara Difa Nurl Hasanah Jawa Mandar** dan **Claufiana Hernz Keniziva**, terkadang saya merasa seperti tidak berada di tempat lain. Saya hanya merasa tidak ada yang bisa memahami saya. Tetapi kemudian saya ingat bahwa saya memiliki kalian, kawan. Sejujurnya saya tidak tahu apa yang akan saya lakukan tanpa kalian sahabatku. Terima kasih telah menjadi manusia terbaik di dunia.
7. Kepada mbak **Ika Hajarun Nadhifah** dan **Aulia Hanna Farhatin**, terima kasih atas *support systemnya* selama ini.

8. Kepada rekan satu bimbingan Tugas Akhir, terima kasih atas bantuan yang diberikan sehingga kita bisa menyelesaikan Tugas Akhir dengan tepat waktu.
9. Kepada rekan Teknik Sipil angkatan 2019 yang senantiasa memberi dukungan dan semangat.
10. Kepada diri sendiri, **Arina Unsiyati**, hidup ini memang berat, terkadang ada hari-hari dimana semuanya tidak berjalan sesuai rencana. Kamu hebat karena kamu tetap mendorong dirimu untuk bertahan dan menghadapi situasi sulit tersebut. Terima kasih karena tidak pernah menyerah hingga badai berlalu.
11. Dan kepada seluruh pihak yang tak dapat saya sebutkan namanya satu per satu.

Arina Unsiyati

NIM : 30201900003



PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur atas kehadiran Allah SWT atas segala rahmat, taufiq, hidayah, dan inayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dengan rasa syukur yang mendalam, Laporan Tugas Akhir ini dipersembahkan untuk :

1. Kedua Orang tua dan keluarga besar saya, Bapak **Djasmanto** dan Ibu **Wartinah**, serta kakak dan adik, saya ucapkan terima kasih *Jazakumullah khairan katsiran* atas dukungan, nasehat, perhatian, cinta dan kasih sayang serta doa yang tiada henti dalam setiap langkah saya, sehingga saya bisa sampai titik saat ini.
2. Bapak **Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T** dan Bapak **Ir. Moh. Faiqun Ni'am, M.T., Ph.D** selaku Dosen Pembimbing yang dengan sabar membimbing dalam pengerjaan tugas akhir kami.
3. **Mas Lintang Enggartiasto** selaku asisten dosen pembimbing yang sudah mengajarkan saya dan rekan saya program ETABS dan memberikan ilmu yang bermanfaat selama pengerjaan laporan ini.
4. Kepada **seluruh Dosen Fakultas Teknik** Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung yang telah membagikan ilmu dan pengalamannya.
5. Kepada rekan saya, **Arina Unsiyati**, terima kasih sudah menjadi teman sekaligus partner yang baik selama saya kuliah. Saya ucapkan terimakasih, *jazakillah khair* atas kerja samanya terutama pada saat menyusun laporan Tugas Akhir ini dengan baik. Saya mengucapkan mohon maaf yang sebesar-besarnya atas sikap dan perilaku saya yang mungkin baik sengaja atau tidak sengaja sudah membuat sakit hati, dan saya juga mohon maaf atas keterbatasan ilmu dan kemampuan saya pada saat menyusun laporan ini.
6. Kepada Keluarga Besar Ta'lim As-Salamah, **Terutama Guru serta Keluarga Besar**, saya ucapkan *Jazakumullah khairan katsiran* atas dukungan, nasehat, motivasi dan do'a kepada saya.
7. Teman-teman satu bimbingan Tugas Akhir, terima kasih atas bantuan yang diberikan sehingga kita bisa menyelesaikan Tugas Akhir dengan tepat waktu.

8. Rekan Teknik Sipil angkatan 2019 yang senantiasa memberi dukungan dan semangat.
9. Dan kepada seluruh pihak yang tak dapat saya sebutkan namanya satu per satu.

Sri Utami Agustina

NIM : 30201900198



KATA PENGANTAR

Segala Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI BERDASARKAN SNI 1726-2019”** guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

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

1. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, M.T., Ph.D selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST.,M.Eng. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama proses penyusunan tugas akhir ini.
4. Bapak Ir. Moh. Faiqun Ni'am, M.T., Ph.D. selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama proses penyusunan tugas akhir ini.
5. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Semarang,

Arina Unsiyati (30201900003)

Sri Utami Agustina (30201900198)

DAFTAR ISI

HALAMAN DEPAN	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	v
MOTTO	vi
PERSEMBAHAN	vii
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI	xii
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR	xix
ABSTRAK	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah.....	2
1.4. Tujuan Kajian.....	2
1.5. Sistematika Penulisan.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Tinjauan Umum.....	4
2.2 Pembebanan Pada Bangunan.....	4
2.2.1 Beban Mati	4
2.2.2 Beban Hidup.....	5
2.2.3 Beban Gempa	5
2.2.4 Kombinasi Pembebanan	5
2.3 Konsep Analisis Beban Seismik	6
2.3.1. Kategori Risiko Bangunan	6
2.3.2. Klasifikasi Situs.....	8
2.3.3. Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Tertarget.....	9

2.3.4. Kategori Desain Seismik	11
2.3.5. Kombinasi Sistem Perangkai dalam Arah yang Berbeda.....	12
2.3.6. Batasan Periode Fundamental	12
2.4 Perancangan Elemen Struktur	13
2.4.1. Perancangan Pelat	13
2.4.2. Perancangan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). 13	
2.4.3. Perancangan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) 14	
2.4.4. Dinding Geser	14
2.5 Software yang digunakan	16
2.5.1. AutoCAD	16
2.5.2. ETABS V.18	16
2.5.3. SPcolumn	17
BAB III METODOLOGI	19
3.1. Pengumpulan Data	19
3.2. Standar yang Digunakan	19
3.3. Pemodelan dan Analisis Struktur	20
3.3.1. Pemodelan dan Pradimensi Struktur Gedung.....	20
3.3.2. Perhitungan Pembebanan Statik (Live Load dan Dead Load)	28
3.3.3. Analisis Struktur.....	34
3.3.4. Perhitungan Beban Gempa.....	34
3.4. Metode Penulisan Laporan.....	35
3.5. Diagram Alir	35
BAB IV ANALISA PERHITUNGAN	37
4.1. Tinjauan Umum.....	37
4.2. Pradimensian Komponen Struktur	37
4.2.1. Elemen Kolom.....	37
4.2.2. Elemen Balok	38
4.2.3. Bahan Struktur.....	38
4.2.4. Pemodelan Struktur	39
4.3. Formulasi Pembebanan Struktur	40
4.4. Analisis Desain Seismik.....	41

4.4.1. Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa.....	41
4.4.2. Klasifikasi Situs.....	41
4.4.3. Parameter Respons Spektrum Gempa Terpetakan (Nilai S_S dan S_1).....	42
4.4.4. Parameter Respons Spektrum Gempa Tertarget (Nilai S_{MS} dan S_{M1})	43
4.4.5. Parameter Respons Spektrum Gempa Tertarget (Nilai S_{DS} dan S_{D1})	43
4.4.6. Spektrum Respons Desain.....	43
4.4.7. Kategori Desain Seismik dan Penahan Gaya Gempa.....	45
4.4.8. Analisa Dinamis Getaran Bebas.....	45
4.4.9. Kontrol Hasil Analisa Dinamik Gempa	46
4.4.10. Hasil Analisa Struktur	50
4.5. Analisis Sistem Ganda (<i>Dual System</i>).....	67
4.6. Perencanaan Atap	71
4.6.1. Perhitungan Atap.....	71
4.6.2. Perencanaan Rangka Atap Kuda-kuda	78
4.6.3. Perhitungan Ikatan Angin.....	85
4.6.4. Perhitungan Tumpuan	87
4.6.5. Perhitungan Sambungan Aksial Lentur dan Geser.....	92
4.6.6. Perhitungan Sambungan Lentur dan Geser	97
4.7. Perencanaan Tangga.....	101
4.7.1. Pembebanan Tangga	103
4.7.2. Pembebanan Pelat Bordes	103
4.7.3. Analisa Struktur Tangga.....	104
4.7.4. Perhitungan Rasio Tebal Pelat	106
4.7.5. Perhitungan Kebutuhan Tangga	106
4.7.6. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga	106
4.7.7. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes	109
4.7.8. Perencanaan Balok Bordes	112
4.8. Perencanaan Lift.....	119
4.8.1. Pembebanan Lift	120
4.8.2. Balok Penggantung	121
4.9. Perencanaan Dinding Geser	125
4.10. Perencanaan Pelat.....	129

4.10.1. Penentuan Tipe Pelat	130
4.10.2. Pembebanan Tipe Pelat	130
4.10.3. Penentuan Nilai Momen	131
4.10.4. Perencanaan Tulangan Pelat	131
4.11. Perencanaan Balok	137
4.11.1. Input Data Balok	137
4.11.2. Perhitungan Material	139
4.11.3. Pengecekan Syarat Geometri	139
4.11.4. Desain Lentur	140
4.11.5. Desain Geser	146
4.11.6. Desain Torsi	149
4.11.7. Detail Penulangan Balok	153
4.12. Perencanaan Desain Kolom	153
4.12.1. Input Data Kolom	154
4.12.2. Pengecekan Syarat Geometri	156
4.12.3. Desain Aksial Lentur	156
4.12.4. Desain Geser	159
4.12.5. Pengecekan Confinement dan Spasi Sengkang	162
4.13. Hubungan Balok dan Kolom	165
4.13.1. Properti Material dan Penampang	165
4.13.2. Data Lebar dan Eksentrisitas Balok	166
4.13.3. Dimensi Joint	166
4.13.4. Data dan Gaya Tulangan Balok	167
4.13.5. Gaya Geser Akibat Balok	167
4.13.6. Gaya Geser Kolom	167
4.13.7. Gaya Geser Total Joint	168
4.13.8. Kuat Geser Joint	168
4.13.9. Tulangan Transversal	169
4.13.10. Panjang Penyaluran Tarik	169
4.14. Perencanaan Pondasi	169
4.14.1. Desain Tiang Pancang	169
4.14.2. Perencanaan Pondasi	170

4.14.3. Kontrol Penurunan Kelompok Tiang	181
4.15. Desain Sloof	188
4.15.1. Penulangan Lentur Sloof	188
BAB V PENUTUP	192
5.1. Kesimpulan.....	192
5.2. Saran.....	193
DAFTAR PUSTAKA	194
LAMPIRAN.....	xxiii



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Data Berat Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	4
Tabel 2. 2 Daftar Beban Hidup Pada Lantai.....	5
Tabel 2. 3 Kombinasi Beban	6
Tabel 2. 5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	7
Tabel 2. 6 Faktor Keutamaan Gempa.....	8
Tabel 2. 7 Klasifikasi Situs.....	9
Tabel 2. 8 Koefisien Situs, F_d	10
Tabel 2. 9 Koefisien Situs, F_v	11
Tabel 2. 10 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.....	11
Tabel 2. 11 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	11
Tabel 2. 12 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik.....	12
Tabel 2. 13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	13
Tabel 2. 18 Ketebalan Minimum Pelat.....	13
Tabel 3. 1 Beban Mati pada Bangunan	31
Tabel 3. 2 Beban Hidup pada Bangunan.....	31
Tabel 4. 1 Detail Penulangan Kolom	37
Tabel 4. 2 Detail Penulangan Balok.....	38
Tabel 4. 3 Detail Mutu Bahan	39
Tabel 4. 4 Konfigurasi Gedung	40
Tabel 4. 5 Nilai N-SPT <i>Site</i> Proyek.....	42
Tabel 4. 6 Nilai Spektrum Respons Desain.....	44
Tabel 4. 7 Bentuk Ragam dan Waktu Getar Kerangka	46
Tabel 4. 8 Rasio Partisipasi Massa	46
Tabel 4. 9 Rasio Partisipasi Beban Modal	47
Tabel 4. 10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	47
Tabel 4. 11 Massa Efektif Kumulatif per Lantai.....	50
Tabel 4. 12 Distribusi Vertikal Gaya Gempa Tiap Lantai.....	51

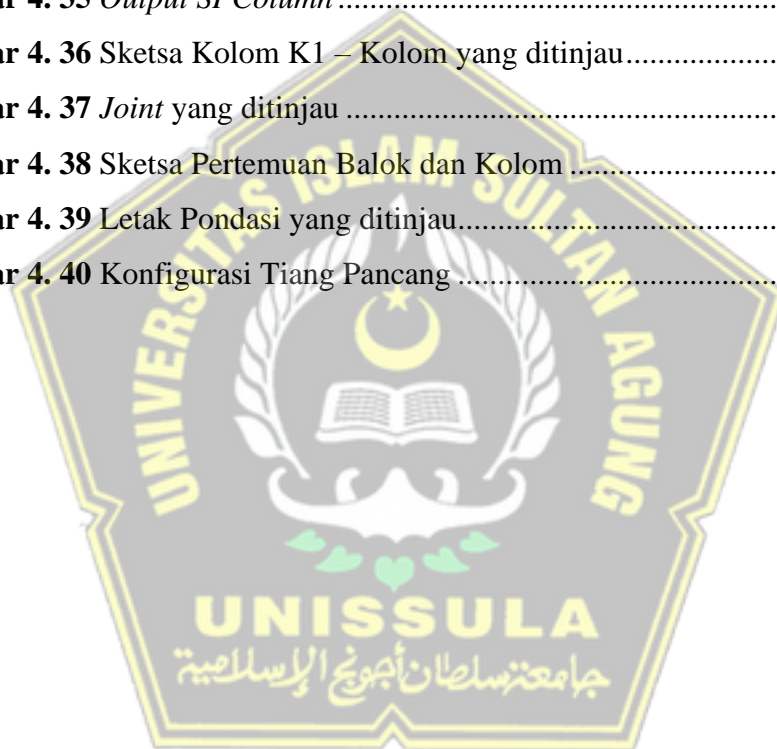
Tabel 4. 13 Distribusi Horizontal Gaya Gempa Tiap Lantai.....	52
Tabel 4. 14 Gaya Geser Dinamik	52
Tabel 4. 15 Gaya Geser Statik dan Dinamik Tiap Lantai.....	53
Tabel 4. 16 Relasi Gaya Gempa Statik-Dinamik	53
Tabel 4. 17 Gaya Geser Dinamik Terkoreksi	54
Tabel 4. 18 Gaya Geser Rencana Tiap Lantai	55
Tabel 4. 19 Gaya Gempa Lateral Rencana	56
Tabel 4. 20 Notasi Simpangan	58
Tabel 4. 21 Cek Kestabilan P-Delta	59
Tabel 4. 22 Cek Ketidakberaturan Torsi	61
Tabel 4. 23 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma.....	62
Tabel 4. 24 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	63
Tabel 4. 25 Ketidakberaturan Berat (Massa).....	64
Tabel 4. 26 Ketidakberaturan Geometri Vertikal	64
Tabel 4. 27 Ketidakberaturan Diskontinuitas Kuat Lateral.....	65
Tabel 4. 28 Syarat Faktor Redundansi	66
Tabel 4. 29 Faktor Redundansi.....	67
Tabel 4. 30 <i>Joint Reactions</i> Akibat Gempa Statik X.....	68
Tabel 4. 31 <i>Joint Reactions</i> Akibat Gempa Statik Y.....	69
Tabel 4. 32 Momen Nominal Penampang.....	75
Tabel 4. 33 Tabel Kombinasi Terbesar Dinding Geser.....	126
Tabel 4. 34 Momen Rencana Pelat.....	131
Tabel 4. 35 Penulangan Pelat	136
Tabel 4. 36 Tabel Gaya Aksial dan Lentur.....	156
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Aksial-Lentur.....	158
Tabel 4. 38 <i>Safety Factor</i>	172
Tabel 4. 39 Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang.....	173

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Parameter gerak tanah S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)	10
Gambar 2. 2 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)	10
Gambar 2. 16 Jenis <i>Shear Wall</i> menurut Lokasi dan Tujuannya	15
Gambar 2. 18 Tampilan <i>AutoCAD</i> versi 2017.....	16
Gambar 2. 19 Tampilan <i>ETABS V.18</i>	17
Gambar 2. 20 Tampilan Diagram Interaksi pada <i>Software SPColumn</i>	18
Gambar 3. 1 Denah Bangunan.....	19
Gambar 3. 2 Model <i>Initialization</i>	20
Gambar 3. 3 Model Grid	21
Gambar 3. 4 <i>Edit Grid</i>	21
Gambar 3. 5 Tampilan <i>Grid</i> dan <i>Story</i>	22
Gambar 3. 6 <i>Input Material Properties</i>	22
Gambar 3. 7 <i>Frame Properties</i>	23
Gambar 3. 8 <i>Section Shape Concrete</i>	23
Gambar 3. 9 <i>Input Dimensi Kolom</i>	24
Gambar 3. 10 <i>Reinforcement Data Column</i>	24
Gambar 3. 11 <i>Reinforcement Data Beam</i>	25
Gambar 3. 12 <i>Input Data Slab</i>	26
Gambar 3. 13 <i>Plan View Lantai Dasar</i>	27
Gambar 3. 14 <i>Plan View Lantai 1 – 11 (Tipikal)</i>	27
Gambar 3. 15 <i>Plan View Atap</i>	27
Gambar 3. 16 <i>3D View ETABS V.18</i>	28
Gambar 3. 17 <i>Define Load Patterns</i>	29
Gambar 3. 18 Pendefinisian Beban Mati dan Hidup	29
Gambar 3. 19 <i>Load Case Data</i>	30
Gambar 3. 20 <i>Input Beban Mati Tambahan Atap</i>	30
Gambar 3. 21 <i>Input Beban Hidup</i>	31
Gambar 3. 22 Denah Lantai Dasar	32

Gambar 3. 23 Denah Lantai 1-6	32
Gambar 3. 24 Denah Lantai 7.....	32
Gambar 3. 25 Denah Lantai 8.....	33
Gambar 3. 26 Denah Lantai 9.....	33
Gambar 3. 27 Denah Lantai 10.....	33
Gambar 3. 28 Denah Lantai 11.....	33
Gambar 4. 1 Pemodelan Struktur Gedung 3 Dimensi	39
Gambar 4. 2 Grafik Nilai Spektrum Respons Percepatan Desain Gedung Kuliah Fakultas Kedokteran UNISSULA.....	45
Gambar 4. 3 Distribusi Gaya Geser Rencana Arah X.....	55
Gambar 4. 4 Distribusi Gaya Geser Rencana Arah Y	56
Gambar 4. 5 Diagram Gaya Lateral Rencana.....	57
Gambar 4. 6 Simpangan Antar Lantai.....	59
Gambar 4. 7 Koefisien Stabilitas (θ)	60
Gambar 4. 8 Denah Lantai Bukaah 1	61
Gambar 4. 9 Denah Lantai Bukaah 2	62
Gambar 4. 10 Beban Terfaktor	72
Gambar 4. 11 Pembebanan Pada Kuda-Kuda	79
Gambar 4. 12 Ikatan Angin	85
Gambar 4. 13 Tumpuan Kolom Baja.....	87
Gambar 4. 14 Sambungan Aksial Lentur dan Geser.....	92
Gambar 4. 15 Sambungan Lentur dan Geser.....	97
Gambar 4. 16 Denah Tangga.....	102
Gambar 4. 17 Potongan Samping Tangga.....	102
Gambar 4. 18 Detail Pelat Tangga.....	103
Gambar 4. 19 Pembebanan Pada Tangga	104
Gambar 4. 20 Penulangan Pelat Tangga.....	106
Gambar 4. 21 Penulangan Pelat Tangga.....	109
Gambar 4. 22 Balok Bordes	112
Gambar 4. 23 Balok Bordes	116
Gambar 4. 24 Dinding Geser yang ditinjau.....	125
Gambar 4. 25 Penampang Dinding Geser	125

Gambar 4. 26 Diagram Interaksi Dinding Geser	128
Gambar 4. 27 Detail Tulangan Dinding Geser	129
Gambar 4. 28 Tipe Pelat yang ditinjau	130
Gambar 4. 29 Balok yang ditinjau.....	137
Gambar 4. 30 <i>Input</i> Data Geometri Balok.....	137
Gambar 4. 31 Sketsa Balok G2 – Balok yang ditinjau.....	153
Gambar 4. 32 Kolom yang ditinjau	154
Gambar 4. 33 Penampang kolom K1.....	157
Gambar 4. 34 Diagram Interaksi K1	157
Gambar 4. 35 <i>Output SPColumn</i>	158
Gambar 4. 36 Sketsa Kolom K1 – Kolom yang ditinjau.....	164
Gambar 4. 37 <i>Joint</i> yang ditinjau	165
Gambar 4. 38 Sketsa Pertemuan Balok dan Kolom	165
Gambar 4. 39 Letak Pondasi yang ditinjau.....	170
Gambar 4. 40 Konfigurasi Tiang Pancang	173



REDESAIN STRUKTUR GEDUNG DUA BELAS LANTAI BERDASARKAN SNI 1726-2019

Abstrak

Dinding geser beton bertulang merupakan elemen struktur vertikal yang biasa digunakan pada bangunan bertingkat, yang berperan untuk menahan gaya lateral yang berasal dari beban gempa. Dinding geser merupakan salah satu konsep penyelesaian masalah gempa untuk struktur bangunan sipil, yaitu sebagai sub struktur yang menahan gaya geser akibat beban gempa.

Pada tugas akhir ini, diambil objek Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Fakultas Kedokteran UNISSULA dengan tinggi 8 lantai yang didesain ulang menjadi 12 lantai dengan bentuk yang simetri. Dalam pengerjaan menggunakan aplikasi ETABS, *SPcolumn*, dan *AutoCAD*. Beban gempa yang dimasukkan berupa respons spektrum dan statik ekuivalen yang bersumber pada SNI 1726-2019.

Dari hasil analisis berupa kurva kapasitas, terlihat bahwa penggunaan dinding geser dapat meningkatkan kapasitas bangunan untuk menahan gaya lateral akibat gempa, karena bangunan dapat menahan gaya geser dasar yang lebih besar namun dengan simpangan atap yang kecil. Pada analisis struktur menggunakan bantuan ETABS, diperoleh nilai M_u sebesar 41749,198 kN, P_u sebesar 3517,705 kN, dan V_u sebesar 1231,286 kN. Tulangan pokok yang digunakan pada balok dan kolom adalah tulangan ulir D22. Analisis *SPcolumn* pada dinding struktural mendapatkan hasil tulangan struktural D19 dengan nilai $\rho = 1,08\%$. Ditinjau dari segi getaran gempa, struktur dapat dinyatakan aman. Konsolidasi tanah akibat beban gedung sebesar 0,0227 meter yang dinyatakan aman.

Kata Kunci : Dinding Geser, Struktur Gedung, Gaya Gempa, ETABS

**REDESIGN OF THE TWELVE FLOOR BUILDING STRUCTURE
BASED ON SNI 1726-2019**

Abstract

Shear walls of reinforced concrete are vertical structural elements commonly used in multi-story buildings, whose role is to withstand lateral forces originating from earthquake loads. Shear walls are one of the concepts for solving earthquake problems for civil building structures, namely as a sub-structure that resists shear forces due to earthquake loads.

In this final project, the object of the UNISSULA Faculty of Medicine Lecture Building Construction Project object with a height of 8 floors was redesigned to become 12 floors with a symmetrical shape. In progress using the ETABS, SPcolumn, and AutoCAD applications. The earthquake load entered is in the form of an equivalent spectrum and static response sourced from SNI 1726-2019.

From the results of the analysis in the form of a capacity curve, it shows that the use of shear walls can increase the capacity of buildings to withstand lateral forces due to earthquakes, because buildings can withstand greater base shear forces but with small roof deviations. In the structural analysis using ETABS, the value of M_u was 41749.198 kN, P_u was 3517.705 kN, and V_u was 1231.286 kN. The main reinforcement used in beams and columns is D22 screw reinforcement. SPcolumn analysis on the structural wall obtained D19 structural reinforcement with a value of $\rho = 1.08\%$. In terms of earthquake vibrations, the structure can be declared safe. Land consolidation due to building loads is 0.0227 meters which is declared safe.

Keyword: *Shear Walls, Building Structures, Earthquake Forces, ETABS*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Dalam beberapa tahun terakhir, Indonesia sering dilanda gempa bumi di beberapa daerah yang mengakibatkan kematian dan kehancuran bangunan dan struktur. Indonesia sering mengalami gempa bumi karena terletak di *Pasific Ring of Fire*, yaitu wilayah lajur rangkaian gunung berapi aktif di dunia. Sejak tahun 2022, beberapa gempa berkekuatan sangat besar telah mengguncang Indonesia, antara lain gempa Cianjur, Pandeglang, dan Maluku, serta gempa yang melanda Yogyakarta beberapa minggu lalu, dan dampak gempa tersebut sangat dahsyat hingga pesisir utara pulau Jawa termasuk Semarang. Kota Semarang juga merupakan bagian dari zona merah seismik, menurut ahli geologi UGM Gayatri Indah Marlyani.

Bersumber pada permasalahan tersebut, dalam perancangan gedung di Indonesia dibutuhkan struktur tahan gempa yang bersumber pada pedoman gempa terkini, yaitu SNI 1726-2019. Dengan pedoman SNI yang paling terkini, diharapkan dapat memberikan desain bangunan tahan gempa yang lebih baik. Selaku objek kajian ulang desain ini adalah Gedung Kuliah 8 Lantai Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang yang akan didesain ulang dengan meningkatkan jumlah lantai menjadi 12 lantai.

Pada perancangan ini sistem gempa yang dipilih menurut SNI 1726-2019 adalah sistem ganda. Karena beban gempa pada struktur gedung direncanakan relatif kecil, dimensi balok dan kolom juga diharapkan kecil. Aspek reduksi power kolom lebih kecil dari aspek reduksi kekuatan balok, serta menyebabkan keadaan daktilitas yang sempurna dapat dicapai.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dapat dirumuskan masalah sebagai berikut untuk tugas akhir ini.

1. Bagaimana cara mendesain dimensi sistem struktur dan elemen struktur pada *preliminary design* bersumber pada peraturan SNI 2847-2019?
2. Bagaimana menganalisis reaksi struktur berupa gaya-gaya dalam, ragam getar, periode getar, serta simpangan antar lantai sesuai peraturan SNI 1726-2019?
3. Bagaimana merancang dimensi serta tulangan beton yang diperlukan pada pelat, balok, kolom, dinding geser, lift, tangga, atap, sloof, serta pondasi pada gedung 12 lantai yang memenuhi persyaratan Sistem Ganda?

1.3. Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Peraturan yang digunakan, antara lain :
 - a. “Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung” SNI 1726-2019.
 - b. “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung” SNI 2847-2019.
 - c. “Peraturan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain” SNI 1727-2020.
2. Rancang beban seismik fungsional menggunakan perhitungan respons spektrum.
3. Desain ini membahas struktur atas dan bawah meliputi pelat, balok, kolom, dinding geser, lift, tangga, atap, sloof, serta pondasi.

1.4. Tujuan Kajian

Tujuan dari Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Merancang sistem struktur serta dimensi elemen struktur dengan *preliminary* desain bersumber pada peraturan SNI 2847- 2019.
2. Menganalisis reaksi struktur berupa gaya-gaya dalam, ragam getar, periode getar, serta simpangan antar lantai sesuai peraturan SNI 1726- 2019.

3. Merancang dimensi serta tulangan beton yang diperlukan pada pelat, balok, kolom, dinding geser, lift, tangga, atap, sloof, serta pondasi pada gedung 12 lantai yang memenuhi persyaratan Sistem Ganda.

1.5. Sistematika Penulisan

Struktur penulisan laporan akhir ini terdiri dari lima bab yaitu:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini menjelaskan pola dan teori struktural umum yang digunakan dalam desain.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menjelaskan tentang pola struktur umum serta teori yang dimanfaatkan pada perancangan.

BAB III METODOLOGI

Bab ini menjelaskan tahapan pengumpulan dan analisis data dalam perancangan gedung.

BAB IV ANALISA PERHITUNGAN

Bab ini berisi prosedur desain dan hasil perhitungan struktur yang dilakukan.

BAB V PENUTUP

Bab ini menyajikan kesimpulan desain bangunan yang diimplementasikan dan saran penulis kepada pembaca.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Struktur adalah elemen yang menjadi bagian dari bangunan dan berfungsi untuk mendukung keberadaan elemen non struktural yang saling menguatkan seperti, kolom, balok, serta pelat sehingga membentuk struktur yang dapat menahan beban sesuai perancangan.

2.2 Pembebanan Pada Bangunan

Beban adalah kumpulan gaya yang bekerja pada permukaan struktur. Di gedung bertingkat, beban dapat dibagi menjadi dua kategori tergantung pada arah kerjanya: beban vertikal (gravitasi) dan beban horizontal (lateral). Beban vertikal terdiri dari beban mati, beban lalu lintas, dan beban curah hujan, sedangkan beban horizontal terdiri dari beban air tanah, beban tekanan tanah, beban seismik, dan beban angin.

2.2.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat total suatu struktur permanen termasuk bahan tambahan, bagian bergerak dan peralatan tetap yang membentuk struktur.

Standar SNI 1727-2020 untuk Beban Rencana Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya memungkinkan penentuan berat satuan atau satuan untuk bahan dan pendukung bangunan tertentu.

Tabel 2. 1 Data Berat Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

No.	Jenis Beban Mati	Beban (t/m ²)
1.	Beban pasir setebal 1 cm	0,016
2.	Beban spesi setebal 3 cm	0,066
3.	Beban keramik setebal 1 cm	0,022
4.	Beban <i>plafond</i>	0,020
5.	Beban mekanikal dan elektrikal	0,025

Sumber : SNI 1727:2020

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang disebabkan oleh penggunaan atau hunian bangunan. Ini termasuk beban lantai dari mesin, peralatan bergerak dan peralatan lain yang tidak melekat secara permanen pada struktur, yang dapat diganti selama umur bangunan, dan yang mengubah perilaku lantai dan atap struktur. Persyaratan khusus untuk atap yang diklaim dapat memikul beban hidup, seperti beban hujan dari banjir atau tekanan dari tetesan air yang jatuh (energi kinetik).

Beban hidup pada struktur gedung harus diambil sesuai dengan standar SNI 1727-2020, yang berkaitan dengan beban desain minimum bangunan dan struktur lainnya serta kriteria terkait sesuai Tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Daftar Beban Hidup Pada Lantai

No.	Jenis Ruangan dan Struktur	Beban (t/m ²)
1.	Ruang Kelas	0,192
2.	Laboratorium	0,287
3.	Kantor	0,240
4.	Ruang Pertemuan	0,479
5.	Tribun ruang pertemuan	0,287
6.	Tangga	0,479
7.	Rumah Sakit	0,192

Sumber : SNI 1727:2020

2.2.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban statis total pada struktur yang ditentukan oleh analisis dinamik atau gaya yang ditimbulkan oleh gempa. Penentuan nilai beban gempa dipengaruhi oleh besarnya kemungkinan terlampauinya beban dalam periode waktu tertentu, kekuatan struktur yang dirasakan, dan sisa kelebihan kapasitas struktur.

2.2.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban dasar untuk desain kekuatan disebutkan dalam SNI 2847-2019 pasal 5.3.1. Struktur, komponen dan pondasi harus disiapkan sedemikian rupa sehingga kekuatan struktur sama atau lebih besar dari pengaruh beban terfaktor dalam kombinasi berikut:

Tabel 2. 3 Kombinasi Beban

Kombinasi Beban	Beban Utama
$U = 1,4 D$	D
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$	L
$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W)$	$L_r \text{ atau } R$
$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$	W
$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$	E
$U = 0,8D + 1,0W$	W
$U = 0,8D + 1,0E$	E

Sumber : SNI 2843:2019

Keterangan:

D : Beban Mati

L : Beban Hidup

L_r : Beban Hidup di Atap

R : Beban Hujan

W : Beban Angin

2.3 Konsep Analisis Beban Seismik

Struktur bangunan tahan gempa memerlukan perencanaan dan perhitungan untuk meminimalisir kerusakan bangunan akibat gempa. “SNI 1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur dan Struktur Gedung” merupakan acuan yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan tahan gempa. Gempa terencana adalah gempa bumi yang peluang terjadinya selama umur bangunan 50 tahun adalah 2% dan intensitasnya lebih besar dari itu.

2.3.1. Kategori Risiko Bangunan

Dalam ketentuan SNI 1726:2019, jenis risiko konstruksi dan non konstruksi ditentukan berdasarkan tujuan penggunaan bangunan sesuai tabel di bawah ini.

Tabel 2. 4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/ rumah susun • Pusat perbelanjaan/ mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi 	III

Tabel 2. 5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa (lanjutan)

<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	<p>IV</p>
---	-----------

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 2. 5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber: SNI 1726:2019

2.3.2. *Klasifikasi Situs*

Penentuan jenis kelas kursi mengacu pada pasal 5.3 SNI 1726:2019, dimana kelas kursi diklasifikasikan menjadi kelas kursi SA, SB, SC, SD, SE atau SF sesuai tabel berikut:

Tabel 2. 6 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (Batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (Tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung tanah lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $P_I > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir, $S_u < 25$ kPa		
SF (Tanah yang khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : ✓ Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah terjadinya likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah ✓ Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Sumber: SNI 1726:2019

2.3.3. Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Tertarget

Faktor amplifikasi seismik 0,2 detik dan 1 detik diperlukan untuk menghitung respons target dari spektrum percepatan gempa (MCE_R) di lapangan. Faktor amplifikasi meliputi faktor getaran yang berhubungan dengan kecepatan waktu singkat (F_a) dan faktor getaran yang berhubungan dengan kecepatan selama 1 detik (F_v). Asal 6.2 SNI 1726:2019 harus diganti. Persamaan berikut mendefinisikan parameter respons spektral akselerasi periode pendek (S_{MS}) dan periode satu detik (S_{M1}) yang dimodifikasi di bawah pengaruh klasifikasi lokasi:

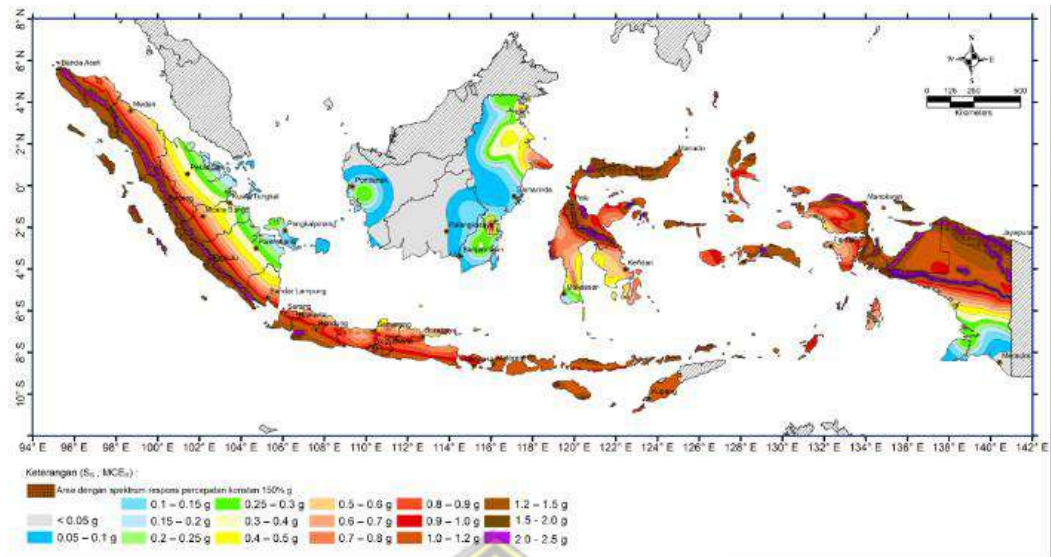
$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

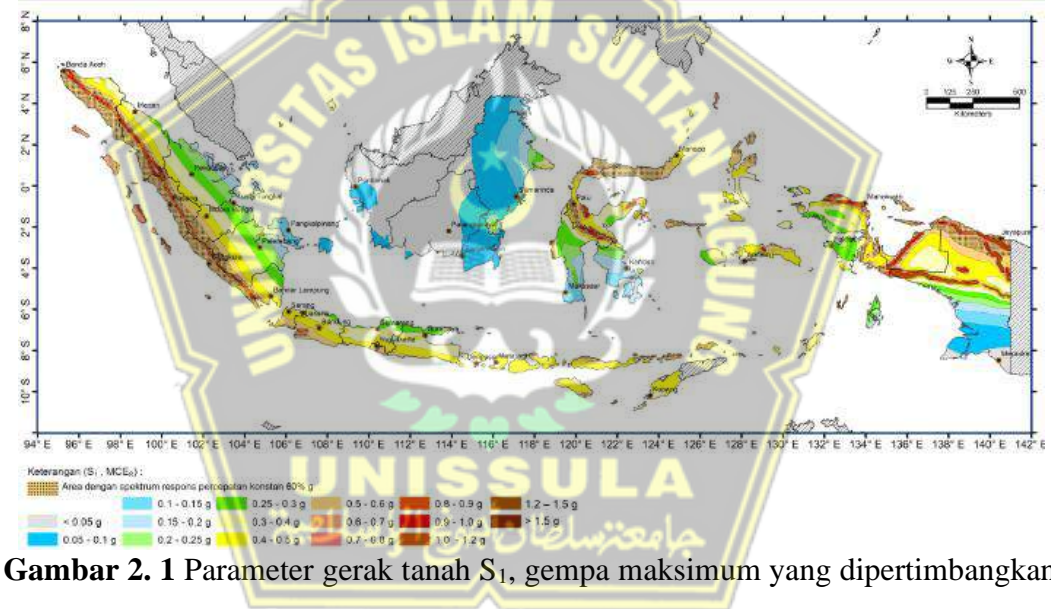
Keterangan :

S_s = Parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = Parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik



Gambar 2. 2 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)



Gambar 2. 1 Parameter gerak tanah S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Tabel 2. 7 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektrum percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$S_s^{(a)}$					

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 2. 8 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektrum percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0

Sumber: SNI 1726:2019

2.3.4. Kategori Desain Seismik

Penentuan jenis kategori desain seismik (KDS) struktur bangunan gedung kaitannya dengan pasal 6.5 SNI 1726:2019. Kelas desain seismik dapat dipilih sesuai dengan nilai SDS dan SD1 yang diperoleh dengan menentukan kelas risiko bangunan tertinggi. Semakin tinggi huruf pada tabel kelas risiko, semakin besar risiko gempa pada bangunan tersebut.

Tabel 2. 9 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 2. 10 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

2.3.5. Kombinasi Sistem Perangkai dalam Arah yang Berbeda

Menentukan jenis struktur bangunan Kategori Desain Seismik (KDS) menggunakan Pasal 6.5 SNI 1726:2019. Kelas desain seismik dapat dipilih berdasarkan nilai SDS dan SD1 yang diperoleh dengan menentukan kelas risiko bangunan tertinggi. Semakin tinggi huruf pada tabel kelas risiko, semakin besar risiko gempa pada bangunan tersebut.

Tabel 2. 11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R	Faktor Kuat Lebih Defleksi, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
A. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TI	TI	TI
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
B. Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25% Gaya Seismik yang Ditetapkan								
Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726:2019

2.3.6. Batasan Periode Fundamental

Sesuai butir 7.8.2 SNI 1726:2019, periode utama struktur tidak boleh melebihi koefisien batas atas periode perhitungan (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a). Tabel berikut mempengaruhi pengelompokan struktur periode natural:

Tabel 2. 12 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektrum Desain Pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien, C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726:2019

2.4 Perancangan Elemen Struktur

2.4.1. Perancangan Pelat

Pelat beton bertulang adalah struktur beton bertulang tipis dengan bidang horizontal dan beban yang bekerja tegak lurus terhadapnya. Dari segi panjang dan lebar, ketebalan pelat cukup tipis. Orientasi horizontal pelat beton bertulang menjadikannya sebagai membran horizontal atau elemen penguat dalam struktur, yang cukup berguna untuk memperkuat kekakuan balok portal (Asroni. A, 2014:161).

Saat merencanakan dan mendesain dimensi papan, ada batas ketebalan minimum yang ditentukan dalam pasal 8 SNI 2847:2019.

Tabel 2. 13 Ketebalan Minimum Pelat

F_y (MPa)	Tanpa Drop Panel			Dengan Drop Panel		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Sumber: SNI 2847:2019

2.4.2. Perancangan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Balok sistem rangka pemikul momen khusus adalah bagian dari sistem penahan kekuatan seismik dan biasanya dirancang untuk menahan lentur dan geser. Faktor kompresi aksial yang lebih besar dari ($A_g f_c' / 10$) diterapkan pada setiap komponen rangka karena setiap kombinasi beban harus proporsional dan detail.

2.4.3. Perancangan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Kolom wajib berisi ketentuan berikut:

- a. Dimensi minimum penampang harus paling sedikit 300 mm, diukur sepanjang garis lurus melalui pusat geometri.
- b. Rasio minimum dimensi penampang terkecil dengan dimensi tegak lurus harus 0,4.

2.4.4. Dinding Geser

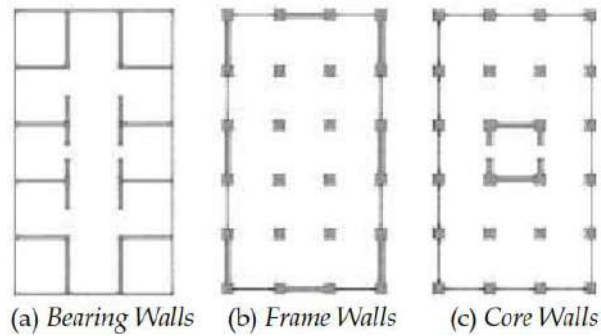
2.4.6.1. Pengertian Dinding Geser (Shear Wall)

Dinding geser atau *shear wall* adalah struktur dinding vertikal yang dirancang untuk menahan tegangan geser seismik lateral. Sebagian besar beban gempa diserap oleh dinding geser bangunan. Desain dinding geser yang baik tidak terlepas dari pemilihan bentuk dinding, letak dinding pada lantai dan jenis cacatnya. Dinding geser seringkali terletak di luar gedung, di dalam gedung, atau merupakan inti yang menahan elevator atau tangga.

2.4.6.2. Klasifikasi Dinding Geser

Dinding geser diklasifikasikan menjadi tiga kategori berdasarkan lokasi dan tujuannya, yaitu:

1. *Bearing wall* adalah dinding geser yang menggunakan dinding pemisah antara bangunan yang berdekatan sebagai penahan dan memikul sebagian besar gaya gravitasi.
2. *Frame wall* (dinding rangka) adalah dinding geser yang tahan terhadap beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari rangka beton bertulang. Dinding kisi dibangun di antara deretan kolom.
3. *Core wall* (dinding inti) adalah dinding geser yang berada di tengah bangunan, biasanya digunakan pada tangga atau elevator.



Gambar 2. 3 Jenis *Shear Wall* menurut Lokasi dan Tujuannya

Dinding geser juga dibagi menjadi tiga kategori menurut geometrinya, yaitu:

1. *Flectural wall* (dinding lentur), yaitu dinding geser dengan rasio $\frac{h_w}{l_w} > 2$, dan struktur dinding ini diatur oleh perilaku lentur.
2. *Squat wall* (dinding mini), yaitu dinding geser dengan rasio $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$, dimana struktur dinding ini diatur oleh perilaku geser.
3. *Coupled shear wall* (dinding ganda), yaitu dinding geser yang menggunakan sepasang dinding yang dihubungkan oleh balok penghubung untuk menahan beban gempa dan menimbulkan momen guling. Setiap alas dari sepasang dinding kerja memiliki gaya tekan dan tarik.

2.4.6.3. Tulangan Minimum

1. Rasio minimum luas tulangan vertikal terhadap luas total beton (ρ_v), harus:
 - a. 0,0012 untuk batang tulangan ulir yang besarnya tidak lebih dari D16 dengan besar f_y tidak kurang dari 420 MPa, atau
 - b. 0,0015 untuk batang tulangan ulir selain pada poin a, atau
 - c. 0,0012 untuk tulangan kawat las yang besarnya tidak lebih dari Ø16 atau D16
2. Rasio minimum luas tulangan horizontal terhadap luas beton (ρ_h), harus:
 - a. 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang besarnya tidak lebih dari D16 dengan besar f_y tidak kurang dari 420 MPa, atau
 - b. 0,0025 untuk batang tulangan ulir selain pada poin a, atau
 - c. 0,0020 untuk tulangan kawat las yang besarnya tidak lebih dari Ø16 atau D16

2.4.6.4. Batas Ketinggian Bangunan yang Ditingkatkan untuk Dinding Geser Beton Bertulang

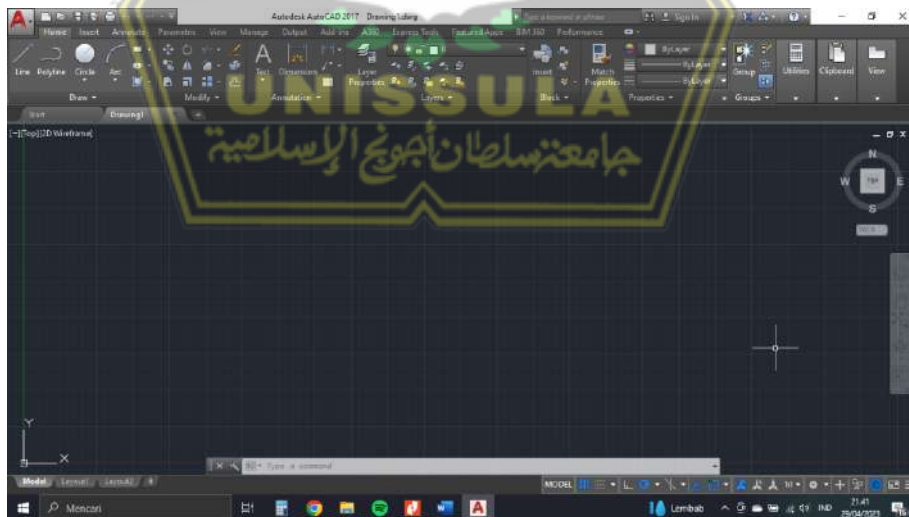
Pada struktur yang didesain dengan desain seismik D atau E, batas ketinggian dapat ditingkatkan dari 48 meter menjadi 72 meter.

2.5 Software yang digunakan

2.5.1. AutoCAD

AutoCAD adalah aplikasi desain CAD untuk penyusunan 2D atau 3D. Perangkat lunak ini secara resmi dirilis pada Desember 1982 oleh *Autodesk, Inc.*, sebuah perusahaan industri internasional yang berkantor pusat di Mill Valley, California. *AutoCAD* adalah aplikasi desktop yang berjalan pada komputer mikro dengan kartu grafis bawaan.

Program ini merupakan program berjenis CAD (*Computer-aided Design*) yang mendukung pembuatan, modifikasi, analisis atau optimalisasi desain. Dengan *AutoCAD*, desainer menjadi lebih produktif, meningkatkan kualitas desain, memfasilitasi komunikasi melalui dokumentasi, dan membuat basis data produksi dua dimensi (2D) atau 3 dimensi (3D). Program *AutoCAD* yang digunakan pada perancangan ini adalah *AutoCAD* versi 2017. Berikut adalah tampilan awal *AutoCAD* versi 2017.



Gambar 2. 4 Tampilan *AutoCAD* versi 2017

2.5.2. ETABS V.18

ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building System*) adalah program yang menganalisis dan mendesain struktur bangunan secara cepat dan akurat.

Program ETABS sangat membantu dalam analisis dan desain bangunan, yang sebelumnya memakan waktu relatif lama dengan tangan dan akurasi tidak dapat dijamin. ETABS sangat penting dalam perancangan struktur bangunan yang berisiko, mengingat berat sendiri struktur, beban tarik, beban angin dan beban gempa. Beban seismik dipelajari melalui dua analisis, yaitu beban respon fungsi spektral dan fungsi riwayat waktu. Dengan demikian, analisis gempa dan angin dapat dihitung secara otomatis dengan mengubah nilai rasio aspek peraturan ACI dan IBC agar sesuai dengan peraturan SNI di Indonesia. Program ETABS terutama digunakan untuk analisis lima rencana struktur, yaitu rangka baja, rangka beton, balok komposit dan rangka baja, serta analisis ruang geser.

Program ETABS yang digunakan dalam perancangan ini adalah ETABS V.18. Ini adalah tampilan pertama dari jendela ETABS V.18.

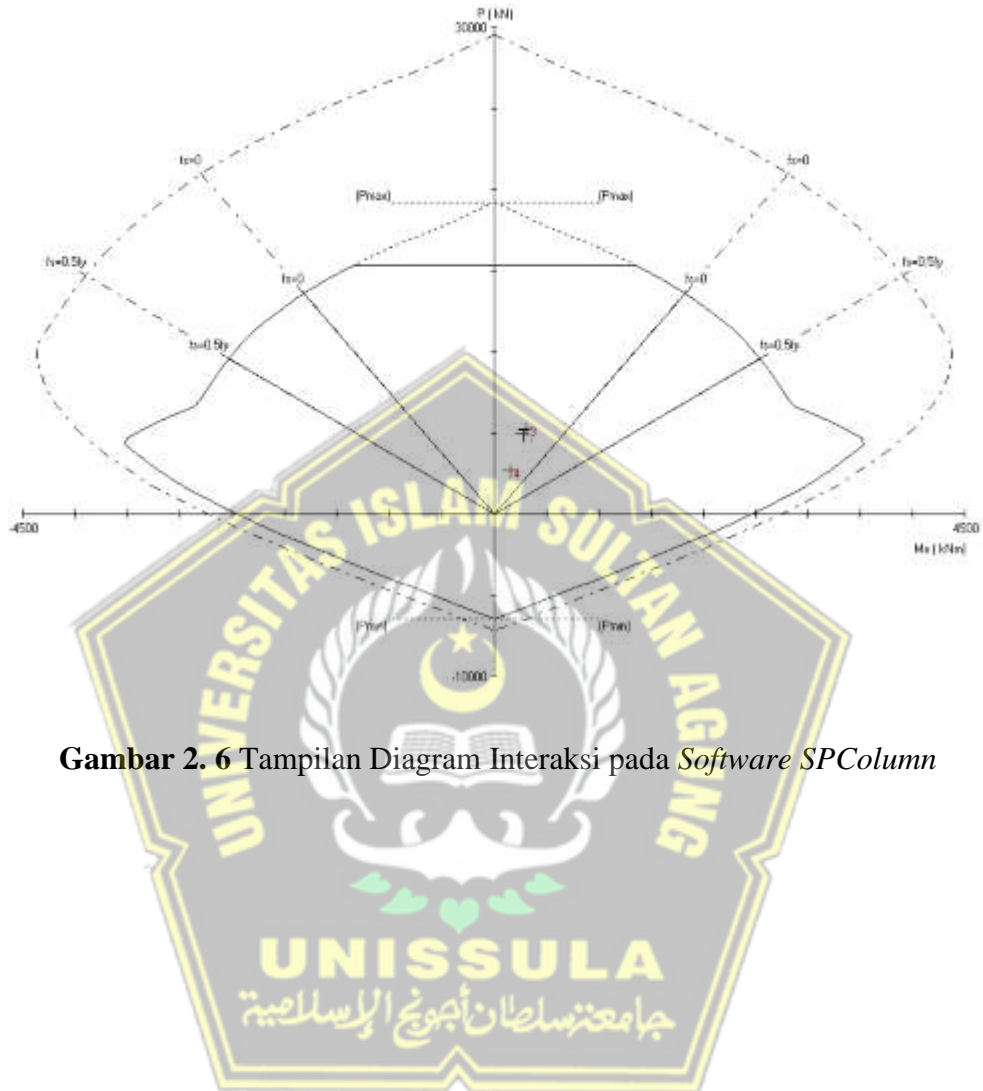


Gambar 2. 5 Tampilan ETABS V.18

2.5.3. *SPcolumn*

Perangkat lunak bernama *SPColumn* diperlukan karena merancang kolom beton jauh lebih rumit daripada merancang balok beton. Sebelumnya, perangkat ini disebut *PCACol*. Saat ini *PCACol* sudah berubah bentuk menjadi *Structure Point* atau *SPColumn* (juga masih keluaran PCA), hanya nama dan tampilannya saja yang berubah. Perangkat lunak analisis dan desain kolom yang diperkuat disebut *SPColumn*. Pengoperasian dan tampilan program ini sederhana, tetapi membutuhkan banyak data, yang merupakan salah satu kelebihanannya. Program ini dapat digunakan untuk mempelajari dan membuat diagram interaktif kolom beton

bertulang. Kekuatan tekan dan lentur kolom beton bertulang digabungkan dalam diagram interaksi. Di bawah ini adalah tampilan bagan interaktif dari program *SPColumn*.

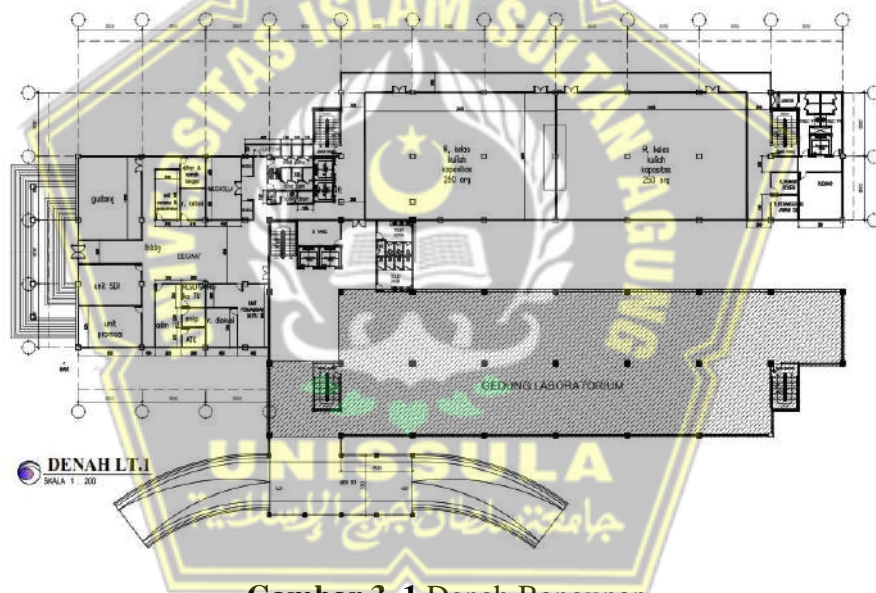


Gambar 2. 6 Tampilan Diagram Interaksi pada *Software SPColumn*

BAB III METODOLOGI

3.1. Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam Laporan Tugas Akhir Perancangan Ulang Struktur Gedung Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang ini adalah data primer. Data primer merupakan data yang diperoleh langsung dari pihak-pihak yang terlibat dalam proyek ini yaitu Yayasan Wakaf Sultan Agung (YBWSA). Informasi yang didapat akan sangat berguna untuk renovasi gedung ini. Data utama yang digunakan dalam laporan ini adalah gambar *Detail Engineering Design (DED)*. Dan data sekunder yang digunakan dalam laporan ini adalah data lapangan. Rencana pembangunan dapat dilihat pada gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3. 1 Denah Bangunan

3.2. Standar yang Digunakan

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

3.3. Pemodelan dan Analisis Struktur

Analisis struktur seluruh bangunan. Langkah-langkah untuk mendesain ulang laporan akhir ini adalah sebagai berikut.

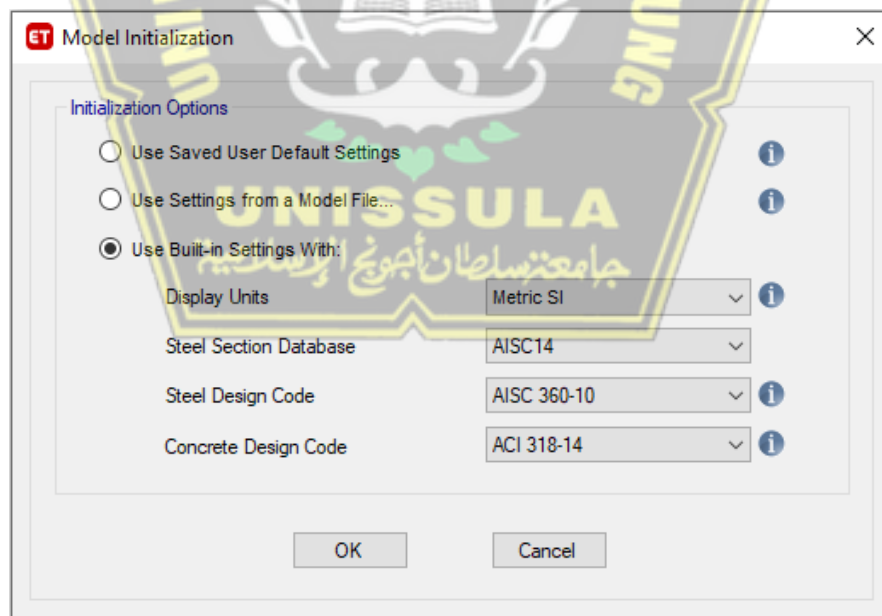
3.3.1. Pemodelan dan Pradimensi Struktur Gedung

Pemodelan dan pra dimensi dilakukan sesuai aturan SNI yang menjadi pedoman dalam perancangan komponen struktur. Pemodelan struktur bangunan didasarkan pada gambar konstruksi yang telah direncanakan sebelumnya. Selanjutnya adalah tahapan pemodelan yang dilakukan dengan tool ETABS V.18.

1. Jendela Awal

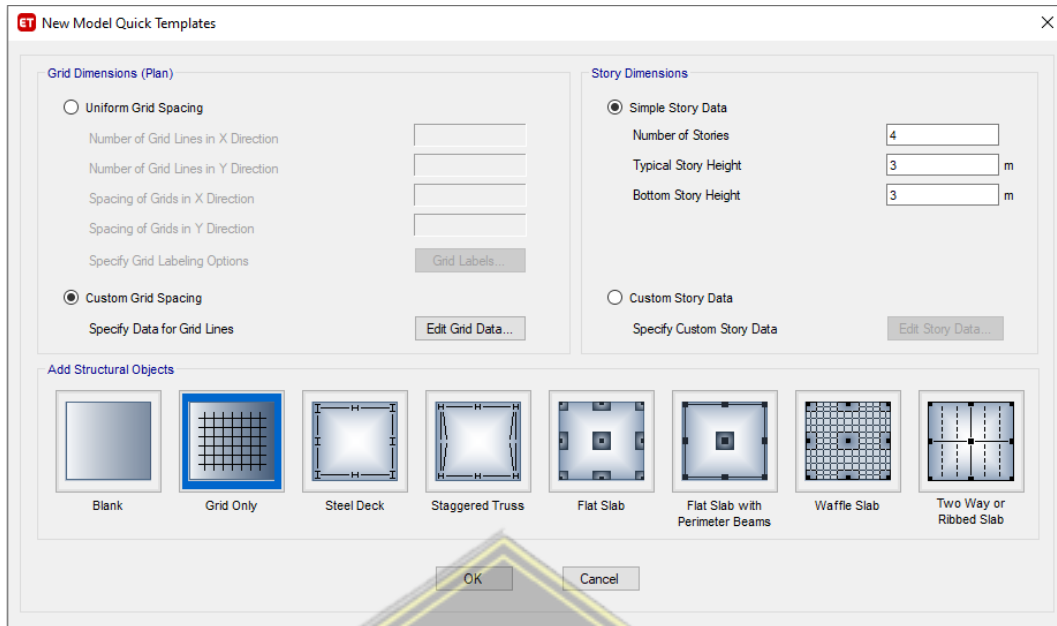
Buka perangkat ETABS di komputer, untuk memulai lembar kerja baru, klik menu *File – New Model*. Muncul kotak dialog tampilan awal ETABS seperti gambar di bawah ini.

Pada menu *Initialization Options*, pilih *Use Built-in Setting With* untuk menentukan kode standar dan satuan yang akan kita gunakan pada model desain bangunan. Pada bagian *Display Units*, pilih *Metric SI* untuk Satuan Internasional. Untuk desain beton bertulang, pada Kode Desain Beton pilih ACI 318-14 yang merupakan acuan SNI beton Indonesia terbaru 2847:2019, lalu klik OK.



Gambar 3. 2 Model Initialization

Kode Standar yang digunakan dalam *Steel Design Database* dan *Steel Design Code* adalah pengaturan awal. Kita juga bisa menggantinya jika ingin menggunakan referensi lain, misalnya dalam mendesain bangunan/struktur baja.



Gambar 3. 3 Model Grid

Perhatikan pada bagian *Uniform Grid Spacing* :

- Number of Grid Lines in X Direction* : Jumlah As pada arah X
- Number of Grid Lines in Y Direction* : Jumlah As pada arah Y
- Spacing of Grid in X Direction* : Jarak antar As pada arah X
- Spacing of Grid in Y Direction* : Jarak antar As pada arah Y

Untuk denah lantai yang memiliki jarak sumbu yang berbeda, dapat klik *Custom Grid Spacing – Edit Grid Data* untuk menyesuaikan jarak yang sesuai.

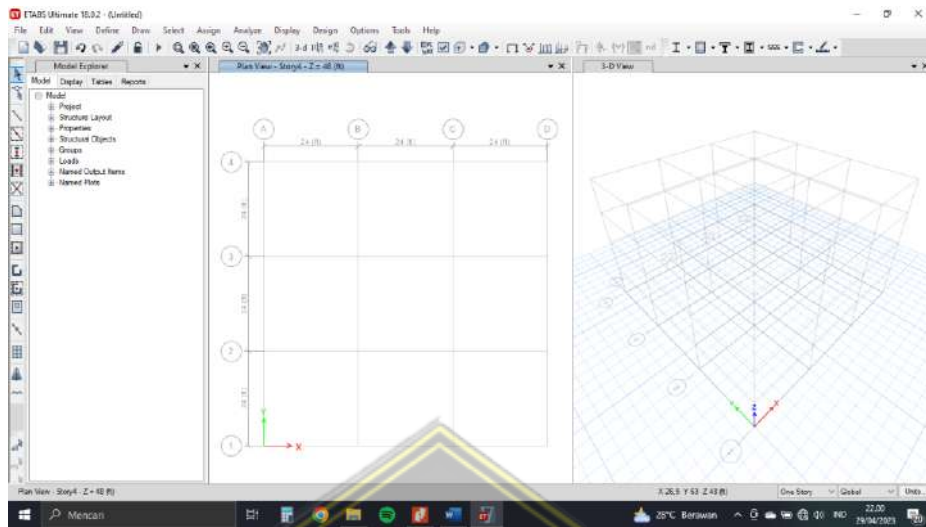


Gambar 3. 4 Edit Grid

Untuk selanjutnya, perhatikan bagian *Story Dimensions – Simple Story Data*:

- Number of Stories* : Jumlah tingkat lantai
- Typical Story Height* : Tinggi antar tingkat lantai

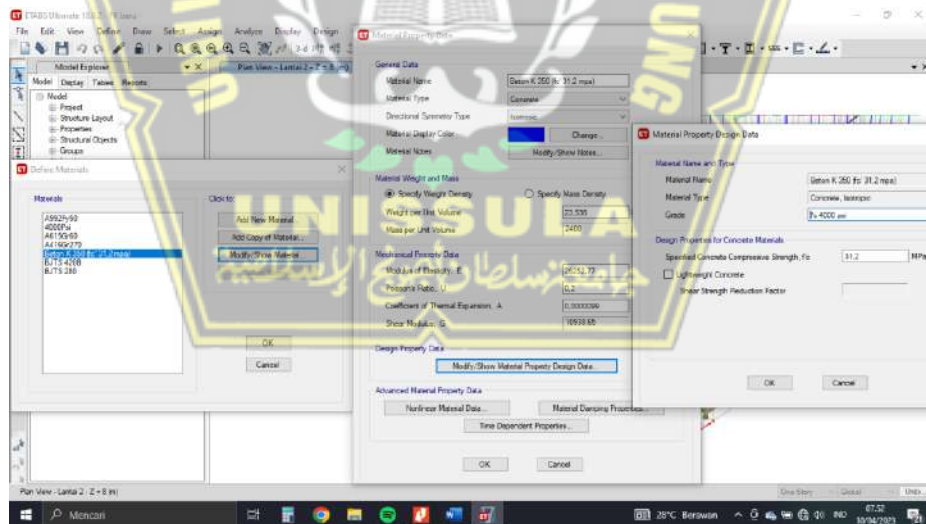
- *Botto Story Height* : Tinggi *story* 1 dari lantai dasar
 Pada bagian *Add Structural Object*, pilih *Grid Only* – OK.



Gambar 3. 5 Tampilan *Grid* dan *Story*

2. *Input Material Properties*

Pada bagian ini berfungsi untuk memasukkan jenis material sesuai dengan mutu yang dirancang. Pilih menu *Define – Material Properties* – pilih 4000psi (untuk beton) – *Modify/Show Material*.

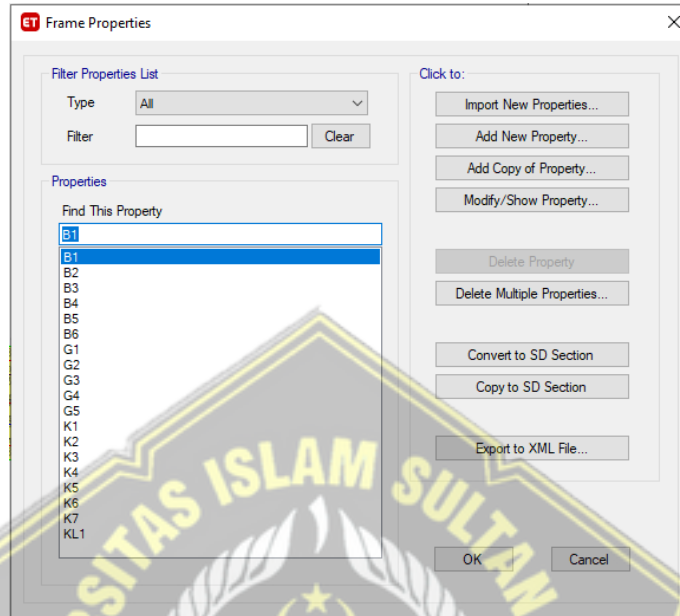


Gambar 3. 6 *Input Material Properties*

3. *Input Dimensi Elemen Struktur*

a. *Input Dimensi Kolom*

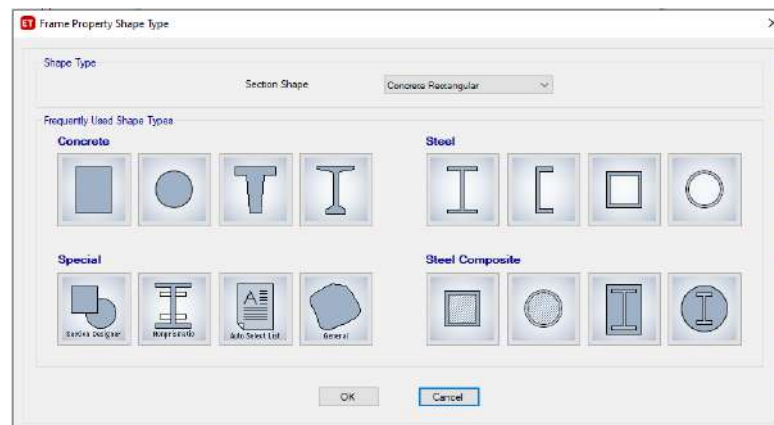
Pilih pada menu *Define – Section Properties – Frame Sections* – maka akan tampil kotak dialog *Frame Properties* seperti ini.



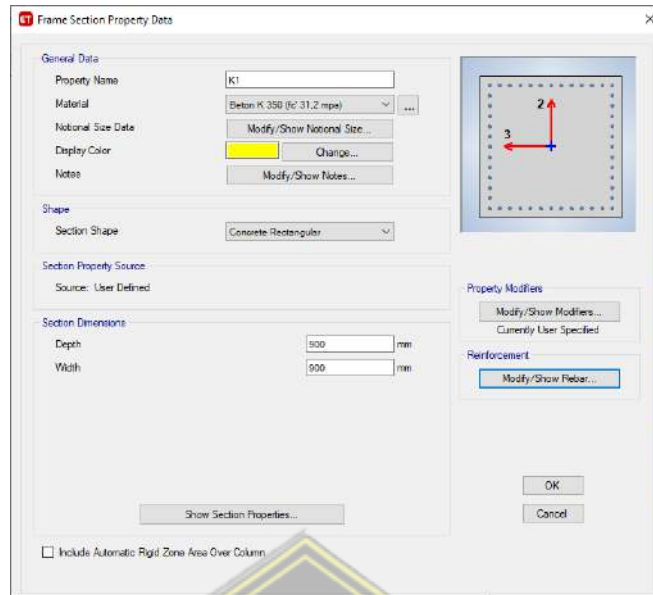
Gambar 3. 7 *Frame Properties*

Jika ingin menghapus properti *frame default* ETABS, maka dapat dilakukan dengan cara pilih *Delete Multiple Properties* pada bagian kanan – *Select Section to Delete* (pilih semua tipe) – *Delete Selected Frame Section* – Pilih semua *frame – Delete Selected Frame Sections* – Klik OK (hanya akan tersisa satu *frame default* dari ETABS).

Selanjutnya, untuk membuat kolom sesuai yang kita inginkan, klik *Add New Property* – pilih bentuk kolom pada *Concrete* untuk kolom beton – klik OK.



Gambar 3. 8 *Section Shape Concrete*



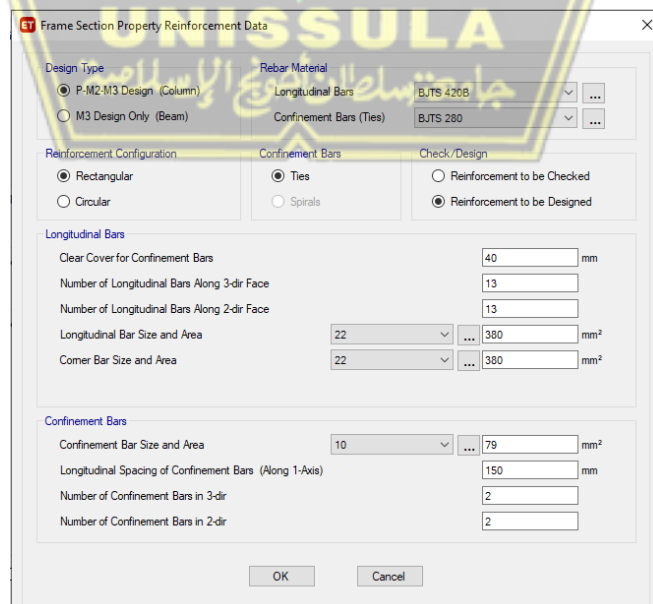
Gambar 3. 9 *Input Dimensi Kolom*

Pada kotak dialog *Frame Section Property Data* di atas, berikut keterangan pada tiap poin :

- *Property Name* : Ganti sesuai dengan kode kolom rencana
- *Material* : Sesuai dengan mutu beton kolom yang digunakan
- *Display Color* : Klik *Change* untuk mengubah warna
- *Section Dimensions* : Isikan dimensi kolom sesuai yang direncanakan

Kemudian klik *Modify/Show Rebar*, maka akan muncul kotak dialog berikut

:



Gambar 3. 10 *Reinforcement Data Column*

Keterangan :

- *Design Type* : P – M2 – M3 (untuk setelan kolom)
- *Rebar Material* : pilih *material* tulangan yang sesuai
- *Reinforcement Configuration* : *Rectangular* (untuk kolom segiempat)
- *Confinement Bars* : *Ties* (untuk tulangan sengkang kotak)
- *Check/Design* : *Reinforcement to be designed*
- *Clear Cover for Conf. Bars* : tebal Selimut Beton

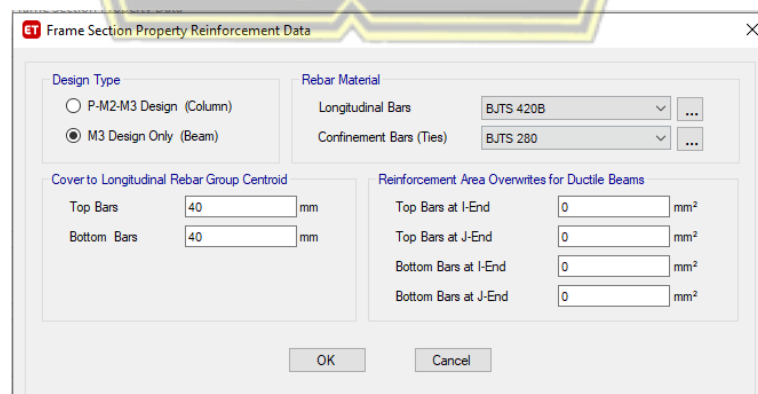
Pada bagian *Check/Design*, pemilihan *Reinforcement to be design* berarti bahwa tulangan akan dihitung secara terpisah setelah analisis struktur mendapatkan data gaya dalam atau luas tulangan, sehingga nilai lain yang mengandung informasi tulangan dapat diabaikan sesuai dengan standar ETABS.

b. *Input Dimensi Balok*

Sama seperti saat memasukkan dimensi kolom, pada kota dialog *Frame Section Property Data* :

- *Property Name* : Ganti sesuai dengan kode kolom rencana
- *Material* : Sesuai dengan mutu beton kolom yang digunakan
- *Display Color* : Klik *Change* untuk mengubah warna
- *Section Dimensions* : *Width*, untuk lebar balok
Depth, untuk tinggi balok

Kemudian klik *Modify/Show Rebar*, maka akan muncul tampilan *Frame Section Property Reinforcement Data – Design Type* (pilih *M3 Design Only (Beam)* untuk balok) – OK.



Gambar 3. 11 *Reinforcement Data Beam*

- *Design Type* : M3 *Design Only (Beam)*
- *Rebar Material* : pilih *material* tulangan

- *Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid* : tebal Selimut Beton

c. Input Dimensi Pelat

Pilih pada menu *Define – Section Properties – Slab Sections – Add New Property – Input Data* – Klik OK.



Gambar 3. 12 *Input Data Slab*

- *Property Name* : Kode Pelat yang direncanakan
- *Slab Material* : Sesuai mutu beton pada pelat rencana
- *Modelling Type* : *Shell-Thin*
- *Type* : *Slab*
- *Thickness* : Tebal Pelat sesuai dengan rencana

Perbedaan *Modelling Type* pada pelat :

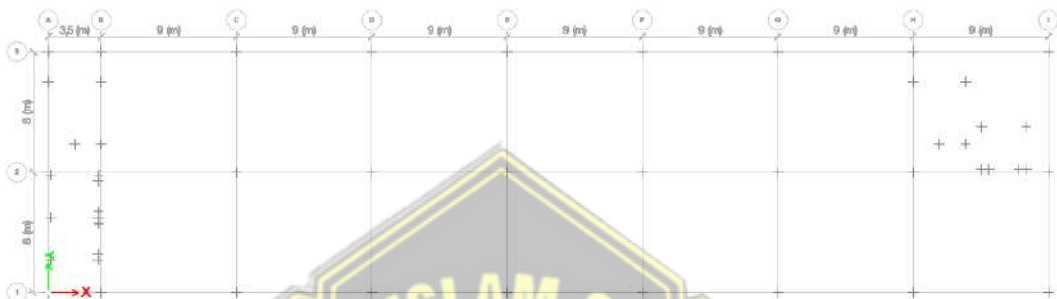
- *Shell*

Pelat menahan dua gaya yaitu gaya momen dan gaya geser. Pelat menahan beban lentur karena gravitasi serta geser dan deformasi dengan balok melawan gravitasi.

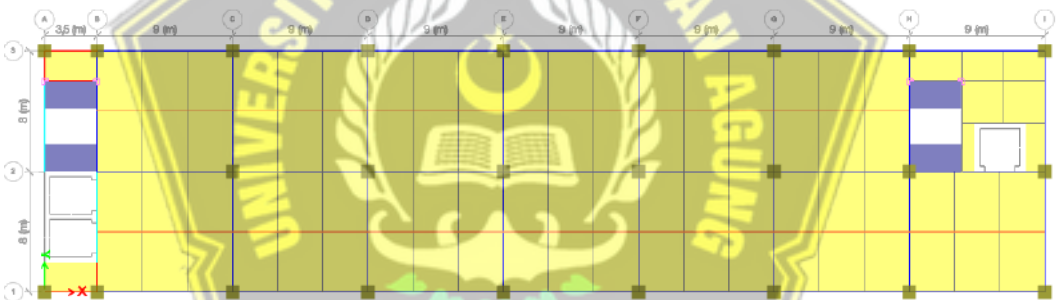
- **Membrane**

Pelat hanya bisa menahan geser. Pemodelan membran berarti mendistribusikan seluruh beban pelat dengan sistem distribusi balok terdekat 450. Pelat tidak berubah bentuk dengan balok di bawah pengaruh gravitasi. Hal ini dapat menghasilkan defleksi balok yang sedikit lebih besar, yang aman untuk tujuan desain.

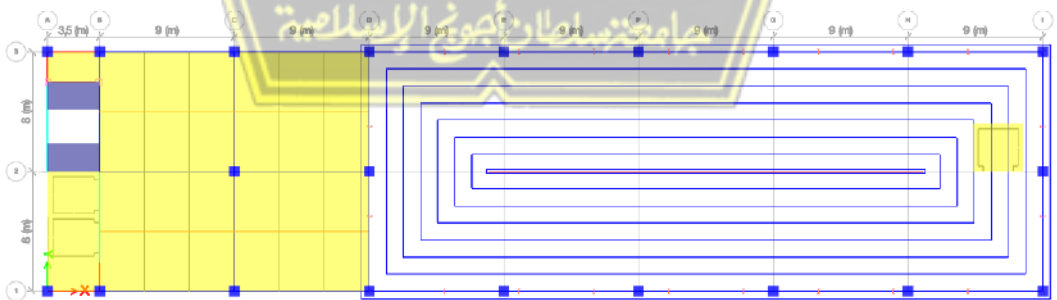
Selanjutnya dilakukan pemodelan dengan software ETABS V.18.



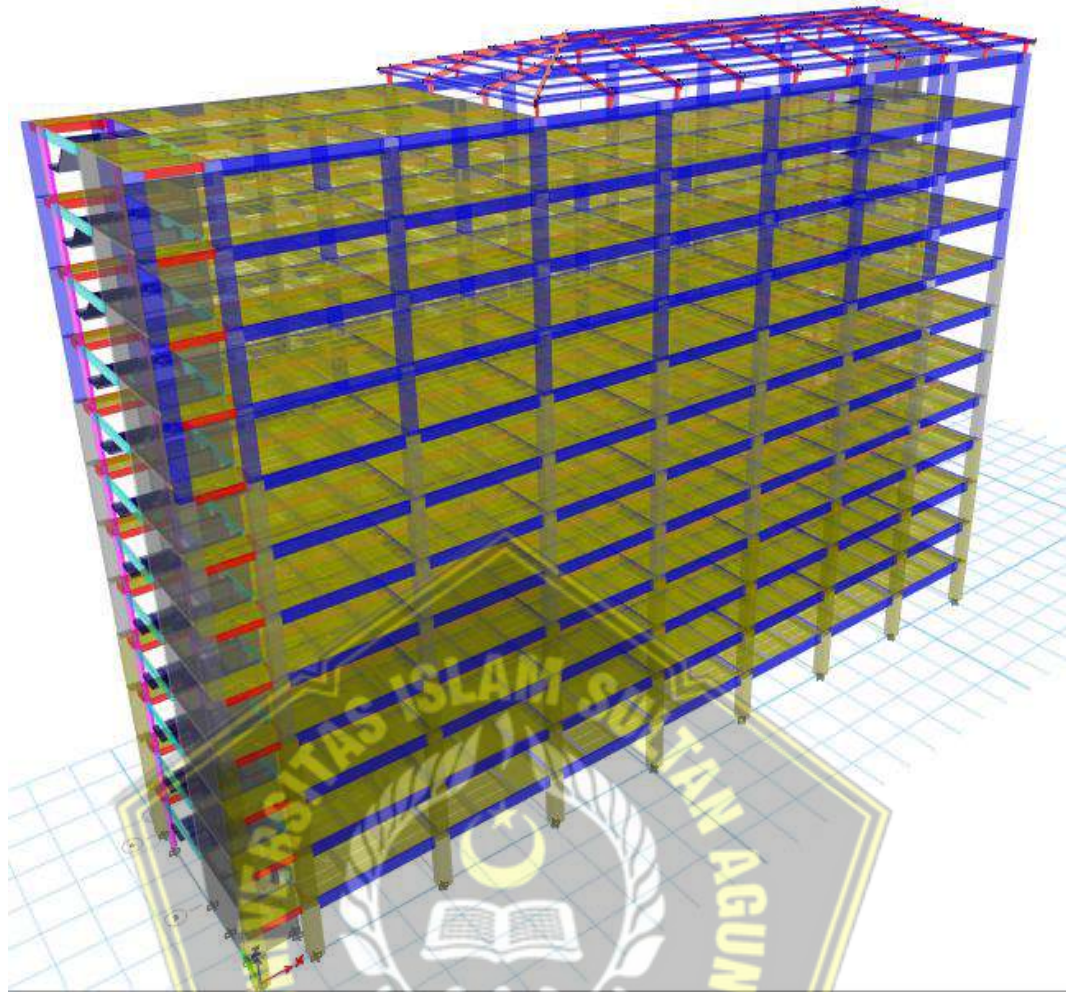
Gambar 3. 13 *Plan View Lantai Dasar*



Gambar 3. 14 *Plan View Lantai 1 - 11 (Tipikal)*



Gambar 3. 15 *Plan View Atap*

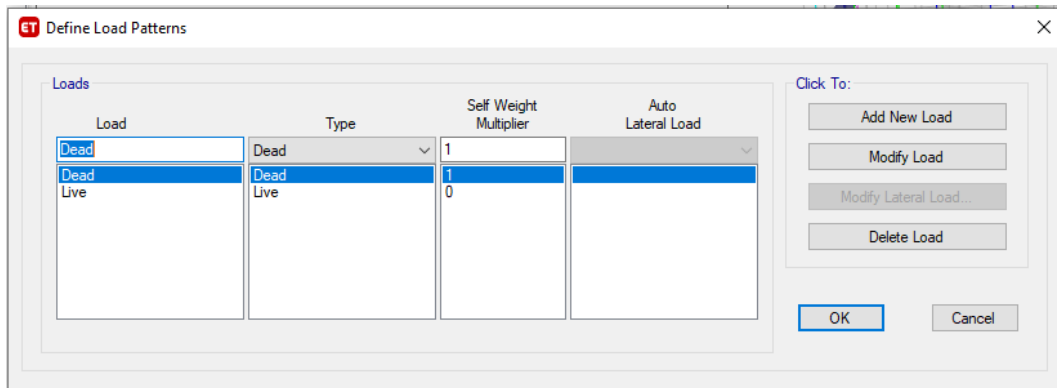


Gambar 3. 16 3D View ETABS V.18

3.3.2. Perhitungan Pembebanan Statik (Live Load dan Dead Load)

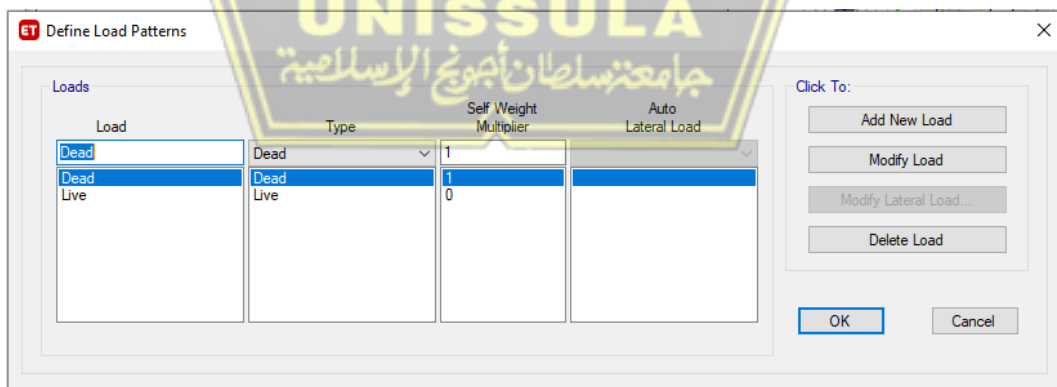
Penilaian beban, yang mencakup perhitungan semua beban yang mempengaruhi struktur bangunan, yaitu. beban hidup dan mati. Beban Mati Struktural Beban hidup merupakan beban untuk analisis struktur. Beban gravitasi yang ditimbulkan oleh komponen struktur bangunan, seperti kolom, balok, dan pelat disebut beban mati struktural. Karena bangunannya permanen, peningkatan beban mati mengacu pada beban gravitasi yang dikenakan oleh komponen baru setelah selesai dibangun. Beban tarik adalah beban gravitasi berdasarkan tujuan bangunan.

Pendefinisian beban statis pada ETABS terdapat pada menu *Define – Load Patterns* – lihat kotak dialog *Define Load Patterns* di bawah ini.



Gambar 3. 17 Define Load Patterns

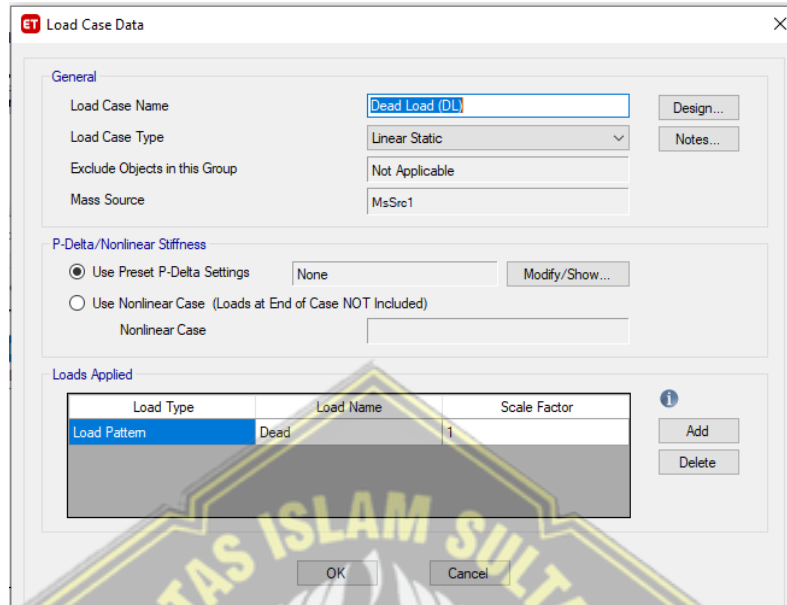
- Pada *Load* : *Dead*, *Dead* dapat diganti menjadi DL (*Dead Load*) kemudian *click to Modify Load*. Tipe untuk beban mati adalah *Dead* dan nilai *Self Weight Multiplier* untuk beban mati adalah 1 (untuk beban mati struktur yang akan otomatis dihitung oleh ETABS dan juga *input* beban mati tambahan yang akan kita masukan sendiri).
- Pada *Load* : *Live*, *Live* dapat diganti menjadi LL (*Live Load*) kemudian *click to Modify Load*. Tipe untuk beban hidup adalah *Live* dengan nilai *Self Weight Multiplier* adalah 0 (karena akan kita *input* sendiri beban hidup sesuai dengan fungsi bangunan).
- Jika ingin membedakan beban mati tambahan sebagai beban statis tersendiri, kita dapat *input* beban SIDL dengan Tipe *Super Dead* dan nilai *Self Weight Multiplier* adalah 0, kemudian kita tambahkan dengan cara klik *Add New Load*.



Gambar 3. 18 Pendefinisian Beban Mati dan Hidup

Setelah menjabarkan definisi beban pada *load patterns* kita dapat mengecek hasil *input* pada menu *Define – Load Cases*.

Pilih *Load Case Name Dead – Modify/Show Case* – pada kotak dialog *Load Case Data* di bagian *Load Case Name* ganti menjadi DL agar sesuai dengan nama yang telah ditentukan pada *Load Patterns* sebelumnya – OK.

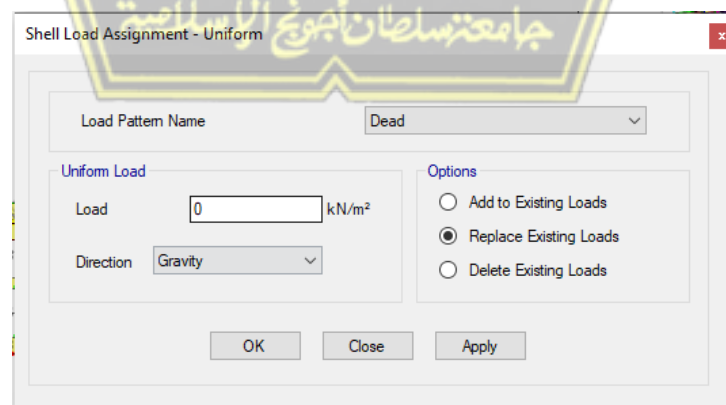


Gambar 3. 19 *Load Case Data*

1. *Input* Beban Mati Tambahan

Asumsi beban mati tambahan dihitung merujuk pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, berikut adalah cara mendistribusi beban area :

Pilih pada menu *Select – Select – Properties – Slab Sections* – pilih pelat yang akan dimasukkan beban – *Select – Close*. Selanjutnya, pilih menu *Assign – Shell Loads – Uniform – input* beban – *Apply* – OK.



Gambar 3. 20 *Input* Beban Mati Tambahan Atap

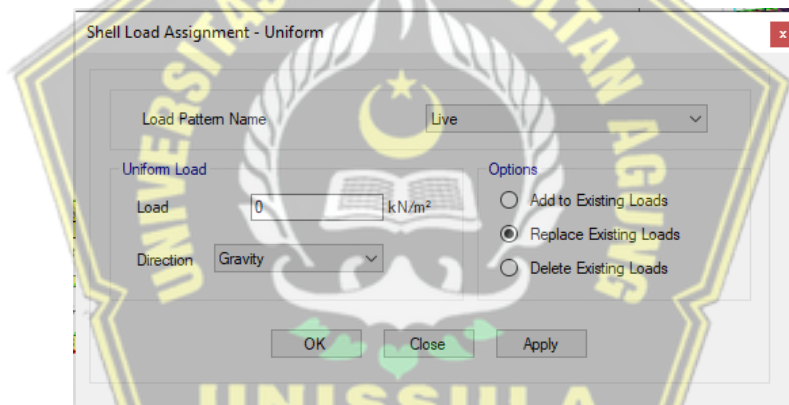
Beban mati dalam struktur bangunan ini adalah sebagai berikut :

Tabel 3. 1 Beban Mati pada Bangunan

No	Jenis Beban Mati	Berat sat.	Tebal (m)	Q (kN/m ²)
1	Berat sendiri pelat lantai (kN/m ³)	24,0	0,125	3,000
2	Berat <i>finishing</i> lantai (kN/m ³)	21,0	0,08	1,680
3	Berat plafon dan rangka (kN/m ²)	0,30	-	0,300
4	Berat instalasi ME (kN/m ²)	0,20	-	0,200
5	Dinding partisi (kN/m ²)	1,50	-	1,500
6	Dinding hebel (kN/m ²)	5,20	-	5,200
Total beban mati,			Q_D =	11,880

2. *Input* Beban Hidup

Pilih pada menu *Select – Select – Properties – Slab Sections* – pilih pelat yang akan dimasukkan beban – *Select – Close*. Pilih menu *Assign – Shell Loads – Uniform* – *input* beban – *Apply* – OK.



Gambar 3. 21 *Input* Beban Hidup

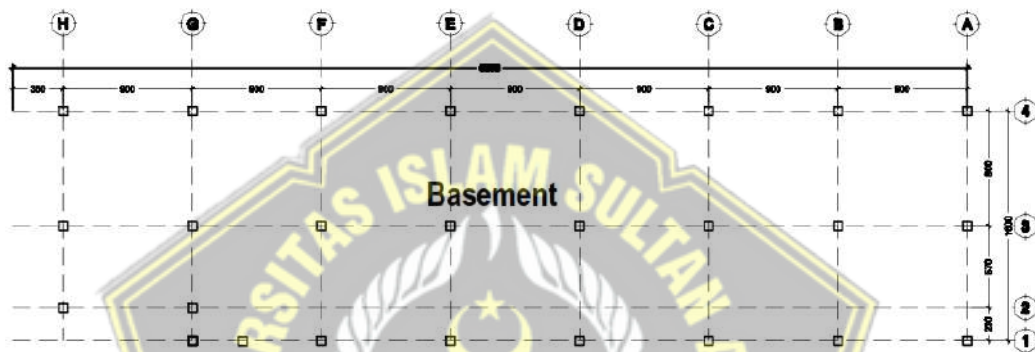
Beban hidup dalam struktur bangunan ini adalah sebagai berikut :

Tabel 3. 2 Beban Hidup pada Bangunan

No	Lantai	Fungsi Ruang	Q (kN/m ²)
1	Lantai Dasar	<i>Basement</i>	0
2	Lantai 1	Ruang Kelas	1,92
3	Lantai 2	Ruang Kelas	1,92
4	Lantai 3	Ruang Kelas	1,92
5	Lantai 4	Ruang Kelas	1,92
6	Lantai 5	Ruang Kelas	1,92
7	Lantai 6	Ruang Kelas	1,92

Tabel 3. 2 Beban Hidup pada Bangunan (Lanjutan)

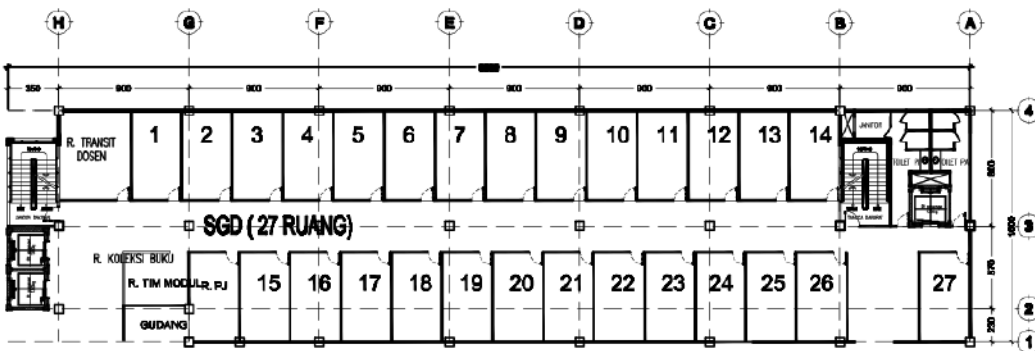
No	Lantai	Fungsi Ruang	Q (kN/m ²)
8	Lantai 7	Ruang <i>SGD</i> (Laboratorium)	2,87
9	Lantai 8	Ruang <i>Skill Lab</i> (Laboratorium)	2,87
10	Lantai 9	Ruang PSPK (Prodi dan BAAK)	2,4
11	Lantai 10	Ruang Praktik (Laboratorium)	2,87
12	Lantai 11	Ruang Pertemuan (<i>Ballroom</i>)	4,79
		Tribun terikat di lantai	2,87
13	Lantai Dasar-11	Tangga	4,79
Total beban hidup,		Q_L =	34,98



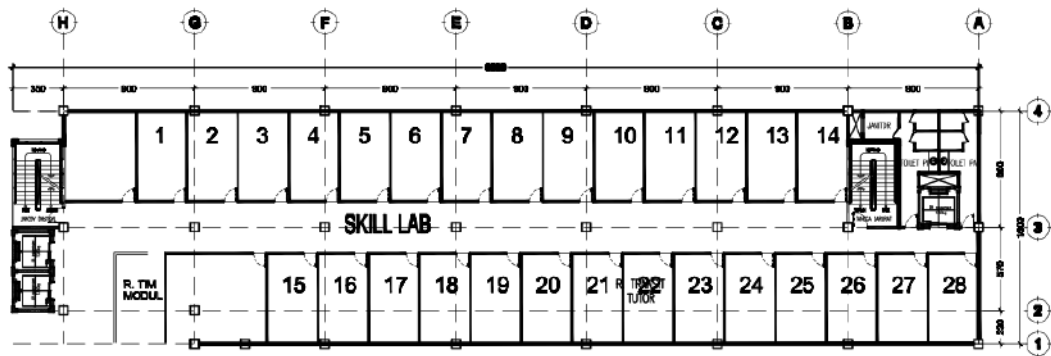
Gambar 3. 22 Denah Lantai Dasar



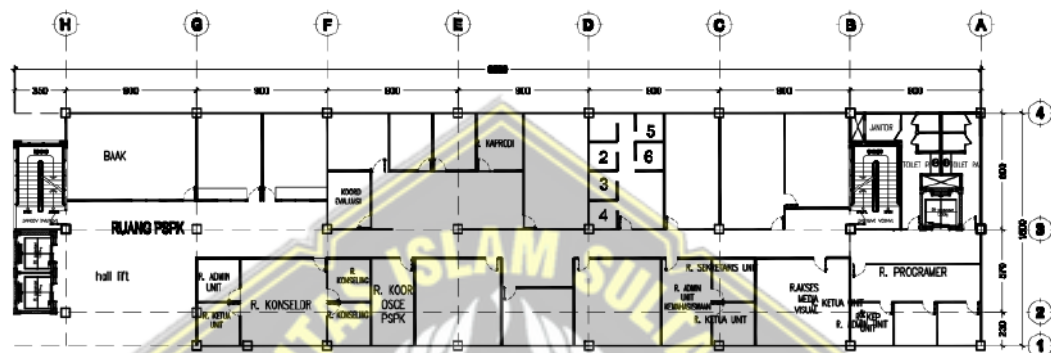
Gambar 3. 23 Denah Lantai 1-6



Gambar 3. 24 Denah Lantai 7



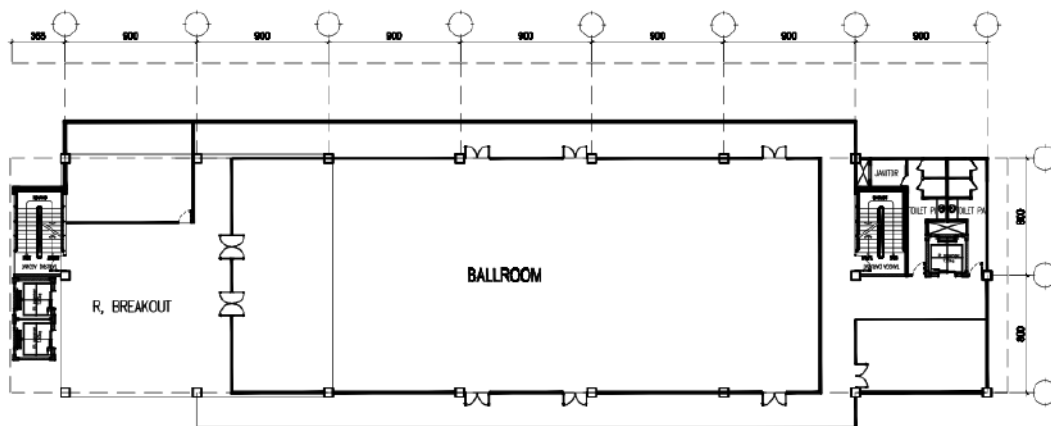
Gambar 3. 25 Denah Lantai 8



Gambar 3. 26 Denah Lantai 9



Gambar 3. 27 Denah Lantai 10



Gambar 3. 28 Denah Lantai 11

3.3.3. Analisis Struktur

Saat menghitung analisis struktur dengan Respon Spektrum, kurva respons spektrum dapat disesuaikan dengan magnitudo gempa menggunakan website Direktorat Jenderal Kementerian PUPR yaitu [https://rsa.ciptakarya.pu .go. id/2021/](https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/). Data yang dibutuhkan untuk analisis respons spektrum adalah nilai F_a dan F_v . Nilai F_a diperoleh dari percepatan maksimum tanah di daerah tersebut.

3.3.4. Perhitungan Beban Gempa

Di setiap lantai, beban gempa dianggap sebagai beban statis yang sesuai. Prosedur statik ekuivalen adalah untuk mengetahui distribusi gaya gempa lateral pada setiap lantai. Dan, antara lain, ke tahapan perhitungan seismik:

- a. Menentukan kategori risiko dan faktor keutamaan gempa.
- b. Memilih klasifikasi situs.
- c. Memilih parameter respons spektrum gempa terpetakan (Nilai S_s dan S_1)
- d. Menentukan parameter respons spektrum gempa tertarget (Nilai S_{MS} dan S_{M1})
- e. Desain elemen-elemen struktur

Proyek struktur yang akan direnovasi adalah bangunan atas yang meliputi pelat, balok, kolom, sambungan balok-kolom (sambungan). Langkah-langkah perhitungan dijelaskan lebih rinci pada Bab IV.

- Perancangan pelat
Pertama, menghitung nilai momen pada pelat M_{1x} , M_{1y} , M_{tx} dan M_{ty} . Hal ini kemudian digunakan dalam Bab IV untuk merancang tulangan pelat secara rinci.
- Perancangan balok
 - ✓ Pengambilan data Momen dan data Torsi dari ETABS
 - ✓ Mengecek persyaratan lentur SRPMK
 - ✓ Mendesain tahanan torsi
 - ✓ Mendesain penulangan lentur
 - ✓ Mendesain tulangan transversal

- Perancangan kolom
 - ✓ Mengambil data-data gaya aksial dan momen dari ETABS
 - ✓ Mengecek komponen struktur penahan gempa
 - ✓ Menentukan tulangan longitudinal penahan lentur
 - ✓ Mengontrol beban aksial kolom terhadap beban aksial ter faktor
 - ✓ Pengecekan perilaku struktur *Strong Column Weak Beam*
 - ✓ Perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement*
 - ✓ Perhitungan gaya geser desain (V_e)
- Perancangan hubungan balok-kolom (*joint*)
 - ✓ Perhitungan gaya geser pada *joint*
 - ✓ Perhitungan kebutuhan tulangan transversal

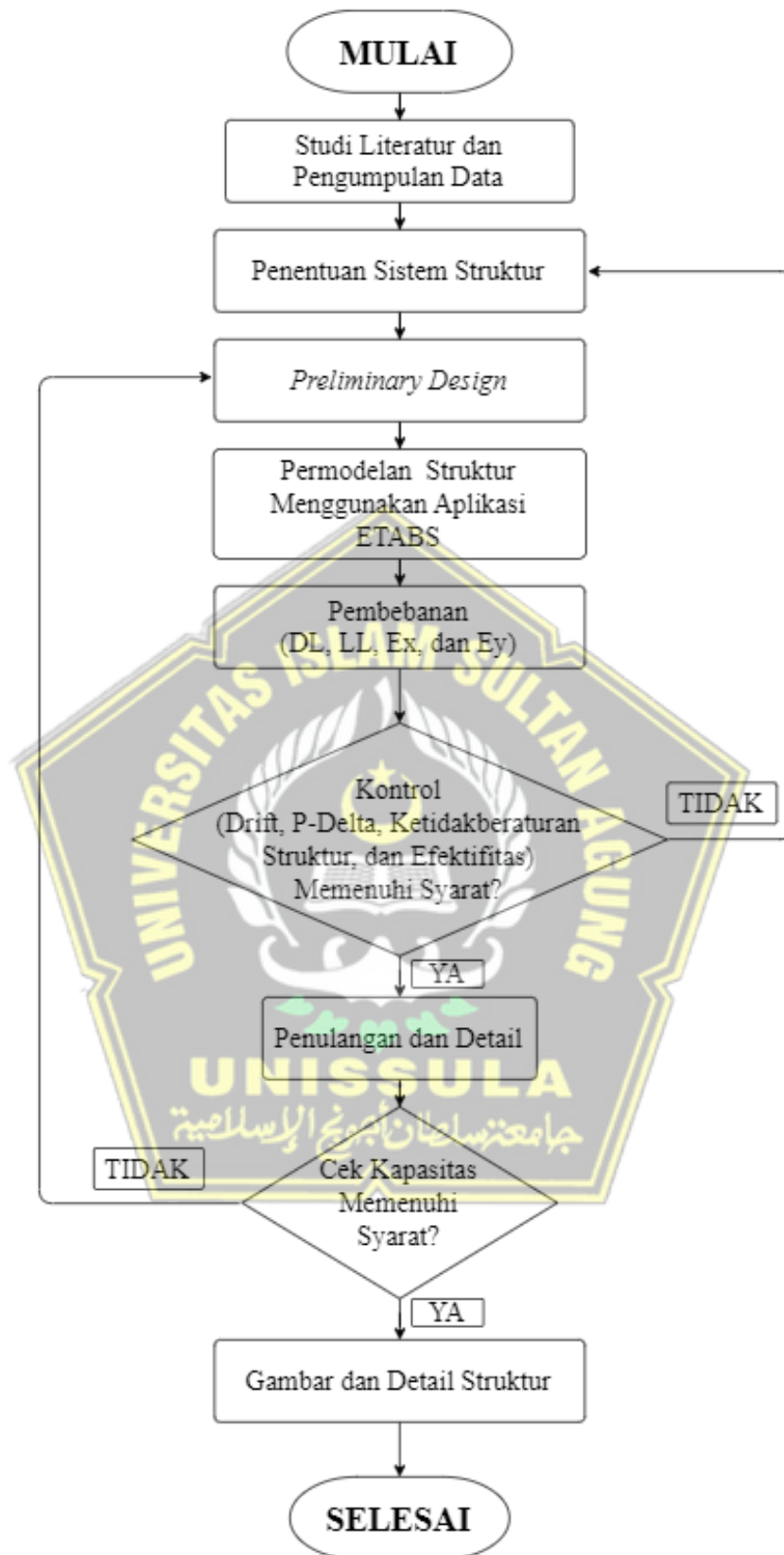
3.4. Metode Penulisan Laporan

Dalam penyusunan laporan akhir ini, penulis menggunakan 2 (dua) metode pengumpulan data, antara lain:

1. Penelitian lapangan atau teknik pengumpulan data diperoleh dari pihak-pihak yang terlibat langsung dalam proyek renovasi, dalam laporan ini pihak yang terlibat langsung adalah Yayasan Wakaf Sultan Agung Semarang (YBWSA).
2. Studi Literatur yaitu teknik pengumpulan data menggunakan buku-buku, literatur dan sumber lain yang berhubungan dengan judul skripsi.

3.5. Diagram Alir

Penyusunan tugas akhir ini dilakukan secara bertahap, yang dapat dilihat pada diagram alir berikut.



BAB IV

ANALISA PERHITUNGAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada pemodelan konstruksi gedung yang menggunakan bantuan program komputer *ETABS*, serta menggambar dan mengukur denah yang menggunakan bantuan program komputer *AutoCAD*. Hasil analisis yang diperoleh selanjutnya diolah dengan perhitungan manual dan dengan bantuan program Microsoft Excel. Kolom dan balok yang berasal dari kerangka gedung yang digunakan sebagai model elemen pada *frame*, pelat lantai, dinding beton untuk lift, dan tangga yang dimodelkan dengan elemen *shell*.

4.2. Pradimensian Komponen Struktur

Merencanakan proporsi komponen struktur sangat penting dan dapat dijadikan patokan untuk analisis struktur. Komponen adalah bagian yang menghubungkan komponen lain satu sama lain. Komponen pra-dimensi struktur bangunan harus dirancang dengan baik.

4.2.1. Elemen Kolom

Dimensi kolom didasarkan pada standar SNI 2847:2019 “Persyaratan beton untuk bangunan gedung”, yang menahan gaya aksial dan momen lentur. Desain elemen kolom yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 1 Detail Penulangan Kolom

No	Tipe Kolom	Tulangan Utama		Sengkang Luar		Sengkang Dalam	
		Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
1	K1 (900 x 900)	48 D 22	40 D 22	D 10-150	D 10-100	2D 10-300	2D 10-100
2	K2 (800 x 800)	44 D 22	44 D 22	D 10-150	D 10-100	2D 10-300	2D 10-100
3	K3 (700 x 700)	32 D 22	32 D 22	D 10-150	D 10-100	2D 10-300	2D 10-100
4	K4 (600 x 600)	24 D 22	24 D 22	D 10-150	D 10-100	2D 10-300	2D 10-100
5	K5 (500 x 500)	20 D 22	20 D 22	D 10-150	D 10-100	2D 10-300	2D 10-100
6	K6 (400 x 400)	12 D 22	12 D 22	D 10-150	D 10-100	-	-
7	K7 (300 x 300)	8 D 16	8 D 16	D 10-150	D 10-100	-	-
8	KL (150x250x40)	12 D 16	12 D 16	2D 10-150	2D 10-100	-	-

4.2.2. Elemen Balok

Dimensi balok juga didasarkan pada standar SNI 2847:2019 “Persyaratan Beton untuk Bangunan Gedung”, yang berfungsi sebagai pembatas dan menyalurkan beban struktur ke kolom. Desain elemen kolom yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 2 Detail Penulangan Balok

No	Tipe Balok	Bagian	Tulangan Utama		Tulangan Sengkang	
			Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
1	G1 (400 x 800) Balok Induk	Atas	3 D 22	14 D 22	D 10-150	2D 10-100
		Samping	4 D 10	4 D 10		
		Bawah	6 D 22	7 D 22		
2	G2 (350 x 700) Balok Induk	Atas	3 D 22	10 D 22	D 10-150	2D 10-100
		Samping	4 D 10	4 D 10		
		Bawah	5 D 22	5 D 22		
3	G3 (300 x 600) Balok Induk	Atas	3 D 22	8 D 22	D 10-150	2D 10-100
		Samping	4 D 10	4 D 10		
		Bawah	5 D 22	4 D 22		
4	G4 (250 x 500) Balok Induk	Atas	3 D 22	6 D 22	D 10-150	2D 10-100
		Samping	2 D 10	2 D 10		
		Bawah	5 D 22	3 D 22		
5	G5 (400 x 200) Balok Induk	Atas	3 D 22	5 D 22	D 10-150	D 10-100
		Samping	-	-		
		Bawah	4 D 22	3 D 22		
6	B1 (300 x 600) Balok Anak	Atas	2 D 19	6 D 19	D 10-150	D 10-100
		Samping	2 D 10	2 D 10		
		Bawah	4 D 19	3 D 19		
7	B2 (250 x 500) Balok Anak	Atas	2 D 16	5 D 16	D 10-150	D 10-100
		Samping	2 D 10	2 D 10		
		Bawah	4 D 16	3 D 16		
8	B3 (250 x 400) Balok Anak	Atas	2 D 16	5 D 16	D 10-150	D 10-100
		Samping	2 D 10	2 D 10		
		Bawah	4 D 16	3 D 16		
9	B4 (200 x 400) Balok Anak	Atas	2 D 16	4 D 16	D 10-150	D 10-100
		Samping	-	-		
		Bawah	3 D 16	2 D 16		
10	B5 (200 x 300) Balok Anak	Atas	2 D 16	3 D 16	D 10-150	D 10-100
		Samping	-	-		
		Bawah	3 D 16	2 D 16		
11	B6 (150 x 300) Balok Anak	Atas	2 D 13	4 D 13	D 10-150	D 10-100
		Samping	-	-		
		Bawah	3 D 13	2 D 13		

4.2.3. Bahan Struktur

Bahan bangunan memegang peranan penting dalam keamanan dan kenyamanan bangunan. Pemilihan kualitas bahan bangunan harus disesuaikan dengan fungsi

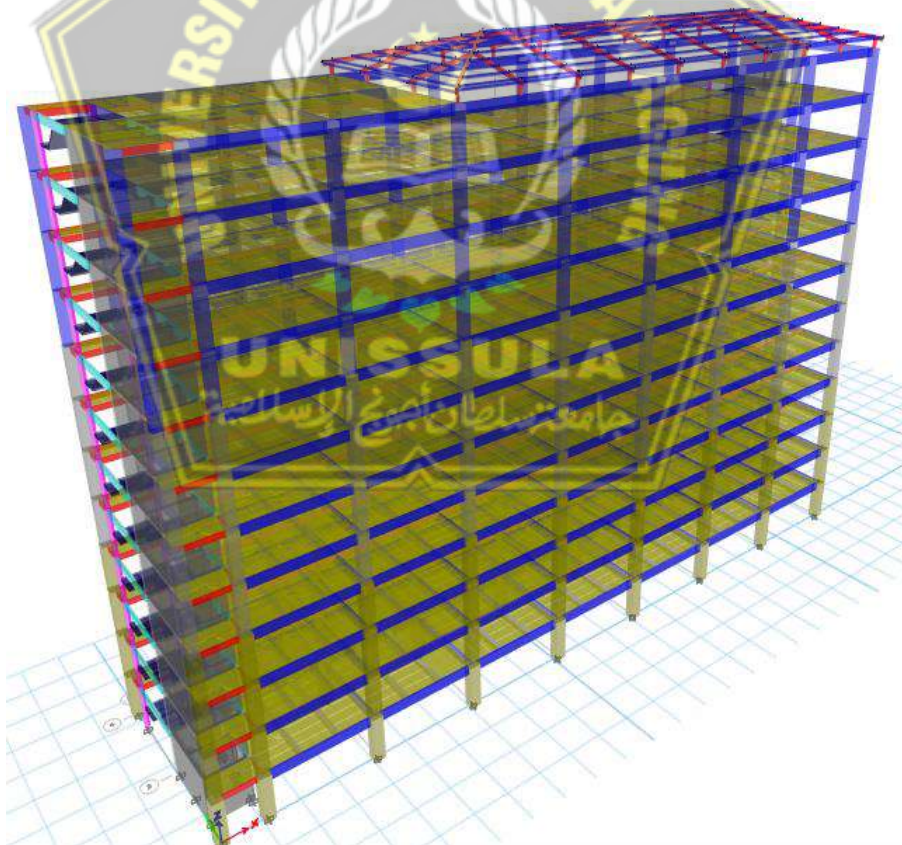
bangunan. Performa ekonomis dan efisien dicapai dengan memilih dan menentukan kualitas material yang tepat untuk digunakan. Desain kualitas bahan yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 3 Detail Mutu Bahan

Beton	f_c' 29,05 MPa atau K-350
Baja Tulangan	BJTS 420 -B f_u 620 MPa f_y 420 MPa
Modulus Elastisitas Baja	200000 MPa
Baja Profil	ASTM A36 $f_y = 240$ MPa $f_u = 370$ MPa

4.2.4. *Pemodelan Struktur*

Pemodelan struktur gedung perkuliahan Fakultas Kedokteran UNISSULA dilakukan berdasarkan gambar yang diusulkan dan ditambahkan 4 lantai. Program aplikasi ETABS V18.0.2 digunakan untuk pemodelan.



Gambar 4. 1 Pemodelan Struktur Gedung 3 Dimensi

Tabel 4. 4 Konfigurasi Gedung

No	Lantai	Tinggi Bangunan (m)
1	<i>Rooftop</i>	+ 48.00
2	Lantai 11	+ 44.00
3	Lantai 10	+ 40.00
4	Lantai 9	+ 36.00
5	Lantai 8	+ 32.00
6	Lantai 7	+ 28.00
7	Lantai 6	+ 24.00
8	Lantai 5	+ 20.00
9	Lantai 4	+ 16.00
10	Lantai 3	+ 12.00
11	Lantai 2	+ 8.00
12	Lantai 1	+ 4.00
13	Lantai Dasar	± 0.00

4.3. Formulasi Pembebanan Struktur

Perencanaan beban adalah penentuan beban/berat yang termasuk dalam rangka bangunan menurut standar SNI 1727:2020. Beban spesifik potensial harus diterapkan pada model struktural ini. Klasifikasi beban pada aplikasi ETABS meliputi perhitungan beban getaran mati, hidup dan gempa. Berdasarkan standar SNI 1726:2019, sifat beban utama dapat didefinisikan sebagai berikut:

$$U1 = 1,4 DL + 1.4 SDL$$

$$U2 = 1,2 DL + 1.2 SDL + 1,6 LL$$

$$U3 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL + \rho Ex + 0,3 \rho Ey$$

$$U4 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL + \rho Ex - 0,3 \rho Ey$$

$$U5 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL - \rho Ex + 0,3 \rho Ey$$

$$U6 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL - \rho Ex - 0,3 \rho Ey$$

$$U7 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL + 0,3 \rho Ex + \rho Ey$$

$$U8 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL - 0,3 \rho Ex + \rho Ey$$

$$U9 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL + 0,3 \rho Ex - \rho Ey$$

$$U10 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2 S_{DS}) SDL + 1,0 LL - 0,3 \rho Ex - \rho Ey$$

$$U11 = (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL + \rho Ex + 0,3 \rho Ey$$

$$U12 = (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL + \rho Ex - 0,3 \rho Ey$$

$$U13 = (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL - \rho Ex + 0,3 \rho Ey$$

$$U14 = (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL - \rho Ex - 0,3 \rho Ey$$

$$\begin{aligned}
U15 &= (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL + 0,3 \rho Ex + \rho Ey \\
U16 &= (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL - 0,3 \rho Ex + \rho Ey \\
U17 &= (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL + 0,3 \rho Ex - \rho Ey \\
U18 &= (0,9 - 0,2 S_{DS}) DL + (0,9 - 0,2 S_{DS}) SDL - 0,3 \rho Ex - \rho Ey
\end{aligned}$$

Keterangan :

DL : *Dead Load* (beban mati)

SDL : *Super Dead Load* (beban mati tambahan)

LL : *Live Load* (beban hidup)

Ex : Gempa Statik arah X

Ey : Gempa Statik arah Y

Beban mati digunakan untuk memodelkan rangka dengan menggunakan berat sendiri rangka ditambah beban tambahan, seperti luasan massa seragam yang dibebani pada pelat lantai, artinya beban tambahan tersebut adalah plafon, ujung lantai, rangka atap dan lain-lain. mati. beban SNI 1726:2019 digunakan sebagai standar penentuan beban tarik untuk pekerjaan ubin. Penggunaan beban tarik mencakup fungsi yang berbeda di setiap ruangan.

4.4. Analisis Desain Seismik

Analisis desain bangunan tahan gempa pada rangka bangunan berdasarkan standar SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”.

4.4.1. Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Proses pembangunan gedung ini dibangun untuk sarana dan prasarana pendidikan yaitu sebagai ruang kuliah. Berdasarkan SNI 1726:2019, kelas lembaga pendidikan dikelompokkan dalam kelas risiko IV, dengan nilai faktor prioritas gempa (I_e) sebesar 1,5. (Lihat Tabel 2.5 dan 2.6)

4.4.2. Klasifikasi Situs

Berdasarkan Pasal 5 SNI 1726-2019, dapat ditentukan bahwa klasifikasi kawasan didasarkan pada tiga parameter yaitu memuat kecepatan gelombang geser rata-rata (V_s), menahan penetrasi standar lapangan rata-rata (N), serta kuat geser nilai rata-rata (S_u). Saat menentukan klasifikasi, digunakan standar nilai kelulusan atau N-

SPT yang diperoleh dari hasil pengujian tanah bangunan yang diperoleh dan diuji di laboratorium.

Tabel 4. 5 Nilai N-SPT *Site* Proyek

Kedalaman (m)	Tebal (di) (m)	B-1		B-2		B-3		B	
		N-SPT	di/Ni	N-SPT	di/Ni	N-SPT	di/Ni	N-SPT	di/Ni
-5	5	4	1,250	5	1	7	0,714	12	0,104
-10	5	1	5	2	2,500	3	1,667	5	1
-15	5	1	5	1	5	1	5	2	2,500
-20	5	2	2,500	3	1,667	4	1,250	7	0,357
-25	5	3	1,667	4	1,250	5	1	9	0,185
-30	5	5	1	6	0,833	7	0,714	13	0,077
-35	5	5	1	6	0,833	7	0,714	13	0,077
-40	5	4	1,250	7	0,714	10	0,500	17	0,074
-45	5	5	1	8	0,625	13	0,385	21	0,048
-50	5	7	0,714	13	0,385	16	0,313	29	0,025
Total	50		20,381		14,807		12,257		4,446

Sumber : Laporan Penyelidikan Tanah FK dan FKG

Dari tabel diatas dapat diperoleh nilai rata-rata tahanan penetrasi standar lapangan (N) sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n Ni} = \frac{50}{\left(\frac{20,381+14,807+12,257+4,446}{4}\right)} = 3,854 \dots \dots \dots (4.1)$$

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai N sebesar 3,854. Berdasarkan tabel SNI 1726:2019 terlihat pada Tabel 2.7 dari N < 15 sehingga termasuk dalam sub kategori SE yaitu tanah lunak.

4.4.3. Parameter Respons Spektrum Gempa Terpetakan (Nilai S_s dan S_l)

dapat dilakukan dengan cepat di website resmi Spektra Design Program Indonesia di rsa.ciptakarya.pu.go.id dan dapat dilakukan secara manual dengan melihat lokasi gedung di kota tersebut pada peta. Gambar 2.1 dan 2.2.

Nilai-nilai berikut dapat ditemukan di halaman Program Desain Spektra Indonesia:

Nilai S_s sebesar 0,7259

Nilai S_l sebesar 0,3269

	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8

Dari tabel 2.8, dikarenakan nilai S_s 0,7259 yang terletak di antara 0,75 dan 1,0, maka nilai F_a antara 1,7 dan 1,3. Dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned}
 F_a &= \text{Interpolasi Linier} \\
 &= 1,7 + (1,3 - 1,7 \times \frac{0,7259-0,5}{0,75-0,5}) \\
 &= \mathbf{1,22}
 \end{aligned}$$

	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0

Dari tabel 2.9, dikarenakan nilai S_I 0,3269 maka nilai yang terletak di antara 0,3 dan 0,4, maka nilai F_v antara 2,8 dan 2,4. Dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned}
 F_v &= \text{Interpolasi Linier} \\
 &= 2,8 + (2,4 - 2,8 \times \frac{0,3269-0,3}{0,4-0,3}) \\
 &= \mathbf{2,8}
 \end{aligned}$$

4.4.4. Parameter Respons Spektrum Gempa Tertarget (Nilai S_{MS} dan S_{MI})

Penentuan poin S_{MS} dan S_{MI} juga dapat dilakukan dengan cepat di website resmi rsa.ciptakarya.pu.go.id dan dapat dilakukan secara manual dengan cara sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \times S_s & S_{MI} &= F_v \times S_I \\
 &= 1,22 \times 0,7259 & &= 2,8 \times 0,3269 \\
 &= \mathbf{0,8856} & &= \mathbf{0,9153}
 \end{aligned}$$

4.4.5. Parameter Respons Spektrum Gempa Tertarget (Nilai S_{DS} dan S_{DI})

Nilai S_{DS} dan S_{DI} juga dapat ditentukan dengan cepat di website resmi rsa.ciptakarya.pu.go.id dan dapat dilakukan secara manual sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} & S_{DI} &= \frac{2}{3} S_{MI} \\
 &= \frac{2}{3} \times 0,8856 & &= \frac{2}{3} \times 0,9153 \\
 &= \mathbf{0,5904} & &= \mathbf{0,6102}
 \end{aligned}$$

Dari hasil diatas terlihat bahwa konstruksi gedung termasuk kategori desain seismik D menurut tabel Kategori Desain Seismik (lihat tabel 2.10).

4.4.6. Spektrum Respons Desain

Perhitungan spektrum yang sesuai dengan pasal 6.4 SNI 1726:2019. Nilai yang diperoleh dari persamaan ini dapat dihitung mulai dari T_0 , T_S hingga periode

berikutnya. Perencanaan frekuensi dapat dengan mudah diperoleh dari situs resmi rsa.ciptakarya.pu.go.id dan dapat dilakukan secara manual sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 T_S &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} & T_0 &= 0,2 \times T_S \\
 &= \frac{0,6102}{0,5904} & &= 0,2 \times 1,0336 \\
 &= \mathbf{1,0336 \text{ detik}} & &= \mathbf{0,2067 \text{ detik}}
 \end{aligned}$$

Rumus perhitungan S_a apabila,

Periode yang lebih kecil dari T_0

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (4.2)$$

Periode lebih besar dari T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots (4.3)$$

Periode lebih besar dari T_S dan lebih kecil dari T_L

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (4.4)$$

Periode lebih besar dari T_L

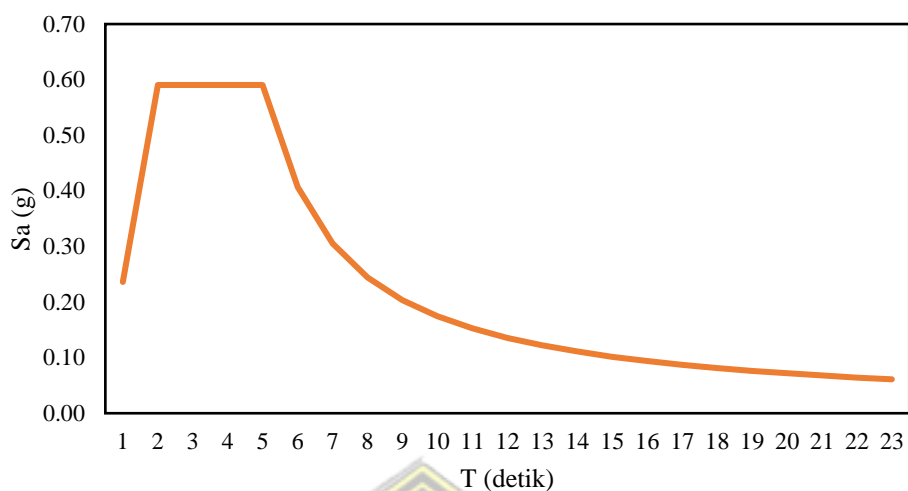
$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \dots\dots\dots (4.5)$$

Tabel 4. 6 Nilai Spektrum Respons Desain

Ket.	T	Sa	Ket.	T	Sa
	(detik)	(g)		(detik)	(g)
TL	6		T9	4,5	0,136
T	0	0,236	T10	5	0,122
T0	0,2067	0,590	T11	5,5	0,111
Ts	1,0336	0,590	T12	6	0,102
T1	0,5	0,590	T13	6,5	0,094
T2	1	0,590	T14	7	0,087
T3	1,5	0,407	T15	7,5	0,081
T4	2	0,305	T16	8	0,076
T5	2,5	0,244	T17	8,5	0,072
T6	3	0,203	T18	9	0,068
T7	3,5	0,174	T19	9,5	0,064
T8	4	0,153	T20	10	0,061

Dari tabel di atas, maka didapatkan hubungan grafik antara periode (T) dan respons percepatan gempa (S_a) yang digambarkan seperti pada gambar di bawah ini.

Kurva Spektrum Respons Desain



Gambar 4. 2 Grafik Nilai Spektrum Respons Percepatan Desain Gedung
Kuliah Fakultas Kedokteran UNISSULA

4.4.7. Kategori Desain Seismik dan Penahan Gaya Gempa

Menurut SNI 1726:2019, bangunan yang direncanakan memiliki risiko kategori IV memiliki nilai $S_{DS} \geq 0,5$ dan $S_{DI} \geq 0,2$, sehingga bangunan termasuk dalam kategori desain gempa D.

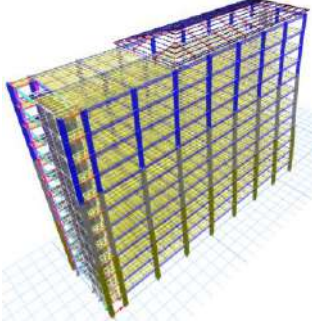
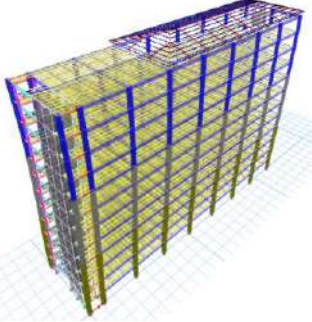
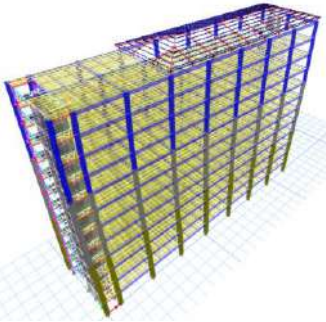
- Koefisien Modifikasi Respons, $R = 7$
- Faktor Kuat Lebih Defleksi, $\Omega_0 = 2 \frac{1}{2}$
- Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d = 5 \frac{1}{2}$

Lihat tabel 2.11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik pada Sistem Ganda tidak dibatasi untuk kategori desain seismik D.

4.4.8. Analisa Dinamis Getaran Bebas

Pembentukan pemodelan untuk menganalisis getaran bebas akibat gempa menggunakan aplikasi ETABS dapat menunjukkan ragam gempa yang terjadi.

Tabel 4. 7 Bentuk Ragam dan Waktu Getar Kerangka

		
Ragam 1	Ragam 2	Ragam 3
Ty = 1,944 detik	Tx = 1,893 detik	Tz = 1,561 detik
Translasi Arah Y	Translasi Arah X	Rotasi Arah Z

4.4.9. Kontrol Hasil Analisa Dinamik Gempa

1. Kontrol untuk ragam dan partisipasi massa bangunan

Berdasarkan Pasal 7.9.1 SNI 1726:2019, penjumlahan mode respon untuk menentukan pola getaran yang diamati pada bangunan harus mengandung sekitar 90% sehingga 12 mode getaran dapat digunakan dalam analisis dinamik. kontribusi massa yang digunakan sesuai dengan getaran masing-masing pola.

Tabel 4. 8 Rasio Partisipasi Massa

Ragam	Periode (detik)	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1,944	0,0002	0,7099	0,0002	0,7099	0,0582
2	1,893	0,772	0,0001	0,7722	0,71	0,0583
3	1,561	0,0000352	0,0629	0,7722	0,7729	0,7605
4	0,728	0,000003683	0,0326	0,7722	0,8056	0,761
5	0,661	0,0676	0,00003181	0,8398	0,8056	0,761
6	0,642	0,0001	0,0287	0,8399	0,8343	0,7813
7	0,487	0,0166	0	0,8565	0,8343	0,7814
8	0,444	0,0001	0,0141	0,8566	0,8484	0,8283
9	0,425	0,000003633	0,0432	0,8566	0,8916	0,865
10	0,373	0,0438	0,00002078	0,9004	0,8916	0,8651
11	0,362	0,0003	0,0014	0,9007	0,893	0,8656
12	0,328	0	0,0066	0,9007	0,8996	0,8763
13	0,263	0,001	0,001	0,9017	0,9006	0,8768
14	0,259	0,0002	0,0143	0,9019	0,9149	0,8815
15	0,227	0,0288	0,002	0,9307	0,9168	0,8837
16	0,225	0,0049	0,0075	0,9356	0,9243	0,8994
17	0,19	0,0003	0,0051	0,936	0,9295	0,9018
18	0,184	0,000001041	0,0113	0,936	0,9408	0,9058
19	0,181	0,001	0,000002209	0,937	0,9408	0,9059
20	0,17	0,0005	0,0011	0,9374	0,9419	0,9167

Dari tabel di atas terlihat bahwa pada mode 1 bangunan memiliki partisipasi massa sebesar 0,7099 pada sumbu Y. Pada mode 2, bangunan memiliki partisipasi massa sebesar 0,7722 pada sumbu X. Sedangkan pada mode 3, bangunan memiliki partisipasi massa sebesar 0,7605 pada sumbu Z.

Tabel 4. 9 Rasio Partisipasi Beban Modal

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99,97	93,74
Modal	Acceleration	UY	99,98	94,19
Modal	Acceleration	UZ	0	0

2. Kontrol periode fundamental kerangka

Periode fundamental pada pendekatan T_a harus ditentukan dari persamaan berikut

$$T_a = C_t h_n^x \dots\dots\dots (4.3)$$

Dimana nilai h_n adalah 48 m, serta nilai C_t dan x diperoleh dari tabel berikut:

Tabel 4. 10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
✚ Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
✚ Rangka Beton Pemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur yang Lain	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726:2019

Dari tabel di atas, maka didapatkan :

$$C_t = 0,0488 \text{ (untuk sistem struktur yang lain)}$$

$$x = 0,75 \text{ (untuk sistem struktur yang lain)}$$

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0488 \times 48^{(0,9)} \\ &= 0,890 \text{ detik} \end{aligned}$$

Selanjutnya dalam menghitung nilai T_{max} , maka diperlukan nilai koefisien C_u yang dapat dilihat pada tabel 2.13 tentang Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

$$C_u = 1,4 \text{ (karena } S_{D1} \text{ lebih besar dari } 0,4 = 0,6102)$$

$$\begin{aligned}
 T_{max} &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 0,890 \\
 &= 1,246 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan hasil perencanaan pada ETABS, didapatkan hasil dari periode berdasarkan mode untuk masing-masing arah yaitu :

$$\begin{aligned}
 T_{c,x} &= 1,893 \text{ detik (mode ragam - 2)} \\
 T_{c,y} &= 1,944 \text{ detik (mode ragam - 1)}
 \end{aligned}$$

Persyaratan di bawah ini merupakan hal yang perlu dipenuhi dalam menentukan periode desain :

$$\text{Jika } T_c < T_a, \mathbf{T = T_a}$$

$$\text{Jika, } T_a < T_c < T_{max}, \mathbf{T = T_c}$$

$$\text{Jika } T_c > T_{max}, \mathbf{T = T_{max}}$$

Didapatkan nilai periode arah x dan y berdasarkan partisipasi massa tersebar yang terjadi pada ragam 1 dan 2 adalah

$$\begin{aligned}
 T_{c,x} &= 1,893 \text{ detik} > T_{max} = 1,246 \text{ detik, maka } T = T_{max} \\
 T_{c,y} &= 1,944 \text{ detik} > T_{max} = 1,246 \text{ detik, maka } T = T_{max}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol gaya lateral ekuivalen

Nilai gaya geser perencanaan dapat dihitung sesuai dengan SNI 1726:2019 pada pasal 7.8.1.1 yang menggunakan perhitungan nilai koefisien respon seismik (C_s) terlebih dahulu, untuk menggunakan prosedur sebagai berikut:

a. Menghitung C_s maksimum

$$C_{s \text{ arah } x} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,5904}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,1265$$

$$C_{s \text{ arah } y} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,5904}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,1265$$

b. Menghitung C_s hitungan

$$C_{s \text{ arah } x} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,6102}{T\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,1050$$

$$C_{s \text{ arah } y} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,6102}{T\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,1050$$

c. Menghitung C_s minimum

Nilai C_s tidak boleh kurang dari perhitungan berikut ini :

$$\begin{aligned}C_{s \min} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,5904 \times 1,5 \geq 0,01 \\ &= 0,0390 \geq 0,01\end{aligned}$$

$$C_{s \text{ arah } x} = 0,044 \times 0,5904 \times 1,5 = 0,0390$$

$$C_{s \text{ arah } y} = 0,044 \times 0,5904 \times 1,5 = 0,0390$$

Untuk nilai $C_{s \text{ arah } x}$ adalah sebagai berikut :

$$C_s \text{ maksimum arah } x = 0,1265$$

$$C_s \text{ hitungan arah } x = 0,1050$$

$$C_s \text{ minimum arah } x = 0,0390$$

Nilai C_s yang digunakan adalah 0,1050 karena C_s hitungan berada di luar interval C_s minimum dan C_s maksimum.

Untuk nilai $C_{s \text{ arah } y}$ adalah sebagai berikut :

$$C_s \text{ maksimum arah } y = 0,1265$$

$$C_s \text{ hitungan arah } y = 0,1050$$

$$C_s \text{ minimum arah } y = 0,0390$$

Nilai C_s yang digunakan adalah 0,1050 karena C_s hitungan berada di luar interval C_s minimum dan C_s maksimum.

4. Kontrol simpangan

Kriteria persyaratan simpangan mengacu pada SNI 1726:2019 dengan faktor-faktor sebagai berikut:

- Faktor perbesaran defleksi (C_d) untuk Sistem Ganda sebesar 5,50 (Tabel 8 dalam SNI 1726:2019)
- Faktor prioritas gempa (I_e) sebesar 1,50 (tabel 2 dalam SNI 1726:2019)
- Faktor reduksi untuk gedung dengan KDS D adalah ρ sebesar 1,3 (Pasal 7.3.4.2.1 dalam SNI 1726:2019)

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin.

4.4.10. Hasil Analisa Struktur

Tabel 4. 11 Massa Efektif Kumulatif per Lantai

Lantai	Massa
	(kg)
Rooftop	579110,24
Lt. 11	1162389,04
Lt. 10	1174738,81
Lt. 9	1155294,30
Lt. 8	1190953,04
Lt. 7	1209693,36
Lt. 6	1167562,78
Lt. 5	1167562,78
Lt. 4	1185847,18
Lt. 3	1206247,18
Lt. 2	1206247,18
Lt. 1	1206247,18
Total	13611893,07

Untuk berat keseluruhan kerangka dapat dihitung seperti ini :

$$W_{total} = 13611893 \times \frac{9,80665}{1000}$$

$$= 133487 \text{ kN}$$

- a. Menghitung Gaya Geser Dasar Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada pasal 7.8.1, untuk menghitung gaya geser dasar gempa (V) dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$V = C_s \times W_t$$

Berikut perhitungan gaya geser dasar gempa pada arah x dan y :

$$V_x = 0,1050 \times 133487 = 14009,91 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,1050 \times 133487 = 14009,91 \text{ kN}$$

- b. Menentukan Distribusi Vertikal Gaya Gempa Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada pasal 7.8.3, untuk menentukan distribusi gaya gempa secara vertikal dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$F_x = C_{vx} \times V \quad \text{dan} \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan :

$$C_{vx} = \text{Distribusi secara vertikal}$$

- V = Gaya lateral desain total atau geser didasar kerangka (kN)
 w_i, w_x = Bagian berat gempa efektif total kerangka (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau tingkat x
 h_i, h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau tingkat x
 k = eksponen yang terkait dengan periode kerangka dan nilai

Untuk kerangka dengan T kurang dari sama dengan 0,5 detik, $k = 1$

Untuk kerangka dengan T kurang dari sama dengan 2,5 detik, $k = 2$

Untuk kerangka dengan T antara 0,5 dan 2,5 detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Karena T yang digunakan pada kerangka adalah :

$$\begin{aligned}
 K &= (0,5 \times 1,246) + 0,75 \\
 &= 1,37
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 12 Distribusi Vertikal Gaya Gempa Tiap Lantai

Lantai	h_i (m)	w_i (kN)	K	$w_i h_i^k$	C_v	F_x	F_y
Rooftop	48	579110,24	1,37	117763523,16	0,10	1363,56	1363,56
Lantai 11	44	1162389,04	1,37	209758460,06	0,17	2428,75	2428,75
Lantai 10	40	1174738,81	1,37	185985664,43	0,15	2153,49	2153,49
Lantai 9	36	1155294,30	1,37	158273543,80	0,13	1832,62	1832,62
Lantai 8	32	1190953,04	1,37	138797230,46	0,11	1607,11	1607,11
Lantai 7	28	1209693,36	1,37	117365859,14	0,10	1358,96	1358,96
Lantai 6	24	1167562,78	1,37	91671123,73	0,08	1061,44	1061,44
Lantai 5	20	1167562,78	1,37	71370898,31	0,06	826,39	826,39
Lantai 4	16	1185847,18	1,37	53360225,42	0,04	617,85	617,85
Lantai 3	12	1206247,18	1,37	36567173,43	0,03	423,40	423,40
Lantai 2	8	1206247,18	1,37	20956946,70	0,02	242,66	242,66
Lantai 1	4	1206247,18	1,37	8091532,38	0,01	93,69	93,69
Total		13536687		1209962181,02	1	14009,91	14009,91

c. Menghitung Distribusi Horizontal Gaya Gempa Tiap Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada pasal 7.8.4, untuk menentukan sebaran gempa secara horizontal digunakan rumus sebagai berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Dimana F_i adalah bagian dari geser dasar gempa (V) pada tingkat ke- i (kN).

Tabel 4. 13 Distribusi Horizontal Gaya Gempa Tiap Lantai

Lantai	F _x (kN)	V _x (kN)	F _y (kN)	V _y (kN)
Rooftop	1363,56	1363,56	1363,56	1363,56
Lantai 11	2428,75	3792,31	2428,75	3792,31
Lantai 10	2153,49	5945,80	2153,49	5945,80
Lantai 9	1832,62	7778,42	1832,62	7778,42
Lantai 8	1607,11	9385,53	1607,11	9385,53
Lantai 7	1358,96	10744,48	1358,96	10744,48
Lantai 6	1061,44	11805,92	1061,44	11805,92
Lantai 5	826,39	12632,31	826,39	12632,31
Lantai 4	617,85	13250,16	617,85	13250,16
Lantai 3	423,40	13673,56	423,40	13673,56
Lantai 2	242,66	13916,22	242,66	13916,22
Lantai 1	93,69	14009,91	93,69	14009,91

Contoh perhitungan :

Distribusi horizontal gaya gempa lantai Rooftop, $V_{Rooftop} = F_{Rooftop} = 1363,56$ kN

Distribusi horizontal gaya gempa lantai 9, $V_9 = V_{10} + V_9 = 7778,42$ kN

Dan selanjutnya tinggal mengikuti saja.

Maka nilai distribusi gaya gempa pada lantai dasar, $V_{ix} = 14009,91$ kN

d. Menentukan Gempa Dinamik Respons Spektrum

Setelah kita menentukan gempa statis secara manual dan melalui ETABS, kita juga menentukan gempa dinamis melalui ETABS.

Tabel 4. 14 Gaya Geser Dinamik

Load Case/Combo	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Spec-X	7016,0363	47,5054	1,905E-05	1203,728	223960,6914	56660,9161
Spec-Y	47,6095	6360,2532	3,48E-06	202757,6559	1249,4651	239331,4321

$$V_{spec-x} = 7016,04 \text{ kN}$$

$$V_{spec-y} = 6360,25 \text{ kN}$$

e. Menentukan Hubungan Beban Gempa Statik-Dinamik

Menurut Pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726:2019, nilai beban gempa dinamik tidak boleh kurang dari 100% beban statis, atau artinya sama dengan ($V_{dinamis} \geq V_{statis}$), sehingga jika total gaya utama reaksi (V_t) kurang dari 100%, maka gaya harus ditentukan oleh gaya dasar $\frac{V}{V_t}$.

Dari setiap lapisan diperoleh dengan perhitungan manual sesuai dengan tabel. Sementara itu, kuat geser dinamis tiap lapisan diperoleh dari keluaran program aplikasi ETABS V.18.

Tabel 4. 15 Gaya Geser Statik dan Dinamik Tiap Lantai

Lantai	Statik		Dinamik	
	V_x	V_y	V_{spec-x}	V_{spec-y}
	kN	kN	kN	kN
Rooftop	1363,56	1363,56	558,14	483,84
Lantai 11	3792,31	3792,31	1759,10	1495,01
Lantai 10	5945,80	5945,80	2687,04	2329,82
Lantai 9	7778,42	7778,42	3488,75	3092,12
Lantai 8	9385,53	9385,53	4238,88	3799,40
Lantai 7	10744,48	10744,48	4914,80	4427,65
Lantai 6	11805,92	11805,92	5477,24	4952,17
Lantai 5	12632,31	12632,31	5956,11	5397,07
Lantai 4	13250,16	13250,16	6362,28	5770,55
Lantai 3	13673,56	13673,56	6696,18	6074,44
Lantai 2	13916,22	13916,22	6924,90	6279,69
Lantai 1	14009,91	14009,91	7015,81	6359,97

Tabel 4. 16 Relasi Gaya Gempa Statik-Dinamik

Gaya Gempa	V_x	V_y
	kN	kN
Statik	14009,91	14009,91
100% Statik	14009,91	14009,91
Dinamik	7015,82	6359,97

Berdasarkan tabel di atas, dapat dilihat bahwa nilai $V_{dinamik} < V_{statik}$, maka nilai faktor skala gaya yang digunakan yaitu :

$$\text{Faktor skala gaya arah x} = \frac{14009,91}{7015,82} = 2$$

$$\text{Faktor skala gaya arah y} = \frac{14009,91}{6359,97} = 2,2$$

Kemudian ubah nilai faktor skala gaya yang terdapat pada program ETABS dengan hasil perhitungan berikut :

$$\text{Faktor skala gaya arah x} = 2101,43 \times 2 = 4196,35 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{Faktor skala gaya arah y} = 2101,43 \times 2,2 = 4629,08 \text{ mm/s}^2$$

Tabel 4. 17 Gaya Geser Dinamik Terkoreksi

Lantai	Statik		Dinamik		Skala Gaya		Dinamik <i>Correction</i>	
	V_x	V_y	V_{spec-x}	V_{spec-y}	X-Dir	Y-Dir	V_{spec-x}	V_{spec-y}
	kN	kN	kN	kN			kN	kN
Rooftop	1363,56	1363,56	558,14	483,84	2	2,2	1114,55	1065,82
Lantai 11	3792,31	3792,31	1759,10	1495,01			3512,76	3293,25
Lantai 10	5945,80	5945,80	2687,04	2329,82			5365,76	5132,19
Lantai 9	7778,42	7778,42	3488,75	3092,12			6966,70	6811,41
Lantai 8	9385,53	9385,53	4238,88	3799,40			8464,64	8369,42
Lantai 7	10744,48	10744,48	4914,80	4427,65			9814,39	9753,35
Lantai 6	11805,92	11805,92	5477,24	4952,17			10937,53	10908,77
Lantai 5	12632,31	12632,31	5956,11	5397,07			11893,79	11888,81
Lantai 4	13250,16	13250,16	6362,28	5770,55			12704,87	12711,52
Lantai 3	13673,56	13673,56	6696,18	6074,44			13371,63	13380,94
Lantai 2	13916,22	13916,22	6924,90	6279,69			13828,37	13833,07
Lantai 1	14009,91	14009,91	7015,81	6359,97			14009,91	14009,91

Berikut adalah contoh perhitungan gaya geser dinamik terkoreksi :

$$\begin{aligned} \text{Arah } x = V_{\text{rooftop}} (\text{terkoreksi}) &= V_{\text{Dinamik}} \times \text{Skala gaya } x \\ &= 558,14 \times 2 \\ &= 1114,55 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah } y = V_{\text{rooftop}} (\text{terkoreksi}) &= V_{\text{Dinamik}} \times \text{Skala gaya } y \\ &= 483,84 \times 2,2 \\ &= 1065,82 \end{aligned}$$

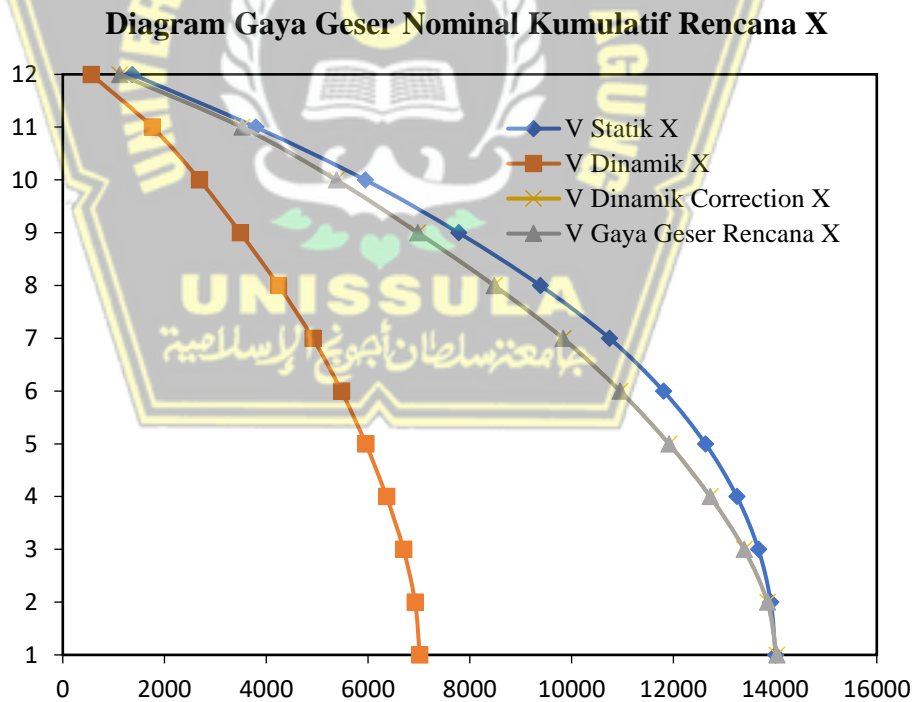
f. Menentukan Beban Gempa Rencana

Setelah diperoleh hasil rasio seismik statik dan dinamik, langkah selanjutnya adalah menentukan beban gempa. Berdasarkan penerapan tinggi bangunan, gaya desain yang terdistribusi dengan baik dapat ditentukan. Gaya desain seismik yang digunakan memperhitungkan nilai gaya geser statik yang diperoleh dengan menghitung spektrum respons dinamik dengan gaya seismik minimal 100% , yang hasilnya diberikan pada tabel di bawah ini.

Tabel 4. 18 Gaya Geser Rencana Tiap Lantai

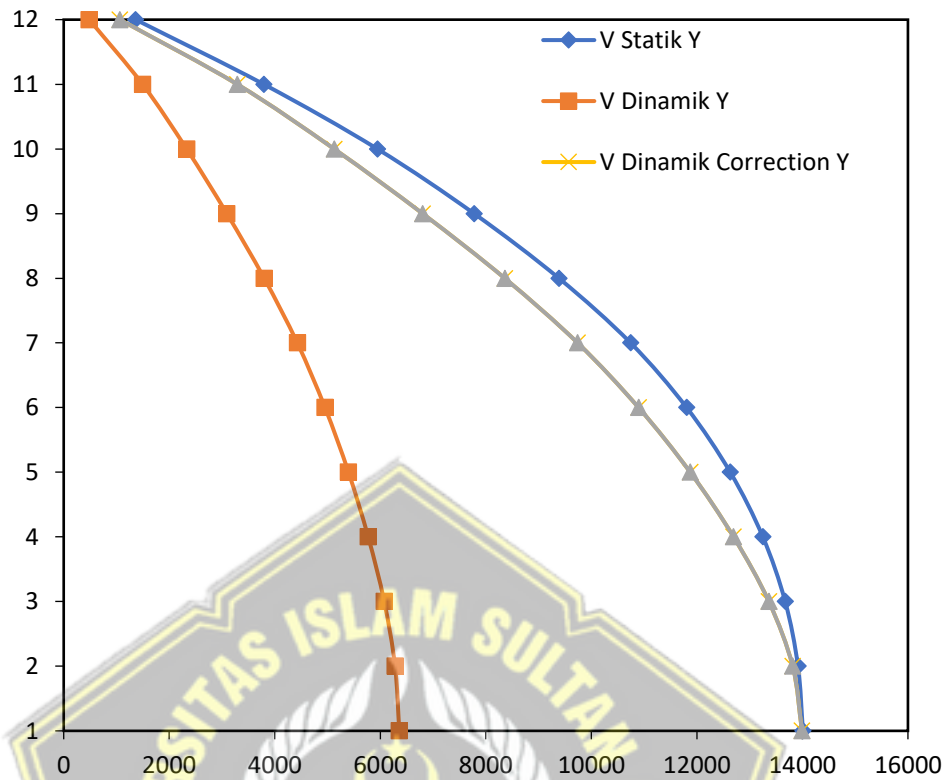
Lantai	Statik		Dinamik		Dinamik Correction		Gaya Geser Rencana	
	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Rooftop	1363,56	1363,56	558,14	483,84	1116,28	1064,45	1116,28	1064,45
Lantai 11	3792,31	3792,31	1759,10	1495,01	3518,20	3289,02	3518,2	3289,02
Lantai 10	5945,80	5945,80	2687,04	2329,82	5374,08	5125,60	5374,08	5125,6
Lantai 9	7778,42	7778,42	3488,75	3092,12	6977,50	6802,66	6977,5	6802,66
Lantai 8	9385,53	9385,53	4238,88	3799,40	8477,76	8358,68	8477,76	8358,68
Lantai 7	10744,48	10744,48	4914,80	4427,65	9829,60	9740,83	9829,6	9740,83
Lantai 6	11805,92	11805,92	5477,24	4952,17	10954,48	10894,77	10954,5	10894,8
Lantai 5	12632,31	12632,31	5956,11	5397,07	11912,22	11873,55	11912,2	11873,6
Lantai 4	13250,16	13250,16	6362,28	5770,55	12724,56	12695,21	12724,6	12695,2
Lantai 3	13673,56	13673,56	6696,18	6074,44	13392,36	13363,77	13392,4	13363,8
Lantai 2	13916,22	13916,22	6924,90	6279,69	13849,80	13815,32	13849,8	13815,3
Lantai 1	14009,91	14009,91	7015,81	6359,97	14031,62	13991,93	14031,6	13991,9

Nilai kuat geser rencana untuk setiap lapisan dihitung dengan menentukan nilai maksimum antara 100% gaya seismik statik dan gaya seismik dinamik terkoreksi.



Gambar 4. 3 Distribusi Gaya Geser Rencana Arah X

Diagram Gaya Geser Nominal Kumulatif Rencana Y



Gambar 4. 4 Distribusi Gaya Geser Rencana Arah Y

g. Menentukan Gaya Gempa Lateral Rencana

Gaya seismik yang bekerja pada lantai ditentukan dengan menghitung selisih gaya geser antar lapisan, sehingga nilainya ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 4. 19 Gaya Gempa Lateral Rencana

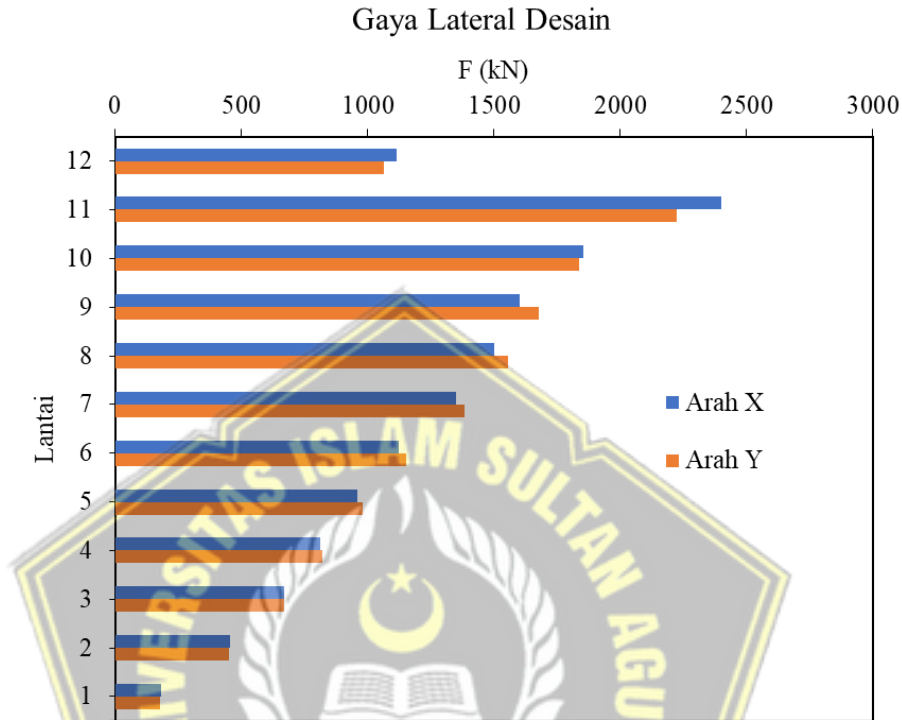
Lantai	Gaya Geser Rencana		F, Gempa Rencana	
	V_x	V_y	F_x	F_y
	kN	kN	kN	kN
Rooftop	1116,28	1064,45	1116,28	1064,45
Lantai 11	3518,20	3289,02	2401,92	2224,57
Lantai 10	5374,08	5125,60	1855,88	1836,58
Lantai 9	6977,50	6802,66	1603,42	1677,06
Lantai 8	8477,76	8358,68	1500,26	1556,02
Lantai 7	9829,60	9740,83	1351,84	1382,15
Lantai 6	10954,48	10894,77	1124,88	1153,94
Lantai 5	11912,22	11873,55	957,74	978,78
Lantai 4	12724,56	12695,21	812,34	821,66
Lantai 3	13392,36	13363,77	667,80	668,56
Lantai 2	13849,80	13815,32	457,44	451,55
Lantai 1	14031,62	13991,93	181,82	176,62

Contoh perhitungan

$$F_{rooftop} = V_{rooftop} = 1116,28$$

$$F_{11} = V_{11} - V_{rooftop} = 3518,20 - 1116,28 = 2401,92$$

Dan seterusnya.



Gambar 4. 5 Diagram Gaya Lateral Rencana

h. Melakukan Kontrol Terhadap Desain

Langkah selanjutnya adalah menguasai perencanaan yang dilakukan sebelumnya. Pengendalian desain dengan pemeriksaan batas lendutan antar lapis sesuai SNI 1726:2019 aturan 7.8.6 dan 7.12.1 serta pemeriksaan stabilitas akibat efek P-Delta, yang juga sesuai dengan pasal SNI 1726:2019. 7.8.7. Hasil pemeriksaan tersebut tercantum dalam tabel berikut ini.

Tabel 4. 20 Notasi Simpangan

Lantai	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δeX	δeY	δeX	δeY		ΔX	ΔY		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
Rooftop	25,57	31,12	3,18	2,08	4000	11,65	7,61	30,77	OK
Lantai 11	22,40	29,05	3,34	4,42	4000	12,23	16,22	30,77	OK
Lantai 10	19,06	24,63	3,01	4,65	4000	11,02	17,04	30,77	OK
Lantai 9	16,06	19,98	2,88	3,61	4000	10,55	13,23	30,77	OK
Lantai 8	13,18	16,37	2,71	3,31	4000	9,92	12,15	30,77	OK
Lantai 7	10,47	13,06	2,49	3,06	4000	9,13	11,22	30,77	OK
Lantai 6	7,98	10,00	2,23	2,75	4000	8,19	10,08	30,77	OK
Lantai 5	5,75	7,25	1,93	2,39	4000	7,08	8,76	30,77	OK
Lantai 4	3,82	4,86	1,58	1,94	4000	5,81	7,12	30,77	OK
Lantai 3	2,24	2,92	0,99	1,37	4000	3,63	5,03	30,77	OK
Lantai 2	1,25	1,55	0,82	1,05	4000	3,01	3,84	30,77	OK
Lantai 1	0,43	0,50	0,43	0,50	4000	1,56	1,82	30,77	OK

Hasil pemeriksaan desain menunjukkan bahwa penyimpangan konstruksi yang direncanakan aman. Di bawah ini adalah contoh penghitungan perpindahan seismik antar lapisan untuk gempa bumi arah-x.

$$\delta_{rooftop} = \frac{C_d \times \delta_{e\text{ rooftop}}}{I_e} = \frac{5,5 \times 25,572}{1,5} = 93,764$$

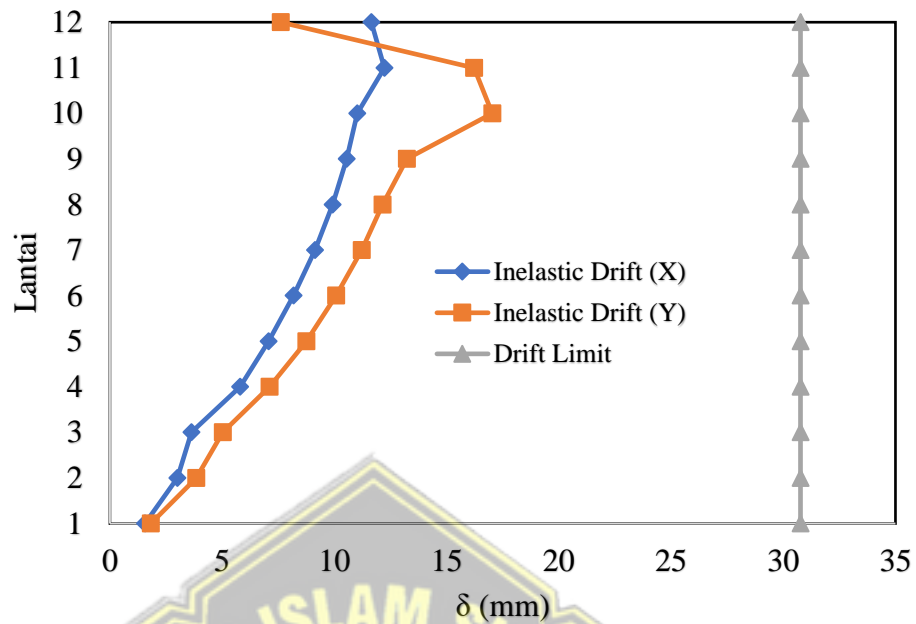
$$\delta_{11} = \frac{C_d \times \delta_{e\text{ 11}}}{I_e} = \frac{5,5 \times 22,396}{1,5} = 82,119$$

$$\Delta_{rooftop} = \delta_{rooftop} - \delta_{11} = 93,764 - 82,119 = 11,645$$

Berdasarkan klausul 7.12.1 SNI 1726:2019, batas deviasi yang diperbolehkan antar lapisan digunakan untuk menentukan deviasi yang diperbolehkan untuk rangka dengan kategori risiko tingkat IV yang cocok untuk semua jenis rangka lainnya. Jadi rumus perhitungannya adalah:

$$\begin{aligned} \Delta_{ijin} &= 0,010 \times h_{sx} \\ &= 0,010 \times 4000 \\ &= 40 \end{aligned}$$

$\Delta_{rooftop} < \Delta_{ijin}$, maka OK!



Gambar 4. 6 Simpangan Antar Lantai

Analisis kontrol desain selanjutnya adalah memeriksa pengaruh stabilitas bangunan atau P-Delta. Kombinasi kontrol yang digunakan adalah:

$$\text{Comb}_{P\text{-Delta}} = 1,0 \text{ DL} + 1,0 \text{ SDL} + 0,5 \text{ LL}$$

Tabel 4. 21 Cek Kestabilan P-Delta

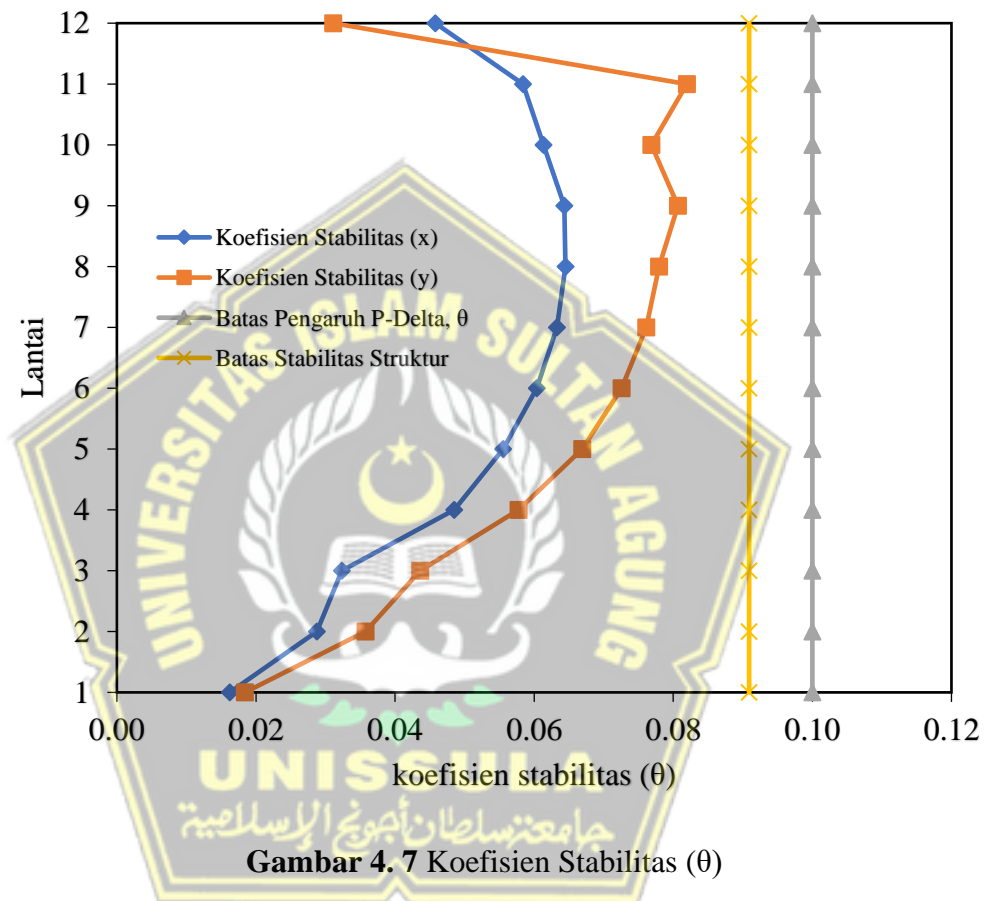
Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	θmax	Cek
	ΔX	ΔY	P	Vx	Vy		θX	θY			
	mm	mm	kN	kN	kN	mm					
Rooftop	11,65	7,61	3817,60	66,22	63,68	4000	0,05	0,03	0,1	0,0909	OK
11	12,23	16,22	14047,69	200,56	189,59	4000	0,06	0,08	0,1	0,0909	OK
10	11,02	17,04	25334,14	310,37	382,95	4000	0,06	0,08	0,1	0,0909	OK
9	10,55	13,23	36249,08	405,16	405,31	4000	0,06	0,08	0,1	0,0909	OK
8	9,92	12,15	47143,27	494,48	501,00	4000	0,06	0,08	0,1	0,0909	OK
7	9,13	11,22	58390,50	574,78	586,74	4000	0,06	0,08	0,1	0,0909	OK
6	8,19	10,08	69399,84	641,49	657,32	4000	0,06	0,07	0,1	0,0909	OK
5	7,08	8,76	80409,17	698,33	717,40	4000	0,06	0,07	0,1	0,0909	OK
4	5,81	7,12	91397,75	746,39	767,97	4000	0,05	0,06	0,1	0,0909	OK
3	3,63	5,03	102786,45	785,96	808,45	4000	0,03	0,04	0,1	0,0909	OK
2	3,01	3,84	114175,15	813,36	836,18	4000	0,03	0,04	0,1	0,0909	OK
1	1,56	1,82	125563,85	824,37	847,46	4000	0,02	0,02	0,1	0,0909	OK

Contoh perhitungan kontrol kestabilan bangunan atau P-Delta pada lantai 1 arah y sebagai berikut :

$$\theta = \frac{P \times \Delta i \times I_e}{V_y \times h_{sx} \times C_d} = \frac{125563,85 \times 1,56 \times 1,5}{824,37 \times 4000 \times 5,5} = 0,02$$

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta \times C_d} = \frac{0,5}{1 \times 5,5} = 0,0909$$

Berdasarkan perhitungan di atas, terlihat bahwa jika θ kurang dari 0,0909, maka pengaruh P-Delta tidak perlu diperhitungkan, karena nilai θ lebih kecil dari θ_{\max} , yang berarti kerangka tersebut adalah masih dalam keadaan stabil.



Gambar 4. 7 Koefisien Stabilitas (θ)

i. Ketidakberaturan Horizontal

❖ Cek Ketidakberaturan torsi dan torsi berlebihan

Pada saat pengecekan ketidakberaturan ini dilakukan, apabila terdapat simpangan antar tingkat maksimum, salah satu ujung kerangka melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali untuk torsi serta 1,4 kali untuk torsi berlebihan simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung kerangka.

Tabel 4. 22 Cek Ketidakberaturan Torsi

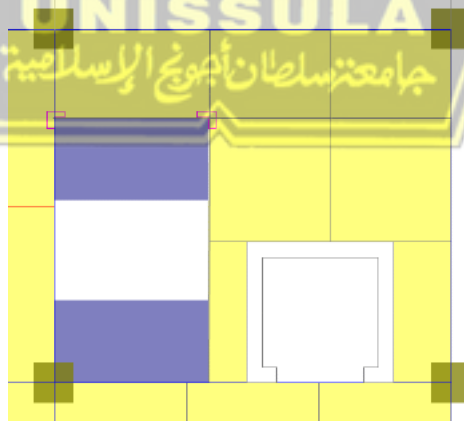
Lantai	Arah X	Cek	Arah Y	Cek
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$		$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	
Rooftop	1,16	OK	1,012	OK
11	1,107	OK	1,009	OK
10	1,127	OK	1,008	OK
9	1,083	OK	1,007	OK
8	1,01	OK	1,006	OK
7	1,058	OK	1,005	OK
6	1,12	OK	1,003	OK
5	1,174	OK	1,002	OK
4	1,183	OK	1,001	OK
3	1,095	OK	1	OK
2	1,053	OK	1	OK
1	1,154	OK	1,001	OK

❖ Cek ketidakberaturan sudut dalam

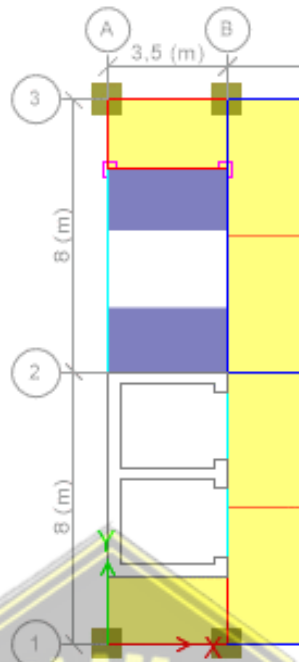
Rencana dasar bangunan teratur, yaitu. persegi panjang. Dengan demikian, pemeriksaan tidak menunjukkan ketidakberaturan sudut dalam. Sudut interior tidak beraturan terjadi ketika kedua dimensi lokasi sudut interior dari proyeksi denah rangka lebih besar dari 15% dari denah rangka.

❖ Cek ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Terjadi bila ada bukaan di lantai yang ukurannya lebih besar dari 50% dari total ukuran pelat lantai.



Gambar 4. 8 Denah Lantai Bukaan 1



Gambar 4. 9 Denah Lantai Bukaannya 2

Tabel 4. 23 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Syarat 1		
A_{total}	1064	m^2
A_{bukaan}	74,1125	m^2
Cek	OK	

- ❖ Cek ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang. Pada saat pengecekan ketidakberaturan ini, apabila terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral, maka dinyatakan terjadi ketidakberaturan.

Struktur gedung tidak mengalami adanya ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

- ❖ Cek ketidakberaturan sistem non paralel

Pada saat pengecekan, apabila elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik, maka dinyatakan adanya ketidakberaturan.

Struktur gedung tidak mengalami adanya ketidakberaturan sistem non paralel

j. Ketidakberaturan Vertikal

❖ Cek ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan berlebihan

Ketidakberaturan dianggap terjadi apabila terdapat suatu tingkat kekakuan lateral kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Tabel 4. 24 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X	Persentase Kekakuan Satu Tingkat di Atasnya	Persentase Kekakuan Tiga Tingkat di Atasnya	Cek	Arah Y	Persentase Kekakuan Satu Tingkat di Atasnya	Persentase Kekakuan Tiga Tingkat di Atasnya	Cek
	Kekakuan				Kekakuan			
	kN/m				kN/m			
12	382465	-	-	OK	182466	-	-	OK
11	706235	185 %	-	OK	647768	355 %	-	OK
10	634277	90 %	-	OK	587335	91 %	-	OK
9	592023	93 %	103 %	OK	577618	98 %	122 %	OK
8	626914	106 %	97 %	OK	634633	110 %	105 %	OK
7	612385	98 %	99 %	OK	675935	107 %	113 %	OK
6	568873	93 %	93 %	OK	665009	98 %	106 %	OK
5	535451	94 %	89 %	OK	673469	101 %	102 %	OK
4	569335	106 %	99 %	OK	768208	114 %	114 %	OK
3	750765	132 %	135 %	OK	1067520	139 %	152 %	OK
2	1104063	147 %	179 %	OK	1582161	148 %	189 %	OK
1	2452898	222 %	304 %	OK	3295916	208 %	289 %	OK

Struktur gedung tidak mengalami adanya Ketidakberaturankekakuan tingkat lunak dan lunak berlebihan karena tingkat kekakuan lateralnya melebihi dari batas minimum yang telah ditentukan.

❖ Ketidakberaturan berat (massa)

Ketidakberaturan massa terjadi apabila massa efektif di sebarang tingkat lebih besar dari 150% massa efektif tingkat yang ada di dekatnya.

Pada lantai Rooftop, kerangka gedung terdapat atap yang lebih ringan darilantai di bawahnya oleh sebab itu tidak perlu untuk ditinjau.

Tabel 4. 25 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Lantai	Massa	Persentase Massa Efektif di Atasnya	Cek
	(kg)		
Rooftop	879110,24	-	OK
Lt. 11	1162389,04	132 %	OK
Lt. 10	1174738,81	101 %	OK
Lt. 9	1155294,30	98 %	OK
Lt. 8	1190953,04	103 %	OK
Lt. 7	1209693,36	102 %	OK
Lt. 6	1167562,78	97 %	OK
Lt. 5	1167562,78	100 %	OK
Lt. 4	1185847,18	102 %	OK
Lt. 3	1206247,18	102 %	OK
Lt. 2	1206247,18	100 %	OK
Lt. 1	1206247,18	100 %	OK

Struktur gedung tidak mengalami adanya Ketidakberaturan massa karena massanya tidak melebihi dari batas minimum yang telah ditentukan.

❖ Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakteraturan ini terjadi apabila dimensi horizontal sistem gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130%.

Tabel 4. 26 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Persentase dimensi Horizontal	Cek
	(mm)		
Lt. 11	700	100 %	OK
Lt. 10	700	100 %	OK
Lt. 9	700	100 %	OK
Lt. 8	700	100 %	OK
Lt. 7	800	114 %	OK
Lt. 6	800	100 %	OK
Lt. 5	800	100 %	OK
Lt. 4	800	100 %	OK
Lt. 3	900	113 %	OK
Lt. 2	900	100 %	OK
Lt. 1	900	100 %	OK
Lantai Dasar	900	100 %	OK

Struktur gedung tidak mengalami ada ketidakberaturan geometri vertikal karena dimensi horizontal sistem gaya seismik di sebarang tingkat kurang dari 130%

- ❖ Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral

Ketidakberaturan ini terjadi apabila terdapat pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul pada tingkat di bawahnya.

Struktur gedung tidak mengalami adanya ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral karena baik posisi kolom maupun dinding geser dari segala lantai menerus dan tidak ada yang memiliki *offset*.

- ❖ Cek ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas dan berlebihan pada kekuatan

Ketidakberaturan ini terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% dan 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya.

Tabel 4. 27 Ketidakberaturan Diskontinuitas Kuat Lateral

Lantai	Arah X	Persentase Kekuatan Lateral Satu Tingkat di Atasnya	Cek	Arah Y	Persentase Kekuatan Lateral Satu Tingkat di Atasnya	Cek
	Kekuatan kN			Kekuatan kN		
12	1116,28	-	OK	1064,45	-	OK
11	3518,20	315 %	OK	3289,02	309 %	OK
10	5374,08	153 %	OK	5125,60	156 %	OK
9	6977,50	130 %	OK	6802,66	133 %	OK
8	8477,76	122 %	OK	8358,68	123 %	OK
7	9829,60	116 %	OK	9740,83	117 %	OK
6	10954,48	111 %	OK	10894,77	112 %	OK
5	11912,22	109 %	OK	11873,55	109 %	OK
4	12724,56	107 %	OK	12695,21	107 %	OK
3	13392,36	105 %	OK	13363,77	105 %	OK
2	13849,80	103 %	OK	13815,32	103 %	OK
1	14031,62	101 %	OK	13991,93	101 %	OK

Kekuatan lateral atau kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah suatu tingkat lebih dari 80 % dan 65% lateral tingkat di atasnya maka memenuhi.

k. Faktor Redundansi

Struktur gedung kuliah Fakultas Kedokteran UNISSULA tidak memiliki ketidakberaturan vertikal maupun horizontal, sehingga persyaratan untuk nilai faktor redundansinya dapat dilihat pada tabel berikut (SNI 1726-2019 Pasal 7.3.4.1 tabel 15).

Tabel 4. 28 Syarat Faktor Redundansi

Elemen Pemikul Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Penghilangan suatu bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok-kolom di kedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Penghilangan suatu dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di sebarang tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di sambungan dasar pada sebarang kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Lainnya	Tidak ada persyaratan

Sumber : SNI 1726-2019

Tabel 4. 29 Faktor Redundansi

Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35% gaya geser dasar (kN)		Persentase	
	X(V _x)	Y(V _y)	X	Y	X	Y	x	y
12	1116,28	1064,448	14031,62	13991,93	4630,435	4617,34	8%	8%
11	3518,2	3289,022			4630,435	4617,34	25%	24%
10	5374,08	5125,604			4630,435	4617,34	38%	37%
9	6977,5	6802,664			4630,435	4617,34	50%	49%
8	8477,76	8358,68			4630,435	4617,34	60%	60%
7	9829,6	9740,83			4630,435	4617,34	70%	70%
6	10954,48	10894,77			4630,435	4617,34	78%	78%
5	11912,22	11873,55			4630,435	4617,34	85%	85%
4	12724,56	12695,21			4630,435	4617,34	91%	91%
3	13392,36	13363,77			4630,435	4617,34	95%	96%
2	13849,8	13815,32			4630,435	4617,34	99%	99%
1	14031,62	13991,93			4630,435	4617,34	100%	100%

Berdasarkan hasil perhitungan persentase faktor redundansi, pada lantai 11 dan lantai rooftop yang memperlihatkan nilai persentase kurang dari 35% sehingga digunakan faktor reduksi kekuatan lentur sebesar 1,3.

4.5. Analisis Sistem Ganda (*Dual System*)

Durasi momen dan gaya geser rencana yang dipikul oleh dinding geser harus diperiksa sebagai kondisi dua sistem. Struktur sistem ganda memiliki kemampuan yang sangat baik untuk memikul gaya geser dalam sistem gabungan antara portal dan dinding geser karena adanya interaksi antara keduanya. Gaya geser yang kemudian digunakan dalam langkah perhitungan tulangan, dimana pengaruh efisiensi penampang retak juga harus diperhatikan dan diperiksa untuk setiap komponen elemen struktur yang menahan gempa.

Tabel berikut menunjukkan hasil analisis setelah menambahkan efek retak atau efisiensi penampang retak pada elemen.

Tabel 4. 30 *Joint Reactions* Akibat Gempa Statik X

Story	Joint Label	Load Case/Combo	Fx
Lantai Dasar	3	Gempa Statik x	-12,8904
Lantai Dasar	5	Gempa Statik x	-14,0879
Lantai Dasar	6	Gempa Statik x	-14,3866
Lantai Dasar	7	Gempa Statik x	-14,8806
Lantai Dasar	8	Gempa Statik x	-14,3931
Lantai Dasar	9	Gempa Statik x	-14,9016
Lantai Dasar	10	Gempa Statik x	-14,3953
Lantai Dasar	11	Gempa Statik x	-14,9321
Lantai Dasar	12	Gempa Statik x	-14,4115
Lantai Dasar	13	Gempa Statik x	-14,9897
Lantai Dasar	14	Gempa Statik x	-14,446
Lantai Dasar	15	Gempa Statik x	-13,5845
Lantai Dasar	16	Gempa Statik x	-14,5317
Lantai Dasar	17	Gempa Statik x	-13,4843
Lantai Dasar	18	Gempa Statik x	-12,415
Lantai Dasar	19	Gempa Statik x	-14,6652
Lantai Dasar	20	Gempa Statik x	-12,1805
Lantai Dasar	21	Gempa Statik x	-14,6895
Lantai Dasar	22	Gempa Statik x	-14,6917
Lantai Dasar	23	Gempa Statik x	-14,6746
Lantai Dasar	24	Gempa Statik x	-14,6695
Lantai Dasar	25	Gempa Statik x	-14,5731
Lantai Dasar	26	Gempa Statik x	-13,2402
Lantai Dasar	40	Gempa Statik x	0,2967
Lantai Dasar	56	Gempa Statik x	-0,0467
Lantai Dasar	36	Gempa Statik x	0,0141
Lantai Dasar	37	Gempa Statik x	-0,452
Lantai Dasar	4	Gempa Statik x	-12,0281
Lantai Dasar	27	Gempa Statik x	-12,3158
Lantai Dasar	201	Gempa Statik x	119,1208
Lantai Dasar	202	Gempa Statik x	-117,122
Lantai Dasar	235	Gempa Statik x	-99,6732
Lantai Dasar	236	Gempa Statik x	-89,9192
Lantai Dasar	239	Gempa Statik x	-131,642
Lantai Dasar	240	Gempa Statik x	133,7238
Lantai Dasar	282	Gempa Statik x	-66,5168
Lantai Dasar	283	Gempa Statik x	-5,5035
Lantai Dasar	284	Gempa Statik x	-99,4639
Lantai Dasar	285	Gempa Statik x	-17,9402
Lantai Dasar	287	Gempa Statik x	-84,7745
Lantai Dasar	289	Gempa Statik x	3,3183
Lantai Dasar	290	Gempa Statik x	-0,761
Lantai Dasar	291	Gempa Statik x	0,1982
Lantai Dasar	292	Gempa Statik x	0,0779

Story	Joint Label	Load Case/Combo	Fx
Lantai Dasar	301	Gempa Statik x	-0,6305
Lantai Dasar	38	Gempa Statik x	-3,1214
Lantai Dasar	216	Gempa Statik x	-2,4398
Lantai Dasar	231	Gempa Statik x	-8,9745
Lantai Dasar	241	Gempa Statik x	-1,6844
Jumlah Shear Wall			-457,508
Jumlah Kerangka			-366,867
Total Seluruhnya			-824,374

Berdasarkan dari tabel di atas, akibat dari gempa statik arah x pada dinding geser dan kolom dalam menahan gaya geser pada lantai dasar sebesar :

$$V_{Shear\ Wall} = 457,508 \text{ kN}$$

$$V_{Rangka} = 366,867 \text{ kN}$$

$$\% V_{Shear\ Wall} = 55,498 \%$$

$$\% V_{Rangka} = 44,502 \%$$

Tabel 4. 31 Joint Reactions Akibat Gempa Statik Y

Story	Joint Label	Load Case/Combo	Fy
Lantai Dasar	3	Gempa Statik y1	-4,7515
Lantai Dasar	5	Gempa Statik y1	-6,2222
Lantai Dasar	6	Gempa Statik y1	-4,629
Lantai Dasar	7	Gempa Statik y1	-5,0833
Lantai Dasar	8	Gempa Statik y1	-3,8979
Lantai Dasar	9	Gempa Statik y1	-4,0048
Lantai Dasar	10	Gempa Statik y1	-3,0877
Lantai Dasar	11	Gempa Statik y1	-2,9084
Lantai Dasar	12	Gempa Statik y1	-2,2681
Lantai Dasar	13	Gempa Statik y1	-1,7999
Lantai Dasar	14	Gempa Statik y1	-1,4291
Lantai Dasar	15	Gempa Statik y1	-0,895
Lantai Dasar	16	Gempa Statik y1	0,15
Lantai Dasar	17	Gempa Statik y1	0,3672
Lantai Dasar	18	Gempa Statik y1	0,1826
Lantai Dasar	19	Gempa Statik y1	-0,6517
Lantai Dasar	20	Gempa Statik y1	0,1756
Lantai Dasar	21	Gempa Statik y1	-1,4448
Lantai Dasar	22	Gempa Statik y1	-2,2673
Lantai Dasar	23	Gempa Statik y1	-3,0861
Lantai Dasar	24	Gempa Statik y1	-3,8951
Lantai Dasar	25	Gempa Statik y1	-4,7292
Lantai Dasar	26	Gempa Statik y1	-4,0829
Lantai Dasar	40	Gempa Statik y1	1,2196
Lantai Dasar	56	Gempa Statik y1	1,2046
Lantai Dasar	36	Gempa Statik y1	-0,102
Lantai Dasar	37	Gempa Statik y1	-0,0643
Lantai Dasar	4	Gempa Statik y1	-5,3038
Lantai Dasar	27	Gempa Statik y1	-4,9764

Story	Joint Label	Load Case/Combo	Fy
Lantai Dasar	201	Gempa Statik y1	-0,3743
Lantai Dasar	202	Gempa Statik y1	-55,1783
Lantai Dasar	235	Gempa Statik y1	-0,2556
Lantai Dasar	236	Gempa Statik y1	-0,6426
Lantai Dasar	239	Gempa Statik y1	-56,5553
Lantai Dasar	240	Gempa Statik y1	-0,2608
Lantai Dasar	282	Gempa Statik y1	-208,709
Lantai Dasar	283	Gempa Statik y1	-283,659
Lantai Dasar	284	Gempa Statik y1	37,8773
Lantai Dasar	285	Gempa Statik y1	-91,3789
Lantai Dasar	287	Gempa Statik y1	-211,3
Lantai Dasar	289	Gempa Statik y1	-284,545
Lantai Dasar	290	Gempa Statik y1	210,7399
Lantai Dasar	291	Gempa Statik y1	-17,4538
Lantai Dasar	292	Gempa Statik y1	-20,7986
Lantai Dasar	301	Gempa Statik y1	212,9268
Lantai Dasar	38	Gempa Statik y1	-2,3928
Lantai Dasar	216	Gempa Statik y1	-2,3623
Lantai Dasar	231	Gempa Statik y1	0,7744
Lantai Dasar	241	Gempa Statik y1	-0,5102
Jumlah Shear Wall			-769,568
Jumlah Kerangka			-72,7718
Total Seluruhnya			-842,34

Berdasarkan dari tabel di atas, akibat dari gempa statik arah y pada dinding geser dan kolom dalam menahan gaya geser pada lantai dasar sebesar :

$$V_{Shear\ Wall} = 769,568\text{ kN} \qquad V_{Rangka} = 72,772\text{ kN}$$

$$\% V_{Shear\ Wall} = 91,361\% \qquad \% V_{Rangka} = 8,639\%$$

Perhitungan *Scale Up* Gempa dengan penambahan dinding geser yaitu 25% dari persentase V kerangka.

$$f_x = 25\% \times 44,502 = 11,126\%$$

$$f_y = 25\% \times 8,639 = 2,160\%$$

4.6. Perencanaan Atap

Atap gedung berupa rangka baja berbentuk limas. Perhitungan kerangka bangunan didasarkan pada ukuran grid. Selain itu, beban kerja seperti beban mati, beban hidup dan beban angin diperhitungkan. Setelah semua beban diterima, dimensi truss dihitung dan didesain. Pemodelan rangka atap dijelaskan sebagai berikut:

4.6.1. Perhitungan Atap

Data Bahan :

- Tegangan leleh baja (f_y) = 240 MPa
- Tegangan tarik putus (f_u) = 370 MPa
- Tegangan sisa (f_r) = 70 MPa
- Modulus elastik baja (E) = 200000 MPa
- Angka *poisson* (ν) = 0,3 MPa

Data profil baja :

Lip Channel C 150.50.20.2,5

- H_t = 150 mm
- b = 50 mm
- a = 20 mm
- t = 2,5 mm
- A = 684 mm²
- I_x = 2260000 mm⁴
- I_y = 230000 mm⁴
- S_x = 30133,3 mm³
- S_y = 9200 mm³
- r_x = 57,5 mm
- r_y = 18,5 mm
- c = 15,5 mm
- w = 4,97 kg/m
- Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ_b) = 0,90
- Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ_f) = 0,75
- Diameter Sagrod (d) = 12 mm
- Jarak antar gording (s) = 1183,2 mm

- Panjang gording (L1) = 5000 mm
- Jarak antara sagrod = 2000 mm
(jarak dukungan lateral gording)
- Kemiringan atap (α) = 15°

Section Property :

- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{200000}{2(1+0,3)} = 76923,07692 \text{ Mpa}$
- $J = ht - t = 150 - 2,5 = 147,50 \text{ mm}$
- $J = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 + \frac{1}{3} (ht - 2 \cdot t)t^3 + \frac{2}{3} (a - t)t^3 = 1458,33 \text{ mm}^4$
- $I_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} = 1250984375 \text{ mm}^6$
- $x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{E \cdot G \cdot J} - \frac{A}{2} = 9132,45 \text{ MPa}$
- $x_2 = 4 \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J}\right)^2 \frac{I_w}{I_y} = 0.00157 \text{ mm}^2/\text{N}^2$
- $Z_x = \frac{1}{4} \cdot ht - t^2 + a \cdot t \cdot (ht - a) + (b - 2 \cdot t) \cdot (ht - t) = 23328 \text{ mm}^3$
- $Z_y = ht - t^2 \left(c - \frac{t}{2}\right) + 2at \left(b - c - \frac{t}{2}\right) + t(c - t)^2 + t(b - t - c)^2 = 11651 \text{ mm}^3$

1. Pembebanan Pada Gording

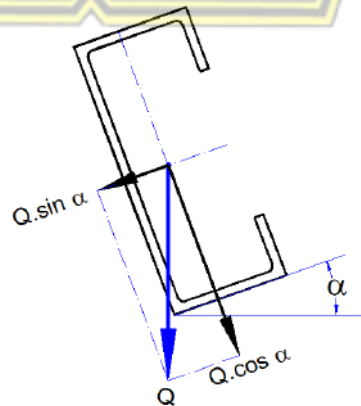
a. Beban Mati (Dead Load)

Beban penutup atap = 60,3 N/m

Berat Gording = 49,7 N/m +

Berat diam (Q_{DL}) = 110,0 N/m

b. Beban Hidup (P)



Gambar 4. 10 Beban Terfaktor

Berat gerak akibat beban air hujan diperhitungkan setara dengan beban genangan air setebal 1 inc = 25 mm.
 $Q \text{ hujan} = 0,025 \times 10 = 0,25 \text{ kN/m}^2$
 Jarak antara gording (S) = 1,1832 m
 Beban air Hujan = $q \text{ hujan} \times s \times 10^3 = 296 \text{ N/m}$
 Beban merata akibat air hujan (QLL) = 296 N/m
 Berat hidup terpusat akibat pekerja (PLL) = 1000 N

c. Beban Terfaktor

Beban merata (Qu) = $1,2 \times QDL + 1,6 \times QLL = 605,32 \text{ N/m}$
 Beban terpusat (Pu) = $1,6 \times PLL = 1600,00 \text{ N}$
 Sudut miring atap (α) = 0,26 rad

$Q_{ux} = Q_u \cdot \cos \alpha \cdot 10^{-3}$
 $= 0,5847 \text{ N/mm}$

$Q_{uy} = Q_u \cdot \sin \alpha \cdot 10^{-3}$
 $= 0,1567 \text{ N/mm}$

$P_{ux} = P_u \cdot \cos \alpha$
 $= 1545,48 \text{ N}$

$P_{uy} = P_u \cdot \sin \alpha$
 $= 414,11 \text{ N}$

2. Momen dan Gaya Geser Akibat Beban Terfaktor

$L_x = L_1 = 5000 \text{ mm}$

$L_y = L_2 = 2000 \text{ mm}$

$M_{ux} = (1/10 \cdot Q_{ux} \cdot L_x^2) + (1/8 \cdot P_{ux} \cdot L_x)$
 $= (1/10 \cdot 0,5847 \cdot 5000^2) + (1/8 \cdot 1545,48 \cdot 5000)$
 $= 2427671 \text{ N.mm}$

$MA (1/4 L) = 1820754 \text{ N.m}$

$MA (1/2 L) = 2427671 \text{ N.m}$

$MA (3/4 L) = 1820754 \text{ N.m}$

$M_{uy} = (1/10 \cdot Q_{uy} \cdot L_y^2) + (1/8 \cdot P_{uy} \cdot L_y)$
 $= (1/10 \cdot 0,1567 \cdot 2000^2) + (1/8 \cdot 414,11 \cdot 2000)$
 $= 166195 \text{ N.m}$

$V_{ux} = Q_{ux} \cdot L_x + P_{ux}$
 $= 0,5847 \text{ N/m} \times 5000 \text{ mm} + 1545,48 \text{ N}$

$$= 4469 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{uy} &= Q_{uy} \cdot L_y + P_{uy} \\ &= 0,1567 \text{ N/m} \times 2000 \text{ mm} \times 414,11 \text{ N} \\ &= 727 \text{ N} \end{aligned}$$

3. Momen Nominal Pengaruh *Local Buckling*

Pengaruh tekuk lokal (local buckling) pada sayap :

Kelangsingan penampang sayap

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b}{t} = 20,000$$

Batas kelangsingan maksimum penampang *compact*

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,973$$

Batas kelangsingan maksimum penampang *compact*

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y - f_r}} = 28,378$$

Momen plastis terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} M_{px} &= f_y \cdot Z_x \\ &= 240 \times 23328 \\ &= 5598750 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen plastis terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} M_{py} &= f_y \cdot Z_y \\ &= 240 \times 11651 \\ &= 2796300 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen batas tekuk terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} M_{rx} &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\ &= 30133,3 \times (240 - 70) \\ &= 5122667 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen batas tekuk terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} M_{ry} &= S_y \cdot (f_y - f_r) \\ &= 9200 \times (240 - 70) \\ &= 1564000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Tabel 4. 32 Momen Nominal Penampang

a. Penampang compact	→	$\lambda \leq \lambda_p$
		$M_n = M_p$
b. Penampang non compact	→	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
		$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)$
c. penampang langsing	→	$\lambda \leq \lambda_r$
		$M_n = M_r \cdot (\lambda_r / \lambda)^2$

$\lambda > \lambda_p$ dan $\lambda < \lambda_r \longrightarrow$ Non Compact

Momen nominal penampang sumbu x

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_p - (M_p - M_r) \cdot (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) \\ &= 5351834 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal penampang sumbu y

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_p - (M_p - M_r) \cdot (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) \\ &= 2157179 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

4. Momen Nominal Pengaruh *Lateral Buckling*

Panjang Bentang maksimum pada balok yang mampu menahan momen plastis

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 940 \text{ mm}$$

$$f_L = f_y - f_r = 170 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} L_r &= r_y \cdot \frac{x_1}{f_L} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 + f_L^2}} \\ &= 2777 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{1,25 \cdot M_{ux}}{2,5 \cdot M_{ux} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \\ &= 1,14 \end{aligned}$$

Momen plastis terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} M_{px} &= f_y \cdot Z_x \\ &= 240 \times 23328 \\ &= 5598750 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen plastis terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} M_{py} &= f_y \cdot Z_y \\ &= 240 \times 11651 \\ &= 2796300 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen batas tekuk terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} M_{rx} &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\ &= 30133,3 \times (240 - 70) \\ &= 5122667 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen batas tekuk terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} M_{ry} &= S_y \cdot (f_y - f_r) \\ &= 9200 \times (240 - 70) \\ &= 1564000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Panjang bentang sumbu y (jarak dukung lateral) (L) = 2000 mm

$L < L_p$ dan $L < L_r \longrightarrow$ bentang pendek

Momen nominal terhadap sumbu x :

$$M_{nx} = M_{px} = f_y \cdot Z_x = - = - \text{ N.mm}$$

Momen nominal terhadap sumbu y :

$$M_{ny} = M_{py} = f_y \cdot Z_y = - = - \text{ N.mm}$$

$$M_{nx} = C_b \cdot [M_{rx} (M_{px} - M_{rx}) \cdot \frac{L_r - L}{L_r - L_p}] = 6050080 \text{ N.mm}$$

5. Momen Nominal Pengaruh Lateral Buckling

Momen nominal terhadap sumbu x :

Berdasarkan pengaruh *local buckling* = $M_{nx} = 5351834 \text{ N.mm}$

Berdasarkan pengaruh *local buckling* = $M_{ny} = 2157179 \text{ N.mm}$

Momen nominal terhadap sumbu x diambil yang terkecil

$$M_{nx} = 5351834 \text{ N.mm}$$

$$\phi_b = 4816651 \text{ N.mm}$$

Momen nominal terhadap sumbu y :

Berdasarkan pengaruh *lateral buckling* = $M_{nx} = 5598750 \text{ N.mm}$

Berdasarkan pengaruh *lateral buckling* = $M_{ny} = 236976 \text{ N.mm}$

Momen nominal terhadap sumbu x diambil yang terkecil

$$M_{nx} = 2157179 \text{ N.mm}$$

$$\phi_b = 1941462 \text{ N.mm}$$

$$M_{ux} = 2427671 \text{ N.mm}$$

$$M_{uy} = 166195 \text{ N.mm}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} = 0,5040$$

$$\frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} = 0,0856$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} < 1,0$$

$$0,5896 < 1,0 \longrightarrow \text{AMAN (OK)}$$

6. Tahanan Geser

Ketebalan pelat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat :

$$\frac{h}{t} < 6,36 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$59,00 < 1,8360 \longrightarrow \text{Pelat badan memenuhi syarat (ok)}$$

$$V_{ux} = 4469 \text{ N}$$

$$A_w = t \cdot h_t = 375 \text{ mm}^2$$

$$V_{nx} = 0,60 \cdot f_y \cdot A_w = 54000 \text{ N}$$

Tahanan gaya geser terhadap sumbu x :

$$\phi_f \cdot V_{nx} = 40500 \text{ N}$$

$$\frac{V_{ux}}{\phi_b \cdot V_{nx}} = 0,1103$$

Tahanan gaya geser terhadap sumbu y :

$$\phi_f \cdot V_{ny} = 27000 \text{ N}$$

$$\frac{V_{uy}}{\phi_b \cdot V_{ny}} = 0,0269$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} < 1,0$$

$$0,1373 < 1,0 \longrightarrow \text{AMAN (OK)}$$

7. Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

Syarat yang harus dipenuhi untuk interaksi geser dan lentur :

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} + \frac{0,625 \cdot V_u}{\phi_f \cdot V_n} = 0,6754 < 1,375$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} = 0,5896 < 0,3972$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{V_{ux}}{\phi_b \cdot V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi_b \cdot V_{ny}} = 0,1373 < 0,4765$$

$$0,6754 < 1,375 \longrightarrow \text{AMAN (OK)}$$

8. Tahanan Tarik Sagrod

$$\text{Beban merata gording (Quy)} = 0,1567 \text{ N/mm}$$

Beban terpusat gording (Puy)	= 414,11	N/mm
Panjang sagrod (Ly)	= 2000	m
Gaya tarik sagrod (Tu)	= 727	N
Tegangan leleh baja (fy)	= 240	MPa
Tegangan tarik putus (fu)	= 370	MPa
Diameter sagrod (d)	= 12	mm
Luas penampang brutto sagrod ($A_g = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$)	= 113,10	mm ²
Luas penampang efektif sagrod ($A_e = 0,90 \cdot A_g$)	= 101,70	mm ²

Tahanan tarik sagrod berdasarkan luas penampang brutto

$$\begin{aligned} \phi \cdot T_n &= 0,90 \cdot A_g \cdot f_y \\ &= 24429 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan tarik sagrod berdasarkan luas penampang efektif

$$\begin{aligned} \phi \cdot T_n &= 0,90 \cdot A_e \cdot f_u \\ &= 28246 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan tarik sagrod (terkecil) yang digunakan $\rightarrow \phi \cdot T_n = N$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$\begin{aligned} T_u &< \phi \cdot T_n \\ 727 &< 24429 \rightarrow \text{AMAN (OK)} \end{aligned}$$

4.6.2. Perencanaan Rangka Atap Kuda-kuda

1. Data Perencanaan

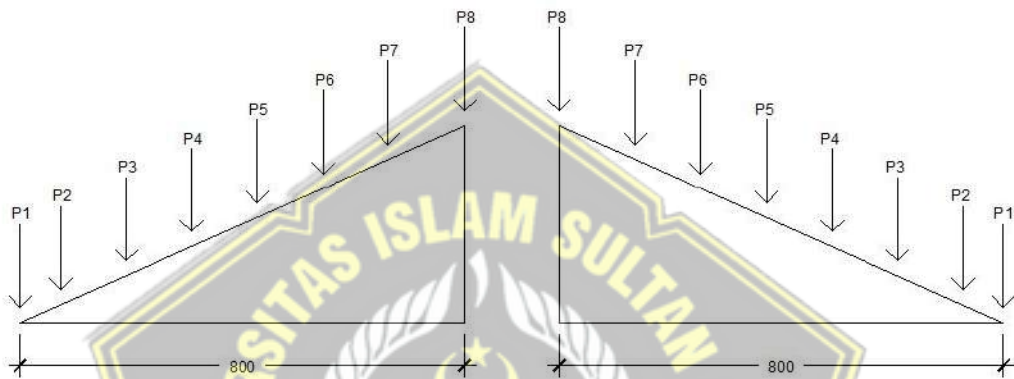
Data-data perencanaan untuk perencanaan rangka atap kuda-kuda adalah sebagai berikut :

- Mutu baja = BJ 37
- Jarak antar kuda-kuda = 5 meter
- Jarak antar gording = 1,1832 meter
- Bentang kuda-kuda = 16 meter
- Sudut kemiringan = 15°
- Panjang miring atap = 8,7998 meter
- Berat gording = 4,97 kg/m
- Berat atap (galvalum) = 5,2 kg/m²

Untuk perencanaan kuda-kuda, digunakan profil IWH 300 x 150 x 6,5 x 9 dengan data profil sebagai berikut

- H = 300 mm
- B = 150 mm
- tw = 6,5 mm
- tf = 9 mm
- W = 36,7 kg/m
- Ag = 46,78 cm²
- r = 13 mm
- Ix = 72100000 mm⁴
- Iy = 5080000 mm⁴
- Sx = 480666,67 mm³
- Sy = 67733,33 mm³
- rx = 124 mm
- ry = 32,9 mm

2. Perhitungan Pembebanan



Gambar 4. 11 Pembebanan Pada Kuda-Kuda

a. Beban Mati

Untuk nilai pada P2-P18

Berat atap	= 5,2 x 1,183 x 5	= 217,12 kg	
Berat gording	= 4,97 x 5	= 24,85 kg	+
Qd		= 241,97 kg	
Berat lain-lain	= 10% Qd	= 24,297 kg	+
Qd total		= 266,16 kg	
		= 2,66 kN	

Untuk nilai P1 dan P18

Berat atap	= 5,2 x (1,183/2) x 5	= 108,56 kg	
Berat gording	= 4,97 x 5	= 24,85 kg	+
Qd		= 133,41 kg	
Berat lain-lain	= 10% Qd	= 13,341 kg	+
Qd total		= 146,75 kg	
		= 1,47 kN	

b. Beban Hidup

Beban pekerja saat pemasangan atap = 133 kg = 1,33 kN

c. Beban Angin

Menurut SNI 1727-2020 pasal 27.1.5, beban minimum angin 38 kg/m².

Arah angin datang

- Untuk P10-P17 = 38 x 5 x 1,1832 = 224,81 kg
= 2,25 kN
- Untuk P18 = 38 x (5/2) x 1,1832 = 112,40 kg
= 1,12 kN

Arah angin pergi

- Untuk P2-P9 = 38 x 5 x 1,1832 = -224,81 kg
= -2,25 kN
- Untuk P1 = 38 x (5/2) x 1,1832 = -112,40 kg
= -1,12 kN

3. Perhitungan Gaya pada Kuda-kuda

Perhitungan gaya yang terjadi pada kuda-kuda menggunakan hasil dari analisis menggunakan bantuan ETABS. Gaya diambil dengan beban kombinasi berikut :

- a. Kombinasi 1,4 D + 1,4 SDL

Pu = 6787,5 kg

Mu = 6643,91 kgm

Vu = 2807,06 kg

- b. Kombinasi 1,2 D + 1,2 SDL + 1,6 L

Pu = 5817,85 kg

Mu = 5694,78 kgm

Vu = 2406,05 kg

- c. Kombinasi 0,9 D + 0,9 SDL + 1 Wx

Pu = 4363,39 kg

Mu = 4217,08 kgm

Vu = 1804,54 kg

- d. Kombinasi 0,9 D + 0,9 SDL + 1 Wy

Pu = 4266,13 kg

Mu = 3891,42 kgm

$$V_u = 1889,28 \text{ kg}$$

e. Kombinasi $0,9 D + 0,9 \text{ SDL} + 0,75 W_x + 0,75 W_y$

$$P_u = 4103,52 \text{ kg}$$

$$M_u = 3986,33 \text{ kgm}$$

$$V_u = 1868,1 \text{ kg}$$

Sehingga, nilai yang diambil dari kombinasi pembebanan adalah :

$$P_{\max} = 6787,5 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 6643,91 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 2807,06 \text{ kg}$$

4. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$P_{\text{maks}} = 6786,5 \text{ kg}$$

$$A_g = 46,78 \text{ cm}^2 = 4678 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$F_c' = 29,05 \text{ MPa}$$

Panjang pengaku lateral = jarak gording

$$= 1,1832 \text{ m} = 1183,2 \text{ mm}$$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen kuda-kuda.

$$\lambda = \frac{b}{2tf} = 8,33$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 16,17$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_r$, maka termasuk penampang non langsing.

a. Ke arah sumbu X

- Menghitung kelangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi = 1,0

$$\frac{k \times l}{r_x} = 9,54 < 200 \text{ (OKE)}$$

- Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$\text{Periksa } 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,97$$

Karena nilai $\frac{k \times l}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka $F_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) f_y$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k \times l}{r_x}\right)^2} = 21657,90 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 7,56 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 35360,895 \text{ N}$$

b. Ke arah sumbu Y

- Menghitung kelangsingan batang

Faktor panjang efektif (k) untuk sendi = 1,0

$$\frac{k \times l}{r_y} = 9,54 < 200 \text{ (OKE)}$$

- Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$\text{Periksa } 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,97$$

Karena nilai $\frac{k \times l}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka $F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{f_e}\right) f_y$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k \times l}{r_x}\right)^2} = 21657,90 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 7,56 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 35360,895 \text{ N}$$

Untuk menghitung kuat tekan nominal batang, diambil nilai P_n terkecil, sehingga

$$P_n = 35360,895 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0,9 \times P_n = 31824,81 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_u \text{ (6786,5 kN) OKE}$$

5. Perhitungan Momen Nominal

Diketahui :

$$F_r = 70 \text{ MPa}$$

$$M_{maks} = 6643,91 \text{ kgm}$$

Maka, pengecekan rasio tebal terhadap lebar menggunakan rumus berikut :

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,97$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28,87$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang IWF memiliki badan kompak.

$$\frac{h}{t} = 46,15 \text{ mm}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 164,54$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang IWF memiliki sayap kompak.

- a. Menghitung momen nominal akibat pelelehan

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = \frac{tw(h-2tf)^2}{4} = 914926,5 \text{ mm}^3$$

$$\text{Maka nilai } M_n = 240 \times 914926,5 = 219582360 \text{ Nmm}$$

- b. Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui :

$$L_b = 8,7998 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1671,55 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h}\right)^3 + 6,76 \left(\frac{0,7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$C_w = \frac{I_y \times h^2}{4} = 1143 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \times C_w}}{S_x} = 1585,299 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{1585,299} = 39,82 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2 \times b \times t_f + (h - t_f) t_w^3}{3} = 99538,625 \text{ mm}^4$$

$$C = 1 \rightarrow \text{untuk profil simetris I}$$

Dengan menggunakan rumus di atas, maka nilai $L_r = 4955,43 \text{ mm}$.

Nilai $L_b > L_r \rightarrow 8799,8 > 4955,43 \text{ OKE}$

Maka, $M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_1 + 4M_2 + 3M_3}$$

Dimana

$$M_A = \text{momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang} = 44,72 \text{ kgm}$$

$$M_B = \text{momen pada } \frac{1}{2} \text{ bentang} = 23,04 \text{ kgm}$$

$$M_C = \text{momen pada } \frac{3}{4} \text{ bentang} = 8,72 \text{ kgm}$$

Maka,

$$C_b = 4,93$$

$$F_{cr} = 378,82 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} \times S_x \\ &= 182083532 \text{ Nmm} \\ &= 18208,353 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Periksa } \phi M_n = 0,9 \times 18208,353 = 16387,52 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 16387,52 > 6643,91 \text{ OKE}$$

$$\text{Stress ratio} \rightarrow \frac{M_u}{\phi M_n} = 0,41 \leq 1 \text{ OKE}$$

6. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui :

$$V_u \text{ maks} = 2807,06 \text{ kg}$$

- a. Cek kebutuhan pengaku transversal

Pengaku transversal tidak dibutuhkan apabila $\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$46,15 \leq 71,01$$

Maka struktur tidak perlu pengaku transversal.

- b. Perhitungan kekuatan geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$46,15 \leq 62,66 \text{ OKE}$$

Maka,

$$C_v = 1$$

$$\phi = 1$$

$$A_w = h \times tw = 1950 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v = 280800 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi \times 280800 \text{ N} = 280800 \text{ N} > V_u 2807,06 \text{ N OKE}$$

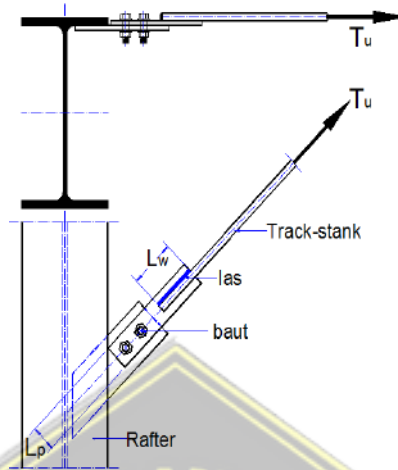
7. Kontrol Lentutan

Dari hasil ETABS, lentutan terjadi sebesar $\delta = 0,0026 \text{ m}$

$$\delta_{ijin} = \frac{8,7998}{240} = 0,037$$

$\delta_{ijin} > \delta$ OKE

4.6.3. Perhitungan Ikatan Angin



Gambar 4. 12 Ikatan Angin

Gaya tarik pada track stank akibat beban terfaktor,

$$T_u = 55000 \text{ N}$$

1. DATA BAHAN

PELAT SAMBUNG	DATA PELAT SAMBUNG		
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	240	MPa
Tegangan tarik putus,	$f_u^p =$	370	MPa
Tebal pelat sambung,	$t_p =$	8	mm
Lebar pelat sambung,	$L_p =$	50	mm
TRACK STANK	DATA TRACK STANK		
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	250	MPa
Tegangan tarik putus,	$f_u =$	410	MPa
Diameter track stank,	$d_t =$	19	mm
BAUT	DATA BAUT		
Jenis baut,	Tipe	A-325	
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	740	MPa
Tegangan tarik putus,	$f_u^b =$	825	MPa
Diameter baut,	$d_b =$	16	mm
Jumlah baut,	$n =$	2	unit
LAS SUDUT	DATA LAS SUDUT		
Tipe,	Mutu :	E7013	
Tegangan tarik putus logam las,	$f_{uw} =$	390	MPa

Tebal las,	$t_w =$	4	mm
Panjang las,	$L_w =$	100	mm

1. TAHANAN TARIK PELAT

Luas penampang bruto, $A_g = t_p * L_p =$

400,00

 mm²

Luas penampang efektif, $A_e = t_p * [L_p - (d_b + 2)] =$

256,00

 mm²

Tahanan tarik pelat berdasarkan luas penampang brutto,

$$f * T_n = 0.90 * A_g * f_y =$$

86400

 N

Tahanan tarik pelat berdasarkan luas penampang efektif,

$$f * T_n = 0.75 * A_e * f_u^p =$$

71040

 N

Tahanan tarik pelat (terkecil) yang digunakan,

$$f * T_n =$$

71040

 N

2. TAHANAN TARIK TRACK STANK

Luas penampang bruto, $A_g = p / 4 * d_t^2 =$

283,53

 mm²

Luas penampang efektif, $A_e = 0.90 * A_g =$

255,18

 mm²

Tahanan tarik track stank berdasarkan luas penampang brutto,

$$f * T_n = 0.90 * A_g * f_y =$$

63794

 N

Tahanan tarik track stank berdasarkan luas penampang efektif,

$$f * T_n = 0.75 * A_e * f_u^p =$$

78467

 N

Tahanan tarik pelat (terkecil) yang digunakan,

$$f * T_n =$$

63794

 N

3. TAHANAN GESER BAUT DAN TUMPU PELAT

Faktor reduksi kekuatan geser baut, $f_f =$

0,75

Kondisi sambungan baut geser tunggal, $m =$

1

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser, $r_1 =$

0,4

Luas penampang 1 baut, $A_b = p / 4 * d_b^2 =$

201,06

Tahanan geser baut, $f_f * V_n = f_f * r_1 * m * A_b * f_u^b * n =$

99526

 N

Tahanan tumpu pelat, $f_f * R_n = 2.4 * f_f * d_b * t_p * f_u^p * n =$

85248

 N

Tahanan sambungan baut (terkecil), $f_f * V_n =$

85248

 N

4. TAHANAN LAS

Tegangan tarik putus pelat, $f_u^p =$

370

 MPa

Tegangan tarik putus logam las, $f_{uw} =$

390

 MPa

$f_u^p < f_{uw} \rightarrow$ Kuat tarik sambungan, $f_u = 370$ MPa
 Tahanan las sudut,

$$f_f * R_{nw} = 0.75 * t_w * (0.60 * f_u) * L_w = 66600 \text{ N}$$

5. REKAP TAHANAN SAMBUNGAN

No	Tahanan sambungan berdasarkan kekuatan	$f * T_n$ kN
1	Pelat	71040
2	Track stank	63794
3	Baut	85248
4	Las	66600
Tahanan sambungan terkcil		63794

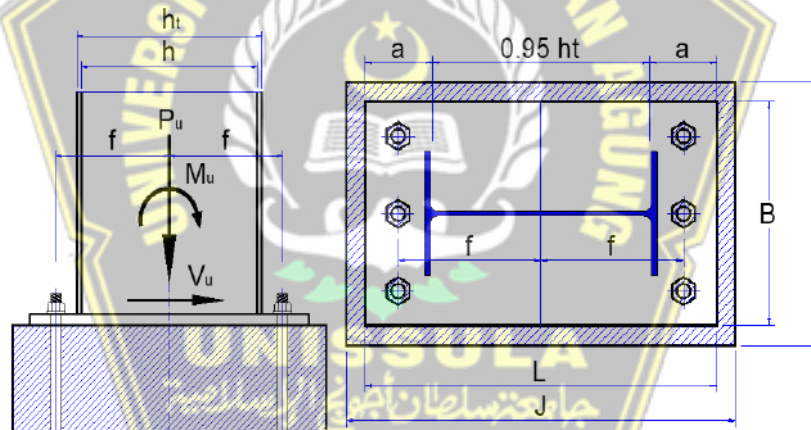
Gaya tarik pada *track stank* akibat beban terfaktor, $T_u = 55000$ N

Syarat yang harus dipenuhi :

$$T_u \leq f * T_n \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

$55000 < 63794$

4.6.4. Perhitungan Tumpuan



Gambar 4. 13 Tumpuan Kolom Baja

1. DATA TUMPUAN

BEBAN KOLOM	DATA BEBAN KOLOM	
Gaya aksial akibat beban terfaktor,	$P_u =$	5857,34 N
Momen akibat beban terfaktor,	$M_u =$	5861120 Nmm
Gaya geser akibat beban terfaktor,	$V_u =$	6830,91 N
PELAT TUMPUAN (BASE PELATE)	DATA PELAT TUMPUAN	
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	240 MPa
Tegangan tarik putus pelat,	$f_u^p =$	370 MPa
Lebar pelat tumpuan,	$B =$	330 mm

Panjang pelat tumpuan,	L =	540	mm
Tebal pelat tumpuan,	t =	20	mm
KOLOM PEDESTRAL		DATA KOLOM BETON	
Kuat tekan beton,	$f_c' =$	29,05	MPa
Lebar penampang kolom,	I =	700	mm
Panjang penampang kolom,	J =	700	mm
DIMENSI KOLOM BAJA		DATA KOLOM BAJA	
Profil baja :	WF 300.150.6,5.9		
Tinggi total,	$h_t =$	300	mm
Lebar sayap,	$b_f =$	150	mm
Tebal badan,	$t_w =$	6,5	mm
Tebal sayap,	$t_f =$	9	mm
ANGKUR BAUT		DATA ANKUR BAUT	
Jenis angkur baut,	Tipe :	A-325	
Tegangan tarik putus angkur baut,	$f_u^b =$	825	MPa
Tegangan leleh angkur baut,	$f_y =$	400	MPa
Diameter angkur baut,	d =	19	mm
Jumlah angkur baut pada sisi tarik,	$n_t =$	3	bh
Jumlah angkur baut pada sisi tekan,	$n_c =$	3	bh
Jarak baut terhadap pusat penampang kolom,	f =	220	mm
Panjang angkur baut yang tertanam di beton,	$L_a =$	650	mm

2. EKSENTRISITAS BEBAN

Eksentrisitas beban,

$$e = M_u / P_u = \boxed{1000,65} \text{ mm}$$

$$L / 6 = \boxed{90,00} \text{ mm}$$

$e > L / 6$ (OK)

$$h = h_t - t_f = \boxed{291} \text{ mm}$$

$$e_t = f + h / 2 = \boxed{366} \text{ mm}$$

$$e_c = f - h / 2 = \boxed{74,5} \text{ mm}$$

Jumlah angkur baut total,

$$n = n_t + n_c = \boxed{6} \text{ bh}$$

3. TAHANAN TUMPU BETON

Gaya tarik pada angkur baut,

$$P_t = P_u * e_c / e_t = \boxed{1194} \text{ N}$$

Gaya tekan total pada pelat tumpuan,
 Panjang bidang tegangan tekan beton,
 Luas pelat tumpuan baja,
 Luas penampang kolom pedestral,
 Tegangan tumpu nominal,

$P_{uc} = P_u + P_t =$	7051	N
$Y = 3 * (L - h) / 2 =$	373,50	mm
$A_1 = B * L =$	178200	mm ²
$A_2 = I * J =$	490000	mm ²
$f_{cn} = 0.85 * f_c' * \sqrt{(A_2 / A_1)} =$	40,946	MPa
$f_{cn} = 1.70 * f_c' =$	49,385	MPa
$f_{cn} =$	40,946	MPa
$f =$	0,65	
$f * f_{cn} =$	26,615	MPa

Tegangan tumpu nominal beton yang digunakan,
 Faktor reduksi kekuatan tekan beton,
 Tegangan tumpu beton yang diizinkan,

Tegangan tumpu maksimum yang terjadi pada beton,

$$f_{cu} = 2 * P_{uc} / (Y * B) = 0,114 \text{ MPa}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$f_{cu} \leq f * f_{cn}$$

$$0,114 < 26,615 \rightarrow$$

AMAN (OK)

4. KONTROL DIMENSI PELAT TUMPUAN

Lebar minimum pelat tumpuan yang diperlukan,

$$B_{p \text{ min}} = P_{uc} / (0.5 * f * f_{cn} * Y) = 1 \text{ mm}$$

Lebar pelat yang digunakan,

$$B = 330 \text{ mm}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$B_{p \text{ min}} \leq B$$

$$1 < 330 \rightarrow$$

AMAN (OK)

Panjang bagian pelat tumpuan jepit bebas,

$$a = (L - 0.95 * h_t) / 2 = 127,5 \text{ mm}$$

$$f_{cu1} = (1 - a / Y) * f_{cu} = 0,075 \text{ MPa}$$

$$Z = 1/4 * B * t^2 = 33000 \text{ mm}^3$$

Modulus penampang plastis pelat,

Momen yang terjadi pada pelat akibat beban terfaktor,

$$M_{up} = 1/2 * B * f_{cu1} * a^2 + 1/3 * B * (f_{cu} - f_{cu1}) * a^2 = 271977 \text{ Nmm}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$$f_b = 0,90$$

Tahanan momen nominal pelat,

$$M_n = f_y * Z = \frac{7920000}{\text{Nmm}}$$

Tahanan momen pelat,

$$f_b * M_n = \frac{7128000}{\text{Nmm}}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$M_{up} \leq f_b * M_n$$

271977	<	7128000	→	AMAN (OK)
--------	---	---------	---	------------------

5. GAYA TARIK PADA ANGKUR BAUT

Gaya tarik pada angkur baut,

$$T_{ul} = P_t / n_t = \frac{398}{\text{N}}$$

Tegangan tarik putus angkur baut,

$$f_u^b = \frac{825}{\text{MPa}}$$

Luas penampang angkur baut,

$$A_b = p / 4 * d^2 = \frac{284}{\text{mm}^2}$$

Faktor reduksi kekuatan tarik,

$$f_t = \frac{0,90}{\text{N}}$$

Tahanan tarik nominal angkur baut,

$$T_n = 0.75 * A_b * f_u^b = \frac{175433}{\text{N}}$$

Tahanan tarik angkur baut,

$$f_t * T_n = \frac{157890}{\text{N}}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$T_{ul} \leq f_t * T_n$$

398	<	157890	→	AMAN (OK)
-----	---	--------	---	------------------

6. GAYA GESER PADA ANGKUR BAUT

Gaya geser pada angkur baut,

$$V_{ul} = V_u / n = \frac{1138}{\text{N}}$$

Tegangan tarik putus baut,

$$f_u^b = \frac{825}{\text{MPa}}$$

Jumlah penampang geser,

$$m = \frac{1}{\text{mm}^2}$$

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,

$$r_1 = \frac{0,4}{\text{mm}^2}$$

Luas penampang baut,

$$A_b = p / 4 * d^2 = \frac{284}{\text{mm}^2}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$f_f = \frac{0,75}{\text{N}}$$

Tahanan geser nominal,

$$V_n = r_1 * m * A_b * f_u^b = \frac{93564}{\text{N}}$$

Tahanan geser angkur baut,

$$f_f * V_n = \frac{70173}{\text{N}}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$V_{ul} \leq f_f * V_n$$

1138	<	70173	→	AMAN (OK)
------	---	-------	---	------------------

7. GAYA TUMPU PADA ANGKUR BAUT

Gaya tumpu pada angkur baut,

$$R_{ul} = V_{ul} = \frac{1138}{\text{N}}$$

Diameter baut,

$$d = \frac{19}{\text{mm}}$$

Tebal pelat tumpu,	$t =$	20	mm
Tegangan tarik putus pelat,	$f_u^P =$	370	MPa
Tahanan tumpu nominal,	$R_n = 2.4 * d * t * f_u^P =$	337440	N
Tahanan tumpu,	$f_f * R_n =$	253080	N

Syarat yang harus dipenuhi :

$$R_{u1} \leq f_f * R_n$$

1138	<	253080	→	AMAN (OK)
------	---	--------	---	------------------

8. KOMBINASI GESER DAN TARIK

Konstanta tegangan untuk baut mutu tinggi,	$f_1 =$	807	MPa
	$f_2 =$	621	MPa
Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,	$r_2 =$	1,9	
Tegangan geser akibat beban terfaktor,	$f_{uv} = V_u / (n * A_b) =$	4,02	MPa
Kuat geser angkur baut,	$f_f * r_1 * m * f_u^b =$	247,50	MPa

Syarat yang harus dipenuhi :

$$f_{uv} = V_u / (n * A_b) \leq f_f * r_1 * m * f_u^b$$

4,02	<	247,50	→	AMAN (OK)
------	---	--------	---	------------------

Gaya tarik akibat beban terfaktor,	$T_{u1} =$	398	N
Tahanan tarik angkur baut,	$f_f * T_n = f_f * f_1 * A_b =$	171606	N

Syarat yang harus dipenuhi :

$$T_{u1} \leq f_f * f_1 * A_b$$

398	<	171606	→	AMAN (OK)
-----	---	--------	---	------------------

Kuat tarik angkur baut,	$f_t = 0.75 * f_u^b =$	618,75	MPa
Batas tegangan kombinasi,	$f_1 - r_2 * f_{uv} =$	799,37	MPa
	$f_2 =$	621,00	MPa

Syarat yang harus dipenuhi :

$$f_t \leq f_1 - r_2 * f_{uv}$$

618,75	<	799,37	→	AMAN (OK)
--------	---	--------	---	------------------

Syarat yang harus dipenuhi :

$$f_t \leq f_2$$

618,75	<	621,00	→	AMAN (OK)
--------	---	--------	---	------------------

9. KONTROL PANJANG ANGKUR BAUT

Panjang angkur tanam yang digunakan,

$L_a =$	650	mm
Kuat tekan beton,	$f_c' =$	29
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	400
Diameter angkur baut,	$d =$	19

Panjang angkur tanam minimum yang diperlukan,

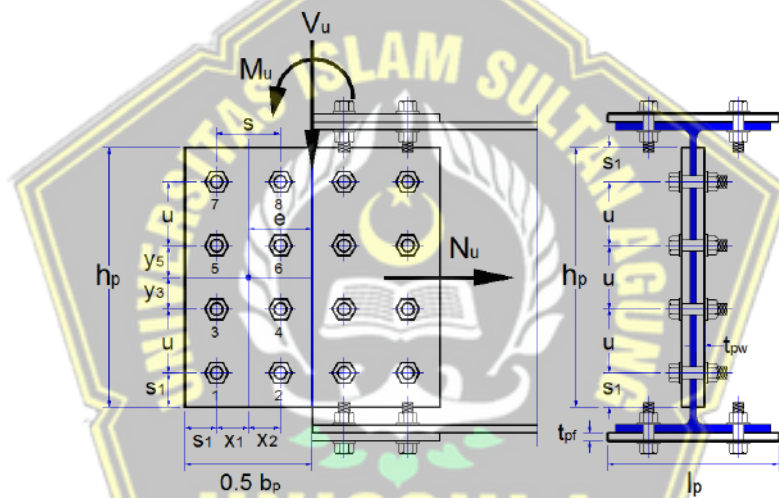
$$L_{\min} = f_y / (4 * \phi f_c') * d = 353 \text{ mm}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$L_{\min} \leq L_a$$

$$353 < 650 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4.6.5. Perhitungan Sambungan Aksial Lentur dan Geser



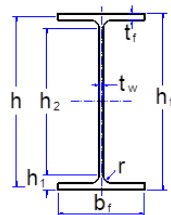
Gambar 4. 14 Sambungan Aksial Lentur dan Geser

1. DATA SAMBUNGAN

KOORDINAT BAUT

No	x_i (mm)	y_i (mm)
1	-90	-130
2	90	-130
3	-90	-70
4	90	-70
5	-90	70
6	90	70

Profil baja :



WF 300.150.6,5.9

$h_t =$	300	mm
$b_f =$	150	mm
$t_w =$	6,5	mm
$t_f =$	9	mm
$r =$	13	mm
$A =$	4678	mm ²
$I_x =$	72100000	mm ⁴
$I_y =$	5080000	mm ⁴

7	-90	130	$r_x =$	147	mm
8	90	130	$r_y =$	39,5	mm
			$S_x =$	480666,6667	mm ³
			$S_y =$	67733,33333	mm ³
BEBAN PADA SAMBUNGAN			BEBAN SAMBUNGAN		
Momen akibat beban terfaktor,			$M_u =$	586212	Nmm
Gaya geser akibat beban terfaktor,			$V_u =$	6830,91	N
Gaya aksial akibat beban terfaktor,			$N_u =$	5957,34	N
Eksentrisitas sambungan,			$e =$	3762,08	mm
PELAT SAMBUNG			DATA PELAT SAMBUNG		
Tegangan leleh baja,			$f_y =$	240	MPa
Tegangan tarik putus pelat,			$f_u^p =$	370	MPa
Lebar pelat sambung pada badan,			$h_p =$	330	mm
Tebal pelat sambung pada badan,			$t_{pw} =$	8	mm
Lebar pelat sambung pada sayap,			$l_p =$	220	mm
Tebal pelat sambung pada sayap,			$t_{pf} =$	10	mm
Faktor reduksi kekuatan tarik atau lentur pelat,			$f =$	0,9	
BAUT			DATA BAUT		
Jenis sambungan baut,			Tipe baut :	A-325	
Tegangan tarik putus baut,			$f_u^b =$	825	MPa
Diameter baut,			$d =$	16	mm
Jumlah baut pada penampang kritis badan,			$n =$	4	bh
Jumlah baut pada badan,			$n_w =$	8	bh
Jumlah baut pada penampang kritis sayap,			$n' =$	2	bh
Faktor reduksi kekuatan geser baut,			$f_f =$	0,75	

2. TAHANAN MOMEN DAN GESER

Modulus penampang plastis profil baja,

$$Z_x = t_w * h_t^2 / 4 + (b_f - t_w) * (h_t - t_f) * t_f = 522077 \text{ mm}^3$$

Luas penampang badan,

$$A_w = h_t * t_w = 1950 \text{ mm}^2$$

Tahanan momen penampang,

$$f * M_n = f * f_y * Z_x = 112768524 \text{ Nmm}$$

Tahanan geser penampang,

$$f_f * V_n = f_f * 0.60 * f_y * A_w = 210600 \text{ N}$$

3. KONTROL JUMLAH BAUT PADA BADAN

Gaya geser akibat beban terfaktor,	$V_u =$	6831	N
Tegangan tarik putus baut,	$f_u^b =$	825	MPa
Tegangan tarik putus pelat,	$f_u^p =$	370	MPa
Jumlah bidang geser (untuk kondisi samb. ganda),	$m =$	2	
Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,	$r_1 =$	0,4	
Tebal pelat badan,	$t_w =$	7	mm
Diameter baut,	$d =$	16	mm
Luas penampang baut,	$A_b = p / 4 * d^2 =$	201	mm ²
Tahanan geser nominal baut,	$V_n = r_1 * m * A_b * f_u^b =$	132701	N
Tahanan geser baut,	$f_f * V_n =$	99526	N
Tahanan tumpu nominal pelat,	$R_n = 2.4 * d * t_w * f_u^p =$	92352	N
Tahanan tumpu pelat,	$f_f * R_n =$	69264	N

Jumlah baut minimum yg diperlukan pada penampang kritis badan,

Terhadap geser, $n_{min} = V_u / (f_f * V_n) =$ 0,07 bh

Syarat yang harus dipenuhi :

$$n_{min} \leq n$$

$$0,07 < 4 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Terhadap tumpu, $n_{min} = V_u / (f_f * R_n) =$ 0,10 bh

Syarat yang harus dipenuhi :

$$n_{min} \leq n$$

$$0,10 < 4 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4. KONTROL TEBAL PELAT SAMBUNG PADA BADAN

Luas bidang geser,	$A_{nv} = V_u / (f_f * 0.60 * f_u^p) =$	41,03	mm ²
Diameter baut,	$d =$	16	mm
Diameter lubang baut,	$d_1 = d + 2 =$	18	mm

Tebal pelat sambung minimum pada badan,

$$t_{pw \min} = A_{nv} / [2 * (h_p - n * d_1)] =$$
 0,08 mm

Syarat yang harus dipenuhi :

$$t_{pw \min} \leq t_{pw}$$

$$0,08 < 8 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

5. KONTROL JUMLAH BAUT PADA SAYAP

Gaya tarik akibat momen,	$T_u = M_u / (h_t + t_{pf}) =$	1891	N
Kondisi sambungan baut geser tunggal,	$m =$	1	
Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,	$r_1 =$	0,4	
Tahanan geser 1 baut,	$f_f * V_n = f_f * r_1 * m * A_b * f_u^b =$	49763	N
Tahanan tumpu 1 baut,	$f_f * R_n = 2.4 * f_f * d * t_{pf} * f_u^p =$	106560	N
Kekuatan 1 baut,	$f_f * T_n =$	49763	N
Jumlah baut minimum yang diperlukan pada penampang kritis sayap,	$n'_{min} = T_u / (2 * f_f * T_n) =$	0,02	bh

Syarat yang harus dipenuhi :

$$\begin{array}{ccc} n'_{min} & \leq & n' \\ \boxed{0,02} & < & \boxed{2} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

6. KONTROL TEBAL PELAT SAMBUNG PADA SAYAP

Luas penampang tarik pelat,	$A_{nf} = T_u / (f * f_u^p) =$	5,68	mm ²
Tebal minimum pelat sambung pada sayap,	$t_{pf min} = A_{nf} / (l_p - n' * d_1) =$	0,03	mm

Syarat yang harus dipenuhi :

$$\begin{array}{ccc} t_{pf min} & \leq & t_{pf} \\ \boxed{0,03} & < & \boxed{10} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

7. GAYA PADA BAUT BADAN

Kapasitas momen pada badan,	$M_{uw} = 1/6 * f * t_{pw} * h_p^2 * f_y * h_p / (h_t + t_{pf}) =$	33386632,26	Nmm
Momen tambahan akibat eksentrisitas,	$DM_u = V_u * e =$	25698429,89	Nmm
Momen total pada badan,	$SM_u = M_{uw} + DM_u =$	59085062,15	Nmm

Gaya pada masing-masing baut badan akibat momen dihitung sebagai berikut :

Gaya pada arah x, $R_{uxi} = (SM_u) * y_i / (Sx^2 + Sy^2)$

Gaya pada arah y, $R_{uyi} = (SM_u) * x_i / (Sx^2 + Sy^2)$

**GAYA-GAYA PADA MASING-MASING
BAUT**

No	x_i (mm)	y_i (mm)	x_i^2 (mm ²)	y_i^2 (mm ²)	R_{uyi} (N)	R_{uxi} (N)
1	-90	-130	8100	16900	-34985	-50533
2	90	-130	8100	16900	34985	-50533
3	-90	-70	8100	4900	-34985	-27210
4	90	-70	8100	4900	34985	-27210
5	-90	70	8100	4900	-34985	27210
6	90	70	8100	4900	34985	27210
7	-90	130	8100	16900	-34985	50533
8	90	130	8100	16900	34985	50533

$$S = \begin{matrix} 64800 & 87200 \end{matrix}$$

Jumlah baut pada badan,

$$n_w = \boxed{8}$$

Gaya tambahan pada baut badan akibat gaya geser dan gaya aksial,

Gaya tambahan akibat gaya geser arah vertikal (arah y),

$$DP_{uvi} = P_{uv} / n_w = \boxed{854} \text{ N}$$

Gaya tambahan akibat gaya aksial arah horizontal (arah x),

$$DP_{uhi} = P_{uh} / n_w = \boxed{745} \text{ N}$$

Resultan gaya pada baut badan,

$$R_{ui} = \sqrt{[(R_{uxi} + DP_{uhi})^2 + (R_{uyi} + DP_{uvi})^2]}$$

No	$R_{uyi} + DP_{uvi}$ (N)	$R_{uxi} + DP_{uhi}$ (N)	R_{ui} (N)
1	-34131	-49789	60364
2	35838	-49789	61346
3	-34131	-26466	43189
4	35838	-26466	44551
5	-34131	27955	44118
6	35838	27955	45452
7	-34131	51278	61598
8	35838	51278	62561

$$R_{u \max} = \boxed{62561} \text{ N}$$

8. KONTROL KEKUATAN BAUT PADA BADAN

8.1. TERHADAP GESER

Gaya geser akibat beban terfaktor,
Kondisi sambungan baut geser ganda, maka nilai

$$V_u = R_{u \max} = 62561 \text{ N}$$

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,

$$m = 2$$

$$r_1 = 0,4$$

Luas penampang baut,

$$A_b = p / 4 * d^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$f_f = 0,75$$

Tahanan geser nominal 1 baut,

$$V_n = r_1 * m * A_b * f_u^b = 132701 \text{ N}$$

Tahanan geser 1 baut,

$$f_f * V_n = 99526 \text{ N}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$V_u \leq f_f * V_n$$

$$62561 < 99526 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

8.2. TERHADAP TUMPU

Gaya tumpu akibat beban terfaktor,

$$R_d = R_{u \max} = 62561 \text{ N}$$

Diameter baut,

$$d = 16 \text{ mm}$$

Tebal pelat badan,

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

Tegangan tarik putus pelat,

$$f_u^p = 370 \text{ MPa}$$

Tahanan tumpu nominal pelat,

$$R_n = 2.4 * d * t_w * f_u^p = 92352 \text{ N}$$

Tahanan tumpu pelat,

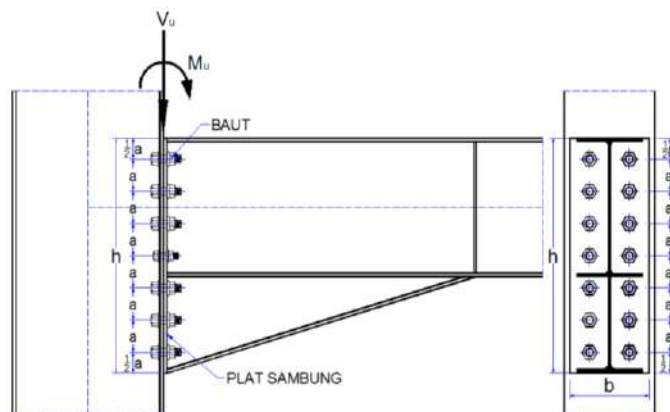
$$f_f * R_n = 69264 \text{ N}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$R_d \leq f_f * R_n$$

$$62561 < 69264 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4.6.6. Perhitungan Sambungan Lentur dan Geser



Gambar 4. 15 Sambungan Lentur dan Geser

1. DATA SAMBUNGAN

Gaya geser akibat beban terfaktor,

$V_u =$	6831	N
---------	------	---

Momen akibat beban terfaktor,

$M_u =$	586212	Nmm
---------	--------	-----

1.1. BAUT

Jenis baut yang digunakan,

Tipe baut :	A-325	
-------------	-------	--

Tegangan tarik putus baut,

$f_u^b =$	620	MPa
-----------	-----	-----

Diameter baut

$d =$	20	mm
-------	----	----

Jarak antara baut,

$a =$	70	mm
-------	----	----

Jumlah baut dalam satu baris,

$n_x =$	2	bh
---------	---	----

Jumlah baris baut,

$n_y =$	5	baris
---------	---	-------

Faktor reduksi kekuatan tarik baut,

$f_t =$	0,75	
---------	------	--

Faktor reduksi kekuatan geser baut,

$f_f =$	0,75	
---------	------	--

1.2. PELAT SAMBUNG

Tegangan leleh pelat,

$f_y =$	240	MPa
---------	-----	-----

Tegangan tarik putus pelat,

$f_u^p =$	370	MPa
-----------	-----	-----

Lebar pelat sambung,

$b =$	150	mm
-------	-----	----

Tebal pelat sambung,

$t =$	10	mm
-------	----	----

2. LETAK GARIS NETRAL

Jumlah baut total,

$n = n_x * n_y =$	10	bh
-------------------	----	----

Tinggi pelat sambung,

$h = n_y * a =$	350	mm
-----------------	-----	----

Lebar pelat sambung ekuivalen sebagai pengganti baut tarik,

$d = n_x * (p / 4 * D^2) / a =$	8,9760	mm
-----------------------------------	--------	----

Lebar efektif pelat sambung bagian tekan,

$b' = 0.75 * b =$	112,5	mm
-------------------	-------	----

Misal garis netral terletak pada jarak x dari sisi atas pelat sambung.

Momen statis luasan terhadap garis netral,

$$1/2 * b' * (h - x)^2 = 1/2. d * x^2$$

$$(b' - d) / 2 * x^2 - b' * h * x + 1/2 * b' * h^2 = 0$$

$$(b' - d) / 2 * x^2 - b' * h * x + 1/2 * b' * h^2 = 0 \quad (\text{persamaan kuadrat dalam } x)$$

$A_x = (b' - d)/2$	=	52
$B_x = - b' * h$	=	-39375
$C_x = 1/2 * b' * h^2$	=	6890625
$D_x = B_x^2 - 4 * A_x$	=	12370021
$* C_x$	=	1

$$\rightarrow \begin{array}{|l} x = [- B_x - \ddot{O} D_x] / (2 * A_x) \\ = \end{array} \begin{array}{|l} 272,91 \\ \end{array} \text{ mm}$$

3. TEGANGAN YANG TERJADI PADA BAUT

Persamaan hubungan tegangan, $s_3 = (h - x) / x * s_1 \leftarrow$ pers. (1)

$s_2 = (x - a / 2) / x * s_1 \leftarrow$ pers. (2)

Persamaan momen :

$$1/2 * (h - x) * b' * s_3 * 2/3 * (h - x) + 1/2 * x * d * s_1 * 2/3 * x = M_u$$

$$1/2 * (h - x) * b' * (h - x) / x * s_1 * 2/3 * (h - x) + 1/2 * x * d * s_1 * 2/3 * x = M_u$$

maka diperoleh : $s_1 = 3 * M_u / [(h - x)^3 / x * b' + x^2 * d] \leftarrow$ pers. (3)

Tegangan pada masing-masing baris baut dihitung sebagai berikut :

Tegangan tarik pada sisi atas pelat sambung,

Dari pers. (3) : $s_1 = 3 * M_u / [(h - x)^3 / x * b' + x^2 * d] =$

2,05

 MPa

Tegangan tekan pada sisi bawah pelat sambung,

Dari pers. (1) : $s_3 = (h - x) / x * s_1 =$

0,58

 MPa

Tegangan tarik pada baut baris teratas,

Dari pers. (2) : $s_2 = (x - a / 2) / x * s_1 =$

1,79

 MPa

Tegangan tarik putus pada baut dan pelat :

Tegangan tarik putus baut, $f_u^b =$

620

 MPa

Tegangan tarik putus pelat, $f_u^p =$

370

 MPa

4. GAYA TARIK PADA BAUT

Gaya tarik yang terjadi pada baut baris teratas, $T_u = s_2 * a * d =$

1124

 N

Gaya tarik yang ditahan satu baut, $T_{u1} = T_u / n_x =$

562

 N

Luas penampang baut, $A_b = p / 4 * d^2 =$

314

 mm²

Tahanan tarik nominal satu baut, $T_n = 0.75 * A_b * f_u^b =$

146084

 N

Tahanan tarik satu baut, $f_t * T_n =$

109563

 N

Syarat yang harus dipenuhi :

$$\begin{array}{|l} T_{u1} \\ 562 \end{array} \leq \begin{array}{|l} f_t * T_n \\ 109563 \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

5. GAYA GESER PADA BAUT

Gaya geser yang ditahan oleh satu baut, $V_{s1} = V_u / n =$

683

 N

Kondisi sambungan baut geser tunggal, maka nilai $m =$

1

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser, $r_1 =$

0,4

Luas penampang baut,	$A_b = p / 4 * d^2 =$	314	mm ²
Tahanan geser nominal baut,	$V_n = r_1 * m * A_b * f_u^b =$	77911	N
Tahanan geser baut,	$f_f * V_n =$	58434	N
Syarat yang harus dipenuhi :			

$$\begin{array}{ccc} V_{s1} & \leq & f_f * V_n \\ \boxed{683} & < & \boxed{58434} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

6. GAYA TUMPU PADA BAUT

Gaya tumpu yang ditahan satu baut,	$R_{s1} = V_{s1} =$	683	N
Diameter baut,	$d =$	20	mm
Tebal pelat sambung,	$t =$	10	mm
Tegangan tarik putus pelat,	$f_u^p =$	370	MPa
Tahanan tumpu nominal,	$R_n = 2.4 * d * t * f_u^p =$	177600	N
Tahanan tumpu,	$f_f * R_n =$	133200	N
Syarat yang harus dipenuhi :			

$$\begin{array}{ccc} R_{s1} & \leq & f_f * R_n \\ \boxed{683} & < & \boxed{133200} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

7. KOMBINASI GESER DAN TARIK

Konstanta tegangan (f_1) untuk baut mutu tinggi,	$f_1 =$	620	MPa
Konstanta tegangan (f_2) untuk baut mutu tinggi,	$f_2 =$	620	MPa
Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,	$r_2 =$	1,9	
Tegangan geser yang terjadi,	$f_{uv} = V_u / (n * A_b) =$	2,17	MPa
Tahanan geser baut,	$f_f * r_1 * m * f_u^b =$	186,00	MPa
Syarat yang harus dipenuhi :			

$$\begin{array}{ccc} f_{uv} = V_u / (n * A_b) & \leq & f_f * r_1 * m * f_u^b \\ \boxed{2,17} & < & \boxed{186,00} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Gaya tarik yang terjadi,	$T_{u1} =$	562	N
Tahanan tarik baut,	$f_f * T_n = f_f * f_1 * A_b =$	146084	N
Syarat yang harus dipenuhi :			

$$\begin{array}{ccc} T_{u1} & \leq & f_f * T_n \\ \boxed{562} & < & \boxed{146084} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Tegangan tarik,

$$f_t = 0.75 * f_u^b = \boxed{465,00} \text{ MPa}$$

Nilai tegangan kombinasi,

$$f_1 - r_2 * f_{uv} = \boxed{615,87} \text{ MPa}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

$$\begin{array}{ccc} f_t & \leq & f_1 - r_2 * f_{uv} \\ \boxed{465,00} & < & \boxed{615,87} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

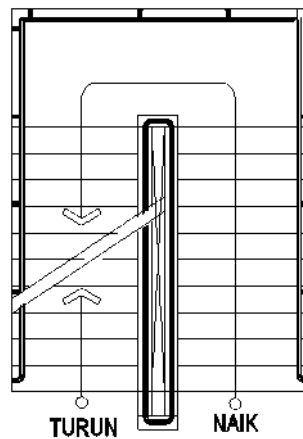
Syarat yang harus dipenuhi :

$$\begin{array}{ccc} f_t & \leq & f_2 \\ \boxed{465,00} & < & \boxed{620,00} \end{array} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4.7. Perencanaan Tangga

Struktur tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga, berikut ini adalah data desain perhitungan tangga utama :

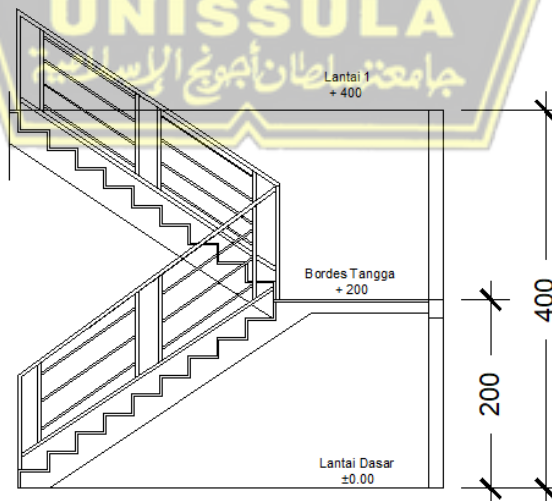
- Mutu beton (f_c') = 29.05 MPa
- Mutu baja (f_y) = 420 MPa
- Tinggi antar lantai = 4000 mm
- Tinggi bordes = 2000 mm
- Panjang bordes = 3250 mm
- Lebar bordes = 1875 mm
- Lebar injakan (i) = 250 mm
- Tinggi tanjakan (t) = 200 mm
- Lebar tangga = 1525 mm
- Tebal pelat tangga = 150 mm
- Tebal pelat bordes = 150 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm



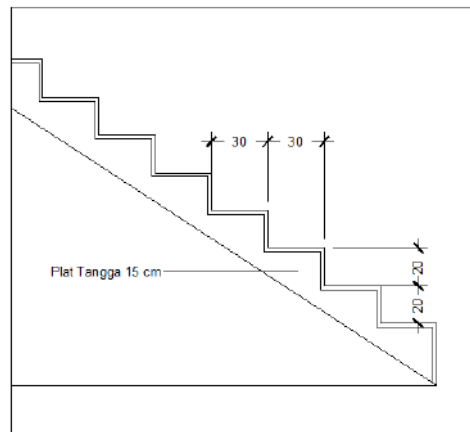
Gambar 4. 16 Denah Tangga

Dari acuan data dan gambar di atas, untuk jumlah antrede (pijakan), optrede (tanjakan), dan sudut kemiringan tangga di hitung berdasarkan setengah tinggi dari antar lantai sebagai berikut :

- Jumlah Optrede (nt) = $2000 \text{ mm} / 200 \text{ mm}$
= 10 buah
- Jumlah Antrede (ni) = $nt - 1$
= $10 - 1$
= 9 buah
- Sudut kemiringan (a) = $\tan^{-1} (250 \text{ mm} / 200 \text{ mm})$
= $38,66^\circ$



Gambar 4. 17 Potongan Samping Tangga



Gambar 4. 18 Detail Pelat Tangga

4.7.1. *Pembebanan Tangga*

Beban mati (Dead Load)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,12}{\cos 38,66^\circ} \times 24 = 5,027 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tegel (10 mm)} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (20 mm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 1 \times 0,50 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 6,187 \text{ kN/m}^2$$

Akibat gravitasi maka ;

$$Q_{dl} = 6,187 \times \cos 38,66^\circ = 3,545 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup (Live Load)

$$\text{Beban hidup tangga} = 3 \text{ kN/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2 (3,545) + 1,6 (3) \\ &= 9,054 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.7.2. *Pembebanan Pelat Bordes*

Beban mati (Dead Load)

$$\text{Pelat Bordes} = 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tegel (10mm)} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (20mm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 1 \times 0,50 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 4,04 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup (Live Load)

Beban hidup tangga = 3 kN/m²

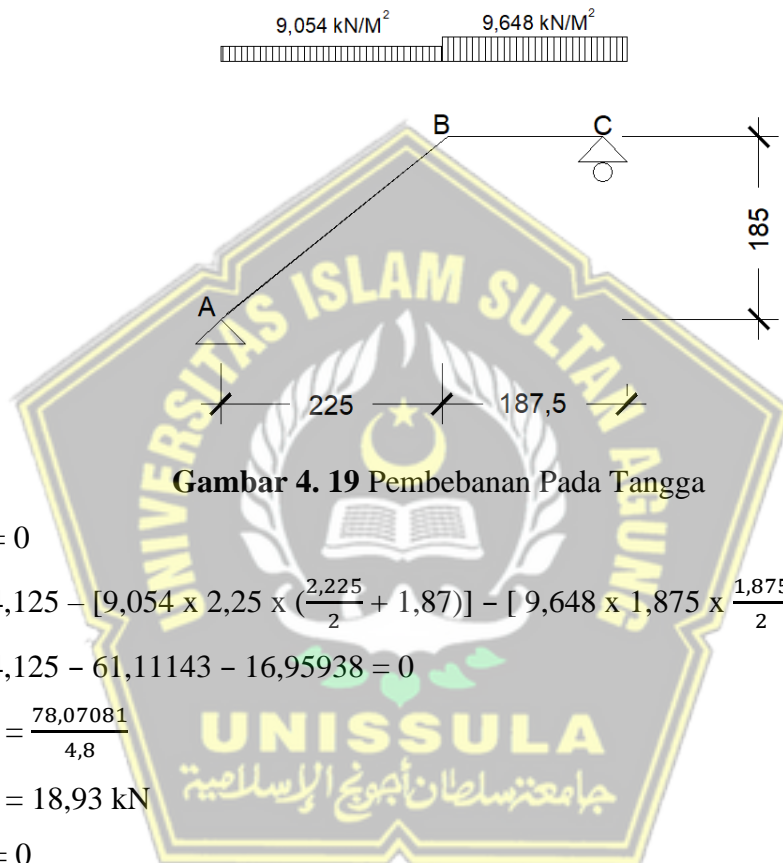
$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$= 1,2(4,04) + 1,6(3)$$

$$= 9,648 \text{ kN/m}^2$$

4.7.3. Analisa Struktur Tangga

a. Reaksi Peletakan Tangga



Gambar 4. 19 Pembebanan Pada Tangga

$$\Sigma MC = 0$$

$$R_A \times 4,125 - [9,054 \times 2,25 \times (\frac{2,225}{2} + 1,87)] - [9,648 \times 1,875 \times \frac{1,875}{2}] = 0$$

$$R_A \times 4,125 - 61,11143 - 16,95938 = 0$$

$$R_A = \frac{78,07081}{4,8}$$

$$R_A = 18,93 \text{ kN}$$

$$\Sigma MA = 0$$

$$- R_C \times 4,125 + [9,648 \times 1,875 \times (\frac{1,875}{2} + 2,25)] - [9,054 \times 2,25 \times \frac{2,25}{2}] = 0$$

$$- R_C \times 4,125 + 57,662 + 22,917 = 0$$

$$R_C = \frac{180,579}{4,125}$$

$$R_C = 19,53 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$18,93 + 19,53 - (9,054 \times 2,25) - (9,648 \times 1,875) = 0 \text{ (OK)}$$

b. Gaya dalam Tangga

Akibat beban yang diterima pada kerangka tangga maka terjadi gaya-gaya akibat beban yang dibebankan tersebut seperti gaya momen, gaya lintang, dan gaya normal. Untuk mendapatkan gaya-gaya tersebut berikut perhitungannya.

- Pada Pelat Bordes (Gaya Lintang) Potongan X1

$$DX1 = RC - q_1 \times X1 = 19,53 - 9,648 \times X1$$

$$X1 = 0 \text{ m} \quad DC = 19,53 \text{ kN}$$

$$X1 = 1,5 \text{ m} \quad DB = 1,44 \text{ kN}$$

(Momen)

Potongan X₁

$$MX1 = RC \times X1 - q_1 \times 0,5 \times X1^2$$

$$= 19,53 \times X1 - 9,648 \times 0,5 \times X1^2$$

$$= 0 \text{ m}$$

$$X1 = 0 \text{ m} \quad MC = 0 \text{ kNm}$$

$$X1 = 1,875 \text{ m} \quad MB = 19,667 \text{ kNm}$$

- Pada Pelat Tangga (Gaya Lintang)

$$\text{Titik B} = 1,44 \text{ kN} \times \sin 38,66^\circ = 1,184 \text{ kN}$$

$$\text{Titik A} = 1,184 - 9,458 \times \sin 38,66^\circ \times 2,250 = -15,5118 \text{ kN}$$

(Gaya Normal)

$$\text{Titik B} = 1,44 \text{ kN} \times \cos 38,66^\circ = 0,83 \text{ kN}$$

$$\text{Titik A} = 0,83 - 9,054 \times \sin 36,88^\circ \times 2,250$$

$$= -15,553 \text{ kN}$$

(Gaya Momen)

Potongan X₂

$$MX2 = RA \times X2 - q_2 \times 0,5 \times X2^2$$

$$= 18,93 - X2 \times 9,054 \times 0,5^2$$

$$X2 = 0 \text{ m} \quad MA = 0 \text{ kNm}$$

$$X2 = 2,25 \text{ m} \quad MB = 72,879 \text{ kNm}$$

- Momen Maksimum

Momen maksimum akan terjadi pada daerah yang nilai gaya lintang nol

(DX = 0)

$$DX = RA - q_2 \times X2 = 0$$

$$= 18,93 - 9,054 \times X2 = 0$$

$$X = 2,09 \text{ m (dari titik A)}$$

$$M_{max} = RA \times X2 - q_2 \times 0,5 \times X2^2$$

$$= 18,93 \times 2,09 - 9,054 \times 0,5 \times 4,37^2 = 19,782481 \text{ kNm}$$

4.7.4. Perhitungan Rasio Tebal Pelat

$$L_y = 3010,3986 \text{ mm}$$

$$L_x = 1875 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = 3010,3986 / 1875$$

$$= 1,61 > 2,00$$

Maka pelat tipe tangga termasuk pelat satu arah.

4.7.5. Perhitungan Kebutuhan Tangga

Dari momen maksimum yang didapat dari setiap bentang pada daerah pelat tangga maupun pelat bordes dapat digunakan untuk perhitungan kebutuhan tulangan pada kerangka tangga.

4.7.6. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga

Data perencanaan

$$M_u = 17287 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tebal pelat tangga} = 150 \text{ mm}$$

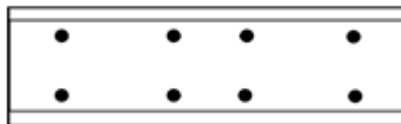
$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan lentur} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan susut} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y\text{)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton (f}_c\text{)} = 29,05 \text{ MPa}$$



Gambar 4. 20 Penulangan Pelat Tangga

$$d_x = 150 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$= 150 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right)$$

$$= 103,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 dy &= 150 - 40 - D \text{ lentur} - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) \\
 &= 150 - 40 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) \\
 &= 92 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Penulangan Arah X

$$\Phi = 0,9 \text{ (kontrol tarik)}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{\Phi \times b \times dx^2} \\
 &= \frac{17287}{0,9 \times 1000 \times 103,5^2} \\
 &= 2,837 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c}}\right) \\
 &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 2,837}{0,85 \times 25}}\right) \\
 &= 0,00179
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= p_{\text{min}} < p_{\text{perlu}} \\
 0,00179 &< 0,00444 \text{ (maka yang dipakai } p = 0,0179)
 \end{aligned}$$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} &= p \times 1000 \times dx \\
 &= 0,00444 \times 1000 \times 103,5 \\
 &= 459,189 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Cek nilai Φ

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times 25 \times 1000} \\
 &= \frac{459,189 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} \\
 &= 7,81044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}\right) \\
 &= 0,8425
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{7,81044}{0,8425} = 9,27055
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Et &= \frac{dx-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{103,5-9,27055}{9,27055} \times 0,003 \\
 &= 0,03049 \\
 0,03049 &> 0,005
 \end{aligned}$$

(jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ dapat digunakan)

- Syarat jarak maksimum (SNI 2847-2019 pasal 7.7.2.3)
- $3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$
- Dipakai tulangan D13, sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{753,16} \\
 &= 288,912
 \end{aligned}$$

$$S = 176,145 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D13-150 mm

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{150} \\
 &= 884,433 > 753,16 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

- Kebutuhan Tulangan Susut suhu (D10 mm) SNI 2847-2019 pasal 24.4.3.2

$$\begin{aligned}
 As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\
 &= 270 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak Tulangan Susut

Tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 2847-2019 pasal 7.5.2.3)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{459,189} \\
 &= 288,912
 \end{aligned}$$

$$S = 288,912 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D13-150 mm

$$\begin{aligned} As_{\text{pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{150} \\ &= 884,433 > 753,16 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

4.7.7. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes

Data perencanaan

$$Mu = 7390 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tebal pelat tangga} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan lentur} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan susut} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 29,05 \text{ MPa}$$



Gambar 4. 21 Penulangan Pelat Tangga

$$\begin{aligned} dx &= 150 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times D_{\text{lentur}}\right) \\ &= 150 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right) \\ &= 103,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= 150 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times D_{\text{lentur}}\right) \\ &= 150 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) \\ &= 92 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak Tulangan Susut

$$\Phi = 0,9 \text{ (terkontrol)}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} \\
 &= \frac{7390}{0,9 \times 1000 \times 103,5^2} \\
 &= 0,76652 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times fc}{fy} \times \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times Rn}{0,85 \times fc}}\right) \\
 &= \frac{0,85 \times 29,05}{420} \times \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 0,76652}{0,85 \times 29,05}}\right) \\
 &= 0,00185
 \end{aligned}$$

Syarat = $p_{\text{min}} < p_{\text{perlu}}$

$$0,00185 < 0,00728 \text{ (maka yang dipakai } p = 0,0185)$$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} &= p \times 1000 \times dx \\
 &= 0,00185 \times 1000 \times 103,5 \\
 &= 191,918 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times fy}{0,85 \times 25 \times 1000} \\
 &= \frac{191,918 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} \\
 &= 3,26437 \\
 &= 3,26437
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{fc' - 28}{7}\right) \\
 &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{29,05 - 28}{7}\right) \\
 &= 0,8425 \\
 &= 0,9
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{3,26437}{0,9} \\
 &= 3,87463
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Et &= \frac{dx-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{103,5-3,87463}{3,87463} \times 0,003 \\
 &= 0,07714 \\
 &0,07714 > 0,005
 \end{aligned}$$

(jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ dapat digunakan)

- Syarat jarak maksimum (SNI 2847-2019 pasal 7.7.2.3)

$$3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

- Dipakai tulangan D13, sehingga jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{191,918} \\
 &= 691,259
 \end{aligned}$$

$$S = 691,259 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D13-150 mm

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{150} \\
 &= 884,433 > 191,918 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

- Kebutuhan Tulangan Susut suhu (D10 mm) SNI 2847-2019 pasal 24.4.3.2

$$\begin{aligned}
 As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\
 &= 270 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak Tulangan Susut

Tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 2847-2019 pasal 7.5.2.3)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{270} \\
 &= 290,741
 \end{aligned}$$

$$S = 290,741 \text{ mm} < S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D13-150 mm

$$\begin{aligned}
 As_{pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D \times b}{S_{pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10 \times 1000}{150} \\
 &= 523,333 > 270 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

4.7.8. Perencanaan Balok Bordes

Perencanaan desain balok bordes ini berdasarkan pada SNI 2847-2019 pasal 9.3.1.1 yaitu mengenai balok bordes dianggap sebagai balok tertumpu sederhana. Sehingga perhitungannya sebagai berikut :

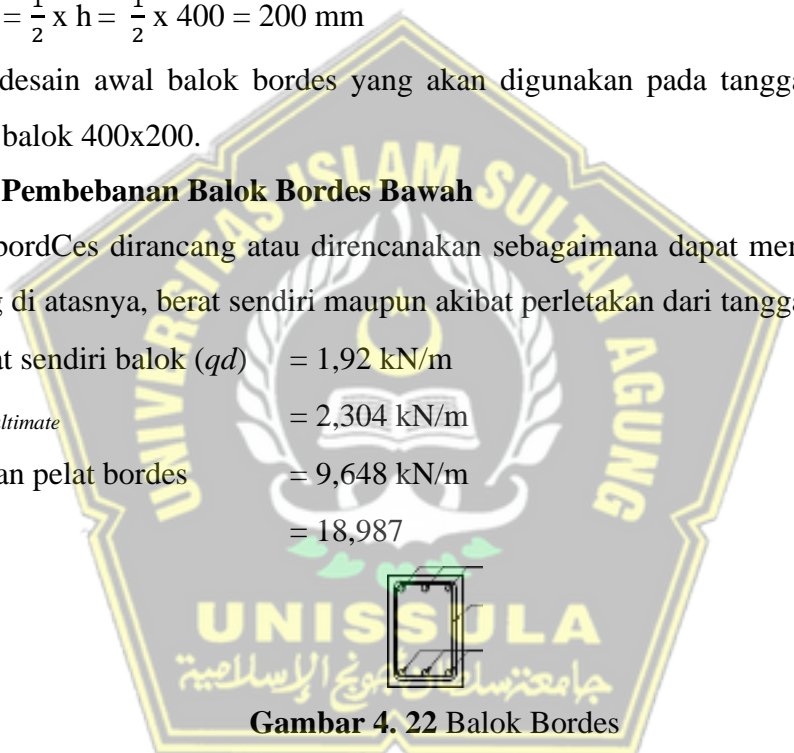
- $h = \frac{l}{16} = \frac{3500}{16} = 218,75 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$
- $b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm}$

Untuk desain awal balok bordes yang akan digunakan pada tangga utamayaitu ukuran balok 400x200.

1. Pembebanan Balok Bordes Bawah

Balok bordes dirancang atau direncanakan sebagaimana dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri maupun akibat perletakan dari tangga itu sendiri.

- Berat sendiri balok (q_d) = 1,92 kN/m
- Q_d ultimate = 2,304 kN/m
- Beban pelat bordes = 9,648 kN/m
- q_u = 18,987



Gambar 4. 22 Balok Bordes

- $Mu = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2$
 $= \frac{1}{10} \times 18,987 \times 3500$
 $= 23,2591 \text{ kNm}$
 $= 2325900 \text{ Nmm}$

Pada perencanaan awal $\Phi = 0,9$ (terkontrol Tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan

- $d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D_{\text{lentur}}\right)$
 $= 400 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right)$
 $= 342 \text{ mm}$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$
 $= \frac{232590}{0,9 \times 200 \times 342^2}$
 $= 1,1076$
- $P_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m \times R_n}{f_y}}\right)$
 $= \frac{1}{17,0092} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 (17,0092) \times 1,1076}{420}}\right)$
 $= 0,00269$
- $P_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$
 $= \frac{1,4}{420}$
 $= 0,0033$
- Persyaratan
 $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$
 $0,00269 < 0,0033$
- a. Tulangan Lentur Tarik
 - $A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$
 $= 0,00269 \times 200 \times 342$
 $= 184,134 \text{ mm}^2$
 - SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2 ,As tidak boleh kurang dari :
 $A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d$
 $= \frac{0,25 \sqrt{29,05}}{420} \times 200 \times 342$
 $= 219,442 \text{ mm}^2$
 - $A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$
 $= \frac{1,4 \times 200 \times 342}{420}$
 $= 228 \text{ mm}^2$

Maka, As pakai = 228 mm²

- Menggunakan tulangan D16 ($AD_{16} = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$n \text{ tulangan} = \frac{As \text{ pakai}}{AD_{16}} = \frac{228}{200,96}$$

$$= 1,13 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D16 ($As = 401,928 \text{ mm}^2$)

- b. Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur Tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847- 2019 pasal 8.4.2.1.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16.

- c. Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$A = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b}$$

$$= \frac{184,134 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 200}$$

$$= 34,1817 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{34,1817}{0,85}$$

$$= 40,2138 \text{ mm}$$

- Tegangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$= 0,003 \times \left(\frac{342}{40,2138} - 1 \right)$$

$$= 0,02251$$

- Dipakai $\Phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\Phi Mn = \Phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$= 0,9 \times 184,134 \times 420 \times \left(342 - \frac{1}{2} 0,02251 \right)$$

$$= 49,3621 \text{ Nmm}$$

$$= 493621 \text{ kNm}$$

$$\Phi Mn = 49,3621 > Mu = 23,2591 \text{ (OK)}$$

d. Penulangan Geser

- $V_u = 0,5 \times q_u \times l$
 $= 0,5 \times 18,987 \times 3500$
 $= 33,2273 \text{ kN}$
- $\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d)$
 $= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{29,05} \times 200 \times 342)$
 $= 47004,49 \text{ kN}$

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u$$

$$23,5023 \leq 33,2273 \text{ (Tidak memenuhi)}$$

Kekuatan geser balok yang tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum

- $V_{c1} = 0,333 \sqrt{f_c'} \times b \times d$
 $= 0,333 \sqrt{29,05} \times 200 \times 342$
 $= 122765 \text{ kN}$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 122765 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara

- $S_1 = \frac{a}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$
- $S_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times f_y}{0,35 \times 200} = 942 \text{ mm}$
- $S_3 = 600$

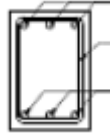
Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10 – 150)

2. Pembebanan Balok Bordes Atas

Balok bordes dirancang atau direncanakan sebagaimana dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri maupun akibat peletakan dari tangga itu sendiri.

- Berat sendiri balok (qd) $= 0,2 \times 0,4 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m}$
- Berat dinding $= 1,8 \times 2$
 $= 3,6 \text{ kN/m}$

- $Qd_{ultimate} = 1,2 \times qd$
 $= 1,2 \times 5,52$
 $= 6,624 \text{ kN/m}$
- $qu = 6,624$



Gambar 4. 23 Balok Bordes

- $Mu = \frac{1}{10} \times qu \times l^2$
 $= \frac{1}{10} \times 6,624 \times 3500^2$
 $= 24,2305 \text{ kNm}$
 $= 24230500 \text{ kNm}$

Pada perencanaan awal $\phi = 0,9$ (terkontrol Tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan

- $d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right) -$
 $= 400 \times 40 \times 10 \left(\frac{1}{2} \times 16\right) -$
 $= 342 \text{ mm}$

- $Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2}$
 $= \frac{24230500}{0,9 \times 200 \times 200^2}$
 $= 1,1509 \text{ MPa}$

- $M = \frac{fy}{0,85 \times fc'}$
 $= \frac{420}{0,85 \times 29,05}$
 $= 17,0092$

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

$$= \frac{1}{17,0092} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17,0092) \times 1,1509}{240}} \right)$$

$$= 0,00281$$

- $$p \text{ min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{240}$$

$$= 0,00333$$

Persyaratan

$p \text{ perlu} < p \text{ min}$

$$0,00281 < 0,00333$$

b. Tulangan Lentur Tarik

- $$As = p \text{ perlu} \times b \times d$$

$$= 0,0033 \times 200 \times 342$$

$$= 228 \text{ mm}^2$$

- SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2, As tidak boleh kurang dari :

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{fc'}}{fy} \times bw \times d$$

$$= \frac{0,25 \sqrt{29,05}}{342} \times 200 \times 242$$

$$= 219,442 \text{ mm}^2$$

Atau

$$As \text{ min} = \frac{1,4 \times bw \times d}{fy}$$

$$= \frac{1,4 \times 200 \times 242}{343}$$

$$= 228 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 228 mm²

- Menggunakan tulangan D16 ($AD16 = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$n \text{ tulangan} = \frac{As \text{ pakai}}{AD16} = \frac{228}{200,96}$$

$$= 1,13455 \approx 2 \text{ buah}$$

c. Tulangan Lentur Tekan

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1. Digunakan tulanganlentur tekan 2D16.

d. Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi balok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b}$$

$$= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 200}$$

$$= 34,1817 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{34,1817}{0,85}$$

$$= 40,2138 \text{ mm}$$

- Tegangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$= 0,003 \times \left(\frac{342}{40,2138} - 1 \right)$$

$$= 0,02251$$

- Dipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(342 - \frac{1}{2} 39,72 \right)$$

$$= 493621 \text{ Nmm}$$

$$= 49,3621 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 49,3621 > Mu = 34,615 \text{ (Oke!)}$$

e. Penulangan Geser

$$\begin{aligned} \bullet \quad V_u &= 0,5 \times q_u \times l \\ &= 0,5 \times 19,78 \times 3500 \\ &= 34,615 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d) \\ &= \phi (0,17 \times 1 \sqrt{29,05} \times 200 \times 342) \\ &= 56405,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u$$

$$28,2017 \leq 34,615 \text{ (Tidak memenuhi)}$$

Kekuatan geser balok yang tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} \bullet \quad V_{c1} &= 0,333 \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,333 \sqrt{29,05} \times 200 \times 342 \\ &= 122765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 122765 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara

$$\bullet \quad S_l = \frac{a}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad S_l = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times f_y}{0,35 \times b} = 942 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad S_l = 600$$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10 – 150)

4.8. Perencanaan Lift

Perencanaan desain pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan laboratorium dan radiologi ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh PT Hyundai Elevator dengan data spesifikasi sebagai berikut ini:

Tipe lift : *Passenger Elevator* / Lift penumpang
 Kapasitas : 10 kn
 Kecepatan : 60 MPM Dimensi sangkar (Car Size)
Car wide (CW) : 2800 mm
Car depth (CD) : 2475 mm
Opening : 800 mm
 Dimensi ruang luncur (*Hoistway*)
Hoistway width (HW) : 2800 mm
Hoistway depth (HD) : 2475mm Beban ruang mesin
 R1 : 35 kN
 R2 : 27 kN

Perencanaan dimensi balok penumpu lift

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 400 = 25 \text{ cm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b_{max} = \frac{2}{3} \times 400 = 26,66667 \text{ cm} \approx 200 \text{ mm}$$

4.8.1. *Pembebanan Lift*

- a. Beban kerja untuk penumpu balok

Beban pekerjaan pada balok penumpu merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan dan akibat bandul pemberat + perlengkapan

- b. Koefisien kejut berat gerak oleh keran

Sebagai beban rencana harus diambil beban desain yang akan diambil saat beban derek meningkat dalam keadaan darurat ditentukan oleh skala :

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

Dimana

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

v = Pada titik pengangkatan kritis dan paling menentukan dari kerangka tersebut, ketika mengangkat beban terbesar, kecepatan pengangkatan tertinggi dalam m/s, dan nilainya tidak boleh lebih besar dari 1,00 m/s.

k_1 = Koefisien tergantung pada kondisi bangunan utama derek, untuk derek utama dengan konstruksi rangka, secara umum nilainya bisa 0,6.

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

$$\begin{aligned}
 p &= R \times \Psi \\
 &= (35 + 27) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 110,36 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

4.8.2. Balok Penggantung

a. Pembebanan Balok 200 X 400

Berat diam lantai:

$$\text{berat sendiri balok} = 0,4 \times 0,2 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$\text{berat gerak} = 4 \text{ kN/m}^2 \text{ (pelat untuk ruang mesin)}$$

$$ql = 4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1,2qd + 1,6ql \\
 &= 1,2(1,92) + 1,6(4) \\
 &= 8,704 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{beban terpusat lift P} = 110,36 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= \frac{1}{2} \times Qu \times L + \frac{1}{2} \times P \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,704 \times 3,5 + \frac{1}{2} \times 110,36 \\
 &= 70,412 \text{ kNm} \\
 &= 70412 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{8} \times Qu \times L^2 + \frac{1}{4} \times P \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 8,704 \times 2,8^2 + \frac{1}{4} \times 110,36 \times 2,8 \\
 &= 85,78192 \text{ kNm} \\
 &= 85781,92 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal, $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan,

$$d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$= 400 - 40 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 19\right)$$

$$= 337,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{85781,92}{0,9 \times 200 \times 337,5^2} \\
 &= 4,183846 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- $$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 29,5}$$

$$= 17,00921$$

- $$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{2 m \times R_n}{420}} \right)$$

$$= \frac{1}{17,00921} \times \left(1 - \sqrt{\frac{2 (17,00921) \times 4,183846}{420}} \right)$$

$$= 0,001005$$

- $$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,003333$$

- Persyaratan

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$$

$$0,001005 < 0,003333$$

- b. Tulangan Lentur Tarik

- $$A_s = \rho_{\text{min}} \times b \times d$$

$$= 0,003333 \times 200 \times 337,5$$

$$= 225 \text{ mm}^2$$

- SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2 ,As tidak boleh kurang dari :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0,25 \sqrt{29,05}}{420} \times 200 \times 337,5$$

$$= 216,5547 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 200 \times 337,5}{420}$$

$$= 225 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 225 mm²

- Menggunakan tulangan D22 (AD22 = 379,94 mm²)

$$n \text{ tulangan} = \frac{As \text{ pakai}}{AD16} = \frac{225}{379,94}$$

$$= 0,592199 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D22 ($As = 759,88 \text{ mm}^2$)

c. Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur Tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1. Digunakan tulangan lentur tekan 2D22.

d. Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b}$$

$$= \frac{759,88 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 200}$$

$$= 64,62481 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{64,62481}{0,85}$$

$$= 76,02918 \text{ mm}$$

- Tegangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$= 0,003 \times \left(\frac{337,5}{76,02918} - 1 \right)$$

$$= 0,0010317$$

- Dipakai $\Phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\Phi Mn = \Phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$= 0,9 \times 759,88 \times 420 \times \left(337,5 - \frac{1}{2} 64,62481 \right)$$

$$= 87660450 \text{ Nmm}$$

$$= 87,660450 \text{ kNm}$$

$$\Phi Mn = 87,660450 > Mu = 85,78192 \text{ (OK)}$$

e. Penulangan Geser

- $Vu = 0,5 \times qu \times l$

$$= 0,5 \times 8,704 \times 3500$$

$$= 30,464 \text{ kN}$$

- $$\Phi V_c = \Phi(0,17\lambda\sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$= 0,9 (0,17 \times 1 \times \sqrt{29,05} \times 200 \times 340,5)$$

$$= 5,66321 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u$$

$$27,83161 \leq 30,464 \text{ (memenuhi)}$$

Kekuatan geser balok memenuhi, namun dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum

- $$V_{cl} = 0,333\sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,333 \sqrt{29,05} \times 200 \times 340,5$$

$$= 1211,493 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

- $$S_l = \frac{a}{2} = \frac{337,5}{2} = 168,75 \text{ mm}$$

- $$S_l = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 200} = 942 \text{ mm}$$

- $$S_l = 600$$

Dipakai $s = 168,75 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10 – 150)

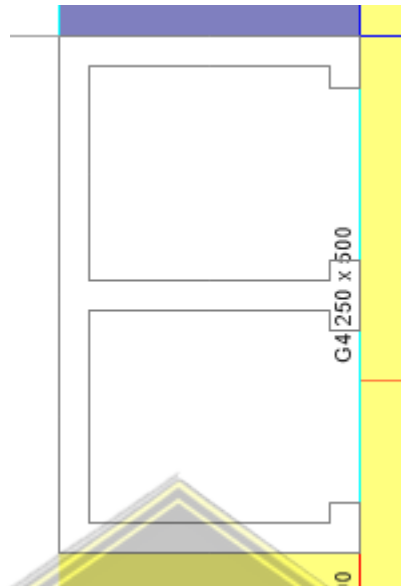
f. Kontrol Lendutan

Komponen kerangka beton yang mengalami lentur haru dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan kerangka saat bekerja. Sesuai SNI1726-2019 tabel 9.3.1.1 syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak perlu dihitung adalah sebagai berikut :

$$H_{min} = \frac{1}{16} \times L$$

Tidak perlu memperkirakan regangan karena dari percobaan pertama dihitung bahwa setiap jenis ketinggian melebihi persyaratan h_{min} .

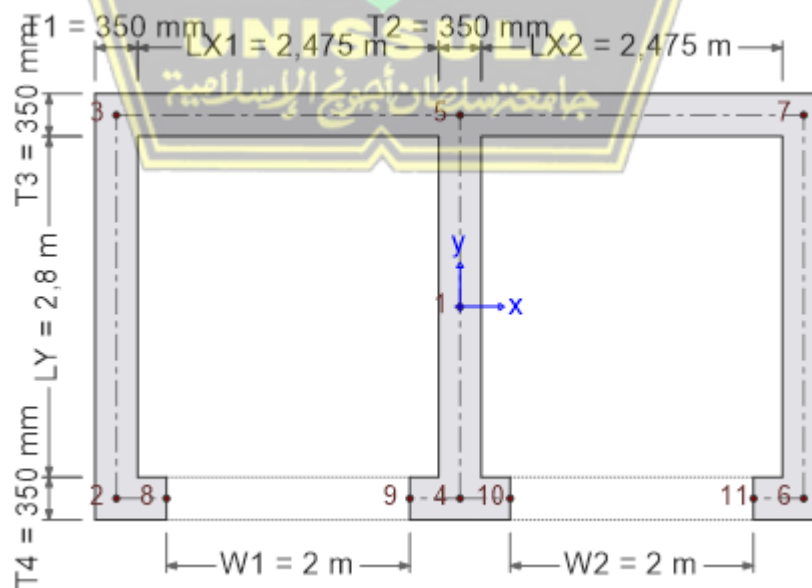
4.9. Perencanaan Dinding Geser



Gambar 4. 24 Dinding Geser yang ditinjau

1. Data-data Desain

Tinggi dinding (h_w)	= 4000	mm
Tebal dinding (h)	= 350	mm
Panjang dinding arah (l_{w_x})	= 3500	mm
Panjang dinding arah y (l_{w_y})	= 6000	mm
Mutu beton (f_c)	= 35	MPa
Mutu baja (f_y)	= 420	MPa



Gambar 4. 25 Penampang Dinding Geser

2. Desain Dinding Geser Khusus

Dari program aplikasi ETABS, didapatkan gaya akibat kombinasi terbesar yang dihasilkan

Tabel 4. 33 Tabel Kombinasi Terbesar Dinding Geser

Aksial-Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max	3517,705	15988,750	-1584,625
P min	-9699,461	-8462,257	-1205,840
M2 Max	1438,210	18644,056	-2221,265
M2 Min	2886,150	-13976,234	596,038
M3 Max	-1242,410	2258,380	41749,198
M3 Min	-2520,022	-1624,246	-16945,257

Geser	
V2 (kN)	1231,286
V3 (kN)	723,873

$$P_u = 3517,705 \text{ kN}$$

$$V_u = 1231,286 \text{ kN}$$

$$M_u = 41749,198 \text{ kN}$$

Persyaratan tulangan minimum terhadap desain :

$$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{F_c}$$

$$A_{cv} = 420 \times (6000+3500) = 3990000 \text{ mm}^2$$

$$0,083 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{F_c} = 0,083 \times 3990000 \times 1 \times \sqrt{35}$$

$$0,083 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{F_c} = 1959228,142 \text{ N}$$

$$= 195,92 \text{ kN}$$

$$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{F_c}$$

$$1231,29 > 195,92$$

Dari perhitungan di atas, maka rasio tulangan vertikal dan horizontal yang digunakan $> 0,0025$.

Perhitungan berikut dilakukan pemeriksaan apakah perlu dipasang tulangan dalam dua lapis :

$$0,17 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{F_c} = 0,17 \times 3990000 \times 1 \times \sqrt{35}$$

$$= 401,29 \text{ kN}$$

$$0,17 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{F_c} < V_u$$

$$401,29 \text{ kN} < 1231,29 \text{ kN}$$

Jadi, tulangan dapat dipasang dalam dua lapis.

3. Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser

Rasio tulangan minimum yaitu sebesar 0,0025, sehingga dibutuhkan luas tulangan per meter dinding geser sebesar :

$$0,0025 A_{cv} = 0,0025 \times 3990000 = 9975 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Jika dipasang tulangan D19 dalam dua lapis

$$A_s = 283,285 \times 2 = 566,57 \text{ mm}^2$$

Sehingga jarak antar tulangan

$$S = \frac{566,57}{9975} = 0,05679 \text{ m} = 56,8 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, dicoba menggunakan tulangan D19-100 dalam dua lapis untuk arah vertikal dan horizontal.

Berdasar pada SNI 2847-2019 dalam pasal 18.10.4.1, dapat dilakukan pemeriksaan kuat geser dari dinding dengan rumus berikut :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total bangunan}}{\text{panjang total dinding}} = \frac{48000}{9500} = 5,05 > 2$$

Karena hasil di atas lebih besar dari 2, maka nilai $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding, terdapat tulangan horizontal dengan konfigurasi yang sama, yaitu D19-100.

Rasio tulangan yang terpasang :

$$\rho_t = \frac{A_s}{s \times h} = \frac{283,385}{100 \times 350} = 0,0081$$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = 3990000 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{29,05} + (0,0081 \times 420))$$

$$V_n = 17576562,72 \text{ N}$$

$$V_n = 17576,56 \text{ kN}$$

Kuat geser perlu dihitung sebagai berikut :

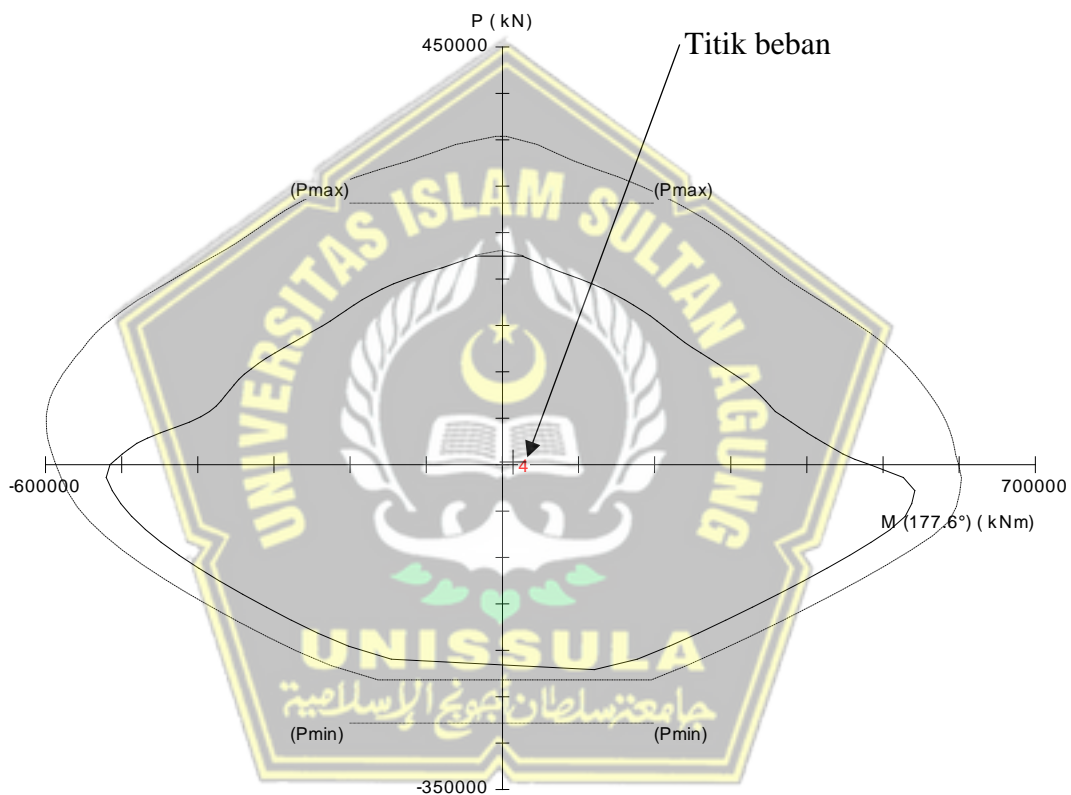
$$A_{cv} = 350 \times (6000 + 3500) = 3325000 \text{ mm}^2 = 3,325 \text{ m}^2$$

$$0,83 \times A_{cv} \times \sqrt{F_c} = 0,83 \times 3325000 \times \sqrt{35} \times 10^3 = 16326,9 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka didapatkan kuat geser nominal yang masih di bawah batas atas kuat geser nominal maksimum. Jadi, konfigurasi tulangan D19-100 mm dapat digunakan sebagai tulangan vertikal dan horizontal.

4. Perancangan dinding terhadap kombinasi gaya aksial dan lentur

Diagram interaksi dari dinding geser dapat digunakan untuk memperoleh kuat tekan dan lentur dari dinding struktural. Jumlah tulangan longitudinal tambahan yang harus dipasang pada masing-masing ujung penampang dinding dapat diperoleh dari proses percobaan, yaitu D19 dengan $\rho = 1,08\%$. Dapat dilihat pada gambar di bawah mengenai diagram interaksi aksial tekan vs lentur yang dihasilkan.



Gambar 4. 26 Diagram Interaksi Dinding Geser

5. Penentuan Kebutuhan Terhadap Komponen Batas Khusus (*Boundary Element*)

Dengan menggunakan pendekatan tegangan, akan digunakan komponen batas apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen serta gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang *shear wall* melebihi $0,2 f_c$ sesuai dengan SNI 2847-2019 pada pasal 18.12.7.5.

$$\frac{Pu}{Ag} + \left(\frac{Mu}{l} \times \frac{lw_x + lw_y}{2} \right) > 0,2 f_c$$

$$A_g = 350 \times (6000+3500) = 3325000 \text{ mm}^2$$

$$l = \frac{1}{12} \times 350 \times (6000+3500)^3 = 2501 \times 10^{10}$$

$$l_{wx} = 3500 - (2 \times 350) = 2800 \text{ mm}$$

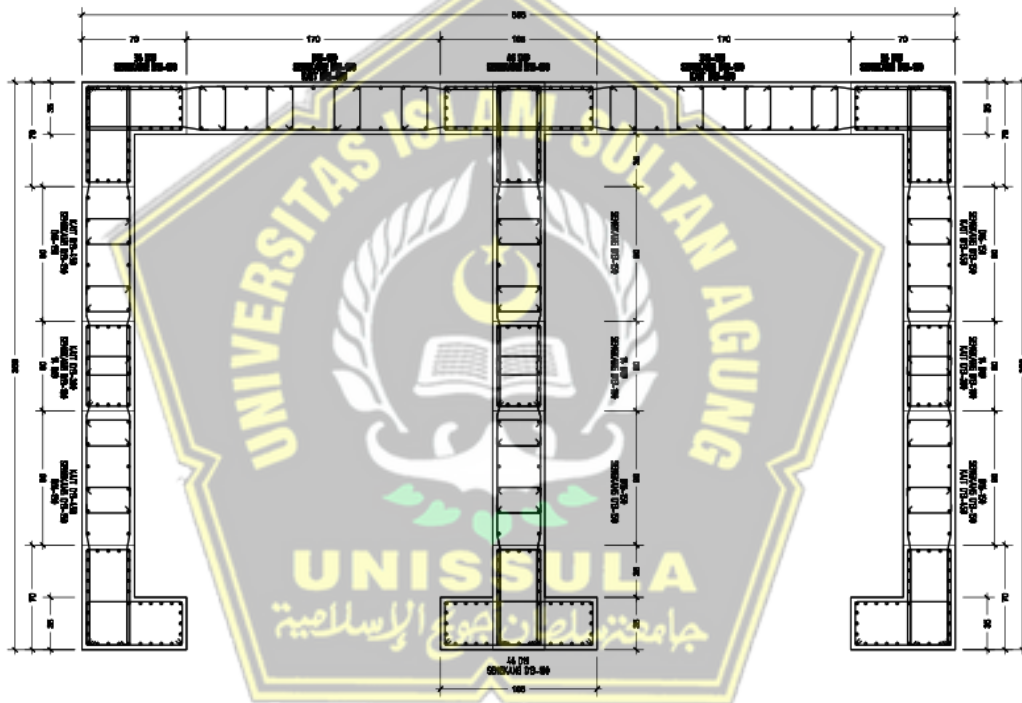
$$l_{wy} = 6000 - (3 \times 350) = 4950 \text{ mm}$$

$$\frac{P_u}{A_g} + \left(\frac{M_u}{l} \times \frac{l_{wx}+l_{wy}}{2} \right) > 0,2 f_c$$

$$\frac{56,492}{3325000} + \left(\frac{58,971}{2501 \times 10^{10}} \times \frac{2800+4950}{2} \right) > 0,2 f_c$$

$$0,001064 > 7 \text{ MPa}$$

Karena nilai $0,2 f_c$ lebih besar, maka tidak dibutuhkan komponen batas khusus (*special boundary element*)



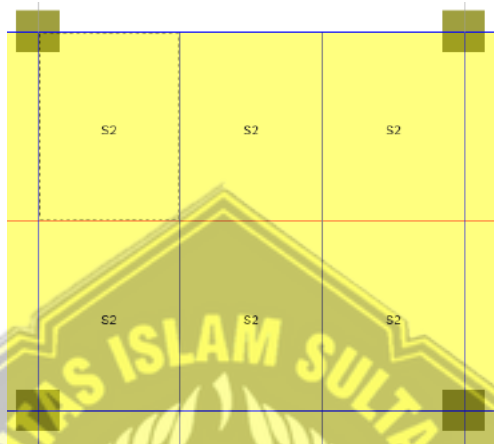
Gambar 4. 27 Detail Tulangan Dinding Geser

4.10. Perencanaan Pelat

Analisa kerangka didapatkan melalui program aplikasi ETAB V.18 sehingga didapat gaya-gaya yang terjadi pada pelat akibat adanya pembebanan. Gaya momen yang diperhitungkan terhadap sumbu gedung yaitu searah sumbu x maupun sumbu y sesuai momen yang terjadi pada arah sumbu. Untuk perhitungan perancangan tulangan pelat arah x dan tulangan pelat arah y momen. Data-data perancangan tulangan pelat sebagai berikut:

- Tebal pelat = 125 mm
- Mutu beton = 29,05 MPa
- Mutu baja = 420 MPa
- Tulangan Tarik = D10
- Jarak sengkang = 150 mm

4.10.1. Penentuan Tipe Pelat



Gambar 4. 28 Tipe Pelat yang ditinjau

$$L_x = 3$$

$$L_y = 4$$

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4} = 0,75$$

Hasil perhitungan diatas $\beta \leq 2$, maka merupakan pelat 2 arah (two way slab)

4.10.2. Pembebanan Tipe Pelat

a. Beban Mati

Berat sendiri	= 125 x 0,24	= 3	kN/m ²
Beban spesi tebal 2 cm	= 0,02 x 0,21	= 0,0042	kN/m ²
Beban Keramik tebal 1 cm	= 1 x 0,22	= 0,22	kN/m ²
Beban plafon & penggantung		= 0,18	kN/m ²
Plumbing & ME		= 0,3	kN/m ²
Jumlah		<u>= 3,7042</u>	<u>kN/m²</u>

b. Beban Hidup

Ruang kelas	= 1,92	kN/m ²
Ruang SGD (Laboratorium)	= 2,87	kN/m ²
Ruang SkillLab (Laboratorium)	= 2,87	kN/m ²
Ruang PSPK (Kantor)	= 2,4	kN/m ²

Ruang Praktik (Laboratorium)	= 2,87	kN/m ²
Ruang Pertemuan (<i>Ballroom</i>)	= 4,79	kN/m ²
Tribun terkait di lantai	= 2,87	kN/m ²
Jumlah	= 20,59	kN/m ²

c. Kombinasi Pemodelan

$$1,2q_d + 1,6q_l = (1,20 \times 3,7042) + (1,60 \times 20,59) = 37,38904 \text{ kN/m}^2$$

4.10.3. Penentuan Nilai Momen

Pada penentuan nilai momen pada pelat menggunakan konfigurasi tipe pelat segi empat yang menunggu pada keempat tepinya sesuai dengan bagian standar sebagai berikut,

- Jepitan penuh terjadi jika penampang pelat di atas tumpuan tidak bisa berputar akibat pembebanan pada tepi-tepi pelat satu kesatuan monolit dengan balok pemikul.
- Apabila pada tepi pelat merupakan satu kesatuan monolit dengan balok tepi, maka jika menghitung momen-momen lapangan dalam pelat tepi tersebut harus dianggap sebagai tepi yang terletak bebas.

Pada desain pelat bagian tengah menggunakan desain terjepit penuh dan pelat bagian tepi pelat, untuk rumus perhitungan tepi pelat adalah sebagai berikut.

Tabel 4. 34 Momen Rencana Pelat

Lantai	Momen (kNm)	
	Plat S1	Mlx
Mly		11,96
Mtx		-6,73
Mty		-11,96

4.10.4. Perencanaan Tulangan Pelat

Pelat lantai yang digunakan untuk contoh perhitungan adalah menggunakan pelat lantai 2, terdapat langkah-langkah yang digunakan untuk perencanaan pelat adalah sebagai berikut :

4.10.4.1. Perencanaan Pelat Arah X

Data Perancangan tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Mutu tumpuan} &= 10,246 \text{ kNm} \\ &= 102460000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

Diameter tulangan = 10 mm

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Mutu beton (f_c') = 29,05 MPa

- Tinggi efektif arah x (d_x) = $h - p - D/2$
= $125 - 40 - 10/2$
= 80 mm
- Tinggi efektif arah y (d_y) = $h - p - D/2$
= $125 - 40 - 40 - 10/2$
= 70 mm

a. Mencari batas-batas rasio tulangan (ρ_{\min} , ρ_b , ρ_{\max})

- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
= $\frac{0,85 \times 80 \times 29,05}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
= 0,05879167

- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$
= $0,75 \times 0,05879167$
= 0,4409375

- $\rho_{\min} = 1,4 / f_y$
= $1,4 / 420$
= 0,00583333

b. Desain Penulangan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 29,05} = 9,71955047$$

lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

- $R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d \times d^2}$
= $\frac{10246000}{0,9 \times 1000 \times 80^2}$
= -1,7788194 N/mm²

- $P = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$
= $\frac{1}{9,71955047} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(9,71955047)(-1,7788194)}{420}} \right)$
= -0,0071624

- Persyaratan

$$p > \rho_{\min}$$

$$-0,0071624 > 0,00583333$$

maka dipakai nilai $p_{\min} = 0,00583333$

Luas Tulangan

- $A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times dx$
 $= 0,00583333 \times 1000 \times 80$
 $= 466,666667 \text{ mm}^2$

Trial tulangan yang akan dipasang yaitu D10-150

- $A_{s_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \frac{\text{lebar pelat}}{\text{jarak}}$
 $= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \right) \frac{1000}{150}$
 $= 523,33333$

$$A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\min}} \quad (\text{OK})$$

Cek nilai regangan dan faktor reduksi

- $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$
 $= \frac{523,33333 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 1000}$
 $= 5,08656475 \text{ mm}$

- $\beta_1 = 0,85 - \left(0,05 \frac{f_c' - 28}{7} \right)$
 $= 0,85 - \left(0,05 \frac{29,05 - 28}{7} \right)$
 $= 0,8425$

- $c = \frac{a}{0,85}$
 $= \frac{5,08656475}{0,85}$
 $= 5,98419382 \text{ mm}$

Tegangan Tarik

- $\epsilon_s = 0,003 \times \left(\frac{100 - 14,672}{14,672} \right)$
 $= 0,04713207$

$$\epsilon_s > 0,005$$

$$0,04713207 > 0,005 \quad (\text{OKE})$$

Jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dapat digunakan.

Syarat Jarak maksimum SNI 28147-2019 7.7.2.3

$$3h = 3 \times 150$$

$$= 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} \bullet \quad \phi &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times 1000}{523,333} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{523,333} \\ &= 150,0001 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 150 < S_{max} = 450 \text{ mm (OKE)}$$

Tulangan yang dipakai D10-150 mm

$$\begin{aligned} A_{Spakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{150} \\ &= 523,33333 \text{ mm} > A_{s_{perlu}} = 523,3333 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

c. Momen Nominal (M_n) arah x

$$\begin{aligned} M &= 523,3333 \times 420 \times \left(80 - \frac{508656475}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 9,72856373 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 9,72856373$$

$$= 8,75570736 \text{ kN.m} > -8,59 \text{ kN.m (OK)}$$

4.10.4.2. Perencanaan Pelat Arah Y

a. Desain Penulangan

$$M = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 29,05} = 9,71955047$$

lebar pelat (b) unuk perhitungan diambil per 1000 mm

$$\begin{aligned} \bullet \quad R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d \times d} \\ &= \frac{9,71955047 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 80^2} \\ &= -2,204 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $$P = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{dy}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,71955047} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(9,71955047)(-2,204)}{70}} \right)$$

$$= -0,0088064$$

- Persyaratan

$$p > \rho_{\min}$$

$$-0,0088064 > 0,00583333$$

maka dipakai nilai $p = 0,00583333$

Luas Tulangan

- $$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times dx$$

$$= 0,00583333 \times 1000 \times 80$$

$$= 466,66667 \text{ mm}^2$$

Trial tulangan yang akan dipasang yaitu D10-150

- $$A_{s_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \frac{\text{lebar pelat}}{\text{jarak}}$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \right) \frac{1000}{150}$$

$$= 523,33333$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\min}}$$

$$523,33333 > 466,66667 \text{ (OK)}$$

Cek nilai regangan dan faktor reduksi

- $$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{523,33333 \times 420}{0,85 \times 2,05 \times 1000}$$

$$= 5,08656475 \text{ mm}$$

- $$\beta_1 = 0,85 - \left(0,05 \frac{f_c' - 28}{7} \right)$$

$$= 0,85 - \left(0,05 \frac{29,05 - 28}{7} \right)$$

$$= 0,8425$$

- $$c = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{5,08656475}{0,85}$$

$$= 5,998419382 \text{ mm}$$

Tegangan Tarik

$$\begin{aligned} \bullet \quad \varepsilon_s &= 0,003 \times \left(\frac{100-14,672}{14,672} \right) \\ &= 0,04713207 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s > 0,005$$

$$0,04713207 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dapat digunakan.

Syarat Jarak maksimum SNI 28147-2019 7.7.2.3

$$3h = 3 \times 150$$

$$= 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} \bullet \quad S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times 1000}{523,333} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{523,333} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 150 < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D10-150 mm

$$\begin{aligned} A_{Spakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s \text{ pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{150} \\ &= 523,33333 \text{ mm} > A_{s \text{ perlu}} = 523,33333 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

d. Momen Nominal (Mn) arah x

$$\begin{aligned} M &= 523,33 \times 420 \times \left(80 - \frac{10,344}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 9,72856373 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 9,72856373$$

$$= 8,75570736$$

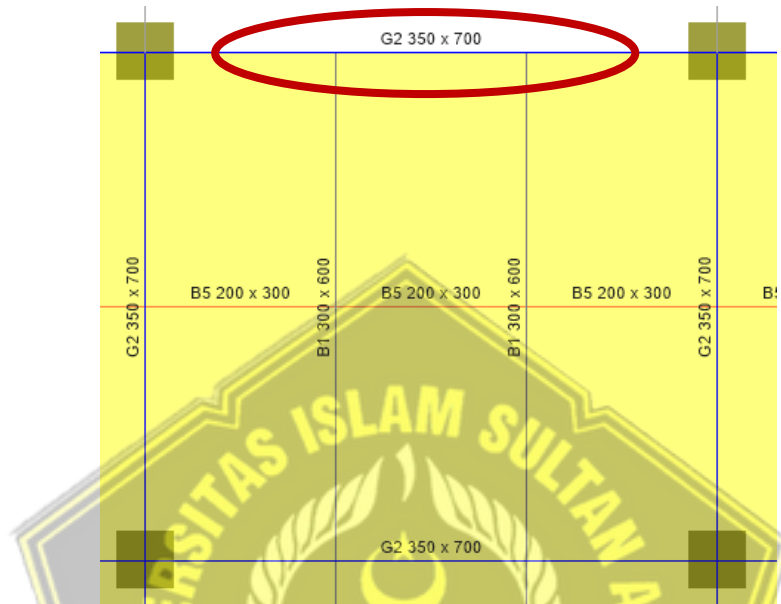
$$8,75570736 \text{ kN.m} > -8,59 \text{ kN.m (OK)}$$

Tabel 4. 35 Penulangan Pelat

Pelat	Tebal Pelat	Arah	
		Arah X	Arah Y
S1	125 mm	D10-150	D10-150

4.11. Perencanaan Balok

Dalam proses perencanaan untuk balok pada bangunan, dapat dilakukan dengan menggunakan contoh satu sampel elemen balok yang memiliki momen paling besar. Contoh yang digunakan sebagai perhitungan pada balok dengan bentang 9 meter.

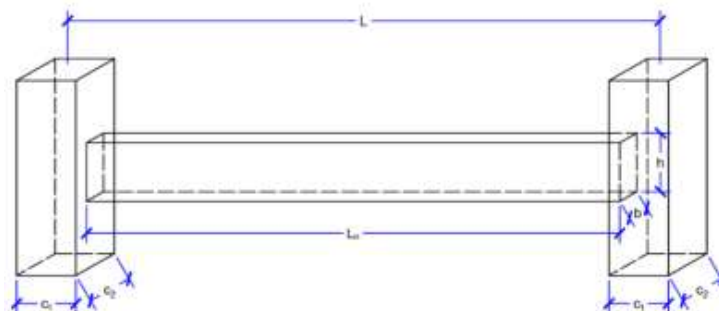


Gambar 4. 29 Balok yang ditinjau

4.11.1. Input Data Balok

Data perencanaan balok induk :

- ❖ Tinggi balok (h) = 700 mm
- ❖ Lebar balok (b) = 350 mm
- ❖ Panjang balok (L) = 9000 mm
- ❖ Tebal selimut beton (p) = 40 mm
- ❖ Panjang kolom (c_1) = 900 mm
- ❖ Lebar kolom (c_2) = 900 mm



Gambar 4. 30 Input Data Geometri Balok

Material :

- ❖ Mutu baja tulangan (f_y) = 420 MPa
- ❖ Mutu beton (f_c') = 29,05 MPa

Diameter tulangan :

- ❖ Tulangan utama (d) = D 22
- ❖ Tulangan sengkang (d_s) = D 10
- ❖ Tulangan pinggang (d_{st}) = D 10

Jumlah tulangan longitudinal (tumpuan) :

- ❖ Jumlah tulangan atas baris 1 (n_{ts1}) = 6
- ❖ Jumlah tulangan atas baris 2 (n_{ts2}) = 4
- ❖ Jumlah tulangan bawah baris 1 (n_{bs1}) = 5
- ❖ Jumlah tulangan bawah baris 2 (n_{bs2}) = 0

Jumlah tulangan longitudinal (lapangan) :

- ❖ Jumlah tulangan atas baris 1 (n_{tm1}) = 3
- ❖ Jumlah tulangan atas baris 2 (n_{tm2}) = 0
- ❖ Jumlah tulangan bawah baris 1 (n_{bm1}) = 5
- ❖ Jumlah tulangan bawah baris 2 (n_{bm2}) = 0

Tulangan :

- ❖ Jumlah kaki tulangan sengkang tumpuan = 2 kaki
- ❖ Jumlah kaki tulangan sengkang lapangan = 1 kaki
- ❖ Spasi sengkang tumpuan = 100 mm
- ❖ Spasi sengkang lapangan = 150 mm
- ❖ Spasi tulangan lapis 1 ke lapis 2 (sd_{l2}) = 50 mm
- ❖ Jumlah pasang tulangan pinggang/tengah = 2 pasang

Momen dan gaya dalam (hasil *output ETABS*)

- ❖ Momen negatif tumpuan ($M_{u, tumpuan}^-$) = -234,71 kNm
- ❖ Momen positif tumpuan ($M_{u, tumpuan}^+$) = 38,10 kNm
- ❖ Momen negatif lapangan ($M_{u, lapangan}^-$) = 44,85 kNm
- ❖ Momen positif lapangan ($M_{u, lapangan}^+$) = 121,48 kNm
- ❖ Gaya geser tumpuan ($V_{u, tumpuan}$) = 102,59 kN
- ❖ Gaya geser lapangan ($V_{u, lapangan}$) = 142,66 kN
- ❖ Gaya geser gravitasi tumpuan ($V_{g, tumpuan}$) = 109,79 kN

- ❖ Torsi (T_u) = 36,35 kNm
- ❖ Gaya aksial (P_u) = 0 kN

4.11.2. Perhitungan Material

Parameter material dan geometri (SNI 2847:2019 pada tabel 22.2.2.4.3)

- ❖ Faktor material beton

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 28}{7} \leq 0,85 \\ &= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \frac{29,05 - 28}{7} \leq 0,85 \\ &= 0,8425\end{aligned}$$

- ❖ Regangan leleh baja tulangan

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

- ❖ Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}d &= H - p - D_s - \frac{d}{2} \\ &= 700 - 40 - 10 - \frac{22}{2} \\ &= 639 \text{ mm}\end{aligned}$$

- ❖ Lokasi tulangan lapis 2

$$\begin{aligned}d_2 &= d - S_{12} \\ &= 639 - 50 \\ &= 589 \text{ mm}\end{aligned}$$

- ❖ Panjang bersih balok

$$\begin{aligned}L_n &= L - c_1 \\ &= 9000 - 900 \\ &= 8100 \text{ mm}\end{aligned}$$

4.11.3. Pengecekan Syarat Geometri

- ❖ Bentang bersih minimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned}L_{n,min} &= 4 \times d \\ &= 4 \times 639 \\ &= 2556 \text{ mm} < 9000 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$

- ❖ Syarat lebar minimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned}b_{min 1} &= 0,3 \times h \\ &= 0,3 \times 700\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 210 \text{ mm} \\
 b_{\min 2} &= 350 \text{ mm} \\
 b_{\min} &= \min (b_{\min 1} ; b_{\min 2}) \\
 &= \min (240 ; 400) \\
 &= 210 \text{ mm} < 350 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

❖ Syarat lebar maksimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned}
 b_{\max 1} &= c_2 \div 2 \times c_1 \\
 &= 900 \div 2 \times 900 \\
 &= 405000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{\max 2} &= c_2 \div 2 \times 0,75 \times c_1 \\
 &= 900 \div 2 \times 0,75 \times 900 \\
 &= 393750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{\max 2} &= \max (b_{\max 1} ; b_{\max 2}) \\
 &= \max (405000 ; 393750) \\
 &= 405000 \text{ mm} > 393750 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.11.4. Desain Lentur

a. Perhitungan momen negatif tumpuan
(Tulangan Tumpuan Atas)

❖ Jumlah tulangan lapis 1

$$n_{ts1} = 6 \rightarrow A_{s1} = 6 \times \frac{3,14}{6} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

❖ Jumlah tulangan lapis 2

$$n_{ts2} = 4 \rightarrow A_{s2} = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

❖ Jarak bersih tulangan lapis 1

$$\begin{aligned}
 S_{l,1} &= \frac{(b-2 \times cc-2 \times d_s-n \times db)}{n-1} \\
 &= 30,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

❖ Jarak bersih tulangan lapis 2

$$\begin{aligned}
 S_{l,2} &= \frac{(b-2 \times cc-2 \times d_s-n \times db)}{n-1} \\
 &= 51,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

❖ Luas tulangan total

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_{s1} + A_{s2} \\
 &= 3039,52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- ❖ Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 1,36\%$$

- ❖ Luas tulangan minimum (SNI 2847:2019 pada pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \right\} \\ &= \max \left\{ \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \right\} \\ &= \max \left\{ \frac{\sqrt{29,05}}{4 \times 420} \times 350 \times 639 \right\} \\ &= \max \left\{ \frac{1,4}{420} \times 350 \times 639 \right\} \\ &= \max \left\{ \begin{array}{l} 717,52 \text{ mm}^2 \\ 745,50 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} \\ &= 745,50 \text{ mm}^2 < 3039,52 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- ❖ Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.1)

$$\rho_{max} = 2,50\% > 1,36\% \text{ (OK)}$$

- ❖ Tinggi blok regangan (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{3039,52 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 147,71 \text{ mm}$$

- ❖ Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{147,71}{0,8425} = 175,33 \text{ mm}$$

- ❖ Regangan tulangan terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{639-175,33}{175,33} \times 0,003 = 0,0079$$

- ❖ Faktor reduksi (SNI 2847:2019 pada pasal 21.2.2)

$$\begin{aligned} \phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,0079 - 0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

- ❖ Kapasitas momen

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times \left\{ A_{s1} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} \times f_y \times \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0,9 \times \left\{ 1519,76 \times 420 \times (639 - (140,68)/2) + \right. \\ &\quad \left. 24,71 \times 639 (589 - (140,68)/2) \right\} \\ &= 6205,9 \text{ kNm} > 234,71 \text{ kNm (OKE)} \end{aligned}$$

- ❖ Momen nominal tumpuan negatif

$$M_{n, min} = 234,71 \text{ kNm}$$

- b. Perhitungan momen positif tumpuan

(Tulangan Tumpuan Bawah)

- ❖ Jumlah tulangan lapis 1

$$n_{bs1} = 5 \rightarrow A_{s1} = 5 \times \frac{3,14}{5} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- ❖ Jarak bersih tulangan lapis 1

$$S_{l,1} = \frac{(b-2 \times cc-2 \times d_s-n \times db)}{n-1}$$

$$= 39 \text{ mm} > 20 \text{ mm (OK)}$$

- ❖ Luas tulangan total

$$A_s = A_{s1}$$

$$= 1519,76 \text{ mm}^2$$

- ❖ Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1519,76}{300 \times 639} = 0,68\%$$

- ❖ Luas tulangan minimum (SNI 2847:2019 pada pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{29,05}}{4 \times 420} \times 350 \times 639 \\ \frac{1,4}{420} \times 350 \times 639 \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} 717,52 \text{ mm}^2 \\ 745,5 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$= 745,5 \text{ mm}^2 < 1519,76 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- ❖ Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.1)

$$\rho_{max} = 2,50\% > 0,68\% \text{ (OK)}$$

- ❖ Tinggi blok regangan (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 73,86 \text{ mm}$$

- ❖ Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{73,86}{0,8425} = 87,66 \text{ mm}$$

- ❖ Regangan tulangan terluar

$$\varepsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{639-87,66}{87,66} \times 0,003 = 0,0189$$

- ❖ Faktor reduksi (SNI 2847:2019 pada pasal 21.2.2)

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\varepsilon_{st}-\varepsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,0189-0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

- ❖ Kapasitas momen

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= \emptyset \times \left\{ A_{s1} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} \times f_y \times \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0,9 \times \{ 176,644 + 158,782 \} \\ &= 3458,72 \text{ kNm} > 38,1 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

- ❖ Momen nominal tumpuan Positif

$$\begin{aligned} M_{n,min} &= 50\% \times M_{n,tum}^{(-)} \\ &= 50\% \times 234,71 \\ &= 117,355 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- c. Perhitungan momen negatif lapangan
(Tulangan Lapangan Atas)

- ❖ Jumlah tulangan lapis 1

$$n_{bs1} = 3 \rightarrow A_{s1} = 3 \times \frac{3,14}{3} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- ❖ Jarak bersih tulangan lapis 1

$$\begin{aligned} S_{l,1} &= \frac{(b-2 \times cc - 2 \times d_s - n \times db)}{n-1} \\ &= 72,33 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- ❖ Luas tulangan total

$$A_s = A_{s1} = 1519,76 \text{ mm}^2$$

- ❖ Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1519,76}{400 \times 639} = 0,68 \%$$

- ❖ Luas tulangan minimum (SNI 2847:2019 pada pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \right. \\
 &\quad \left. \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \right\} \\
 &= \max \left\{ \frac{\sqrt{29,05}}{4 \times 420} \times 350 \times 639 \right. \\
 &\quad \left. \frac{1,4}{420} \times 350 \times 639 \right\} \\
 &= \max \left\{ 717,52 \text{ mm}^2 \right. \\
 &\quad \left. 745,5 \text{ mm}^2 \right\} \\
 &= 745,5 \text{ mm}^2 < 1519,76 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- ❖ Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.1)

$$\rho_{max} = 2,50\% > 0,68\% \text{ (OK)}$$

- ❖ Tinggi blok regangan (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 56,93 \text{ mm}$$

- ❖ Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{73,86}{0,8425} = 87,66 \text{ mm}$$

- ❖ Regangan tulangan terluar

$$\varepsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{639-87,66}{87,66} \times 0,003 = 0,0189$$

- ❖ Faktor reduksi (SNI 2847:2019 pada pasal 21.2.2)

$$\begin{aligned}
 \phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\
 &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,0189 - 0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\
 &= 0,19
 \end{aligned}$$

- ❖ Kapasitas momen

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times \left\{ A_{s1} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} \times f_y \times \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \right\} \\
 &= 0,13 \times \{ 176,644 + 158,782 \} \\
 &= 3458,72 \text{ kNm} > 44,85 \text{ kNm (OK)}
 \end{aligned}$$

- ❖ Momen nominal tumpuan negatif

$$\begin{aligned}
 M_{n,min} &= 25\% \times M_{n,tum}^{(-)} \\
 &= 25\% \times 234,71 \\
 &= 58,678 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan momen positif lapangan

(Tulangan Lapangan Bawah)

❖ Jumlah tulangan lapis 1

$$n_{bs1} = 5 \rightarrow A_{s1} = 5 \times \frac{3,14}{5} \times 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2$$

❖ Jarak bersih tulangan lapis 1

$$S_{l,1} = \frac{(b-2 \times cc-2 \times d_s-n \times db)}{n-1}$$
$$= 39 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

❖ Luas tulangan total

$$A_s = A_{s1} = 1519,76 \text{ mm}^2$$

❖ Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1519,76}{300 \times 639} = 0,68\%$$

❖ Luas tulangan minimum (SNI 2847:2019 pada pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \end{array} \right\}$$
$$= \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{29,05}}{4 \times 420} \times 350 \times 639 \\ \frac{1,4}{420} \times 350 \times 639 \end{array} \right\}$$
$$= \max \left\{ \begin{array}{l} 717,52 \text{ mm}^2 \\ 745,5 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$
$$= 745,5 \text{ mm}^2 < 1519,76 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

❖ Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.1)

$$\rho_{max} = 2,50\% > 0,68\% \text{ (OK)}$$

❖ Tinggi blok regangan (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 73,86 \text{ mm}$$

❖ Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847:2019 pada pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{73,86}{0,8425} = 87,66 \text{ mm}$$

❖ Regangan tulangan terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{639-87,66}{87,66} \times 0,003 = 0,0189$$

- ❖ Faktor reduksi (SNI 2847:2019 pada pasal 21.2.2)

$$\begin{aligned}\phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,0189 - 0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,9\end{aligned}$$

- ❖ Kapasitas momen

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times \left\{ A_{s1} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} \times f_y \times \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0,13 \times \{ 176,644 + 158,782 \} \\ &= 3458,72 \text{ kNm} > 121,48 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

- ❖ Momen nominal tumpuan Positif

$$\begin{aligned}M_{n,min} &= 50\% \times M_{n,tum}^{(-)} \\ &= 50\% \times 234,71 = 117,355 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4.11.5. Desain Geser

- Geser Tumpuan

- ❖ Tinggi blok beton *probable* negatif

$$a_{pr}^- = 1,25 \times a_{\text{tumpuan negatif}} = 184,64 \text{ mm}$$

- ❖ Tinggi blok beton *probable* positif

$$a_{pr}^+ = 1,25 \times a_{\text{tumpuan positif}} = 92,32 \text{ mm}$$

- ❖ Tegangan baja *probable*

$$f_{pr} = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

- ❖ Momen negatif tumpuan *probable*

$$\begin{aligned}M_{pr}^- &= \left\{ A_{s,1} \times f_{pr} \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) + A_{s,2} \times f_{pr} \times \left(d_2 - \frac{a_{pr}}{2} \right) \right\} \\ &= 473,01 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- ❖ Momen positif tumpuan *probable*

$$\begin{aligned}M_{pr}^+ &= \left\{ A_{s,1} \times f_{pr} \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) + A_{s,2} \times f_{pr} \times \left(d_2 - \frac{a_{pr}}{2} \right) \right\} \\ &= 872,36 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- ❖ Gaya geser *probable*

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_n} = 166,095 \text{ kN}$$

- ❖ Gaya geser desain (sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.1)

$$\begin{aligned}
 V_e &= V_g + V_{pr} \\
 &= 109,79 + 166,095 \\
 &= 275,89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- ❖ Gaya geser pakai

$$\begin{aligned}
 V_u &= \max (V_u, \text{tumpuan} ; V_e) \\
 &= \max (102,59 ; 275,89) = 275,89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- ❖ Tulangan transversal (sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2)

$$\begin{aligned}
 V_{pr} &\geq \frac{V_e}{2} \text{ dan } P_u < \frac{A_g \times f_{c'}'}{20} \\
 V_{pr} &\geq 137,94 \text{ dan } P_u < 107,28 \\
 1. &\rightarrow 137,94 < 166,095 \\
 2. &\rightarrow 43,76 < 107,28 \\
 V_c &= 0
 \end{aligned}$$

- ❖ Jumlah kaki

$$n_{vs} = 3 \text{ kaki}$$

- ❖ Luas tulangan sengkang

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 3 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 = 235,5 \text{ mm}^2$$

- ❖ Spasi sengkang

$$S_s = 100 \text{ mm}$$

- ❖ Spasi maksimum

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 6 \times d \times b \\ 150 \end{array} \right\} \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 159,75 \\ 132 \\ 150 \end{array} \right\} \\
 &= 132 \text{ mm} > 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- ❖ Tahanan geser beton (sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2)

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_{c'}'} \times b \times d \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- ❖ Tahanan Geser Baja (sesuai SNI 2847:2019 pasal 22.10.5.3)

$$V_s = \min \left\{ \frac{A_v x f_{yv} x d}{s}, 0,66 c \sqrt{f_c} x b x d \right\}$$

$$= \min \left\{ 478814,3, 795583,8 \right\}$$

$$= 478814,3 \text{ kN}$$

- ❖ Faktor reduksi

$$\phi = 0,75$$

- ❖ Kapasitas geser

$$\phi V_n = \phi \times (V_c + V_s)$$

$$= 0,75 \times (0 + 478814,3)$$

$$= 359110,74 \text{ kN} > 275,89 \text{ kN}$$

b. Geser Lapangan

- ❖ Jumlah kaki

$$n_{vs} = 3 \text{ kaki}$$

- ❖ Luas tulangan sengkang

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 235,5 \text{ mm}^2$$

- ❖ Spasi sengkang

$$S_s = 150 \text{ mm}$$

- ❖ Spasi maksimum

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{639}{2} = 319,5$$

$$= 319,5 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$$

- ❖ Tahanan geser beton (sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2)

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

$$= 0,17 \times \sqrt{29,05} \times 500 \times 639$$

$$= 204923,088 \text{ kN}$$

- ❖ Tahanan Geser Baja (sesuai SNI 2847:2019 pasal 22.10.5.3)

$$V_s = \min \left\{ \frac{A_v x f_{yv} x d}{s}, 0,66 c \sqrt{f_c} x b x d \right\}$$

$$= \min \left\{ 97820, 795583,8 \right\}$$

$$= 97820 \text{ N}$$

- ❖ Faktor reduksi

$$\phi = 0,75$$

- ❖ Kapasitas geser

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times (V_c + V_s) \\ &= 0,75 \times (204923,088 + 197820) \\ &= 302057,32 > 275,89 \text{ kN}\end{aligned}$$

4.11.6. Desain Torsi

- Parameter penampang untuk perhitungan torsi

- Luas Penampang Penuh

$$A_{cp} = b \times h = 350 \times 700 = 245000 \text{ mm}^2$$

- Keliling Penampang Penuh

$$\begin{aligned}p_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (350 + 700) \\ &= 2100 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Lebar Penampang Inti (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}X_o &= h - 2 \times c_c - d_s \\ &= 260\end{aligned}$$

- Tinggi Penampang Inti (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}Y_o &= h - 2 \times c_c - d_s \\ &= 610\end{aligned}$$

- Luas Penampang Inti (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}A_{oh} &= 260 \times 610 \\ &= 158600 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas Efektif Penampang Inti (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 134810 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Keliling Penampang Inti (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}P_h &= 2 \times (X_o + Y_o) \\ &= 1740 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Pengecekan kebutuhan tulangan torsi

- Tahanan Retak Torsi (SNI 2847:2019 pasal 22.7.5.1)

$$\begin{aligned}
 T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{Acp^2}{Pcp} \\
 &= 0,33 \times \sqrt{29,05} \times \frac{245000}{1800} \\
 &= 50,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 tabel 21.2.1)

$$\Phi = 0,75$$

- Ambang Batas Kebutuhan TulanganTorsi

(SNI 2847:2019 tabel 22.7.4.1)

$$\begin{aligned}
 \Phi \times \frac{T_{cr}}{4} &= 0,75 \times \frac{50,84}{4} \\
 &= 9,53 \text{ kNm} < 36,35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

→ perlu tulangan torsi

c. Pengecekan kecukupan dimensi

- Momen Torsi Pakai

$$\begin{aligned}
 T_u &= \min \left\{ \begin{array}{l} \Phi \times T_{cr} \\ T_u \end{array} \right\} \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 38,13 \\ 36,35 \end{array} \right\} \\
 &= 36,35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Tegangan Akibat Geser dan Torsi

(SNI 2847:2019 pasal 22.7.7.1)

$$\begin{aligned}
 \sigma_u &= \sqrt{\left\{ \left(\frac{Vu}{b \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times Ph}{1,7 \times Aoh^2} \right)^2 \right\}} \\
 &= 1,234
 \end{aligned}$$

- Tahanan Tegangan Geser dan Torsi Beton (SNI 2847:2019 pasal 22.7.7.1)

$$\begin{aligned}
 \sigma_n &= \Phi \left(\frac{Vc}{b \times d} + 0,66 \times \sqrt{f'c'} \right) \\
 &= 3,355 \text{ MPa} > 1,234 \text{ Mpa (OK)}
 \end{aligned}$$

d. Tulangan transversal torsi

- Spasi Maksimum Torsi Spasi Minimum

$$\begin{aligned}A_{s,min} &= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 6 \times d \times b \\ 150 \end{array} \right\} \\ &= \min \left\{ \begin{array}{l} 217,75 \\ 238 \\ 350 \end{array} \right\} \\ &= 217,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

217,5 > 100 mm, tumpuan (OK)

217,5 > 150 mm, lapangan (OK)

- Kebutuhan Tulangan Transversal Torsi
(SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1)

$$\begin{aligned}A_v/S &= \frac{T_u}{2 \times \phi \times A_o \times f_{yv}} \\ &= 0,43 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned}A_v/S &= \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)}{f_{yv} \times d} \\ &= 0,51 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Tumpuan
(SNI 2847:2019 pasal 9.5.4.3)

$$\begin{aligned}A_{v+t}/S &= 2 \times \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S} \\ &= 1,37 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0,43 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Lapangan (SNI 2847:2019 pasal 9.5.4.3)

$$\begin{aligned}A_{v+t}/S &= 2 \times \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S} \\ &= 0,86 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0,51 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Lapangan
(SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.2)

$$A_{s,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b}{f_{yv}} \\ 0,062 \times \frac{b}{f_{yv}} \end{array} \right\}$$

$$= \min \{0,278473 \\ 0,291667\}$$

$$= 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$0,292 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0,43 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

$$0,292 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0,51 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

e. Tulangan longitudinal torsi

- Kebutuhan Tulangan Longitudinal (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1)

$$A_l = A_v/S \times Ph$$

$$= 744,72 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Longitudinal Torsi Minimum (SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.3)

$$A_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}}{f_y} - A_t/S \times Ph \\ 0,42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}}{f_y} - \frac{0,175 \times b}{f_y} \times Ph \end{array} \right\}$$

$$= \min \{575,7857 \\ 283,7523\}$$

$$= 283,75 \text{ mm}^2$$

- Ketersediaan Tulangan Longitudinal untuk Torsi

$$A_{s,tor} = \frac{\phi Mn - Mu}{\phi Mn} \times A_s$$

$$\text{Tumpuan Negatif} \rightarrow \frac{886,489 - 234,71}{886,489} \times 745,5 = 548,12$$

$$\text{Tumpuan Positif} \rightarrow \frac{494,063 - 234,71}{494,063} \times 745,5 = 391,34$$

$$\text{Lapangan Negatif} \rightarrow \frac{494,063 - 234,71}{494,063} \times 745,5 = 391,34$$

$$\text{Lapangan Positif} \rightarrow \frac{494,063 - 234,71}{494,063} \times 745,5 = 391,34$$

$$\text{Tulangan Tengah} = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$\text{Longitudinal Torsi Tumpuan} = 548,12 + 391,34 + 157,08$$

$$= 1096,54 \text{ mm}^2 > 283,75 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\text{Longitudinal Torsi Lapangan} = 391,34 + 391,34 + 157,08$$

$$= 939,77 \text{ mm}^2 > 283,75 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Spasi Vertikal Tulangan Lapangan
(SNI 2847 : 2019 PASAL 9.6.5.1)

$$S_{vl} = \frac{h-2x Cc-2 x ds-db}{2+nt-1} \rightarrow 1 \text{ lapis}$$

$$S_{vl} = \frac{h-2x Cc-2 x ds-db-S12}{2+nt-1} \rightarrow 1 \text{ lapis atas/bawah}$$

$$S_{vl} = \frac{h-2x Cc-2 x ds-db-S12}{2+nt-1} \rightarrow 1 \text{ lapis atas dan bawah}$$

Tumpuan $\rightarrow 150 \text{ mm} < 210 \text{ mm (OK)}$

Lapangan $\rightarrow 150 \text{ mm} < 210 \text{ mm (OK)}$

- Horizontal Tulangan Longitudinal

(SNI 2847 : 2019 PASAL 9.6.5.1)

Tumpuan Atas $\rightarrow 150 \text{ mm} < 210 \text{ mm (OK)}$

Tumpuan Bawah $\rightarrow 150 \text{ mm} < 210 \text{ mm (OK)}$

Lapangan Atas $\rightarrow 150 \text{ mm} < 210 \text{ mm (OK)}$

Lapangan Bawah $\rightarrow 150 \text{ mm} < 210 \text{ mm (OK)}$

4.11.7. Detail Penulangan Balok

BALOK KODE	TULANGAN	TUJUAN KIRI $\frac{1}{2} L$	LAPANGAN $\frac{1}{2} L$	TUJUAN KANAN $\frac{1}{2} L$
BALOK INDUK G2 (35/70)	TULANGAN ATAS	10 D 22	3 D 22	10 D 22
	TULANGAN SAMPING	4 D 10	4 D 10	4 D 10
	TULANGAN BAWAH	5 D 22	5 D 22	5 D 22
	TULANGAN BENGKANG (BEUGIEL)	2D 10 - 100	D 10 - 150	2D 10 - 100
	SELIMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm
	GAMBAR PENULANGAN			

Gambar 4. 31 Sketsa Balok G2 – Balok yang ditinjau

4.12. Perencanaan Desain Kolom

Perencanaan kolom pada desain modifikasi ini terdapat satu beberapa tipe kolom, salah satunya yaitukolom K1 dengan dimensi $900 \text{ mm} \times 9000 \text{ mm}$ pada AS 2 di bawah yang diperlihatkan pada contoh perhitungan. Kolom didesain dengan menggunakan bantuan software ETABS.

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.4.3.6, dilakukan kontrol persyaratan komponen pemikul lentur dan gaya aksial pada Sistem Ganda. Cek terhadap syarat sebagai berikut :

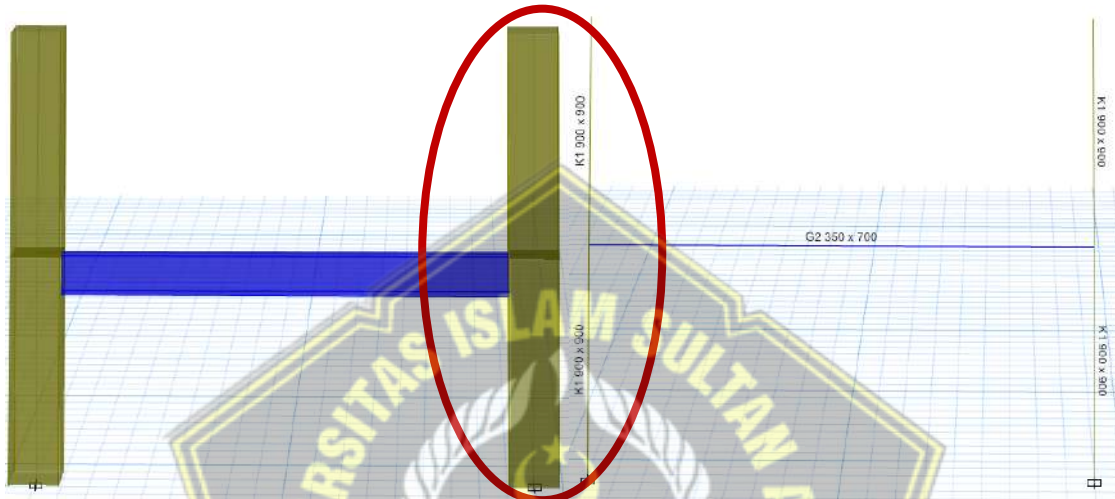
$$P_u > \frac{A_g}{10}$$

- K1 900 mm x 900 mm

$$3536,57 \text{ Kn} > \frac{(900 \times 900)29,05}{10} = 2353,05 \text{ kN}$$

Karena $P_u > A_g \cdot f'c/10$, jadi komponen kerangka kolom tersebut didesain sebagai komponen kerangka yang memikul beban aksial dan lentur.

4.12.1. Input Data Kolom



Gambar 4. 32 Kolom yang ditinjau

a. Geometri Kolom K1

- Sisi Pendek Kolom (b) = 900 mm
- Sisi Panjang Kolom (h) = 900 mm
- Tinggi Kolom (L) = 4000 mm
- Selimut Bersih (c_c) = 40 mm
- Tinggi Balok (h_b) = 700 mm
- Tinggi Bersih Kolom (L_n) = 3300 mm
- (d_s) = 10 mm
- (d_b) = 22 mm
- Tinggi Efektif Balok

$$\begin{aligned} d_l &= d - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} \\ &= 900 - 40 - 10 - \frac{22}{2} \\ &= 839 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_2 &= d - Cc - ds - \frac{db}{2} \\
 &= 900 - 40 - 10 - \frac{22}{2} \\
 &= 839 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kuat Tekan Beton = 29,05 MPa
- Kuat Lelah Baja Tulangan Longitudinal = 420 MPa
- Faktor Material Beton

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,625 \leq 0,85 - 0,05 \frac{f_y^f - 28}{7} \leq 0,85 \\
 &= 0,625 \leq 0,85 - 0,05 \frac{29,05 - 28}{7} \leq 0,85 \\
 &= 0,84
 \end{aligned}$$

b. Diameter Tulangan

- Diameter Tulangan Longitudinal (d_b) = 22 mm
- Diameter Tulangan Sengkang (d_s) = 10 mm
- Luas Tulangan Longitudinal

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

- Luas Tulangan Sengkang

$$A_v = \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = \frac{3,14}{4} \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

c. Tulangan Longitudinal/Utama

- Luas Tulangan Sengkang = 10
- Jumlah Tulangan X (n_x) = 13
- Jumlah Total Tulangan Longitudinal (n) = 40
- Luas tulangan

$$A_s = A_b \times n = 379,94 \times 48 = 15197,6 \text{ mm}^2$$

d. Tulangan Transversal/Sengkang

- Jumlah Kaki Sengkang Tumpuan Arah X ($n_{vs,x}$) = 4 kaki

$$A_{vs,x} = n_{vs,x} \times A_v = 4 \times 78,5 = 3,14 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Kaki Sengkang Tumpuan Arah Y ($n_{vs,x}$) = 3 kaki

$$A_{vs,x} = n_{vs,x} \times A_v = 3 \times 78,5 = 235,5 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Kaki Sengkang Lapangan Arah X ($n_{vs,x}$) = 2 kaki

$$A_{vs,x} = n_{vs,x} \times A_v = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Kaki Sengkang Lapangan Arah Y ($n_{vs,x}$) = 2 kaki

$$A_{vs,x} = n_{vs,x} \times A_v = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$
- Spasi Sengkang Tumpuan (Ss) = 100
- Spasi Sengkang Lapangan (Ss) = 150

e. Gaya Dalam

Tabel 4. 36 Tabel Gaya Aksial dan Lentur

Aksial - Lentur				
Kondisi	P (kN)	MX (kN-m)	MY (kN-m)	MU (kN-m)
P max	2470,450	345,920	335,920	458,920
P min	-1127,280	-163,590	-42,620	-169,040
MX max	1817,320	447,650	289,470	533,290
MX min	1144,890	-464,580	298,330	552,250
MY max	2052,430	319,170	208,360	518,140
MY min	1792,770	-327,540	201,280	517,980

f. Gaya Geser

Gaya Geser Sumbu X (V_{ux}) = 119,260 kN

Gaya Geser Sumbu Y (V_{uy}) = 118,850 kN

4.12.2. Pengecekan Syarat Geometri

Syarat Sisi Pendek (SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1)

$$b \geq 300$$

$$900 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Syarat Rasio (SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1)

$$\frac{b}{h} \geq 0,4$$

$$\frac{900}{900} \geq 0,4$$

$$1 > 0,4 \quad (\text{OK})$$

4.12.3. Desain Aksial Lentur

Desain tulangan longitudinal penahan lentur ini menggunakan program bantu *SPColumn*. Dari output program bantu tersebut dapat digunakan tulangan memanjang sebesar 40D22, maka sebagai berikut:

a. Pengecekan syarat rasio tulangan

- Luas Tulangan Longitudinal

$$A_s = n \times A_b$$

$$= 40 \times 379,94 = 15197,6 \text{ mm}^2$$

- Luas Penampang

$$A_g = b \times h$$

$$= 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

- Rasio Tulangan (SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1)

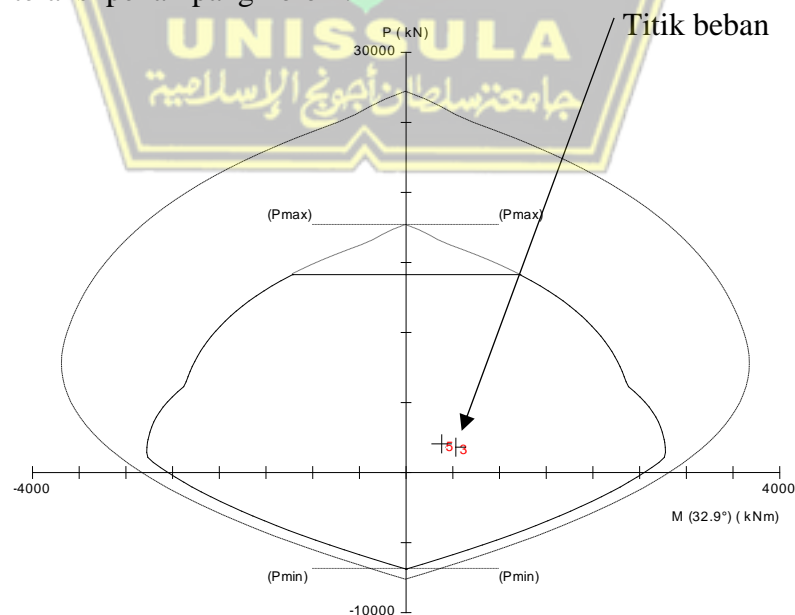
$$P = \frac{A_s}{A_g} = \frac{15197,6}{810000} \times 100 \% = 2,25\%$$

$$1\% \leq 2,252\% \leq 6\%$$



Gambar 4. 33 Penampang kolom K1

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1 digunakan batasan rasio tulangan komponen kerangka tekan yang diizinkan dari 1% sampai dengan 6%, sehingga persyaratan ini sudah terpenuhi. Dapat dilihat pada gambar di bawah ini merupakan diagram interaksi penampang kolom.



Gambar 4. 34 Diagram Interaksi K1

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.4.2.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa kerangka.

$$\begin{aligned}\phi P_{nmax} &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 29,05 \times (810000 - 18237,12) + 420 \times 18237,12] \\ &= 14149302 \text{ kN} > 14149,3 \text{ N} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities											
No	Pu	Mux	Muy	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n/M_u$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ	
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm			
1	2470.00	345.00	335.00	1933.68	1877.63	5.605	520	1196	0.00390	0.806	
2	-1127.00	-163.00	-42.00	-2174.25	-560.24	13.339	228	993	0.01015	0.900	
3	1817.00	447.00	289.00	2330.22	1506.56	5.213	470	1171	0.00447	0.854	
4	1144.00	-464.00	298.00	-2336.20	1500.40	5.035	440	1168	0.00496	0.897	
5	2052.00	319.00	208.00	2319.25	1512.24	7.270	482	1172	0.00430	0.840	
6	1792.00	-327.00	201.00	-2376.98	1461.08	7.269	466	1166	0.00451	0.858	

Gambar 4. 35 Output SPColumn

b. Pengecekan Kapasitas Aksial Lentur

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Aksial-Lentur

Kondisi	P (kN)	MX (kN-m)	MY (kN-m)	Mn/Mu	c (mm)	dt (mm)	est	ϕ	cek
P max	2470.00	345.00	335.00	5.605	520	1196	0.00390	0.806	OK
P min	-1127.00	-163.00	-42.00	13.339	228	993	0.01015	0.900	OK
MX max	1817.00	447.00	289.00	5.213	470	1171	0.00447	0.854	OK
MX min	1144.00	-464.00	298.00	5.035	440	1168	0.00496	0.897	OK
MY max	2052.00	319.00	208.00	7.270	482	1172	0.00430	0.840	OK
MY min	1792.00	-327.00	201.00	7.269	466	1166	0.00451	0.858	OK

c. Pengecekan Syarat *Strong Column Weak Beam* lantai 1

- Momen Nominal Kolom Sumbu X $M_{nk,X}$ = 545,9987 kNm
- Momen Nominak Kolom Sumbu Y $M_{nk,Y}$ = 359,74 kNm
- Momen Nominal Tumpuan (-) Balok Arah Y $M_{nb,Y}^-$ = 234,71 kNm
- Momen Nominal Tumpuan (+) Balok Arah Y $M_{nb,Y}^+$ = 117,355 kNm
- Momen Nominal Tumpuan (-) Balok Arah X $M_{nb,X}^-$ = 58,6775 kNm
- Momen Nominal Tumpuan (+) Balok Arah X $M_{nb,X}^+$ = 117,355 kNm
- Pengecekan SCWB Momen X Kolom (SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

$$\begin{aligned}M_{nk,X} &> 1,2 \times M_{nb,Y}^- + M_{nb,Y}^+ \\ 545,9987 &> 399,007 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

- Pengecekan SCWB Momen Y Kolom (SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

$$M_{nk,Y} > 1,2 \times M_{nb,X^-} + M_{nb,X^+}$$

$$359,74 > 187,768 \quad (\text{OK})$$

d. Pengecekan Syarat *Strong Column Weak Beam* lantai 2

- Momen Nominal Kolom Sumbu X $M_{nk,X}$ = 535,265 kNm

- Momen Nominal Kolom Sumbu Y $M_{nk,Y}$ = 317,76 kNm

- Momen Nominal Tumpuan (-) Balok Arah Y M_{nb,Y^-} = 209,88 kNm

- Momen Nominal Tumpuan (+) Balok Arah Y M_{nb,Y^+} = 106,45 kNm

- Momen Nominal Tumpuan (-) Balok Arah X M_{nb,X^-} = 38,37 kNm

- Momen Nominal Tumpuan (+) Balok Arah X M_{nb,X^+} = 107,88 kNm

- Pengecekan SCWB Momen X Kolom (SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

$$M_{nk,X} > 1,2 \times M_{nb,Y^-} + M_{nb,Y^+}$$

$$535,265 > 358,31 \quad (\text{OK})$$

- Pengecekan SCWB Momen Y Kolom (SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

$$M_{nk,Y} > 1,2 \times M_{nb,X^-} + M_{nb,X^+}$$

$$317,76 > 153,92 \quad (\text{OK})$$

4.12.4. Desain Geser

a. Desain geser tumpuan

- Momen Probable Kolom Sumbu X $M_{pr,X}$ = 2958,846 kNm

- Momen Probable Kolom Sumbu Y $M_{pr,Y}$ = 2635,973 kNm

- Gaya Geser Probable Sumbu X (SNI 2847:2019 pasal 18.7.6.1)

$$V_{pr,X} = \frac{2 \times M_{pr,X}}{Ln}$$

$$= \frac{2 \times 2958,846}{3300}$$

$$= 17932,4 \text{ N}$$

- Gaya Geser Probable Sumbu Y (SNI 2847:2019 pasal 18.7.6.1)

$$V_{pr,Y} = \frac{2 \times M_{pr,Y}}{Ln}$$

$$= \frac{2 \times 2635,973}{3300}$$

$$= 15975,59 \text{ N}$$

- Gaya Geser Pakai Sumbu X

$$\begin{aligned} V_{u,X} &= \text{MAX} [V_{ux} ; V_{pr,X}] \\ &= 17932,4 \text{ N} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Pakai Sumbu Y

$$\begin{aligned} V_{u,Y} &= \text{MAX} [V_{uy} ; V_{pr,Y}] \\ &= 15975,59 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kapasitas Geser Beton Sumbu X (SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1)

$$\begin{aligned} V_{c,X} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times h \times d_2 \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{29,05} \times 900 \times 839 \\ &= 691873,1 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kapasitas Geser Beton Sumbu Y (SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1)

$$\begin{aligned} V_{c,Y} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times h \times d_2 \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{29,05} \times 900 \times 839 \\ &= 691873,1 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kapasitas Geser Baja Sumbu X (SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_{s,X} &= \frac{A_{vs,X} \times f_{yv} \times d_2}{S_s} M \\ &= \frac{314 \times 420 \times 839}{100} \\ &= 1106473 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kapasitas Geser Baja Sumbu Y (SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_{s,Y} &= \frac{A_{vs,Y} \times f_{yv} \times d_2}{S_s} \\ &= \frac{235,5 \times 420 \times 839}{100} \\ &= 829854,9 \text{ N} \end{aligned}$$

- Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 tabel 21.2.1)

$$\Phi = 0,75$$

- Kapasitas Nominal Kolom Sumbu X
(SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1)

$$V_{n,X} = \Phi \times (V_{c,X} + V_{s,X})$$

$$= 0,75 \times (691873,1 + 1106473)$$

$$= 134860 \text{ N} > 17932,4 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

- Kapasitas Nominal Kolom Sumbu Y
(SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1)

$$V_{n,Y} = \Phi \times (V_{c,Y} + V_{s,Y})$$

$$= 0,75 \times (691973,1 + 829854,9)$$

$$= 1141296 \text{ N} > 15975,59 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

b. Desain geser lapangan

- Kapasitas Geser Beton Sumbu X $V_{c,X} = 471719 \text{ N}$
- Kapasitas Geser Beton Sumbu Y $V_{c,Y} = 479877 \text{ N}$
- Kapasitas Geser Baja Tulangan Sumbu X (SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.5.3)

$$V_{s,X} = \frac{A_{vm,X} \times f_{yv} \times d_2}{S_s}$$

$$= \frac{157 \times 420 \times 839}{100}$$

$$= 553236,6 \text{ N}$$

- Kapasitas Geser Baja Tulangan Sumbu Y
(SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.5.3)

$$V_{s,X} = \frac{A_{vm,X} \times f_{yv} \times d_2}{S_s}$$

$$= \frac{157 \times 420 \times 839}{100}$$

$$= 553236,6 \text{ N}$$

Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 tabel 21.2.1)

$$\Phi = 0,75$$

- Kapasitas Nominal Kolom Sumbu X
(SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1)
$$V_{n,X} = \Phi \times (V_{c,X} + V_{s,X})$$
$$= \Phi \times (471719 + 553236,6)$$
$$= 768716,7 \text{ N} > 17932,4 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

- Kapasitas Nominal Kolom Sumbu X
(SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1)
$$V_{n,X} = \Phi \times (V_{c,X} + V_{s,X})$$
$$= \Phi \times (479877 + 553236,6)$$
$$= 774835,2 \text{ N} > 15975,59 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

4.12.5. Pengecekan Confinement dan Spasi Senggang

a. Tulangan sengkang tumpuan minimum

- Luas per Spasi Sengkang X Terpasang

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = \frac{A_{vh,x}}{S_s} = \frac{314}{100} = 3,14 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Luas per Spasi Sengkang X Terpasang

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = \frac{A_{vh,x}}{S_s} = \frac{235,5}{100} = 2,355 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Lebar Inti Beton $b_c = b - C_c - \frac{ds}{2} = 855 \text{ mm}$

- Lebar Inti Beton $h_c = h - C_c - \frac{ds}{2} = 855 \text{ mm}$

- Luas Inti Beton $A_{ch} = b_c \times h_c = 731025 \text{ mm}^2$

- Luas per Spasi Sengkang X Perlu (SNI 2847:2019 tabel 18.7.5.4)

$$\frac{A_{sh,x}}{s} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0 \times h_c \times \frac{f_{c'}}{f_y} \\ 0,3 \times h_c \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_{c'}}{f_y} \end{array} \right\}$$

$$3,14 > \max \{2,66\}$$

$$3,14 > 2,66 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{OK})$$

- Luas per Spasi Sengkang Y Perlu (SNI 2847:2019 tabel 18.7.5.4)

$$\frac{A_{sh,y}}{s} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,062 \times h_c \times \frac{f_{c'}}{f_y} \\ 0,3 \times h_c \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_{c'}}{f_y} \end{array} \right\}$$

$$2,355 > \max \{1,330594\}$$

$$2,355 > 2,184211 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

b. Tulangan sengkang lapangan minimum

- Luas per Spasi Sengkang X Terpasang

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = \frac{Avh,x}{S_s} = \frac{157}{150} = 1,047 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Luas per Spasi Sengkang Y Terpasang

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = \frac{Avh,x}{S_s} = \frac{157}{150} = 1,047 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Lebar Inti Beton $b_c = b - Cc - \frac{ds}{2} = 855 \text{ mm}$

- Lebar Inti Beton $h_c = h - Cc - \frac{ds}{2} = 855 \text{ mm}$

- Luas Inti Beton $A_{ch} = b_c \times h_c = 0 \text{ mm}^2$

- Luas per Spasi Sengkang X Perlu (SNI 2847:2019 tabel 18.7.5.4)

$$\frac{A_{vs,x}}{s} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,062 \times hc \times \frac{f_c'}{f_y} \\ 0,3 \times hc \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_y} \end{array} \right\}$$

$$1,047 > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,716 \\ 0,75 \end{array} \right\}$$

$$1,047 > 0,75 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

- Luas per Spasi Sengkang Y Perlu (SNI 2847:2019 tabel 18.7.5.4)

$$\frac{A_{vs,y}}{s} > \min \left\{ \begin{array}{l} 0,0 \times hc \times \frac{f_c'}{f_y} \\ 0,3 \times hc \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_y} \end{array} \right\}$$

$$1,047 > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,716 \\ 0,75 \end{array} \right\}$$

$$1,047 > 0,75 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

c. Spasi dan jarak antar kaki sengkang maksimum

- Spasi sengkang tumpuan maksimum

$$S_{s,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 6 \times d \times b \\ 100 \leq 100 + \frac{350 - X_{i,max}}{3} \leq 150 \end{array} \right\}$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{900}{4} \\ 6 \times 22 \\ 100 \leq 100 + \frac{100}{150} \leq 150 \end{array} \right\}$$

$$= \min \begin{pmatrix} 225 \\ 132 \\ 300 \end{pmatrix}$$

$$= 132 \text{ mm} > 100 \text{ mm (OK)}$$

- Spasi sengkang lapangan maksimum

$$S_{s,max} = \min \begin{pmatrix} 6 \times d \\ 150 \end{pmatrix}$$

$$= \min \begin{pmatrix} 132 \\ 150 \end{pmatrix}$$

$$= 132 \text{ mm} > 100 \text{ mm (OK)}$$

- Jarak Antar Kaki Sengkang Max

$$X_{i,max} \leq 350 \text{ mm (SNI 2847:2019 gambar R18.7.5.3)}$$

- Jarak Antar Kaki Tumpuan X Max

$$X_{sx} = 225 \text{ mm} < 350 \text{ mm (OK)}$$

- Jarak Antar Kaki Tumpuan Y Max

$$X_{sy} = 225 \text{ mm} < 350 \text{ mm (OK)}$$

- Jarak Antar Kaki Lapangan X Max

$$X_{mx} = 225 \text{ mm} < 350 \text{ mm (OK)}$$

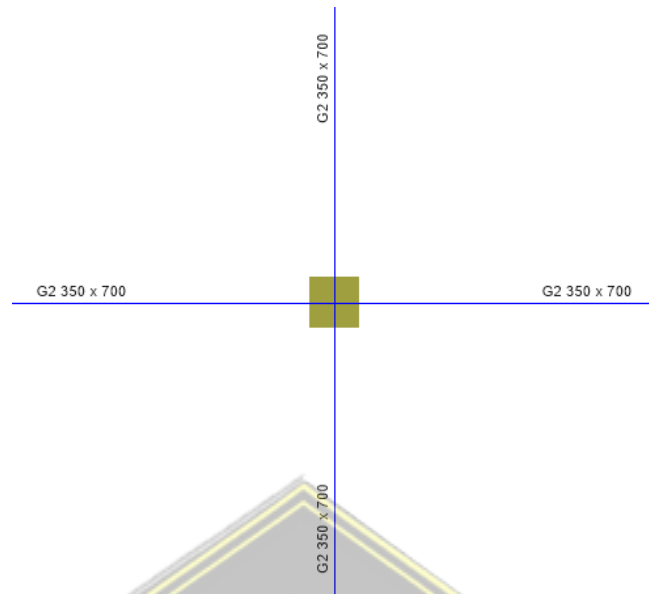
- Jarak Antar Kaki Lapangan Y Max

$$X_{my} = 225 \text{ mm} < 350 \text{ mm (OK)}$$

KODE KOLOM	TULANGAN	UJUNG	TENGAN	GAMBAR PENULANGAN (MBK) HUBUNGAN BALOK DAN KOLOM
KOLOM K1b (90x90)	TULANGAN POKOK	4Ø D 22	4Ø D 22	4Ø D 22
	SENGKANG LUAR	D 10 - 100	D 10 - 150	D 10 - 100
	SENGKANG DALAM	2 D 10 - 100	2 D 10 - 300	2 D 10 - 100
	SELIMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm
	GAMBAR PENULANGAN			

Gambar 4. 36 Sketsa Kolom K1 – Kolom yang ditinjau

4.13. Hubungan Balok dan Kolom



Gambar 4. 37 Joint yang ditinjau



Gambar 4. 38 Sketsa Pertemuan Balok dan Kolom

4.13.1. Properti Material dan Penampang

- Lebar Y kolom (b) = 900 mm
- Lebar X kolom (h) = 900 mm
- Panjang kolom (L) = 4000 mm
- Kuat tekan beton (f_c') = 29,05 MPa
- Kuat leleh baja (f_y) = 420 MPa
- Faktor beton normal (λ) = 1
- Tinggi balok (hb) = 700 mm
- Panjang bersih kolom = $L - hb = 3300$ mm

4.13.2. Data Lebar dan Eksentrisitas Balok

Lebar balok 1 (bb1)	= 350 mm	
Lebar balok 2 (bb2)	= 350 mm	
Lebar balok 3 (bb3)	= 350 mm	
Lebar balok 4 (bb4)	= 350 mm	
X1a	= h-bb1	= 275 mm
X1b	= h-bb1	= 275 mm
Cek lebar sisi kolom 1	= bb1 + x1a + x1b	= 900 mm = h kolom (OKE)
X2a	= h-bb2	= 275 mm
X2b	= h-bb2	= 275 mm
Cek lebar sisi kolom 1	= bb2 + x2a + x2b	= 900 mm = h kolom (OKE)
X3a	= h-bb3	= 275 mm
X3b	= h-bb3	= 275 mm
Cek lebar sisi kolom 1	= bb3 + x3a + x3b	= 900 mm = b kolom (OKE)
X4a	= h-bb4	= 275 mm
X4b	= h-bb4	= 275 mm
Cek lebar sisi kolom 1	= bb4 + x4a + x4b	= 900 mm = b kolom (OKE)

4.13.3. Dimensi Joint

X terkecil sisi 1, x1	= min (x1a ; x1b)	= 275 mm
X terkecil sisi 2, x2	= min (x2a ; x2b)	= 275 mm
X terkecil sisi 4, x3	= min (x3a ; x3b)	= 275 mm
X terkecil sisi 4, x4	= min (x4a ; x4b)	= 275 mm
Lebar joint sisi 1, bj1	= min (bb1+h ; bb1+2*x1)	= 900 mm
Lebar joint sisi 2, bj2	= min (bb2+h ; bb2+2*x2)	= 900 mm
Lebar joint sisi 3, bj3	= min (bb3+h ; bb3+2*x3)	= 900 mm
Lebar joint sisi 4, bj4	= min (bb4+h ; bb4+2*x4)	= 900 mm
Lebar efektif joint Y, bj	= min (bj1 ; bj2)	= 900 mm
Lebar efektif joint X, hj	= min (bj3 ; bj4)	= 900 mm
Luas efektif joint gempap X, Ajx	= bj × h	= 810000 mm ²
Luas efektif joint gempap Y, Ajy	= b × hj	= 810000 mm ²
Cek tinggi joint	=	hj ≥ ½ hb
		900 ≥ 450 (OKE)

4.13.4. Data dan Gaya Tulangan Balok

Diameter tulangan utama balok	=	22 mm
Cek dimensi kolom	=	b ≥ 20 db 900 ≥ 440 (OKE)
Tulangan atas balok 1, As1 ⁻	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 1, As1 ⁺	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 1900,664 \text{ mm}^2$
Tulangan atas balok 2, As2 ⁻	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 2, As2 ⁺	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 1900,664 \text{ mm}^2$
Tulangan atas balok 3, As3 ⁻	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 3, As3 ⁺	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 1900,664 \text{ mm}^2$
Tulangan atas balok 4, As4 ⁻	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 4, As4 ⁺	=	$n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 1900,664 \text{ mm}^2$
Tegangan probable tulangan, fpr	=	1,25 x fy = 525 MPa
Gaya tulangan atas balok 1, Fs1 ⁻	=	As x fpr = 1995697 N
Gaya tulangan bawah balok 1, Fs1 ⁺	=	As x fpr = 997848 N
Gaya tulangan atas balok 2, Fs2 ⁻	=	As x fpr = 1995697 N
Gaya tulangan bawah balok 2, Fs2 ⁺	=	As x fpr = 997848 N
Gaya tulangan atas balok 3, Fs3 ⁻	=	As x fpr = 1995697 N
Gaya tulangan bawah balok 3, Fs3 ⁺	=	As x fpr = 997848 N
Gaya tulangan atas balok 4, Fs4 ⁻	=	As x fpr = 1995697 N
Gaya tulangan bawah balok 4, Fs4 ⁺	=	As x fpr = 997848 N

4.13.5. Gaya Geser Akibat Balok

Geser ketika arah gempa X-	=	FS3 ⁻ + C4 = FS3 ⁻ + FS4 ⁺ = 2993545 N
Geser ketika arah gempa X+	=	FS4 ⁻ + C3 = FS4 ⁻ + FS3 ⁺ = 2993545 N
Geser ketika arah gempa Y-	=	FS1 ⁻ + C2 = FS1 ⁻ + FS2 ⁺ = 2993545 N
Geser ketika arah gempa Y+	=	FS2 ⁻ + C1 = FS2 ⁻ + FS1 ⁺ = 2993545 N

4.13.6. Gaya Geser Kolom

Mpr ⁻ balok 1	=	872361681 Nmm
Mpr ⁺ balok 1	=	473011163 Nmm
Mpr ⁻ balok 2	=	872361681 Nmm

$$\begin{aligned}
M_{pr^+} \text{ balok 2} &= 473011163 \text{ Nmm} \\
M_{pr^-} \text{ balok 3} &= 872361681 \text{ Nmm} \\
M_{pr^+} \text{ balok 3} &= 473011163 \text{ Nmm} \\
M_{pr^-} \text{ balok 4} &= 872361681 \text{ Nmm} \\
M_{pr^+} \text{ balok 4} &= 473011163 \text{ Nmm} \\
V_e \text{ balok 1} &= 275885 \text{ N} \\
V_e \text{ balok 2} &= 275885 \text{ N} \\
V_e \text{ balok 3} &= 275885 \text{ N} \\
V_e \text{ balok 4} &= 275885 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa X-} = \frac{(M_{pr4^+} + M_{pr3^-}) + (V_{e3} + V_{e4}) \times \frac{h}{2}}{Ln} = 482930 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa X+} = \frac{(M_{pr3^+} + M_{pr4^-}) + (V_{e3} + V_{e4}) \times \frac{h}{2}}{Ln} = 482930 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa Y-} = \frac{(M_{pr2^+} + M_{pr1^-}) + (V_{e1} + V_{e2}) \times \frac{h}{2}}{Ln} = 482930 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa Y+} = \frac{(M_{pr1^+} + M_{pr2^-}) + (V_{e1} + V_{e2}) \times \frac{h}{2}}{Ln} = 482930 \text{ N}$$

4.13.7. Gaya Geser Total Joint

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X-} = F_s + C - V_{col} = 2510615 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X+} = F_s + C - V_{col} = 2510615 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y-} = F_s + C - V_{col} = 2510615 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y+} = F_s + C - V_{col} = 2510615 \text{ N}$$

4.13.8. Kuat Geser Joint

$$\text{Konfigurasi joint} = 3$$

$$\text{Faktor pengali kuat geser, c} = 1$$

$$\text{Kuat geser nominal joint gempa x, } V_{nx} = c \times \lambda \times \sqrt{fc} \times A_{jx} = 4365742 \text{ N}$$

$$\text{Kuat geser nominal joint gempa y, } V_{ny} = c \times \lambda \times \sqrt{fc} \times A_{jy} = 4365742 \text{ N}$$

$$\text{Faktor reduksi, } \phi = 0,85$$

$$\text{Kuat geser joint gempa X, } \phi V_{nx} = \phi \times V_{nx} = 3710881 \text{ N}$$

$$\text{Kuat geser joint gempa Y, } \phi V_{ny} = \phi \times V_{ny} = 3719881 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser joint gempa X, } V_{ux} = \text{Nilai Max gaya geser joint X} = 2510615 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser joint gempa Y, } V_{uy} = \text{Nilai Max gaya geser joint Y} = 2510615 \text{ N}$$

$$\text{Faktor keamanan gempa X, } SF_x = \frac{\phi V_{nx}}{V_{ux}} = 1,478$$

$$\text{Faktor keamanan gempa Y, SFy} = \frac{\emptyset V_{ny}}{V_{uy}} = 1,478$$

$$\text{Cek kuat geser joint} = \text{SF} \geq 1 \text{ (OKE)}$$

4.13.9. Tulangan Transversal

Dikarenakan tidak memiliki balok yang mengekang, maka digunakan *confinement* atau tumpuan kolom pada tulangan transversal joint.

4.13.10. Panjang Penyaluran Tarik

$$\begin{aligned} l_{dh} &= f_y \times d_b (5,4 \times \lambda \times \sqrt{f_c}) \\ &= 317,472 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{dh} \text{ pakai} &= \max \left\{ \begin{array}{l} l_{dh} \\ 8 d_b \\ 150 \end{array} \right\} \\ &= \max \left\{ \begin{array}{l} 317,472 \\ 176 \\ 150 \end{array} \right\} \\ &= 317,472 \text{ mm} \end{aligned}$$

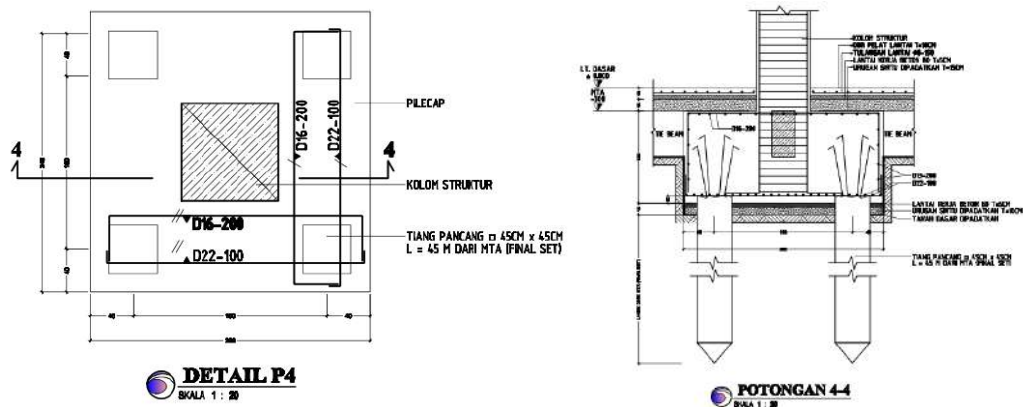
4.14. Perencanaan Pondasi

4.14.1. Desain Tiang Pancang

Pondasi adalah kerangka paling bawah pada bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban-beban bangunan di atasnya ke tanah pendukung di bawahnya. Untuk melakukan perencanaan pondasi pada suatu bangunan harus mempertimbangkan berbagai hal diantaranya adalah jenis tanah, kondisi dan kerangka dari tanah di lokasi yang akan dibangun. Perencanaan yang baik dapat menghasilkan pondasi yang aman, efisien serta ekonomis dalam pelaksanaan pemasangannya.

4.14.2. Perencanaan Pondasi

Desain tiang pancang kolom yang digunakan dalam perhitungan ini adalah P4.



Gambar 4. 39 Letak Pondasi yang ditinjau

4.14.2.1. Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang

Desain tiang pancang yang akan dihitung pada perencanaan pondasi gedung ini menggunakan tiang pancang jenis *tiang pancang* yang di produksi oleh PT. Wijaya Karya Beton.

- Diameter..tiang..pancang, d = 450 mm
- Keliling tiang pancang (A_s) = 31,79 m
- Luas tiang pancang (A_p) = 0,159 m²
- Kedalaman tiang pancang = 45 m

Direncanakan *Pile Cap* dengan dimensi sebagai berikut:

$$L = 2,6 \text{ m}$$

$$B = 2,6 \text{ m}$$

$$t = 1,2 \text{ m}$$

Dengan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi yang didapatkan dari hasil analisis *ETABS V19.0.0* :

$$F_z = 1475,02 \quad \text{kN}$$

$$F_x = 99,96 \quad \text{kN}$$

$$F_y = 101,88 \quad \text{kN}$$

$$M_x = 121,97 \quad \text{kN}$$

$$M_y = 216,50 \quad \text{kN}$$

Perhitungan desain tiang pancang pada gedung ini akan menggunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal

tersebut, kombinasi beban sementara yang akan digunakan sebagai acuan gaya dalam perhitungan desain pondasi. Sehingga didapatkan hasil perhitungan momen *pilecap* sebagai berikut:

$$M_{xo} = Mx + Fy \times t = 244,226 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = My + Fx \times t = 362,864 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat adanya beban sementara dan beban sendiri *pile cap* adalah:

- Berat sendiri *pile cap* = $2,6 \times 2,6 \times 1,2 \times 24 = 165,89 \text{ kN}$
 - Beban aksial kolom = $1475,021 \text{ kN}$
 - Beban tetap, Fz = $1475,021 \text{ kN}$
- $$\Sigma P = (1,2 \times \text{Berat sendiri } pile \text{ cap}) + Fz$$
- $$= 1674,087 \text{ kN}$$

4.14.2.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang dihitung berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan rumus perhitungan pondasi MAYERHOF (1956). Perhatikan tabel berikut:

Berdasarkan tabel 4.34 didapatkan hasil N-SPT tiang di dasar, (N_p) pada kedalaman 45 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang, (N_{av}) pada perhitungan dibawah ini:

$$D = 450 \text{ mm} = 0,45 \text{ m}$$

$$N1 = 4 \times 0,45 + 45$$

$$= 46,8$$

$$N2 = 45 - 8 \times 0,45$$

$$= 41,4$$

Maka:

$$N_p = 44,1 \text{ m}$$

$$Q_p = 140,2049 \text{ ton}$$

$$N_{av} = 7,325$$

N_{av} yang diambil berdasarkan pada nilai $3 \leq N \leq 50$

Berdasarkan SNI 8460-2017 pasal 9.2.3.1, daya dukung izin pondasi diperoleh dari Q_{ult} pondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan. Besar faktor keamanan tersebut dijelaskan pada tabel berikut.

Tabel 4. 38 Safety Factor

No	Keterangan	Faktor Keamanan / Safety Factor
1	Pondasi Dangkal	Minimal 3
2	Pondasi Dalam	Minimal 2,5

Dengan menggunakan perumusan MAYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate pada satu tiang pancang yaitu

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 40 \cdot A_p \cdot N_p + \frac{A_s \times N_a}{5} \\
 &= 40 \times 0,159 \times 44,1 + \frac{31,79 \times 7,325}{5} \\
 &= 326,99 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2,5$$

$$Q_{pakai} = 130,79 \text{ ton}$$

$Q_{allowable}$ dari uji bor N-SPT diketahui sebesar 130,79 ton. Nilai daya dukung tanah yang diijinkan pada kedalaman 45 meter sebesar 130,79 ton dengan $SF = 2,5$. Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah maka diambil nilai beban daya dukung yang terkecil (Q) diambil 130,79 ton.

4.14.2.3. Tiang Pancang Kelompok

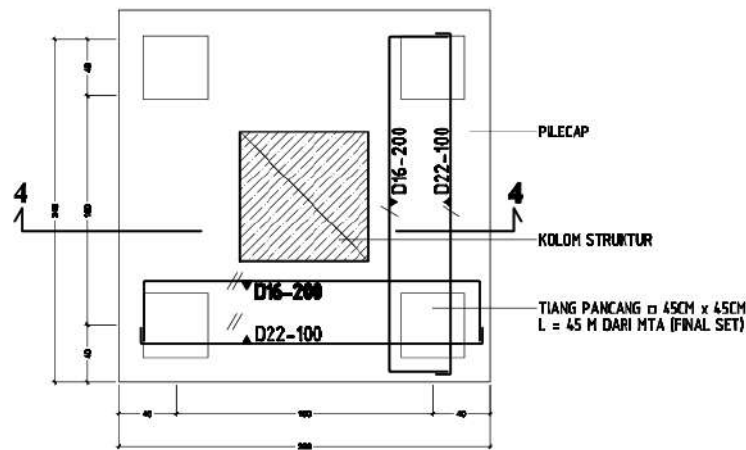
Jumlah tiang pancang untuk tiang pancang kelompok ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$n = ZP / PE_g, \text{ dimana}$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)m}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - 17,744 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 1} \\
 &= 0,9
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{1674,087}{121,1 \times 0,9} \\
 &= 3,540 \sim 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka tiang pancang kelompok akan direncanakan dengan 4 buah pancang dalam satu *pile cap* seperti pada gambar berikut :



DETAIL P4
SKALA 1 : 20

Gambar 4. 40 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang (s) menurut SNI 2847-2019 Pasal 13.4.2.2 yaitu:

$$S_x = S_y = 3D = 4 \times 0,45 = 1,8 \text{ m}$$

4.14.2.4. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan gambar 4.51 didapatkan jarak dari masing-masing tiang pancang terhadap titik berat *pile cap*. Perhatikan tabel berikut:

Tabel 4. 39 Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

tiang	sumbu	
	x	y
P1	0	0
P2	1,8	0
P3	0	1,8
P4	1,8	1,8
L	3,6	3,6

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$P_i = \frac{Z_p}{n} + \frac{M_x o y_{max}}{Z_y^2} + \frac{M_y o x_{max}}{Z_x^2}$$

$$P_{max} = 513,38 \text{ kN}$$

$$P_{min} = 513,38 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } P_{max} \leq \phi P_n (\phi \times \sum p)$$

$$P_{max} \leq 0,75 \times 1674,087$$

$$513,38 \leq 1255,57 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Kontrol kapasitas

$$P \max \leq P_{Eg} (P_n \times E_g)$$

$$P \max \leq 1255,57 \times 0,9$$

$$51,338 \text{ ton} \leq 132,75 \text{ ton} \rightarrow (\text{Memenuhi})$$

4.14.2.5. Kontrol Tebal Pile Cap Kolom

Perencanaan tebal *Pile Cap* harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pondasi yang terjadi.

Data perencanaan *Pile Cap* :

- Dimensi Kolom = 900 x 900 mm
- Kuat leleh baja tulangan deform = 420 Mpa
- Kuat leleh baja tulangan ulir = 420 Mpa
- Dimensi *pile cap*, $p \times l$ = 2600 x 2600 mm
- Tebal, t = 1200 mm
- Selimut beton = 40 mm
- D tulangan = 22 mm
- Mutu Beton = 29,05 MPa
- Dimensi Tiang Pancang = 450 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- as = 40 (Kolom Dalam)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)
$$\beta = \frac{900}{900} = 1$$

$$d = 1200 - 40 - \left(\frac{22}{2}\right)$$

$$= 1149 \text{ mm}$$

4.14.2.6. Tinjauan Geser Arah X

$$\beta = \frac{900}{900} = 1$$

$$d = 1200 - 40 - \left(\frac{22}{2}\right)$$
$$= 1149 \text{ mm}$$

Jarak bid. kritis terhadap sisi luar,

$$C_x = (L_x - b_x - d) / 2 = 0,0702 \text{ m}$$

Berat beton,

$$W = cx \times Ly \times h \times wc = 251,54 \text{ kN}$$

Gaya geser arah x,

$$V_{ux} = 2 \times P_{max} - W = 523,68 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x,

$$b = Ly = 2400 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 untuk pondasi telapak non-prategang (V_c) yang ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut:

- $$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c' b d} \times 10^{-3}$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \sqrt{29,05 \times 2400 \times 1149} \times 10^{-3}$$

$$= 4564,67 \text{ kN}$$
- $$V_c = 0,17 \left(\frac{as}{b} + 2\right) \lambda \sqrt{f_c' b d} \times 10^{-3}$$

$$= 0,17 \left(\frac{40 \times 714}{3200} + 2\right) 1 \sqrt{29,05 \times 2400 \times 1149} \times 10^{-3}$$

$$= 21149,61 \text{ kN}$$
- $$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c' b d} \times 10^{-3}$$

$$= 0,33 \times 1 \sqrt{29,05 \times 2400 \times 1149} \times 10^{-3}$$

$$= 2953,61 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser pile cap,

$$V_c = 2953,61 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1),

$$\phi = 0,75$$

$$\text{Kuat geser pilecap, } \phi V_c = 2215,205 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\begin{array}{rcl} \phi V_c & \geq & V_{ux} \\ 2215,205 & > & 523,68 \text{ kN} \rightarrow \text{AMAN (OK)} \end{array}$$

4.14.2.7. Tinjauan Geser Arah Y

$$\beta = \frac{900}{900} = 1$$

$$d = 1149$$

Jarak bid. kritis terhadap sisi luar,

$$c_y = (Ly - b_y - d) / 2 = 0,0702 \text{ m}$$

Berat beton,

$$W = cx \times Ly \times h \times wc = 2,52 \text{ kN}$$

Gaya geser arah x,

$$V_{uy} = 2 \times P_{max} - W = 1024,24 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x,

$$b = Ly = 2400 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 untuk pondasi telapak non-prategang (V_c) yang ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut:

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c' b d}$
 $= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \sqrt{29,05 \times 2400 \times 1149}$
 $= 4564,67 \text{ kN}$
- $V_c = 0,17 \left(\frac{as}{b} + 2\right) \sqrt{f_c' b d} \times 10^{-3}$
 $= 0,17 \left(\frac{40 \times 714}{3200} + 2\right) \sqrt{29,05 \times 2400 \times 1149}$
 $= 21149,61 \text{ kN}$
- $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c' b d} \times 10^{-3}$
 $= 0,33 \times 1 \sqrt{29,05 \times 2400 \times 1149} \times 10^{-3}$
 $= 2953,61 \text{ kN}$

$$V_c = 2953,61 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1),

$$\phi = 0,75$$

Kuat geser pilecap,

$$\phi V_c = 2215,205 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c \geq V_{uy}$$

$$2215,205 > 1024,24 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4.14.2.8. Tinjauan Geser Pondasi Dua Arah

Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{900}{900} = 1$$

$$d = 1149$$

Lebar bidang geser pondasi arah x, $B_x = b_x + d = 3,549 \text{ m}$

Lebar bidang geser pondasi arah x, $B_x = b_x + d = 3,549 \text{ m}$

Gaya Geser pondasi akibat beban terfaktor pada kolom, $P_{uk} = 1475,021 \text{ kN}$

Lebar bidang geser pondasi,

$$A_p = 2 \times (B_x + B_y) \times d = 16,311 \text{ m}$$

Lebar bidang geser pondasi,

$$b_p = A_p = 2 \times (B_x + B_y) = 14,196 \text{ m}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 untuk pondasi telapak non-prategang (f_p) yang ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut.

$$\begin{aligned} a. f_p &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f_c'} \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{29,05} \\ &= 2,749 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b. f_p &= 0,83 \left(\frac{a_s d}{b_p} + 2\right) \sqrt{f_c'} \\ &= 0,83 \left(\frac{45}{14,196} + 2\right) \sqrt{29,05} \\ &= 2,155 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c. f_p &= 0,33 \sqrt{f_c'} \\ &= 0,33 \sqrt{29,05} \\ &= 1,779 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan geser pons yang disyaratkan,

$$f_p = 1,779 \text{ MPa}$$

Faktor reduksi kekuatan geser pondasi (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1),

$$\phi = 0,75$$

Kuat geser pons,

$$\phi V_{np} = \phi A_p \times f_p = 33627,19 \text{ kN}$$

Syarat :

$$\phi V_{np} \geq P_{uk}$$

$$33627,19 > 1475,021 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4.14.2.9. Desain Penulangan Pile Cap Kolom

Desain penulangan lentur *pile cap* dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah berat sendiri *pile cap* (q) dan beban terpusat (P). Penulangan *pile cap* kolom didesain dengan menggunakan bahan tulangan baja dengan data sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Dimensi *Pile Cap*, $P \times L$ = 2400 x 2400 mm
- Tebal *Pile Cap* = 1200 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- D tulangan = 22 mm
- Mutu Beton, f_c' = 29,05 MPa
- Mutu Baja, f_y = 420 MPa
- Elastisitas, E_f = 200000 MPa
- Tinggi efektif balok *pile cap* d = 1149 mm

4.14.2.10. Desain Penulangan Lentur Arah Y

Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pile cap,

$$c_x = (L_x - b_x) / 2 = 0,75 \text{ m}$$

Jarak tiang terhadap sisi kolom,

$$e_x = c_x - a = 0,35 \text{ m}$$

Berat beton,

$$W = c_x \times L_y \times h \times w_c = 268,74 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pile cap,

$$M_{ux} = 2 \times P_{max} \times e_x - W \times c_x / 2 = 258,59 \text{ kNm}$$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 1$$

$$\begin{aligned} p_b &= \frac{\beta_1 \cdot f_c'}{420} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{1 \times 29,05}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,03458 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \left(\frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_y} \right) \\ &= 0,75 \times 0,03458 \times 420 \left(\frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,03458 \times 420}{0,85 \times 420} \right) \\ &= 8,49072 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_{ux}}{\phi}$$

$$= 344,78 \text{ kNm}$$

$$Rn = Mn \times 10^6 / (b \times d^2) = 0,109$$

$$Rn < Rmax \text{ (OK)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$p \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= 0,00026$$

$$p \text{ min} = 0,00333$$

$$\text{Syarat} = p \text{ min} > p \text{ perlu}$$

$$0,00333 > 0,00026$$

Maka dipakai $\rho \text{ perlu} = 0,00026$

Luas Tulangan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times dx \\ &= 0,00026 \times 2400 \times 1149 \\ &= 53,703 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D 22 mm ($A_{D22} = 217 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{2}{A_s} = 182,01 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &: A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai} \\ &: 44,74 < 217 \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Jadi tulangan yang dipakai untuk arah X adalah D22-200 mm

4.14.2.11. Desain Penulangan Lentur Arah Y

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \left(\frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f_y} \right) \\ &= 0,75 \times 0,035 \times 420 \left(\frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,035 \times 420}{0,85 \times 29,05} \right) \end{aligned}$$

$$= 8,491$$

$$Mn = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$= 584,36 \text{ kNm}$$

$$Rn = Mn \times 10^6 / (b \times d^2) = 0,184$$

$$Rn < Rmax \text{ (OK)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$p_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$
$$= 0,000441$$

$$p_{\text{min}} = 0,003333$$

Syarat = $p_{\text{min}} > p_{\text{perlu}}$

$$0,003333 > 0,000441$$

Maka dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,000441$

Luas Tulangan:

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x$$
$$= 0,000441 \times 2400 \times 1149$$
$$= 45,58 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 22 mm ($A_{D22} = 217 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{2}{A_s} = 180 \text{ mm}^2$$

Cek : $A_s_{\text{perlu}} < A_s_{\text{pakai}}$

$$: 37,96 < 217 \rightarrow \text{OKE}$$

Jadi tulangan yang dipakai untuk arah X adalah D22-200 mm

4.14.2.12. Tulangan Susut

$$p_{\text{min}} = 0,000441$$

$$\text{Luas Tulangan susut arah x, } A_{sx} = p_{\text{min}} \times b \times d_x$$
$$= 1215,47 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas Tulangan susut arah y, } A_{sy} = p_{\text{min}} \times b \times d_y$$
$$= 1215,47 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan = D22

Jarak tulangan susut arah x,

$$S_x = \pi/4 \times \phi^2 \times b / A_{sx}$$
$$= 750,21 \text{ mm}$$

Jarak tulangan susut maksimum arah x, $S_x \text{ max} = 200 \text{ m}$

Jarak tulangan susut arah x yang digunakan $\rightarrow S_x = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan susut arah y,

$$S_y = \pi/4 \times \phi^2 \times b / A_{sy}$$
$$= 750,21 \text{ mm}$$

Jarak tulangan susut maksimum arah y, $S_y \max = 200 \text{ m}$

Jarak tulangan susut arah y yang digunakan $\rightarrow S_y = 200 \text{ mm}$

Digunakan tulangan susut arah x, $D22 - 200 \text{ mm}$

Digunakan tulangan susut arah y, $D22 - 200 \text{ mm}$

4.14.3. Kontrol Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan kontrol penurunan terhadap pondasi tiang dilakukan guna mengantisipasi penurunan tiang yang berlebihan akibat beban yang berlebih sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan kerangka bangunan. Berikut ini adalah data yang diperlukan untuk menganalisis penurunan pondasi.

Lapisan I : kedalaman : 0.00 m s.d - 10.00 m

Jenis tanah : lempung kelanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,76 \text{ t/m}^3$$

$$C = 1,07 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 33,29^\circ$$

$$e = 1,06$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \text{angka poisson lempung kelanauan tidak padat}$$

$$E1 = \text{modulus elastisitas lempung kelanauan tidak padat}$$

$$= 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Atau} = 10. (N+15) \rightarrow \text{Nrata-rata} = 7,325$$

$$= 10. (7,325+15)$$

$$= 223,25 \text{ k/ft}^2$$

$$= 1093,93 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} \rightarrow \text{perubahan angka pori}$$

$$= \frac{1,06}{10} = 0,106$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} \rightarrow \text{perubahan tekanan pori}$$

$$= 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_o = \frac{e}{0,42}$$

$$= \frac{1,06}{0,42}$$

$$= 2,52 \text{ (empiris)}$$

$$\begin{aligned}
mv1 &= \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_0)} \rightarrow \text{koefisien perubahan volume} \\
&= \frac{0,106}{10 \times (1+2,52)} \\
&= 0,003
\end{aligned}$$

Lapisan II : kedalaman : 10.00 m s.d 45.00 m

Jenis tanah : lempung kelanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,89 \text{ t/m}^3$$

$$C = 2,44 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 35,25^0$$

$$e = 0,99$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \text{angka poisson lempung kelanauan tidak padat}$$

$$\begin{aligned}
E1 &= \text{modulus elastisitas lempung kelanauan tidak padat} \\
&= 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Atau} &= 10. (N+15) \rightarrow \text{Nrata-rata} = 7,325 \\
&= 10.(5,3+15) \\
&= 133,95 \text{ k/ft}^2 = 656,355 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Delta e &= \frac{e}{10} \rightarrow \text{perubahan angka pori} \\
&= \frac{0,99}{10} = 0,099
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Delta p &= P_s - P_o \text{ (empiris)} \rightarrow \text{perubahan tekanan pori} \\
&= 10 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
e_0 &= \frac{e}{0,42} \\
&= \frac{0,99}{0,42} \\
&= 2,357 \text{ (empiris)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Mv2 &= \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_0)} \rightarrow \text{koefisien perubahan volume} \\
&= \frac{0,99}{10 \times (1+2,357)} \\
&= 0,00295
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L1 &= \text{kedalaman pondasi dari muka tanah rencana} && = 45 \text{ m} \\
 D1 &= \text{kedalaman lapisan tanah 1 dari muka tanah rencana} && = 10 \text{ m} \\
 D2 &= \text{kedalaman lapisan tanah 2 s.d tanah keras} && = 45 - 10 \\
 &&& = 35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Drakit = kedalaman dasar pondasi rakit dari muka tanah rencana

$$= \frac{2}{3} \times L \text{ tiang}$$

$$= \frac{2}{3} \times 45$$

$$= 30 \text{ m}$$

H1 = Drakit – D1

$$= 30 - 10$$

$$= 20 \text{ m}$$

$$H2 = \frac{D2}{2}$$

$$= \frac{35}{2}$$

$$= 17,5 \text{ m}$$

Pmax = Pactual

$$= 512,38 \text{ ton}$$

B2 = 2,6 m → lebar pad

B2' = 2,6 m → panjang pad

B = $(B2 + 2) \times \frac{1}{4} \times \text{Drakit}$ → lebar dasar pondasi rakit

$$= (2,6 + 2) \times \frac{1}{4} \times 30$$

$$= 34,5 \text{ m}$$

L = $(B2' + 2) \times \frac{1}{4} \times D \text{ rakit}$ → panjang dasar pondasi

$$= (2,6 + 2) \times \frac{1}{4} \times 30$$

$$= 34,5 \text{ m}$$

$$qp = \frac{pmax}{b \times L}$$

$$= 0,43 \text{ t/m}^2$$

A. Penurunan Segera/Awal (*Immediate Settlement*)

Lapisan I : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E1 = 1093,93 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1}{B} = \frac{20}{34,5}$$
$$= 0,58$$

$$\frac{L}{B} = \frac{34,5}{34,5}$$
$$= 1$$

$$\frac{Drakit}{B} = \frac{34,5}{30}$$
$$= 0,87$$

$$\mu1 = 0,2$$

$$\mu0 = 0,8$$

$$S1 = \frac{\mu1 \times \mu0 \times qp \times B}{E1}$$
$$= 0,002176 \text{ m}$$

Lapisan I&II : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E1 = 656,355 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1+D}{B} = \frac{20+35}{34,5}$$
$$= 1,59$$

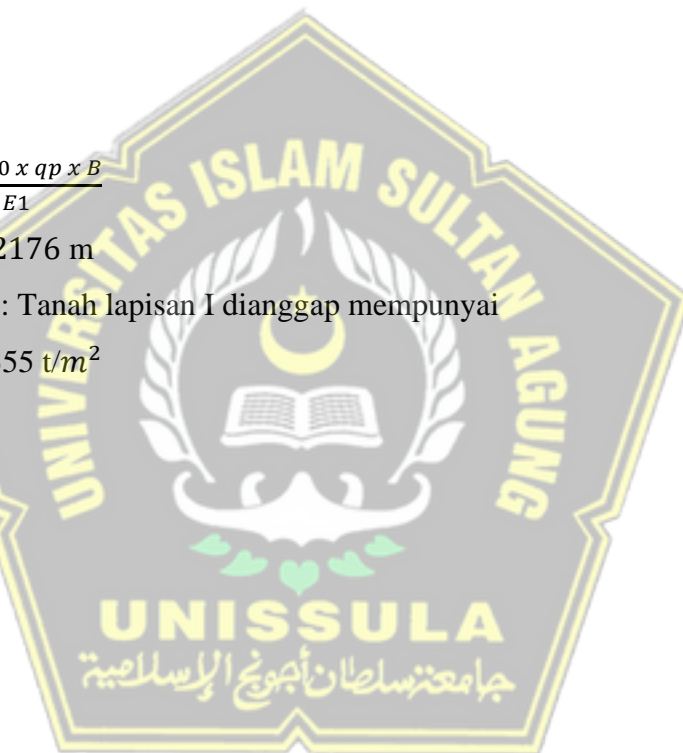
$$\frac{L}{B} = \frac{34,5}{34,5}$$
$$= 1$$

$$\frac{Drakit}{B} = \frac{34,5}{30}$$
$$= 0,87$$

$$\mu1 = 0,4$$

$$\mu0 = 0,75$$

$$S2 = \frac{\mu1 \times \mu0 \times qp \times B}{E1}$$
$$= 0,006801 \text{ m}$$



Lapisan I : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E2 = 656,355 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1}{B} = \frac{20}{34,5}$$
$$= 0,58$$

$$\frac{L}{B} = \frac{34,5}{34,5}$$
$$= 1$$

$$\frac{Drakit}{B} = \frac{34,5}{30}$$
$$= 0,87$$

$$\mu1 = 0,2$$

$$\mu0 = 0,8$$

$$Si = \frac{\mu1 \times \mu0 \times qp \times B}{E1}$$
$$= 0,003627 \text{ m}$$

Maka penurunan segera pada lapisan I & II

$$Si = S1 + S2 - S1'$$
$$= 0,002176 + 0,006801 - 0,003627$$
$$= 0,00535 \text{ m}$$

B. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Lapisan I

$$\Delta p1 = \frac{P_{max}}{(B+H1+H2) \times (L + 0,5 \times H1)}$$
$$= 0,259 \text{ t/m}^2$$

$$S1 = \Delta p1 \times mv1 \times H1$$
$$= 0,015 \text{ m}$$

Lapisan II

$$\Delta p1 = \frac{P_{max}}{(B+H1+H2) \times (L + 0,5 \times H1)}$$
$$= 0,099 \text{ t/m}^2$$

$$S2 = \Delta p1 \times mv2 \times H1$$
$$= 0,0058 \text{ m}$$

β = faktor reduksi penurunan konsolidasi untuk lempung kelanauan yang terkonsolidasi normal

$$= 0,85$$

Maka konsolidasi pada lapisan I & II :

$$\begin{aligned} S_c &= \beta \times (S_1 + S_2) \\ &= 0,85 \times (0,01529 + 0,005841) \\ &= 0,017961 \text{ m} \end{aligned}$$

C. Penurunan Total Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} \text{Penurunan total (S)} &= \text{Penurunan Segera (Si)} + \text{Penurunan Konsolidasi (Sc)} \\ &= 0,00535 + 0,017961 \\ &= 0,0233 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} S \text{ (penurunan total)} &< S \text{ ijin (10\% x D)} \\ \mathbf{0,0233 \text{ m}} &< \mathbf{0,04 \text{ m}} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

D. Waktu Penurunan

Diasumsikan Waktu Penurunan $t = 5$ tahun

- Konsolidasi drainase lapisan tanah lempung kelanauan adalah tidak lolos air sehingga bersifat tunggal dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_t &= H_1 + H_2 \\ &= 20 + 17,5 \\ &= 37,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$t = 5 \text{ tahun}$$

$$\begin{aligned} C_v &= \frac{1,07 \times H_t^2}{t} \rightarrow \text{Koefisien konsolidasi kedalaman 0-10 m} \\ &= \frac{1,07 \times 37,5^2}{5} = 30,094 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_v &= \frac{C_v \times t}{H_t^2} \rightarrow \text{faktor waktu} \\ &= \frac{30,094 \times 5}{37,5^2} = 0,107 \end{aligned}$$

- Dianggap U (derajat konsolidasi) < 60 %, maka :

$$\begin{aligned} T_u &= \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5} \\ &= \left\{ \frac{4 \times 0,107}{\pi} \right\}^{0,5} = 0,3692 < 0,60 \rightarrow \text{asumsi OK} \end{aligned}$$

$$S_c = 0,01796 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = 0,00663 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi}$$

$$S_i = \text{penurunan segera dengan faktor koreksi}$$

kekakuan pondasi sebesar 0,80 (Menurut SNI 1726-2019)

$$S_i = 0,80 \times (S_1 + S_2 - S')$$

$$= 0,00428 \text{ m}$$

$$S_5 = (S_i + S_t) \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,00428 + 0,00663$$

$$= 0,0109 \text{ m}$$

Maka :

$$0,0109 \text{ m} < S \text{ total}$$

0,0109 m < 0,0233 m → untuk penurunan 5 tahun pertama

Diasumsikan Waktu Penurunan t = 50 tahun

- Konsolidasi drainase lapisan tanah lempung kelanauan adalah tidak lolos air sehingga bersifat tunggal dengan data sebagai berikut:

$$H_t = H_1 + H_2$$

$$= 20 + 17,5$$

$$= 37,5 \text{ m}$$

$$t = 50 \text{ tahun}$$

$$C_v = \frac{1,07 \times H_t^2}{t} \rightarrow \text{Koefisien konsolidasi kedalaman 0-6 m}$$

$$= \frac{1,07 \times 37,5^2}{50} = 3,0094$$

$$T_v = \frac{C_v \times t}{H_t^2} \rightarrow \text{faktor waktu}$$

$$= \frac{3,0094 \times 5}{37,5^2} = 0,107$$

- Dianggap U (derajat konsolidasi) > 60 %, maka :

$$T_u = \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= \left\{ \frac{4 \times 0,107}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= 77,17 > 0,60 \rightarrow \text{asumsi OK}$$

Diasumsikan tanah telah 70% terkonsolidasi sehingga digunakan nilai U sebesar 0,70.

$$S_c = 0,017961 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = S_c \times T_u \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,017961 \times 0,7$$

$$= 0,0126 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
S_i &= \text{penurunan segera dengan faktor koreksi kekakuan pondasi sebesar } 0,80 \\
&= 0,80 \times (S_1 + S_2 - S') \\
&= 0,8 \times (0,002176 + 0,006801 - 0,003627) \\
&= 0,010084 \text{ m} \\
S_{50} &= (S_i + S_t) \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun} \\
&= 0,010084 + 0,0126 \\
&= 0,0227 \text{ m}
\end{aligned}$$

Maka :

$$0,0227 \text{ m} > S \text{ total}$$

0,0227 m < 0,0233 m → untuk penurunan 50 tahun

4.15. Desain Sloof

Data perencanaan :

Penampang balok (b x h)	= 350 mm x 700 mm
Mutu beton (fc')	= 29,05 MPa
Mutu baja (fy)	= 420 Mpa (BjTS)
Berat jenis beton	= 2400 kg/m ³
Modulus elastis (E)	= 23500 MPa
Tebal selimut beton	= 40mm
D tulangan utama	= 22 mm
D tulangan sengkang	= 10 mm
Dtulangan lentur	= 22 mm
Penurunan yang diijinkan (δ)	= 22,66 mm = 0,2266 m

4.15.1. Penulangan Lentur Sloof

$$\begin{aligned}
M_u &= \frac{E \times I \times \delta}{12 \times L^2} \\
&= \frac{23500 \times 0,0035 \times 0,2266}{12 \times 9^2} \\
&= 1,917 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d &= h - \text{tebal selimut beton} - D_{\text{sengkang}} - (1/2 \times D_{\text{lentur}}) \\
&= 700 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 22\right) \\
&= 639 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol)}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{1,917}{0,9} \\
 &= 2,13 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{bxd^2} \\
 &= 0,015 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85xf'c'} \\
 &= 17,01
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 pb &= 0,85 \times f'c' \times \frac{\beta}{fy} \left(\frac{600}{600+fy} \right) \\
 &= 0,031
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_{max} &= 0,75 \times p_{bs} \\
 &= 0,023
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_{min} &= \frac{1,4}{fy} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= 0,00036
 \end{aligned}$$

Karena nilai $p_{min} > p_{perlu} > p_{max}$ maka $p_{min} = 0,003$

Tulangan Lentur Tarik

$$\begin{aligned}
 As_{perlu} &= p \times b \times d \\
 &= 0,003 \times 350 \times 639 \\
 &= 745,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_{min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{fy} \times bw \times d \\
 &= 717,52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Gunakan As pakai = 745,5 mm²

Maka digunakan D22 (AD22 = 380 mm²)

$$\begin{aligned}
 n_{tulangan} &= \frac{As_{pakai}}{AS16} \\
 &= \frac{745,5}{380} \\
 &= 1,96 \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan lentur Tarik 2D22 ($A_s = 760 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1. Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$). Kontrol Kapasitas Penampang Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' x b}$$
$$= 36,93 \text{ mm}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netra

$$c = \frac{a}{0,85}$$
$$= 43,45 \text{ mm}$$

Tegangan Tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$
$$= 0,04$$

Dipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$
$$= 174865537,8 \text{ Nm}$$
$$= 174,87 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 174,87 > Mu = 1,917 \text{ (OK)}$$

Penulangan Geser Pembebanan

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,7 \times 24$$
$$= 5,88 \text{ kN/m}$$

$$qD = 5,88 \text{ kN/m}$$

$$qu = 1,2 \times qD$$
$$= 1,2 \times 5,88$$
$$= 7,056$$

$$Vu = 0,5 \times qu \times l$$
$$= 0,5 \times 7,056 \times 5$$
$$= 31,752 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = \phi \left(0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d \right)$$
$$= 81,37 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2}\phi V_c \leq V_u$$

$$40,68 \geq 31,75 \text{ (Tidak memenuhi)}$$

Kekuatan geser balok yang tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,333 \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 401,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

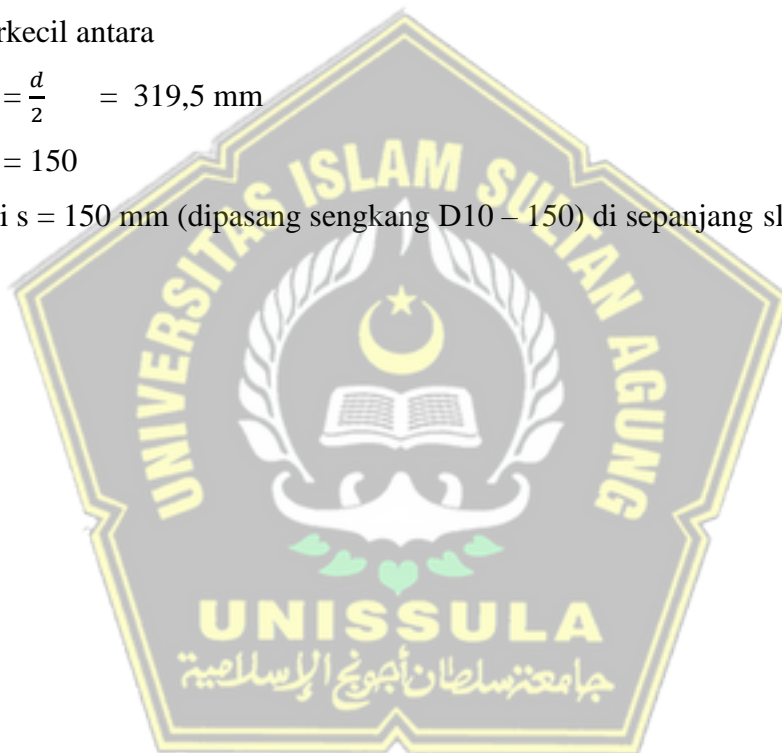
$$0 \leq 401,41 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara

$$S_1 = \frac{d}{2} = 319,5 \text{ mm}$$

$$S_2 = 150$$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10 – 150) di sepanjang sloof.



BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang diperoleh dari penulisan laporan Tugas Akhir ini adalah :

1. Sistem struktur yang diuji pada tahap *preliminary design* dengan karakteristik:
 - a. Sistem Struktur = Sistem Ganda (*Dual System*)
 - b. Mutu beton = 29,05 MPa
 - c. Mutu baja = 420 MPa
 - d. Tebal Pelat = 125 mm (lantai)
= 150 mm (tangga)
 - e. Jumlah lantai = 12 lantai
 - f. Ketinggian tiap lantai = 4 meter
 - g. Tampang balok bervariasi antara 150/300 sampai 400/800.
 - h. Tampang kolom bervariasi antara 300/300 sampai 900/900.
 - i. Diameter tulangan pokok antara D1 sampai D22.
 - j. Diameter tulangan dinding geser sebesar D19.
2. Dari analisis ETABS, diperoleh hasil reaksi yang meliputi gaya dalam yang diperoleh terhadap beban gempa sesuai SNI 1726-2019 sebagai berikut :
 - a. Mu maks = 41749,198 kN
 - b. Vu maks = 1231,286 kN
 - c. Pu maks = 3517,705 kN
3. Perencanaan struktur atas dengan mengacu pada standar peraturan yang berlaku di Indonesia, menghasilkan desain berikut
 - a. Desain rangka atap
 - 1) Batang diagonal = IWF 300 x 150 x 6,5 x 9
 - 2) Gording = C 150 x 50 x 20 x 2,5
 - b. Desain kolom dengan 7 tipe kolom biasa dan 1 tipe kolom L, dimana diameter tulangan yang dipakai sebesar D16 dan D22.
 - c. Desain balok dengan 5 tipe balok induk dan 6 tipe balok anak, dimana diameter tulangan yang dipakai bervariasi, antara D10 sampai D22.

- d. Desain pelat menggunakan pelat dengan tebal 125 mm serta diameter tulangan D10 dengan jarak 150 baik untuk arah X maupun arah Y.
- e. Desain Tangga menggunakan pelat dengan tebal 150 mm, tulangan lentur diameter 13 dengan jarak 150 mm dan tulangan susut diameter 10 dengan jarak 200 mm.
- f. Desain lift menggunakan tulangan 2D22 untuk lentur tarik dan tekan, serta menggunakan tulangan sengkang D19 dengan jarak 100 mm.
- g. Desain dinding geser dengan tinggi total 48000 mm, tebal dinding 350 mm, menggunakan mutu beton 35 MPa dan mutu baja 420 MPa, tulangan dengan diameter D19 dan jarak 100 mm yang dipasang dalam dua lapis, serta tidak membutuhkan *boundary element*.
- h. Desain pondasi yang digunakan ialah tiang pancang dengan diameter 40 cm yang dipasang hingga kedalaman 45 meter. Tiang pancang yang direncanakan merupakan tiang pancang kelompok atau grup.
- i. Penurunan konsolidasi pada pondasi dalam jangka waktu 50 tahun sebesar 0,0227 meter.
- j. Desain sloof yang digunakan dengan dimensi 350/750, tulangan lentur 2D22, dan tulangan sengkang D10 dengan jarak 200 mm.

5.2. Saran

Dalam penulisan laporan ini, masih jauh dari kata sempurna dikarenakan masih banyak kekurangan di dalamnya. Saran dari penulis agar penulisan laporan Tugas Akhir ini dapat lebih baik lagi (khususnya untuk pengambilan fokus Struktur) berikutnya adalah :

1. Pemahaman materi perlu ditingkatkan lagi
2. Manajemen waktu perlu diperbaiki
3. Lebih mendalami dan memahami program bantu yang digunakan, khususnya ETABS

DAFTAR PUSTAKA

- Ainanda, N., & Putri, N. S. (2022). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai*. Semarang: Universitas Islam Sultan Agung.
- Antonius, & Imran, I. (2012). JACEE (Journal of Advanced Civil and Environmental Engineering). *Experimental study of steel-fiber reinforced concrete beams with confinement*, 252-269.
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). *SNI 2052:2017 - Baja Tulangan Beton*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *SNI 1726:2019 - Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *SNI 2847:2019 - Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (ACI 318M-14 dan ACI 318RM-14, MOD)*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2020). *SNI 1727:2020 - Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Semarang: Badan Standardisasi Nasional.
- Fadli, M. H. (2015). *Aplikasi ETABS Pada Perancangan Gedung 15 Lantai dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Ganda sebagai Penahan Beban Gempa*. Jakarta: Universitas Islam Sultan Agung.
- Puspita, R. R. (2017). *Desain Struktur Gedung Hotel Swiss-Bellin Darmocentrum Surabaya Menggunakan Sistem Ganda dan Metode Pelaksanaan Pekerjaan Balok-Plat Lantai*. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Putra, R. B., & Budiyanto, S. (2022). *Redesain Struktur Gedung Dua Belas Lantai Berdasarkan SNI 1726-2019 (Studi Pada Struktur Gedung FT-MIPA UNIMUS Semarang)*. Semarang: Universitas Islam Sultan Agung.
- Sari, U. C., Sholeh, M. N., Pratama, M. A., Aritonang, I. J., & Prasetya, F. D. (2021). *Jurnal Pondasi UNISSULA. Analisis Kapasitas Daya Dukung pada Ragam Pondasi Beton Bulat menggunakan Standard Penetration Test (SPT)*, 1-10.