

TUGAS AKHIR

**REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT 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 :

**Farhan Nur Asy'arie
NIM : 30202000068**

**Satrio Wicaksono
NIM : 30202000245**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2024**



HALAMAN JUDUL

**REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT 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 :

Farhan Nur Asy'arie

Satrio Wicaksono

NIM : 30202000068

NIM : 30202000245

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

2024



HALAMAN PENGESAHAN

REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT LANTAI BERDASARKAN SNI

1726:2019



Farhan Nur Asy'arie

NIM : 30202000068



Satrio Wicaksono

NIM : 30202000245

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, Mei 2024

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Prof. Dr. Ir Antonius, MT**

NIDN : 0605046703

A handwritten signature in blue ink, consisting of a stylized 'A' followed by some less distinct characters, positioned above a dotted line.

2. **Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.**

NIDN : 0625059102

A handwritten signature in blue ink, appearing as a stylized 'M' followed by 'R' and 'A', positioned above a dotted line.

3. **Lisa Fitriyana, ST., M.Eng.**

NIDN : 0631128901

A handwritten signature in blue ink, appearing as a stylized 'L' followed by 'F' and 'T', positioned above a dotted line.

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik

Universitas Islam Sultan Agung

A handwritten signature in blue ink, appearing as a stylized 'M' followed by 'R' and 'A', positioned above a dotted line.

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN : 0625059102



BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 09 / A.2 / SA – T / IX / 2023

Pada hari ini tanggal 15 Mei 2024 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
2. Nama : Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
Jabatan Akademik : Lektor

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

Farhan Nur Asy'arie

Satrio Wicaksono

NIM : 30202000068

NIM : 30202000245

Judul : REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT LANTAI BERDASARKAN SNI 1726:2019

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	12/09/2023	-
2	Seminar Proposal	23/10/2023	ACC
3	Pengumpulan data	21/09/2023	-
4	Analisis data	04/11/2023	-
5	Penyusunan laporan	22/09/2023	-
6	Selesai laporan	15/05/2024	ACC

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

Dosen Pembimbing Utama

Dosen Pembimbing Pendamping

Prof. Dr. Ir Antonius, MT

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik

Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN : 0625059102



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

NAMA : Farhan Nur Asy'arie

NIM : 30202000068

NAMA : Satrio Wicaksono

NIM : 30202000245

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

" REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT 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 digunakan sebagaimana mestinya

Semarang, Mei 2024

Yang membuat pernyataan

Yang membuat pernyataan



Farhan Nur Asy'arie

NIM : 30202000068



Satrio Wicaksono

NIM : 30202000245



PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

NAMA : Farhan Nur Asy'arie
NIM : 30202000068
NAMA : Satrio Wicaksono
NIM : 30202000245

JUDUL TUGAS AKHIR : REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT
LANTAI BERDASARKAN SNI 1726:2019

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli kami sendiri, Kami 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 surat pernyataan ini saya buat,

Semarang, Mei 2024

Yang membuat pernyataan



Farhan Nur Asy'arie

NIM : 30202000068

Yang membuat pernyataan



Satrio Wicaksono

NIM : 30202000245



MOTTO

”Kamu adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh yang makruf, dan mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman, namun kebanyakan mereka adalah orang – orang fasik” [Q.S Ali Imron : 110]

”Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya”. [Q.S Al-Baqarah : 286]

“Janganlah kamu bersikap lemah dan janganlah pula kamu bersedih hati, padahal kamulah orang-orang yang paling tinggi derajatnya jika kamu beriman”. [Qs. Ali Imran :139]

”Yakinlah ada sesuatu yang menantimu selepas banyak kesabaran (yang Kau jalani) yang akan membuatmu terpana hingga Kau lupa pedihnya rasa sakit”. (Ali bin Abi Thalib)

”Angin tidak berhembus untuk menggoyangkan pepohonan, melainkan menguji akarnya”. (Ali bin Abi Thalib)

”Hal yang paling penting bukanlah menang didalam sebuah pertarungan. Tetapi, tidak kalah oleh diri sendiri” (Sano Manjirou)

”Kemarin adalah bayangan, hari ini adalah kenyataan, besok adalah mimpi. Jalani hari ini tanpa melihat ke belakang, karena ke belakang banyak bayang bayangan yang harus dilupakan, tapi kejarlah masa depan karena ada mimpi yang sedang menunggumu”. (Dustin Tiffani)

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga saya dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dalam hal ini saya persembahkan dan saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Kedua orang tua, yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. dan Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.selaku Dosen Pembimbing saya yang telah sabar membimbing saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Dosen – dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah mengajarkan saya tentang ilmu – ilmu keteknikan yang sebelumnya saya tidak ketahui dan selalu memberikan motivasi dan arahan kepada saya.
4. Lintang Enggartiasto, ST., MT. yang telah memberikan bimbingan dan sangat sabar menghadapi kami.
5. Fairuz Izdihar Athallah, ST. yang telah memberikan bimbingan dan sangat sabar menghadapi kami.
6. Satrio Wicaksono selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Kepada Indah Muthawaliatutdin yang telah menjadi sosok rumah tempat melepaskan segala keluh kesah, terima kasih atas segala usahanya dalam memberikan semangat, doa, motivasi, dan menemani setiap proses penyusunan Tugas Akhir
8. Teman – teman Fakultas Teknik UNISSULA angkatan 2020 dan yang lainnya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu.

Farhan Nur Asy'arie

NIM : 30202000068

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga saya dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dalam hal ini saya persembahkan dan saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Kedua orang tua, yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. dan Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing saya yang telah sabar membimbing saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Dosen – dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah mengajarkan saya tentang ilmu – ilmu keteknikan yang sebelumnya saya tidak ketahui dan selalu memberikan motivasi dan arahan kepada saya.
4. Lintang Enggartiasto, ST., MT. yang telah memberikan bimbingan dan sangat sabar menghadapi kami.
5. Fairuz Izdihar Athallah, ST. yang telah memberikan bimbingan dan sangat sabar menghadapi kami.
6. Farhan Nur Asy'arie selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Teman – teman Fakultas Teknik UNISSULA angkatan 2020 dan yang lainnya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu.

Satrio Wicaksono
NIM : 30202000245

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia – Nya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan judul ” REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT LANTAI BERDASARKAN SNI 1726:2019” guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

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

1. Bapak Dr. Abdul Rochim, ST., MT., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhamad 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, MT. selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng, juga selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama 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 dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para Pembaca.

Semarang, Mei 2024

Penyusun

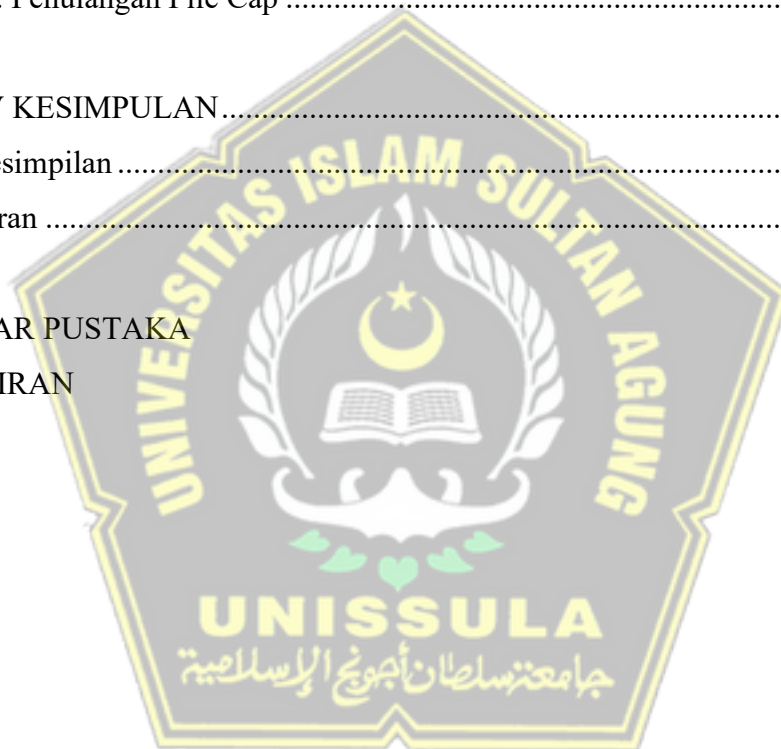
DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
BERITA ACARA BIMBIBANGAN TUGAS AKHIR.....	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN.....	vi
MOTTO	viii
PERSEMBAHAN.....	ix
KATA PENGANTAR.....	xii
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR.....	xix
DAFTAR NOTASI.....	xxiii
DAFTAR LAMPIRAN	xxx
ABSTRAK	xxxii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Penelitian.....	2
1.4. Tujuan Penelitian.....	3
1.5. Sistematika Penulisan	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1. Tinjauan Umum	4
2.2. Pembebanan Pada Bangunan Gedung.....	4
2.2.1. Beban Mati	4
2.2.2. Beban Hidup	4
2.2.3. Beban Gempa	5
2.2.4. Kombinasi Pembebanan.....	5
2.2.4.1. Kombinasi Pembebanan Dasar	5

2.2.4.2. Kombinasi Beban Gempa	5
2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa Bangunan Gedung.....	6
2.3.1. Kategori Risiko Bangunan Gedung	6
2.3.2. Kelas Situs Tanah.....	6
2.3.3. Parameter Percepatan Respons Spektrum Maksimum Risiko Tertarget	6
2.3.4. Parameter Percepatan Spektral Desain.....	7
2.3.5. Respons Spektrum Desain	7
2.3.6. Kategori Desain Seismik.....	7
2.3.7. Kombinasi Sistem Struktur Dengan Arah yang Berbeda.....	8
2.4. Perancangan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) ..	8
2.5. Perancangan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK)....	9
2.6. Perancangan Pelat	10
2.7. Perancangan Pondasi.....	11
BAB III METODOLOGI.....	12
3.1. Pengumpulan Data	12
3.2. Standar yang Digunakan	12
3.3. Langkah-Langkah Perencanaan	12
3.4. Metode Penulisan Laporan.....	14
3.5. Diagram Alir	14
BAB IV PEMBAHASAN.....	15
4.1. Data Struktur Gedung	15
4.1.1. Deskripsi Umum Struktur.....	15
4.1.2. Tahapan Awal Memperkirakan Dimensi Struktur (<i>Preliminary Design</i>) .	16
4.1.2.1 <i>Preliminary</i> Elemen Pelat	16
4.1.2.2 <i>Preliminary</i> Elemen Balok.....	17
4.1.2.3 <i>Preliminary</i> Elemen Kolom	18
4.1.2.4 Perencanaan Struktur Atap Baja	19
4.1.2.4.1. Perhitungan Gording	19
4.1.2.4.2. Perhitungan Penggantung Gording	29
4.1.2.4.3. Perhitungan Ikatan Angin	33

4.1.2.4.4. Perhitungan Kuda-kuda.....	36
4.1.2.4.5. Perhitungan Kolom Pendek Baja	41
4.2. Pemodelan Struktur	47
4.3. Pembebanan	52
4.3.1. Pembebanan Gravitasi.....	53
4.3.2. Pembebanan Gempa.....	54
4.3.3. Gaya Lateral Ekuivalen.....	66
4.3.4. Cek Stabilitas Struktur	86
4.3.5. Kombinasi Pembebanan.....	107
4.4. Perancangan Elemen Struktur Beton Bertulang.....	109
4.4.1. Perancangan Elemen Balok.....	109
4.4.1.1. Properti Material dan Penampang.....	109
4.4.1.2. Perhitungan Tulangan Longitudinal Balok.....	119
4.4.1.3. Perhitunagn Tulangan Transversal Balok.....	122
4.4.1.4. Perhitunagn Tulangan Torsi.....	127
4.4.1.5. Rekapitulasi Hasil Tulangan Balok.....	134
4.4.2. Perancangan Elemen Kolom.....	134
4.4.2.1. Data Perencanaan.....	135
4.4.2.2. Persyaratan Acuan.....	135
4.4.2.3. Pengecekan Konfigurasi Penulangan.....	136
4.4.2.4. Persyaratan <i>Strong Column Weak Beam</i> (SCWB).....	136
4.4.2.5. Desain Tulangan <i>Confinement</i>	139
4.4.2.6. Desain Tulangan Geser	143
4.4.2.7. Rekapitulasi Hasil Tulangan Kolom	147
4.4.2.8. Desain Hubungan Balok-Kolom.....	148
4.4.3. Perancangan Elemen Pelat	149
4.4.3.1. Data Bahan Struktur.....	149
4.4.3.2. Data Pelat Lantai	150
4.4.3.3. Beban Pelat Lantai	151
4.4.3.4. Penulangan Pelat	152
4.4.3.5. Kontrol Lendutan Pelat	154
4.5. Perancangan Struktur Bawah	157

4.5.1. Perhitungan Pondasi.....	157
4.5.1.1. Data Rencana Pondasi.....	157
4.5.1.2. Data Tanah	157
4.5.1.3. Output Etabs untuk Analisa Pondasi.....	158
4.5.1.4. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Spun Pile Metode Mayerhoff.....	159
4.5.1.5. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Lateral Pondasi Tiang Pancang Spun Pile Metode Brooms.....	162
4.5.1.6. Perhitungan Penurunan Yang Terjadi Pada Pondasi.....	163
4.5.1.7. Penulangan Pile Cap	166
 BAB V KESIMPULAN.....	 171
5.1. Kesimpulan	171
5.2. Saran	173
 DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang Tanpa Balok	
Interior	11
Tabel 3.1. Peraturan Standar Perancangan.....	12
Tabel 4.1. Data Model Struktur Gedung.....	15
Tabel 4.2. Data Tinggi Bangunan	15
Tabel 4.3. Mutu Baja Tulangan	15
Tabel 4.4. Mutu Beton	16
Tabel 4.5. Mutu Baja.....	16
Tabel 4.6. Tebal Pelat 1 Arah.....	16
Tabel 4.7. Tebal Pelat 2 Arah.....	17
Tabel 4.8. Tebal Pelat yang Digunakan	17
Tabel 4.9. Tinggi Balok Minimum	17
Tabel 4.10. Hasil <i>Preliminary</i> Elemen Balok	18
Tabel 4.11. Hasil <i>Preliminary</i> Elemen Kolom	19
Tabel 4.12. Beban Mati Tambahan.....	53
Tabel 4.13. Beban Hidup	53
Tabel 4.14. Kumulatif Beban Struktur Gedung A	5
Tabel 4.15. Kumulatif Beban Struktur Gedung B.....	54
Tabel 4.16. Kelas Situs Tanah	55
Tabel 4.17. Hasil Penentuan Kelas Situs Tanah	56
Tabel 4.18. Parameter Respons Spektra Terpetakan.....	56
Tabel 4.19. Parameter Respons Spektra Periode Pendek.....	57
Tabel 4.20. Interpolasi Linier F_a	57
Tabel 4.21. Parameter Respons Spektra Periode 1 Detik.....	57
Tabel 4.22. Interpolasi Linier F_v	58
Tabel 4.23. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek.....	60
Tabel 4.24. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik.....	60
Tabel 4.25. Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Dihitung.....	61

Tabel 4.26. Nilai Parameter Periode Pendekatan C_1 dan x	62
Tabel 4.27. Cek Periode Getar Gedung A.....	63
Tabel 4.28. Cek Periode Getar Gedung B.....	64
Tabel 4.29. Rasio Partisipasi Massa Ragam Struktur	65
Tabel 4.30. Analisis Gempa	65
Tabel 4.31. Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen Gedung A	71
Tabel 4.32. Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen Gedung B.....	71
Tabel 4.33. Berat Seismik Gedung A	71
Tabel 4.34. Berat Seismik Gedung B.....	72
Tabel 4.35. Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung A.....	73
Tabel 4.36. Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung A.....	73
Tabel 4.37. Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung B	74
Tabel 4.38. Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung B.....	75
Tabel 4.39. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai Gedung A.....	75
Tabel 4.40. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai Gedung B.....	76
Tabel 4.41. Hasil Gaya Geser Statik dan Dinamik Gedung A.....	78
Tabel 4.42. Hasil Gaya Geser Statik dan Dinamik Gedung B.....	78
Tabel 4.43. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Geser Gedung A	81
Tabel 4.44. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Geser Gedung B.....	81
Tabel 4.45. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Gempa Dinamik Gedung A.....	82
Tabel 4.46. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Gempa Dinamik Gedung B	83
Tabel 4.47. Rekapitulasi Gaya Lateral Desain Gedung A	84
Tabel 4.48. Rekapitulasi Gaya Lateral Desain Gedung B	85
Tabel 4.49. Simpangan Antar Tingkat Izin.....	86
Tabel 4.50. Simpangan Antar Tingakt Arah X Gedung A.....	86
Tabel 4.51. Simpangan Antar Tingakt Arah Y Gedung A.....	88
Tabel 4.52. Simpangan Antar Tingakt Arah X Gedung B.....	89
Tabel 4.53. Simpangan Antar Tingakt Arah X Gedung B.....	91
Tabel 4.54. Kontrol Efek P- Delta Gedung A.....	93
Tabel 4.55. Kontrol Efek P- Delta Gedung B	95
Tabel 4.56. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y Gedung A..	98
Tabel 4.57. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y Gedung B..	98

Tabel 4.58. Cek Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma Gedung A	99
Tabel 4.59. Cek Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma Gedung B.....	99
Tabel 4.60. Rekapitulasi Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal.....	100
Tabel 4.61. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Gedung A.....	100
Tabel 4.62. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Gedung B.....	101
Tabel 4.63. Cek Ketidakberaturan Massa Gedung A.....	101
Tabel 4.64. Cek Ketidakberaturan Massa Gedung B.....	101
Tabel 4.65. Cek Ketidakberaturan Geometri Vertikal Gedung A dan B	102
Tabel 4.66. Cek Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Gedung A	103
Tabel 4.67. Cek Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Gedung B	103
Tabel 4.68. Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal Gedung A dan B.....	104
Tabel 4.69. Cek Gaya Geser Dasar Syarat Redudansi Gedung A	105
Tabel 4.70. Cek Gaya Geser Dasar Syarat Redudansi Gedung B.....	105
Tabel 4.71. Cek Eksentrisasi Arah X Gedung A	106
Tabel 4.72. Cek Eksentrisasi Arah Y Gedung A	106
Tabel 4.73. Cek Eksentrisasi Arah X Gedung B	107
Tabel 4.74. Cek Eksentrisasi Arah Y Gedung	107
Tabel 4.75. Kombiansi Pembebanan Ultimit	107
Tabel 4.76. Kombiansi Pembebanan Layan.....	108
Tabel 4.77. Jumlah Longitudinal untuk Torsi.....	132
Tabel 4.78. Rekapitulasi Tulangan Balok Gedung A	134
Tabel 4.79. Rekapitulasi Tulangan Balok Gedung B.....	134
Tabel 4.80. Tabel Beban Terfaktor dan Momen	139
Tabel 4.81. Rekapitulasi Hasil Tulangan Kolom.....	147
Tabel 4.82. Momen Pelat Persegi Akibat Beban Merata Kondisi Tumpuan Bebas dan Terjepit Penuh	150
Tabel 4.83. Data Tanah Lokasi Yang Ditinjau	157
Tabel 4.84. Hubungan T_v dengan U (derajat konsolidasi rata-rata)	166

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1. Diagram Alir	14
Gambar 4.1. Profil LLC	20
Gambar 4.2. Perencanaa Gording	20
Gambar 4.3. Penguraian Gaya Pada Gording	20
Gambar 4.4. Momen Arah Y.....	22
Gambar 4.5. Momen Arah X.....	22
Gambar 4.6. 3D Model Gedung A	47
Gambar 4.7. 3D Model Gedung B	47
Gambar 4.8. Denah Kolom Lantai 1- 3 Gedung A	48
Gambar 4.9. Denah Kolom Lantai 1- 3 Gedung B	48
Gambar 4.10. Denah Kolom Lantai 4 Gedung A	49
Gambar 4.11. Denah Kolom Lantai 4 Gedung B.....	49
Gambar 4.12. Denah Balok Lantai 1-3 Gedung A.....	50
Gambar 4.13. Denah Balok Lantai 1-3 Gedung B.....	50
Gambar 4.14. Denah Balok Lantai 4 Gedung A.....	51
Gambar 4.15. Denah Balok Lantai 4 Gedung B	51
Gambar 4.16. Atap Gedung A.....	52
Gambar 4.17. Atap Gedung B.....	52
Gambar 4.18. Respons Spektrum Desain.....	60
Gambar 4.19. Diagram Gaya Geser Antar Tingkar Arah X Gedung A.....	73
Gambar 4.20. Diagram Gaya Geser Antar Tingkar Arah Y Gedung A.....	74
Gambar 4.21. Diagram Gaya Geser Antar Tingkar Arah X Gedung B.....	74
Gambar 4.22. Diagram Gaya Geser Antar Tingkar Arah Y Gedung B.....	75
Gambar 4.23. Diagram Gaya Geser Per Lantai Gedung A	76
Gambar 4.24. Diagram Gaya Geser Per Lantai Gedung B	77
Gambar 4.25. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah X Gedung A	82
Gambar 4.26. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah Y Gedung A	82
Gambar 4.27. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah X Gedung B	83
Gambar 4.28. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah Y Gedung B	83
Gambar 4.29. Diagram Gaya Lateral Desain Gedung A	84

Gambar 4.30. Diagram Gaya Lateral Desain Gedung B.....	85
Gambar 4.31. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung A.....	87
Gambar 4.32. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung A	88
Gambar 4.33. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung B	90
Gambar 4.34. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung B	91
Gambar 4.35. Diagram Efek P-Delta Gedung A.....	94
Gambar 4.36. Diagram Efek P-Delta Gedung B.....	96
Gambar 4.37. Cek Syarat Redudansi Gedung A.....	105
Gambar 4.38. Cek Syarat Redudansi Gedung B	106
Gambar 4.39. Denah Balok G1 Sampel Gedung A	109
Gambar 4.40. Potongan Memanjang Balok G1	133
Gambar 4.41. Tulangan Tumpuan Balok G1	133
Gambar 4.42. Tulangan Lapangan Balok G1.....	133
Gambar 4.43. Diagram Interaksi Dari Software SPColumn.....	138
Gambar 4.44. Area Plat yang Ditinjau.....	150
Gambar 4.45. Two Way Slab.....	150
Gambar 4.46. Output Gaya Dalam	158
Gambar 4.47. Grafik API.....	160
Gambar 4.47. Desain Ukuran Pile Cap.....	161

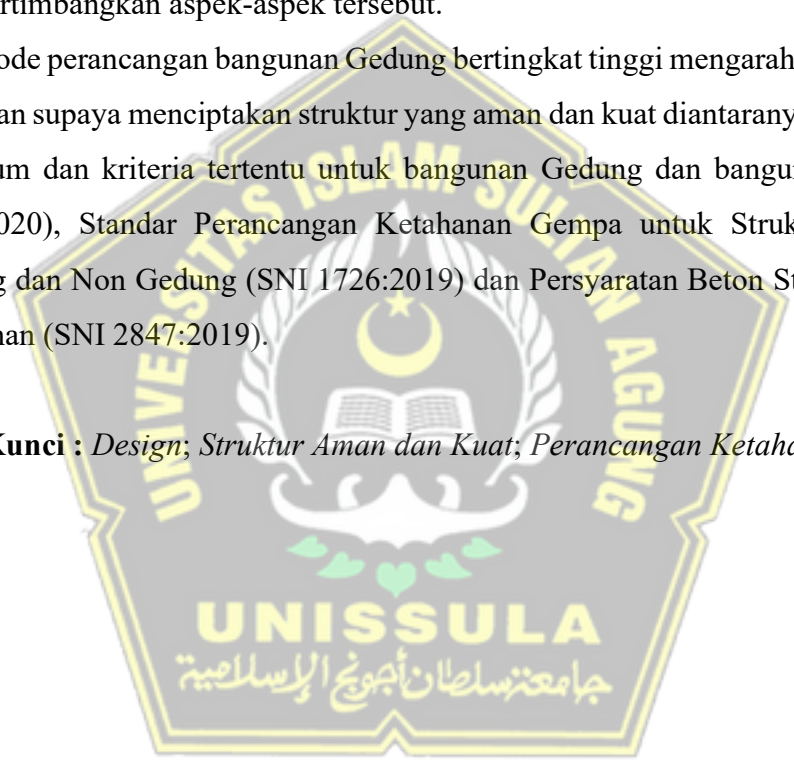
REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT LANTAI BERDASARKAN SNI 1726:2019

Abstrak

Perancangan ulang gedung pabrik berlantai 4 (empat) menjadi topik yang menarik karena memerlukan perencanaan yang matang dan detail. Oleh karena itu, perlu dilakukan analisis yang mendalam terhadap kebutuhan produksi dan penyimpanan, serta mempertimbangkan aspek keamanan dan kenyamanan. Dalam tugas akhir ini, akan dilakukan perancangan ulang gedung pabrik berlantai 4 (empat) dengan mempertimbangkan aspek-aspek tersebut.

Metode perancangan bangunan Gedung bertingkat tinggi mengarah pada beberapa peraturan supaya menciptakan struktur yang aman dan kuat diantaranya beban desain minimum dan kriteria tertentu untuk bangunan Gedung dan bangunan lain. (SNI 1727:2020), Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan (SNI 2847:2019).

Kata Kunci : *Design; Struktur Aman dan Kuat; Perancangan Ketahanan Gempa*





BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Perencanaan gedung tahan gempa di Indonesia sangat dianjurkan, karena Indonesia terletak pada wilayah lingkaran api pasifik (*Pasific Ring of Fire*) yang mana lingkaran api pasifik merupakan tempat bertemunya 3 lempeng tektonik dunia yaitu, Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasific, sehingga Indonesia akan berisiko tinggi akan terjadinya bencana gempa bumi. Oleh karena itu perlu perencanaan bangunan gedung tahan gempa di Indonesia. Mengingat gempa bumi adalah bencana alam yang tidak bisa di prediksi oleh manusia, yang hanya bisa kita lakukan adalah melakukan tindakan preventif atau tindakan pencegahan melalui perencanaan bangunan gedung tahan gempa. Bangunan gedung tahan gempa, bukan berarti bangunan ini tidak boleh mengalami keruntuhan, namun keruntuhan bangunan gedung ini direncanakan agar penghuni gedung tersebut memiliki waktu untuk mengevakuasi diri sebelum keruntuhan gedung itu terjadi.

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 ini, diharapkan dapat memberikan desain bangunan tahan gempa yang lebih baik. Selaku objek kajian ulang desain ini adalah gedung pabrik 4 Lantai yang terletak di Kawasan Industri Kendal.

Gedung pabrik 4 lantai ini merupakan bangunan yang memiliki fungsi untuk memproduksi suatu barang yang nantinya akan dipasarkan. Selain itu fungsi dari gedung ini untuk membuka lapangan pekerjaan di daerah pabrik tersebut, sehingga untuk menjamin keselamatan dan peningkatan gedung ini agar dapat mewujudkan bangunan yang fungsional, kokoh dan aman. Perlu direncanakan berdasarkan standar yang berlaku di Indonesia.

Pada perencanaan gedung pabrik 4 lantai ini di rancang menggunakan struktur beton bertulang berdasarkan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019). Perancangan gedung pabrik 4 lantai ini menggunakan sistem gempa yang dirancang berdasarkan Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk

Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019). Sistem gempa yang direncanakan menurut SNI tersebut adalah sistem rangka pemikul momen khusus (SRMPK).

1.2. Rumusan Masalah

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

1. Bagaimana cara mendesain sistem struktur dan elemen struktur dengan 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 baja yang diperlukan pada pelat, balok, kolom, atap, serta pondasi pada gedung 4 lantai yang memenuhi persyaratan SNI 2847:2019?

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, atap, serta pondasi.
4. Lokasi bangunan gedung pabrik 4 lantai ini berada di Kawasan Industri Kendal.
5. Data tanah yang kita gunakan adalah data sekunder dari Pembangunan pabrik tersebut.

1.4. Tujuan Kajian

Tujuan dari Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Merancang sistem struktur gedung pabrik 4 lantai berdasarkan pada peraturan SNI 1726:2019.
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 baja yang diperlukan pada pelat, balok, kolom, atap, serta pondasi pada Gedung pabrik 4 lantai.

1.5. Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan Tugas Akhir dengan judul “REDESAIN STRUKTUR GEDUNG EMPAT LANTAI BERDASARKAN SNI 1726:2019” ini dibagi menjadi beberapa bab dengan rincian sebagai berikut:

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 METODE PERANCANGAN

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 bagian suatu bangunan yang berfungsi untuk menopang keberadaan unsur-unsur nonstruktural yang saling memperkuat. Struktur bangunan terdiri dari dua yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas merupakan bagian struktur yang berada di atas permukaan tanah, seperti kolom, balok, dan pelat. Struktur atas dapat memikul beban dan mendistribusikan beban ke struktur bawah sesuai perencanaan. Struktur bawah adalah suatu struktur yang berada di bawah permukaan tanah yang berperan untuk menyebarkan beban dari struktur atas ke dalam tanah dalam hal ini disebut pondasi.

2.2. Pembebanan Pada Bangunan Gedung

Beban adalah akumulasi gaya atau pengaruh lain akibat berat seluruh bahan bangunan, penghuni, barang yang ada didalamnya, pengaruh lingkungan, perbedaan pergerakan, dan gaya kekangan akibat perubahan dimensi. Pada gedung bertingkat, beban dapat dibagi menjadi dua kategori tergantung pada arah kerjanya: beban vertikal (gravitasi) dan beban horizontal (lateral). Beban vertikal antara lain meliputi beban mati, beban hidup dan beban curah hujan, Sedangkan beban horizontal meliputi beban air tanah, beban tekanan tanah, beban seismic dan beban angin.

2.2.1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh beban konstruksi yang terpasang. Beban mati tersebut meliputi dinding, atap, plafon, tangga, partisi tetap, klading gedung dan komponen arsitektural maupun struktural lainnya, serta peralatan operasional yang terpasang dan tidak bergerak.

2.2.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang ditimbulkan oleh penghuni dan pengguna bangunan gedung atau struktur lainnya yang tidak melekat secara permanen pada struktur bangunan tersebut. Beban hidup ini tidak termasuk beban konstruksi dan

beban lingkungan, seperti beban banjir, beban gempa, beban hujan, beban angin, atau beban mati.

2.2.3. *Beban Gempa*

Beban gempa adalah beban dinamis, yaitu beban yang arah dan besarnya dapat berubah seiring dengan berjalannya waktu. Beban dinamis ini mengakibatkan gedung mengalami simpangan horizontal, apabila gedung tersebut telah melebihi syarat aman dari simpangan horizontal yang telah ditetapkan, maka bangunan gedung tersebut dapat mengalami keruntuhan (*collapse*). Ketentuan-ketentuan terkait beban gempa mengacu pada “Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung” (SNI 1726:2019).

2.2.4. *Kombinasi Pembebanan*

Kombinasi beban dasar untuk desain kekuatan tercantum dalam pasal 5.3.1 (SNI 2847:2019). Struktur, komponen, dan pondasi harus dipersiapkan sedemikian rupa sehingga kekuatan struktur sama dengan atau lebih besar dari pengaruh beban terfaktor dalam beban kombinasi.

2.2.4.1. *Kombinasi Pembebanan Dasar*

Sebuah bangunan dibangun untuk dapat menahan beban yang ada di atasnya. Berikut adalah kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2019.

$$1,4D \dots\dots\dots (2.1)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.2)$$

$$1,2D + 1,6L (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2.3)$$

$$1,2D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.4)$$

$$0,9D + 1,0W \dots\dots\dots (2.5)$$

2.2.4.2. *Kombinasi Beban Gempa*

Dalam perancangan bangunan sangat penting untuk mempertimbang perhitungan beban gempa, terutama dalam bangunan bertingkat tinggi. Berikut adalah kombinasi beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

$$1,2D + E_y + E_h + L \dots\dots\dots (2.6)$$

$$0,9D - E_y + E_h \dots\dots\dots (2.7)$$

$$1,2D + E_y + E_h + L \dots\dots\dots (2.8)$$

$$0,9D - E_y + E_{mh} \dots\dots\dots (2.9)$$

2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa Bangunan Gedung

2.3.1. Kategori Resiko Bangunan Gedung

Kategori resiko bangunan gedung ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan gedung tersebut. Berdasarkan SNI 1726:2019 bangunan gedung pabrik termasuk dalam kategori resiko II. Setelah mengetahui kategori resiko bangunan ini, maka kita dapat mengetahui nilai faktor keutamaan gempa berdasarkan tabel 4 pasal 4.1.2 SNI 1726:2019.

2.3.2. Kelas Situs Tanah

Kelas situs ditetapkan sebagai batuan keras (SA), batuan (SB), tanah keras (SC), tanah sedang (SD), tanah lunak (SE), dan tanah khusus (SF). Untuk menentukan kelas situs tanah mengacu pada tabel 5 pasal 5.3 SNI 1726:2019.

2.3.3. Parameter Percepatan Respons Spektrum Maksimum Risiko Tertarget

Untuk mengetahui *respons* spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter percepatan gempa pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh kelas situs tanah. Berikut adalah perumusan parameter percepatan gempa periode pendek dan periode 1 detik.

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (2.10)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :

S_s = Parameter *respons* spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek. Nilai parameter S_s dapat dicari pada gambar 15 SNI 1726:2019.

S_I = Parameter *respons* spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik. Nilai parameter S_I dapat dicari pada gambar 16 SNI 1726:2019.

Untuk koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726:2019.

2.3.4. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berikut adalah rumus yang dapat digunakan untuk menghitung parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots(2.12)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots(2.13)$$

2.3.5. Respons Spektrum Desain

Dalam menghitung respons spektrum percepatan desain mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 6.4, berikut adalah rumus-rumus respons spektrum percepatan desain.

1. Periode $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \dots\dots\dots(2.13)$$

2. Periode $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots(2.14)$$

3. Periode $T_s \leq T \leq T_L$

$$S_a = \frac{SD1}{T} \dots\dots\dots(2.15)$$

4. Periode $T_L \leq T$

$$S_a = \frac{SD1T_L}{T} \dots\dots\dots(2.16)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respons spektral percepatan desain pada 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur

Nilai periode T_0 dan T_s diperoleh dari rumus berikut :

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \dots\dots\dots(2.17)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \dots\dots\dots(2.18)$$

T_L = Transisi periode panjang, nilainya diambil dari gambar 20 SNI 1726:2019

2.3.6. Kategori Desain Seismik

Dalam mencari kategori desain seismik (KDS) bangunan, parameter penentuannya terdapat pada pasal 6.5 SNI 1726:2019. Kategori kelas desain seismik dapat dipilih berdasarkan parameter S_{DS} untuk respons percepatan pada periode pendek dan S_{D1}

untuk respons percepatan pada periode 1 detik, untuk parameter tersebut dapat dilihat pada tabel 8 dan tabel 9 SNI 1726:2019.

2.3.7. Kombinasi Sistem Struktur Dengan Arah yang Berbrda

Pada saat menggunakan sistem gaya seismik yang berbeda nilai koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) harus diterapkan pada setiap sistem. Nilai faktor tersebut dapat dilihat pada tabel 12 SNI 1726:2019. Berdasarkan analisis yang didapat system yang dapat digunakan dalam perancangan ini adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK).

2.4. Perancangan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK)

Ketentuan dimensi penampang kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) berdasarkan SNI 2847:2019 dapat dilihat sebagai berikut:

1. Dimensi terkecil dari ukuran penampang tidak kurang dari 300 mm bila diukur sepanjang garis lurus melintasi pusat geometri.
2. Rasio dimensi minimum penampang terkecil dengan dimensi tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

Adapun persyaratan tulangan lentur kolom untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.3

1. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb} \dots \dots \dots (2.19)$$

Keterangan :

ΣM_{nc} = Jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint.
Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau.

ΣM_{nb} = jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

2. Luas tulangan longitudinal Ast tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan tidak boleh lebih dari 0,06 A_g (luas bruto penampang beton).
3. Untuk kolom dengan Senggang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimal harus 6.

4. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang memenuhi pasal 18.7.5.2 dan pasal 18.7.5.3 SNI 2847:2019.

Tulangan transversal atau bisa disebut tulangan sengkang berdasarkan SNI 2847:2019 disyaratkan pada pasal 18.7.5.2 sampai pasal 18.7.5.4 harus dipasang sepanjang l_0 dari masing-masing muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur mungkin terjadi akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastic. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari:

1. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok– kolom.
2. $1/6$ dari tinggi bersih kolom.
3. 450 mm

2.5. Perancangan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK)

Berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019 syarat-syarat dimensi penampang balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) adalah sebagai berikut:

1. Panjang bentang bersih l_n tidak boleh kurang dari $4d$ (tinggi efektif).
2. Lebar penampang b_w , harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
3. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 18.6.3 yang berisi ketentuan untuk tulangan lentur pada suatu struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) sebagai berikut:

1. Balok-balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada sebarang penampang, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari yang disyaratkan pada pasal 9.6.1.2, dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025 baik untuk tulangan atas maupun bawah.
2. Kuat lentur positif balok pada muka kolom harus lebih besar atau sama dengan setengah kuat lentur negatifnya. Kuat lentur negatif dan positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.
3. Sambungan lewatan pada tulangan lentur hanya diizinkan jika ada tulangan spiral atau sengkang tertutup yang mengikat bagian sambungan lewatan

tersebut. Spasi sengkang yang mengikat daerah sambungan lewatan tersebut tidak melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada titik berikut:

- Dalam joint.
- Dalam jarak dua kali tinggi balok dari muka joint.
- Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastic.

Dalam perancangan tulangan transversal Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) pada pasal 18.6.4 disebutkan beberapa persyaratan yang harus dipenuhi. Berikut syarat-syarat perancangan tulangan transversal.

1. sengkang pengekang pada balok harus dipasang di area berikut:
 - Di kedua ujung balok, sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok yang di ukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah.
 - Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi suatu penampang.
2. Sengkang pengekang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil berikut:
 - $d/4$
 - $6d_b$ (diameter tulangan)
 - 150 mm

2.6. Perancangan Pelat

Berdasarkan SNI 2847:2019 terdapat batas ketebalan minimum yang di tentukan dalam tabel 8.3.1.1 SNI 2847:2019.

Tabel 2.1. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang Tanpa balok Interior

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	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Keterangan:

l_n = jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

2.7. Perancangan Pondasi

Dalam perencanaan pondasi, ada beberapa hal yang harus diperhatikan agar pondasi dapat berfungsi dengan baik. Beberapa hal tersebut yaitu:

1. Beban rencana bangunan
2. Parameter data tanah





BAB III

METODE PERANCANGAN

3.1. Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam perencanaan gedung pabrik 4 lantai ini, menggunakan data primer dan data sekunder. Beberapa data yang dikumpulkan antara lain:

1. Gambar struktur dan arsitektur gedung pabrik 4 lantai.
2. Data seismik wilayah Kendal.
3. Data tanah berupa Bor Log.

3.2. Standart yang Digunakan

Perencanaan ulang gedung pabrik 4 lantai ini menggunakan beberapa acuan dalam menentukan pembebanan dan perhitungan struktur tersebut. Beberapa acuan tersebut dapat dilihat pada table 3.1 berikut.

Tabel 3.1.Peraturan Standart Perancangan

No	Peraturan	Acuan	Tentang
1	SNI 1726:2019	ASCE 7-16	Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
2	SNI 1727:2019	AISC 360-16	Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan lain
3	SNI 2847:2019	ACI 318-14M	Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
4	Standart peraturan lain yang berlaku di Indonesia		

3.3. Langkah-Langkah Perencanaan

Perencanaan ulang struktur gedung pabrik 4 lantai ini melalui beberapa tahapan yaitu:

1. Pemodelan Struktur Gedung

Pemodelan struktur gedung pabrik 4 lantai dilakukan dengan bantuan *software* ETABS v21.0.0. *software* ini digunakan untuk menentukan gaya normal, momen, dan lintang akibat pembebanan yang ada di atasnya.

2. Perhitungan Pembebanan dengan

Perhitungan pembebanan pada Gedung pabrik 4 lantai mengacu pada SNI 1727:2019 mengenai beban minimum perancangan gedung dan perhitungan gaya geser dasar nominal statik ekuivalen akibat gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

3. Perancangan dan Pemodelan Struktur

Perancangan struktur atas meliputi:

a. Perancangan Pelat Lantai

- Menentukan beban pelat lantai mengacu pada SNI 2847:2019.
- Menghitung M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} , dan M_{ty} .
- Merancang penulangan pelat lantai.

b. Perancangan Struktur Balok

- Menentukan dimensi balok dan tulangan.
- Membuat pemodelan dengan menggunakan *software*.
- Mengumpulkan data momen, gaya geser dan torsi
- Mendesain penulangan lentur, penulangan transversal, dan torsi.

c. Perancangan Struktur Kolom

- Mengumpulkan data gaya aksial dan gaya lateral dari *software*.
- Menentukan dimensi kolom.
- Mendesain penulangan longitudinal.
- Melakukan perhitungan pada momen kapasitas kolom.
- Melakukan kontrol pada *Strong Column Weak Beam*.
- Menghitung penulangan transversal dan gaya geser desain (V_e).

d. Perancangan Hubungan Balok- Kolom (*Joint*)

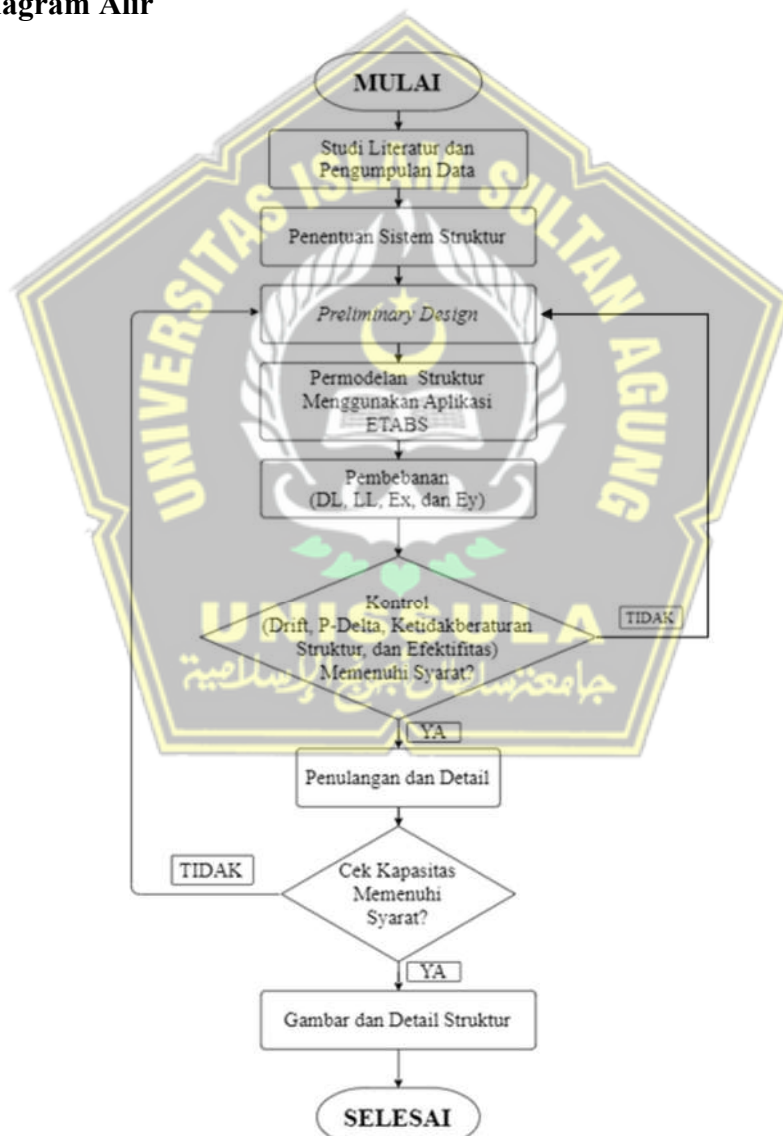
- Melakukan perhitungan pada gaya geser pada *joint*.
- Melakukan perhitungan tulangan transversal.

3.4. Metode Penulisan Laporan

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

1. Penelitian lapangan atau Teknik pengumpulan data yang diperoleh dari pihak-pihak yang terlibat langsung dalam proyek
2. Studi literatur yaitu Teknik pengumpulan data menggunakan buku – buku, literatur, dan sumber lain yang berhubungan dengan judul skripsi.

3.5. Diagram Alir



Gambar 3.1. Diagram Alir



BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Data Struktur Gedung

4.1.1. Deskripsi Umum Struktur

Struktur Gedung 4 lantai difungsikan sebagai bangunan industrial yang berlokasi di daerah Kendal, Jawa Tengah. Bangunan ini dibangun dengan struktur beton bertulang, berbentuk persegi Panjang dengan total ketinggian bangunan yaitu 21,3 meter, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 4.1 sebagai berikut.

Tabel 4.1.Data Model Struktur Gedung

Fungsi Gedung	Pabrik
Lokasi	Kendal, Jawa Tengah
Jumlah Lantai	4 (Empat)
Tinggi Bangunan	21,3 m
Sistem Struktur	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berikut adalah data tinggi bangunan dan spesifikasi material yang digunakan:

- a. Tinggi Bangunan, berdasarkan tabel 4.2.

Tabel 4.2. Data Tinggi Bangunan

Lantai	Tinggi Antar Lantai (m)	Tinggi Kumulatif (m)
Lantai 4	5.2	21.3
Lantai 3	5.2	16.1
Lantai 2	5.2	10.9
Lantai 1	5.7	5.7

- b. Spesifikasi material yang digunakan sebagai berikut:

- Mutu baja tulangan berdasarkan tabel 4.3.

Tabel 4.3. Mutu Baja Tulangan

No.	Jenis Tulangan	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_{ye} (MPa)	f_{ue} (MPa)
1	BJTS 420 A	420	525	420	525

- Mutu Beton berdasarkan tabel 4.4

Tabel 4.4. Mutu Beton

No.	f_c' (Mpa)	E (Mpa)
1	30	25743

Perhitungan modulus elastisitas diperoleh dari perhitungan berikut.

$$E = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots(4.1)$$

- Mutu Baja berdasarkan tabel 4.5

Tabel 4.5. Mutu Baja

No.	Jenis Tulangan	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_{ye} (MPa)	f_{ue} (MPa)
1	BJ37	240	370	240	370

4.1.2. Tahapan Awal Memperkirakan Dimensi Struktur (Preliminary Design)

Perencanaan awal dimensi pada elemen struktur merupakan tahapan awal dari sebuah perencanaan bangunan. Perencanaan ini diawali dengan menentukan dimensi dari struktur bangunan tersebut menurut SNI 2847:2019 yaitu Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, dan SNI 1729:2020 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.

4.1.2.1. Preliminary Elemen Pelat

Perencanaan awal dimensi pelat mengacu pada bentang terpanjang rencana. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.3 dan 8.3, standar tebal minimum pelat satu arah dan dua arah dicantumkan pada tabel 4.6 dan tabel 4.7.

Tabel 4.6. Tebal Minimum Pelat 1 Arah

Kondisi Tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Keterangan : l adalah panjang bentang dalam mm

Tabel 4.7. Tebal Minimum Pelat 2 Arah

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	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Keterangan : l_n adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

Pada perencanaan tebal minimum untuk pelat satu arah, yaitu perbandingan yang disyaratkan antara sisi terpanjang dengan sisi terpendek lebih besar dari dua digunakan rumus $l/20$. Selain itu untuk menentukan tebal minimum pelat dua arah yaitu perbandingan yang disyaratkan antara sisi terpanjang dengan sisi terpendek lebih kecil dari dua digunakan rumus $l_n/33$. Berikut adalah tabel tebal pelat yang digunakan.

Tabel 4.8. Tebal Pelat yang Digunakan

Nama Pelat	Bentang (mm)	Tebal Minimum (mm)	Tebal Yang Digunakan (mm)
Pelat Lantai 1-3	4600	139.39	150
Pelat Lantai 4	4600	139.39	120

4.1.2.2. Preliminary Elemen Balok

Pada perhitungan Preliminary elemen balok mengacu pada tabel 4.9 namun pada perhitungan perencanaan balok induk menggunakan aturan praktisi atau aturan yang telah dipakai pada umumnya, diperoleh rumus tinggi balok minimum yaitu $l/12$ untuk balok induk dan $l/16$ untuk balok anak. Sedangkan untuk lebar balok dipakai rumus $h/2$

Tabel 4.9. Tinggi Balok Minimum

Kondisi perlekatan	h minimum
Perlekatan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18.5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

Tabel 4.10. Hasil *Pleriminary* Elemen Balok

Nama	Status Balok	L (mm)	H min	H dipakai	B min	B dipakai
G1	Induk	9200	767	800	400	400
		9000	750		400	
G2	Induk	8200	683	700	350	350
		8000	667		350	
		7250	604		350	
B1	Anak	8200	513	600	300	300
		8000	500		300	
		7250	453		300	
		3950	247		300	
B2	Anak	4600	288	400	200	200
		4500	281		200	
		5250	328		200	

4.1.2.3. *Pleriminary* Elemen Kolom

Pada perhitungan *Preliminary* elemen kolom mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 18.7.2 yang berisi batasan dimensi ukuran minimum kolom harus memenuhi sebagai berikut:

- a. Dimensi terkecil dari ukuran penampang tidak kurang dari 300 mm bila diukur sepanjang garis lurus melintasi pusat geometri.
- b. Rasio dimensi minimum penampang terkecil dengan dimensi tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

Dengan asumsi kolom yang digunakan 800x800 mm, maka berdasarkan peraturan tersebut:

- a. Ukuran penampang terkecil kolom $800 > 300$ mm (memenuhi persyaratan).
- b. Rasio ukuran kolom $1 > 0,4$ (memenuhi persyaratan).

Dalam mendesain nantinya dapat memungkinkan untuk merubah ukuran kolom, jika setelah memasukan beban terhadap kolom tersebut tidak memenuhi maka ukuran kolom dapat diperbesar. Sedangkan jika kolom tersebut tidak efisien ukuran dapat dicecilkan tetapi yang perlu diperhatikan adalah tidak boleh keluar dari batasan yang telah di tentukan dalam peraturan SNI 2847:2019. Dimensi kolom yang digunakan pada perencanaan ulang gedung Pabrik empat lantai ini yaitu pada tabel 4.11 berikut :

Tabel 4.11. Hasil *Pleriminary* Elemen Kolom

Nama	Lebar Penampang Kolom (mm)	Panjang Penampang Kolom (mm)
K1	800	800

4.1.2.4. Perencanaan Struktur Atap Baja

4.1.2.4.1. Perhitungan Gording

- Data Perencanaan

Mutu Baja = BJ-37

$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ MPa}$

$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 = 370 \text{ MPa}$

Sudut Atap = $10^\circ = 0,174 \text{ rad}$

Jarak Antar Kuda-kuda = 4 m

Jarak Gording = 1,3 m

Jumlah penggantung = 1 buah

Jarak Melintang = 18 m

Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa

Tegangan ijin = 16 kN/m^2

Beban Pekerja = 1 kN

Kecepatan angin Dasar = 30 Km/jam

Bahan Penutup Atap = Zincalume

Berat Penutup Atap = 0,5 kN

Plafond + Partisi = 0,2 kN/m^2

- Rencana Profil

LLC 150.65.20.3,2

W = 7,51 kg/m

$A_g = 957 \text{ mm}^2$

$C_y = 21,1 \text{ mm}$

$C_x = 51 \text{ mm}$

$I_x = 332 \text{ cm}^4$

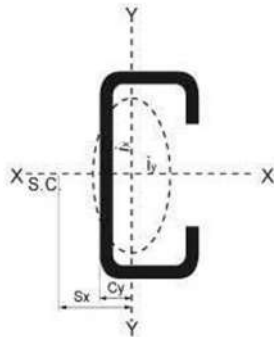
$I_y = 54 \text{ cm}^4$

$S_x = 44,3 \text{ cm}^3$

$S_y = 12,2 \text{ cm}^3$

$$C_w = 2608 \text{ cm}^6$$

$$J = 3265 \text{ cm}^4$$



Gambar 4.1. Profil LLC

- Gambar Perencanaan



Gambar 4.2. Perencanaan Gording

Gambar 4.3. Penguraian Gaya pada Gording

- Perhitungan Perencanaan

1. Perhitungan Beban pada Gording

a. Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Beban penutup atap} &= \text{penutup atap} \times b \\ &= 0,5 \times 1,3 \\ &= 0,65 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Plafond dan partisi} &= \text{Plafond dan partisis} \times b \\ &= 0,2 \times 1,3 \end{aligned}$$

$$= 0,26$$

Berat Gording = 0,0751 kN/m

Qd = Beban penutup atap + Beban plafond dan partisi + Beban gording

$$= 0,65 + 0,26 + 0,0751$$

$$= 0,9851 \text{ kN/m}$$

Berat lain-lain (10% x Qd) = 10% x 0,9851

$$= 0,09851 \text{ kN/m}$$

Qd total = Qd + lain-lain (10% x Qd)

$$= 0,9851 + 0,09851$$

$$= 1,08361 \text{ kN/m}$$

Qdx = Qd total x Cos (10°)

$$= 1,08361 \times 0,985$$

$$= 1,067 \text{ kN/m}$$

Qdy = Qd total x Sin (10°)

$$= 1,08361 \times 0,309$$

$$= 0,335 \text{ kN/m}$$

b. Beban Hidup

Beban Pekerja (terpusat) = 1 kN

Px = Beban pekerja x Cos (10°)

$$= 1 \times 0,985$$

$$= 0,985$$

Py = Beban pekerja x Sin (10°)

$$= 1 \times 0,309$$

$$= 0,309$$

c. Beban Air Hujan

Beban air hujan (merata) diasumsikan ;

ds = 20 mm

dn = 5 mm

R = 0,0098 x (ds + dn)

$$= 0,0098 \times 25$$

$$= 0,245 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 R_x &= R \times \cos(10^\circ) \times b \\
 &= 0,245 \times 0,985 \times 1,3 \\
 &= 0,314 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_y &= R \times \sin(10^\circ) \times b \\
 &= 0,245 \times 0,309 \times 1,3 \\
 &= 0,126 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

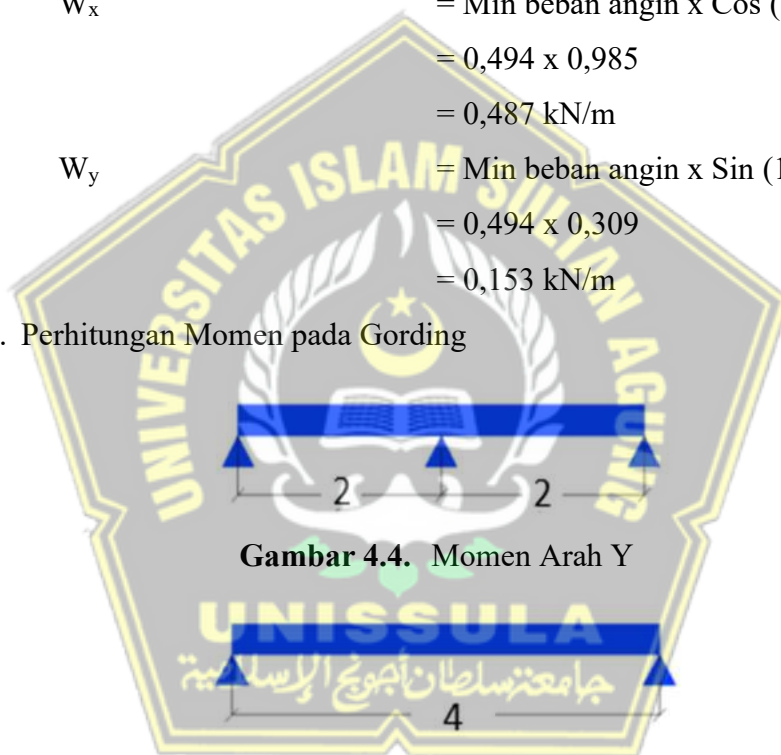
d. Beban Angin

$$\begin{aligned}
 \text{Min beban Angin} &= 0,38 \times 1,3 \\
 &= 0,494 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_x &= \text{Min beban angin} \times \cos(10^\circ) \\
 &= 0,494 \times 0,985 \\
 &= 0,487 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_y &= \text{Min beban angin} \times \sin(10^\circ) \\
 &= 0,494 \times 0,309 \\
 &= 0,153 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Momen pada Gording



Gambar 4.4. Momen Arah Y

Gambar 4.5. Momen Arah X

a. Akibat Beban Mati (merata)

$$\begin{aligned}
 M_{d_x} &= \frac{1}{8} \times Q_{d_x} \times (L)^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1,067 \times (4)^2 \\
 &= 2,134 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{d_y} &= \frac{1}{8} \times Q_{d_y} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,335 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1675 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Akibat Beban Air Hujan (merata)

$$\begin{aligned} M_{rx} &= \frac{1}{8} \times R_x \times (L)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,314 \times (4)^2 \\ &= 0,628 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ry} &= \frac{1}{8} \times R_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,126 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\ &= 0,063 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Akibat Beban Hidup (terpusat)

$$\begin{aligned} M_{lx} &= \frac{1}{8} \times P_x \times (L)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,985 \times (4)^2 \\ &= 1,970 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= \frac{1}{8} \times P_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,309 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\ &= 0,1545 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Akibat Beban Angin (merata)

$$\begin{aligned} M_{wx} &= \frac{1}{8} \times W_x \times (L)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,487 \times (4)^2 \\ &= 0,974 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{wy} &= \frac{1}{8} \times W_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,153 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\ &= 0,0765 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Kontrol Kekuatan

Perhitungan momen ultimate pada gording untuk kontrol kekuatan

a. 1,4 D

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1,4 M_{dx} \\ &= 1,4 (2,134) \\ &= 2,9876 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{uy} = 1,4 M_{dy}$$

$$= 1,4 (0,1675)$$

$$= 0,2345 \text{ kN/m}$$

b. 1,2 D + 1,6 L

$$\begin{aligned} \text{Mu}_x &= 1,2 \text{ Md}_x + 1,6 \text{ Ml}_x \\ &= 1,2 (2,134) + 1,6 (1,970) \\ &= 5,7128 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_y &= 1,2 \text{ Md}_y + 1,6 \text{ Ml}_y \\ &= 1,2 (0,1675) + 1,6 (0,1545) \\ &= 0,4482 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 R

$$\begin{aligned} \text{Mu}_x &= 1,2 \text{ Md}_x + 1,6 \text{ Ml}_x + 0,5 \text{ Mr}_x \\ &= 1,2 (2,134) + 1,6 (1,970) + 0,5 (0,628) \\ &= 6,0268 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_y &= 1,2 \text{ Md}_y + 1,6 \text{ Ml}_y + 0,5 \text{ Mr}_y \\ &= 1,2 (0,1675) + 1,6 (0,1545) + 0,5 (0,0630) \\ &= 0,4797 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 W

$$\begin{aligned} \text{Mu}_x &= 1,2 \text{ Md}_x + 1,6 \text{ Ml}_x + 0,5 \text{ Mw}_x \\ &= 1,2 (2,134) + 1,6 (1,970) + 0,5 (0,974) \\ &= 6,1998 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_y &= 1,2 \text{ Md}_y + 1,6 \text{ Ml}_y + 0,5 \text{ Mw}_y \\ &= 1,2 (0,1675) + 1,6 (0,1545) + 0,5 (0,0765) \\ &= 0,48645 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

e. 1,2 D + 1,6 R + 1,0 L

$$\begin{aligned} \text{Mu}_x &= 1,2 \text{ Md}_x + 1,6 \text{ Mr}_x + 1,0 \text{ Ml}_x \\ &= 1,2 (2,134) + 1,6 (0,628) + 1,0 (1,970) \\ &= 5,5356 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_y &= 1,2 \text{ Md}_y + 1,6 \text{ Mr}_y + 1,0 \text{ Ml}_y \\ &= 1,2 (0,1675) + 1,6 (0,063) + 1,0 (0,1545) \\ &= 0,4563 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

f. 1,2 D + 1,6 R + 0,5 W

$$\text{Mu}_x = 1,2 \text{ Md}_x + 1,6 \text{ Mr}_x + 0,5 \text{ Mw}_x$$

$$= 1,2 (2,134) + 1,6 (0,628) + 0,5 (0,9740)$$

$$= 4,0526 \text{ kN/m}$$

$$M_{u_y} = 1,2 M_{d_y} + 1,6 M_{r_y} + 0,5 M_{w_y}$$

$$= 1,2 (0,1675) + 1,6 (0,063) + 0,5 (0,0765)$$

$$= 0,34005 \text{ kN/m}$$

g. 1,2 D + 1,0 W + 0,5 L

$$M_{u_x} = 1,2 M_{d_x} + 1,0 M_{w_x} + 0,5 M_{l_x}$$

$$= 1,2 (2,134) + 1,0 (0,974) + 0,5 (1,970)$$

$$= 4,5198 \text{ kN/m}$$

$$M_{u_y} = 1,2 M_{d_y} + 1,0 M_{w_y} + 0,5 M_{l_x}$$

$$= 1,2 (0,1675) + 1,0 (0,0765) + 0,5 (0,1545)$$

$$= 0,35475 \text{ kN/m}$$

h. 1,2 D + 1,0 W + 0,5 R

$$M_{u_x} = 1,2 M_{d_x} + 1,0 M_{w_x} + 0,5 M_{r_x}$$

$$= 1,2 (2,134) + 1,0 (0,974) + 0,5 (0,628)$$

$$= 4.4332 \text{ kN/m}$$

$$M_{u_y} = 1,2 M_{d_y} + 1,0 M_{w_y} + 0,5 M_{r_x}$$

$$= 1,2 (0,1675) + 1,0 (0,0765) + 0,5 (0,063)$$

$$= 0,3549 \text{ kN/m}$$

i. 0,9 D + 1,0 W

$$M_{u_x} = 0,9 M_{d_x} + 1,0 M_{w_x}$$

$$= 0,9 (2,134) + 1,0 (0,9740)$$

$$= 2,8946 \text{ kN/m}$$

$$M_{u_y} = 0,9 M_{d_y} + 1,0 M_{w_y}$$

$$= 0,9 (0,1675) + 1,0 (0,0765)$$

$$= 0,22725 \text{ kN/m}$$

Momen ultimate menentukan untuk kontrol kekuatan :

$$M_{u_x} \text{ terbesar} = 2,9876 \text{ kN/m}$$

$$M_{u_y} \text{ terbesar} = 0,2345 \text{ kN/m}$$

$$M_{n_x} = \Sigma M_{u_x} = 42,3628 \text{ kN/m}$$

$$M_{n_y} = \Sigma M_{u_y} = 3,3821 \text{ kN/m}$$

$$\phi b = 0,9$$

Maka :

$$\frac{Mux}{\phi b x Mnx} + \frac{Muy}{\phi b x \frac{Mny}{2}} \leq 1$$
$$\frac{2,9876}{0,9 x 42,3628} + \frac{0,2345}{0,9 x \frac{3,3821}{2}} \leq 1$$

$$0,232439 \leq 1 \text{ (OK)}$$

4. Cek Kelangsingan

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur baja berdasarkan SNI 1729:2020 tabel B4.1b

a. Penampang Sayap

$$\lambda = \frac{B}{tf} = \frac{65}{3,2} = 20,3$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 11$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,0 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 28,9$$

Karena nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang tidak kompak

b. Penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{hto - (2tw)}{tw} = \frac{150 - (2 x 3,2)}{3,2} = 44,9$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,5$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 164,5$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang kompak

5. Kontrol Lentur

Untuk profil baja canal Pasal F2 SNI 1729:2020 berlaku untuk komponen kanal yang melentur terhadap sumbu mayornya.

a. Leleh

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Dengan :

F_y = Tegangan leleh minimum terspesifikasi untuk tipe baja yang

digunakan, (MPa).

Z_x = Modulus penampang plastis terhadap sumbu x, (mm^3).

$$\begin{aligned} Z_x &= b \cdot t_f (h_{tot} - t_f) + \frac{1}{4} t_w (h_{tot} - 2 \cdot t_f)^2 \\ &= 65 \times 3,2 (150 - 3,2) + \frac{1}{4} 3,2 (150 - 2 \times 3,2)^2 \\ &= 47031,168 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \times Z_x \\ &= 240 \times 47031,168 \\ &= 11287480,32 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi M_p \\ &= 0,9 (11287480,32) \\ &= 10158732,29 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

b. Tekuk Torsi Lateral

Dengan diketahui panjang antar pengaku yaitu $L_b = 2000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ r_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{540000}{957}} \\ &= 23,754 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, nilai L_p atau nilai batas panjang tak terbreis lateral

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 23,754 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 1206,865 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\ &= \frac{200.000}{2(1+0,3)} \\ &= 76923,1 \sim 80000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} (2bt_f^3 + (h-t_f)t_w^3) \\ &= \frac{1}{3} (2(65(3,2^3)) + (150-3,2)3,2^3) \\ &= 3023,394 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_0 &= h - t_f \\ &= 150 - 3,2 \\ &= 146,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_y h_0^2}{4} \\ &= 540000(146,8^2)/4 \\ &= 2,909 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

$$c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{146,8}{2} \sqrt{\frac{540000}{2,909 \cdot 10^9}} \\ &= 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{ts} &= \frac{bf}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{ht}{bftf})}} \\ &= \frac{65}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{3,2}{(65)(3,2)}})} \\ &= 15,946 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \\ &= 3610,579 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $L_b < L_r \rightarrow 2000 \text{ mm} < 3610,579 \text{ mm}$, maka parameter untuk menecek keadaan batas tekuk torsi lateral adalah sebagai berikut.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,75 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c. Mencari Koefisien C_b

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= 1/8 Qd.L^2 + 1/4 P.L \\ &= 1/8 1,349(4)^2 + 1/4 0,985(4) \\ &= 3,683 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_A &= 1/8 Qd. 1/4L^2 + 1/4P. 1/4L \\ &= 1/8 1,349 (1/4 \times (4)^2) + 1/4 0,985(1/4 \times 4) \\ &= 0,92075 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= 1/8 Qd. 1/2L^2 + 1/4P. 1/2L \\ &= 1/8 1,349 (1/2 \times (4)^2) + 1/4 0,985(1/2 \times 4) \\ &= 1,8415 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= 1/8 Qd. 1/2L^2 + 1/4P. 1/2L \\
 &= 1/8 1,349 (3/4 \times (4)^2) + 1/4 0,985(3/4 \times 4) \\
 &= 2,76225 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks}+3MA+4MB+3MC} \leq 2,3 \\
 &= 1,667 \leq 2,3
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai M_n

$$\begin{aligned}
 M_n &= 1,667 \left[11287480,32 - (11287480,32 - 0,75 \times 240 \times 44300) \left(\frac{2000 - 1206,865}{3610,579 - 1206,865} \right) \right] \\
 &= 16993659,27
 \end{aligned}$$

Nilai M_n diambil nilai terkecil antar M_n pelelehan dengan M_n tekuk torsi lateral.

$$M_n = 11287480,32 \text{ Nmm}$$

d. Kontrol Kemampuan

$$\begin{aligned}
 R_u &< \phi R_n \\
 2,9876 \text{ kNm} &< 11.287.480,32 \text{ Nmm} \\
 2.987.600 \text{ Nmm} &< 11.287.480,32 \text{ Nmm} \\
 \text{Rasio} &= \frac{2.987.600}{11.287.480,35} \\
 &= 0,265
 \end{aligned}$$

4.1.2.4.2. Perhitungan Penggantung Gording

- Data Perencanaan

Mutu Baja	= BJ-37	
f_y	= 2400 kg/cm ²	= 240 MPa
f_u	= 3700 kg/cm ²	= 370 MPa
Sudut Atap	= 10°	= 0,174 rad
Jarak Antar Kuda-kuda	= 4	m
Jarak Gording	= 1,3	m
Jumlah penggantung	= 1	buah
Jarak Melintang	= 18	m
Modulus Elastisitas (E)	= 200000	MPa
Tegangan ijin	= 16	kN/m ²
Beban Pekerja	= 1	kN
Kecepatan angin Dasar	= 30	Km/jam

Bahan Penutup Atap	= Zincalume
Berat Penutup Atap	= 0,5 kN
Plafond + Partisi	= 0,2 kN/m ²
Jumlah Gording (n)	= 17

- Rencana Profil

LLC 150.65.20.3,2

W = 7,51 kg/m

Ag = 957 mm²

Cy = 21,1 mm

Cx = 51 mm

Ix = 332 cm⁴

Iy = 54 cm⁴

Sx = 44,3 cm³

Sy = 12,2 cm³

Cw = 2608 cm⁶

J = 3265 cm⁴

- Perhitungan Perencanaan

1. Perhitungan Beban yang Ditumpu

- a. Beban Mati

Beban penutup atap = penutup atab x b

= 0,5 x 1,3

= 0,65 kN/m

Beban Plafond dan partisi = Plafond dan partisis x b

= 0,2 x 1,3

= 0,26

Berat Gording = 0,0751 kN/m

Qd = Beban penutup atap + Beban plafond dan partisi + Beban gording

= 0,65 + 0,26 + 0,0751

= 0,9851 kN/m

Berat lain-lain (10% x Qd) = 10% x 0.9851

= 0,09851 kN/m

$$\begin{aligned}
 Q_d \text{ total} &= Q_d + \text{lain-lain (10\% x } Q_d) \\
 &= 0,09851 + 0,09851 \\
 &= 1,0836 \text{ kN/m} \\
 Q_{dx} &= Q_d \text{ total x Cos (10}^\circ) \\
 &= 1,0836 \times 0,985 \\
 &= 1,067 \text{ kN/m} \\
 Q_{dy} &= Q_d \text{ total x Sin (10}^\circ) \\
 &= 1,0836 \times 0,309 \\
 &= 0,34 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Pekerja (terpusat)} &= 1 \text{ kN} \\
 P_x &= \text{Beban pekerja x Cos (10}^\circ) \\
 &= 1 \times 0,985 \\
 &= 0,985 \\
 P_y &= \text{Beban pekerja x Sin (10}^\circ) \\
 &= 1 \times 0,309 \\
 &= 0,309
 \end{aligned}$$

2. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 \text{a. } 1,4 D &= 1,4 (0,34) \\
 &= 0,469 \text{ kN} \\
 \text{b. } 1,2 D + 1,6 L &= 1,2 (0,34) + 1,6 (0,309) \\
 &= 0,8964 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Kesetimbangan Gaya Vertikal

$$\begin{aligned}
 N &= n \times qU \\
 &= 17 \times 0,8964 \\
 &= 15,2388 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Arctan (b/L1)} &= \text{arctan (1,3/4)} \\
 &= 18^\circ
 \end{aligned}$$

4. Gaya yang Disalurkan ke Kuda-kuda

$$\begin{aligned}
 P_u &= T = N / \text{Sin } \theta \\
 &= 15,2388 / \text{Sin (18}^\circ) \\
 &= 49,3138 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Kontrol Leleh

$$\begin{aligned} A_g &= P_u / (\phi \times F_y) \\ &= \frac{4931,38}{0,9 \times 2400} \\ &= 2,28305 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

6. Kontrol Putus

$$\phi = 0,75$$

$$U = 1$$

$$\begin{aligned} A_g &= P_u / (\phi \times F_u \times 0,75) \\ &= \frac{4931,38}{0,9 \times 3700 \times 0,75} \\ &= 1,97453 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } A_g = 2,28305 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{4 \times A_g \times \pi} \\ &= \sqrt{4 \times 2,28305 \times 3,14} \\ &= 5,35491 \end{aligned}$$

Diameter penggantung gording sebesar 1.9 cm

$$A_{\text{pakai}} > A_{\text{min}}$$

$$\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 > 1,97453$$

$$2,83385 \text{ cm}^2 > 1,97453 \text{ cm}^2$$

$$28,3385 \text{ mm}^2 > 19,7453 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

7. Kekuatan Tarik

$$\begin{aligned} P_n &= A_g \times f_y \\ &= 28,3385 \times 2500 \\ &= 70846,3 \text{ N} \end{aligned}$$

8. Kontrol Kemampuan

Berdasarkan DFBK

$$R_u < \phi R_n$$

$$49,3138 \text{ kN} < 70846,3 \text{ N (Memenuhi)}$$

$$49313,8 \text{ N} < 70846,3 \text{ N (Memenuhi)}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{49313,8}{70846,3} \\ &= 0,696 \end{aligned}$$

Jadi, penggantung/trekstang gording yang digunakan = \emptyset 19 mm, dan berjumlah 1 buah dengan rasio tegangan = 0,696

4.1.2.4.3. Perhitungan Ikatan Angin

- Data Perencanaan

Jarak Gording	= 1,3	m
Sudut Atap = 10°	= 0,174	rad
Kecepatan angin Dasar	= 30	Km/jam
Tinggi Kolom	= 1	m
Jarak Antar Kuda-kuda	= 4	m
Bentang Kuda-kuda	= 18	m
Bahan Penutup Atap	= Zinalume	
Mutu Baja	= BJ37	
Fy	= 240	MPa
Fu	= 370	MPa
Koefisien Angin Tekan	= 0,4	
b	= 18	

- Perhitungan Perencanaan

1. Perhitungan Pembebanan

Tekanan Angin (W) = 0,38 kN

Koefisien Angin (A) = 0,9

Gaya yamh bekerja akibat tiupan angin

R = W x C x A

2. Perhitungan Tinggi Bidang

$h_1 = 0,5 \text{ m}$

$h_2 = h_1 + (3 \times \text{tg } 10^\circ)$
 $= 1,029 \text{ m}$

$h_3 = h_1 + (6 \times \text{tg } 10^\circ)$
 $= 1,558 \text{ m}$

$h_4 = h_1 + (9 \times \text{tg } 10^\circ)$
 $= 2,087 \text{ m}$

$h_5 = h_1 + (12 \times \text{tg } 10^\circ)$
 $= 2,616 \text{ m}$

$$h_6 = h_1 + (15 \times \operatorname{tg} 10^\circ)$$

$$= 3,145 \text{ m}$$

$$h_7 = h_1 + (18 \times \operatorname{tg} 10^\circ)$$

$$= 3,674 \text{ m}$$

3. Perhitungan Luas Bidang

$$A_1 = 0,5 \times (h_1+h_2) \times 3 = 2,294 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,5 \times (h_2+h_3) \times 3 = 3,881 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0,5 \times (h_3+h_4) \times 3 = 5,468 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 0,5 \times (h_4+h_5) \times 3 = 7,055 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 0,5 \times (h_5+h_6) \times 3 = 8,642 \text{ m}^2$$

$$A_6 = 0,5 \times (h_6+h_7) \times 3 = 10,229 \text{ m}^2$$

4. Perhitungan Gaya yang Bekerja

$$R_1 = 0,5 \times 0,9 \times 2,294 = 0,436 \text{ kN}$$

$$R_2 = 0,5 \times 0,9 \times 3,881 = 0,737 \text{ kN}$$

$$R_3 = 0,5 \times 0,9 \times 5,468 = 1,039 \text{ kN}$$

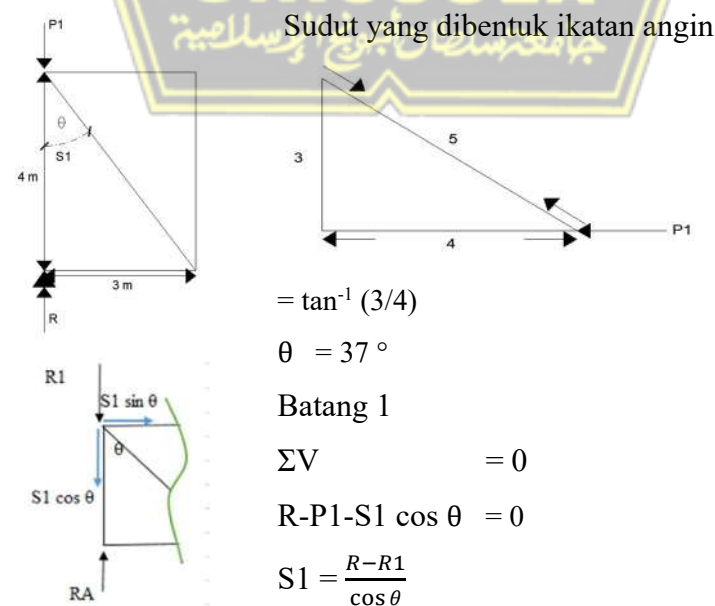
$$R_4 = 0,5 \times 0,9 \times 7,055 = 1,340 \text{ kN}$$

$$R_5 = 0,5 \times 0,9 \times 8,642 = 1,642 \text{ kN}$$

$$R_6 = 0,5 \times 0,9 \times 10,229 = 1,944 \text{ kN}$$

$$R_A = 7,138 \text{ kN}$$

Menghitung gaya dalam yang bekerja pada batang diagonal. Metode perhitungan yang digunakan yaitu metode ritter.



$$S1 = \frac{7,138 - 0,436}{\cos 37^\circ}$$

$$S1 = 8,392 \text{ kN}$$

Nilai $S1 = Pu = N = 8,392 \text{ kN}$

5. Perencanaan Batang Tarik

Mencari nilai penampang ikatan angin (A_g)

a. Tinjauan terhadap leleh

$$\phi = 0,9$$

$$A_g = Pu / (\phi \times F_y)$$

$$= \frac{839,2 \text{ kg}}{0,9 \times 2400 \text{ kg/cm}}$$

$$= 0,389 \text{ cm}^2$$

b. Tinjauan terhadap putus

$$\phi = 0,75$$

$$U = 1$$

$$Pu = \phi \times Fu \times Ae$$

$$= \phi \times Fu \times (U \times Ag)$$

$$A_g = Pu / (\phi \times U \times Fu)$$

$$= \frac{839,2 \text{ kg}}{0,75 \times 1 \times 3700 \text{ kg}}$$

$$= 0,003 \text{ cm}^2$$

6. Penampang Perlu Ikatan Angin

$$A_g \text{ menentukan} = 0,389 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 0,389 \text{ cm}^2$$

$$d \text{ perlu} = 0,704 \text{ cm}$$

$$d \text{ pakai} = 1 \text{ cm}$$

Penampang yang akan digunakan ikatan angin =

$$A_g \text{ pakai} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (1^2)$$

$$= 0,785 \text{ cm}^2$$

7. Kontrol Kemampuan

$$Ru = N / \sin \theta$$

$$= 839,2 / \sin 37^\circ$$

$$= 1394,4 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= A_g \times F_y \\
 &= 0,785 \times 2400 \\
 &= 1695,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &\leq R_n \\
 1394,4 &\leq 1695,6 \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

8. Rasio Stress

$$\begin{aligned}
 R_u / R_n &\leq 1 \\
 1394,4 / 1695,6 &\leq 1 \\
 0,74 &\leq 1
 \end{aligned}$$

Jadi, Diameter ikatan angin yang digunakan yaitu besi berdiameter 10 mm, dengan rasio tegangan sebesar 0,74.

4.1.2.4.4. Perhitungan Kuda-kuda

- Data Perencanaan

Jarak Gording	= 1,3	m
Sudut Atap = 10°	= 0,174	rad
Kecepatan angin Dasar	= 30	Km/jam
Tinggi Kolom	= 1	m
Jarak Antar Kuda-kuda	= 4	m
Bentang Kuda-kuda	= 18	m
Bahan Penutup Atap	= Zinalume	
Mutu Baja	= BJ37	
Fy	= 240	MPa
Fu	= 370	MPa
E	= 200000	MPa

- Rencana Profil Kuda-kuda

WF 250.125.9.6

W	= 29,6	kg/m
A _g	= 3766	mm ²
I _x	= 4050	cm ⁴
I _y	= 294	cm ⁴
S _x	= 324	cm ³
S _y	= 47	cm ³

$$\begin{aligned} tw &= 6 \text{ mm} \\ tf &= 9 \text{ mm} \\ h &= 250 \text{ mm} \\ Bf &= 125 \end{aligned}$$

- Output Etabs

Analisis gaya yang terjadi akibat beban mati, beban hidup, dan beban angin dapat dilihat pada program etabs. Gaya yang diambil yaitu gaya terbesar pada frame kuda-kuda. Berikut gaya-gaya yang dihasilkan dari analisis program etabs:

$$\begin{aligned} P \text{ max} &= 18,9962 \text{ kN} \\ M \text{ max} &= 60,2168 \text{ kN} \\ V \text{ max} &= 16.0181 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Perhitungan

1. Cek Kelangsingan

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur baja berdasarkan SNI 1729:2020 tabel B4.1b

- a. Penampang Sayap

$$\lambda = \frac{B}{tf} = \frac{125}{2 \times 6} = 10,4$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 11,0$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,0 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 28,9$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang kompak

- b. Penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{h-(2t_f)}{tw} = \frac{250-(2 \times 9)}{6} = 38,7$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,5$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 164,5$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang kompak

2. Cek Momen Nominal Penampang

Untuk profil baja WF dengan penampang kompak, maka Pasal F2 SNI 1729:2020 berlaku untuk menghitung momen nominal.

a. Leleh

$$\begin{aligned}M_u &= 60,2168 \text{ kNm} \\ &= 60.216.800 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Dengan :

F_y = Tegangan leleh minimum terspesifikasi untuk tipe baja yang digunakan, (MPa).

Z_x = Modulus penampang plastis terhadap sumbu x, (mm^3).

$$\begin{aligned}Z_x &= b \cdot t_f (h_f - t_f) + \frac{1}{4} t_w (h - 2 \cdot t_f)^2 \\ &= 125 \times 9 (250 - 9) + \frac{1}{4} \times 6 (250 - 2 \times 9)^2 \\ &= 351.861 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_p &= F_y \times Z_x \\ &= 240 \times 351.861 \\ &= 84.446.640 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi M_p \\ &= 0,9 (84.446.640) \\ &= 76.001.976 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &< \phi M_n \\ 60.216.800 \text{ Nmm} &< 76.001.976 \text{ Nmm} \text{ (Memenuhi)}\end{aligned}$$

b. Tekuk Torsi Lateral

Dengan diketahui panjang antar pengaku yaitu $L_b = 2000 \text{ mm}$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\begin{aligned}r_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{2.940.000}{3766}} \\ &= 27,94 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, nilai L_p atau nilai batas panjang tak terb

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 27,94 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
 &= 1.419,543 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\
 &= \frac{200.000}{2(1+0,3)} \\
 &= 76923,1 \sim 80000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3}(2bt_f^3 + (h-t_f)t_w^3) \\
 &= \frac{1}{3}(2(125(6^3)) + (250-9)6^3) \\
 &= 78.102 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_0 &= h - t_f \\
 &= 250 - 9 \\
 &= 241 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y h_0^2}{4} \\
 &= \frac{2.940.000(241^2)}{4} \\
 &= 42689535000 \text{ mm}^6
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{241}{2} \sqrt{\frac{2.940.000}{42689535000}} \\
 &= 1,0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \frac{bf}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{htw}{bftf})}} \\
 &= \frac{65}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{(250)(6)}{(125)(9)})}} \\
 &= 32,64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \\
 &= 4.218,019 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $L_b < L_r \rightarrow 2000 \text{ mm} < 4218,019 \text{ mm}$, maka parameter untuk mengecek keadaan batas tekuk torsi lateral adalah sebagai berikut.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,75F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c. Mencari Koefisien C_b

$$M_{\text{maks}} = 60,2168 \text{ kN}$$

$$M_A = 41,1377 \text{ kN} \quad (1/4 \text{ bentang})$$

$$M_B = 38,3629 \text{ kN} \quad (1/2 \text{ bentang})$$

$$M_C = 42,103 \text{ kN} \quad (3/4 \text{ bentang})$$

$$C_b = \frac{12,5M_m}{2,5M_{\text{maks}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3$$

$$= 1,359 \leq 2,3$$

Sehingga nilai M_n

$$M_n = 1,359 \left[84.446.640 - (84.446.640 - 0,75 \times 240 \times 47000) \left(\frac{2000 - 1.419,543}{4.218,019 - 1.419,543} \right) \right]$$

$$= 255.352.765,73$$

Nilai M_n diambil nilai terkecil antar M_n pelelehan dengan M_n tekuk torsi lateral.

$$M_n = 84.446.640 \text{ Nmm}$$

d. Kontrol kemampuan

$$M_u < \phi M_n$$

$$60.216.800 \text{ Nmm} < 0,9 \times 84.446.640 \text{ Nmm} \text{ (Memenuhi)}$$

$$\text{Rasio} = M_u / \phi M_n$$

$$= 60.216.800 / 76,001,976$$

$$= 0,792$$

e. Kontrol Geser

Mengacu pada SNI 1729:2020 pasal G21.1.(a) perhitungan geser struktur dengan badan tanpa pengaku dihitung dengan rumusan berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{232}{6}$$

$$= 38,667$$

$$1,10\sqrt{kvE/f_y} = 1,10\sqrt{5 \times \left(\frac{200000}{240} \right)}$$

$$= 71,0047$$

$$\frac{h}{t_w} < 1,10\sqrt{kvE/f_y}$$

$$38,667 < 71,0047 \text{ (Memenuhi)}$$

$$A_w = h \times t_w$$

$$= 250 \times 6$$

$$= 1500$$

Maka nilai $C_v = 1$

Sehingga

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$= 0,6 \times 240 \times 1500 \times 1$$

$$= 216000 \text{ N}$$

$$= 216 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 216$$

$$= 194,4 \text{ kN}$$

Kontrol Kemampuan

$$V_u < \phi V_n$$

$$16.0181 < 194,4$$

4.1.2.4.5. Perhitungan Kolom Pendek Baja

- Data Perencanaan

Mutu Baja = BJ-37

$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ MPa}$

$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 = 370 \text{ MPa}$

Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa

Sudut Atap = $10^\circ = 0,174 \text{ rad}$

Jarak Antar Kuda-kuda = 4 m

Jarak Gording = 1,3 m

Jumlah penggantung = 1 buah

Jarak Melintang = 18 m

Tinggi Kolom = 0,5 m

Tegangan ijin = 16 kN/m²

Beban Pekerja = 1 kN

Kecepatan angin Dasar = 30 Km/jam

Bahan Penutup Atap = Zincalume

Berat Penutup Atap = 0,5 kN

Plafond + Partisi = 0,2 kN/m²

Jumlah Gording (n) = 17

$$\begin{aligned} \text{Profil Gording} &= \text{LLC.150.65.20.3,2} \\ \text{Berat Gording} &= 0,0751 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

- Rencana Profil Kolom

WF 250.125.9.6

$$W = 29,6 \text{ kg/m}$$

$$A_g = 3766 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 4050 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 294 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 324 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 47 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$B_f = 125$$

- Output Etabs

Analisis gaya yang terjadi akibat beban mati, beban hidup, dan beban angin dapat dilihat pada program etabs. Gaya yang diambil yaitu gaya terbesar pada frame kuda-kuda. Berikut gaya-gaya yang dihasilkan dari analisis program etabs:

$$P_{\max} = 3,5468 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 52,0713 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 13,1506 \text{ kN}$$

- Perhitungan

1. Faktor Pembesaran Momen

Karena struktur bergoyang, maka momen akan menghasilkan P- Δ

$$\Delta H = 0,001 \text{ m}$$

$$H = 13,1056 \text{ kN}$$

$$P_{\text{story}} = P_u$$

$$= 3,5468 \text{ kN}$$

$$R_m = 0,85$$

$$P_e \text{ story} = R_m \frac{HL}{\Delta H}$$

$$= 0,85 \frac{13,1056 \times 0,5}{0,001}$$

$$= 5589,005$$

$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{ap_{story}}{P_e \text{ story}}} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1 - \frac{1 \times 3,5468}{5589,005}} \geq 1$$

$$= 1,0006$$

$$Mr = B2 \times Mu$$

$$= 1,0006 \times 52,0713$$

$$= 52,1044 \text{ kNm} = 52.104,4 \text{ Nmm}$$

$$Pr = B2 \times Pu$$

$$= 1,0006 \times 3,5468$$

$$= 3,5491 \text{ kNm} = 3.549,1 \text{ Nmm}$$

2. Cek Kelangsingan

Pengecekan rasio tebal elemen tekan untuk komponen struktur baja yang mengalami aksial tekan berdasarkan SNI 1729:2020 tabel B4.1a

a. Penampang Sayap

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{125}{2 \times 9} = 6,9$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 16,2$$

b. Penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{h - (2t_f)}{t_w} = \frac{250 - (2 \times 9)}{6} = 38,7$$

$$\lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 43,0$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang kompak, maka perhitungan ditinjau berdasarkan tekuk lentur dan tekuk torsi-lentur.

c. Tegangan Kritis Tekuk Lentur

$$KL/r = 1(500)/27,9$$

$$= 17,921$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

$$= 135,966$$

Karena nilai $KL/r < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka tekuk inelastis (F_e) dihitung dengan

cara berikut:

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{3,14^2 200.000}{(17,921)^2} \\ &= 6.139,95 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \frac{f_y}{F_e} \right] \\ &= \left[0,658 \frac{240}{6.139,95} \right] \\ &= 0,984 f_y \end{aligned}$$

d. Tegangan Kritis Tekuk Torsi

Untuk tekuk torsi-lentur profil simetris ganda, F_{cr} dapat dihitung dengan cara berikut:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$G = 77200 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} (2bt_f^3 + (h - (2t_f))tw^3) \\ &= \frac{1}{3} (2(125(9^3)) + (250 - (2 \times 9))6^3) \\ &= 78.102 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_0 &= h - t_f \\ &= 250 - 9 \\ &= 241 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_y h_0^2}{4} \\ &= \frac{2.940.000 (241^2)}{4} \\ &= 42689535000 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

$$I_x + I_y = 43.440.000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\frac{3,14^2 \times 200.000 \times 42689535000}{(1 \times 500)^2} + GJ \right] \frac{1}{43.440.000} \\ &= 7.859,46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{f_y}{F_e} \right]$$

$$= \left[0,658^{\frac{240}{7.859,46}} \right]$$

$$= 0,987 f_y$$

e. Kuat Tekan Nominal

Karena F_{cr} tekuk torsi-lentur $>$ F_{cr} tekuk lentur, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur, sehingga kuat nominalnya:

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,987 f_y \times 3766$$

$$= 0,987 (240) \times 3766$$

$$= 892.090,08 \text{ N}$$

$$P_c = \phi P_n$$

$$= 0,9 (892.090,08)$$

$$= 802.881,072 \text{ N}$$

f. Kuat Lentur Penampang Pada Kondisi Plastis

$$Z_x = b \cdot t_f (h - t_f) + \frac{1}{4} t_w (h - 2 \cdot t_f)^2$$

$$= 125 \times 9 (250 - 9) + \frac{1}{4} \times 6 (250 - 2 \times 9)^2$$

$$= 351.861 \text{ mm}^3$$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$= 240 \times 351.861$$

$$= 84.446.640 \text{ Nmm}$$

g. Cek Klasifikasi Profil

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur baja berdasarkan SNI 1729:2020 tabel B4.1b

1. Penampang Sayap

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{125}{2 \times 6} = 10,4$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 11$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,0 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 28,9$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang kompak

2. Penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{h-(2tf)}{tw} = \frac{250-(2 \times 9)}{6} = 38,7$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,5$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 164,5$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, maka penampang tersebut merupakan penampang kompak

h. Parameter Tekuk Torsi Lateral

Dengan diketahui tinggi kolom yaitu $L_b = 500$ mm

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\begin{aligned} r_y &= \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} \\ &= \sqrt{\frac{2.940.000}{3766}} \\ &= 27,94 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, nilai L_p atau nilai batas panjang tak terbreis

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{fy}} \\ &= 1,76 \times 27,94 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 1.419,543 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $L_b < L_p \rightarrow 500 \text{ mm} < 1.390,862 \text{ mm}$, maka kadaan batas tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan. Maka nilai momen nominal yang digunakan yaitu 84.446.640 Nmm (momen nominal pelelehan)

i. Kuat Lentur Kolom ditentukan oleh Kondisi Leleh

$$\begin{aligned} \phi &= 0,9 \\ M_c &= \phi M_n \\ &= 0,9 \times 84.446.640 \\ &= 76.001.976 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

j. Menghitung Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur

$$\begin{aligned} P_r/P_c &= 3.549,1 / 802.881,072 < 0,2 \\ &= 0,0044 < 2 \end{aligned}$$

Maka :

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

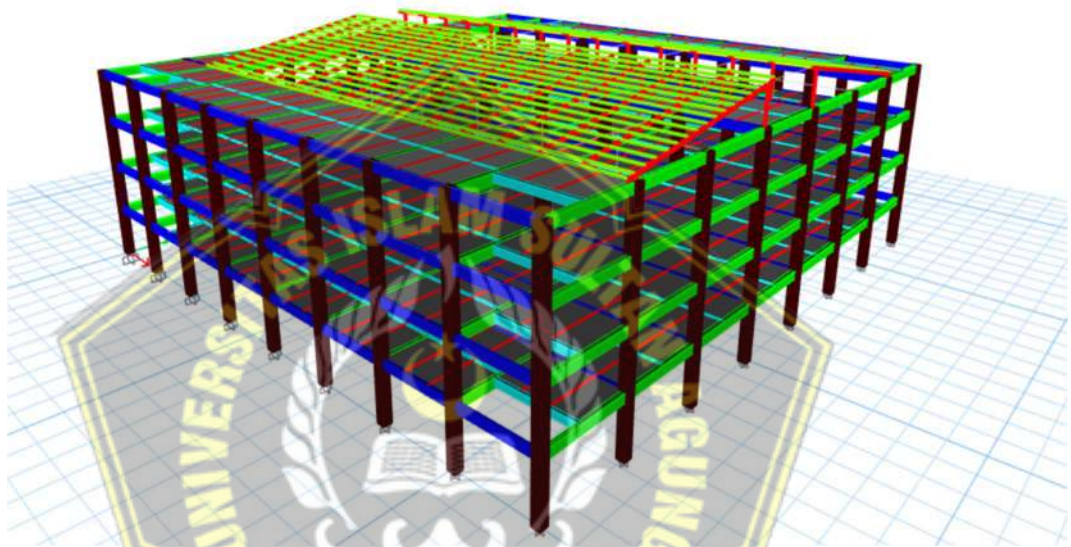
$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mr}{Mc} \right) \leq 1$$

$$\frac{3.549,1}{2(802.881,072)} + \left(\frac{52.104,4}{76.001.976} \right) \leq 1$$

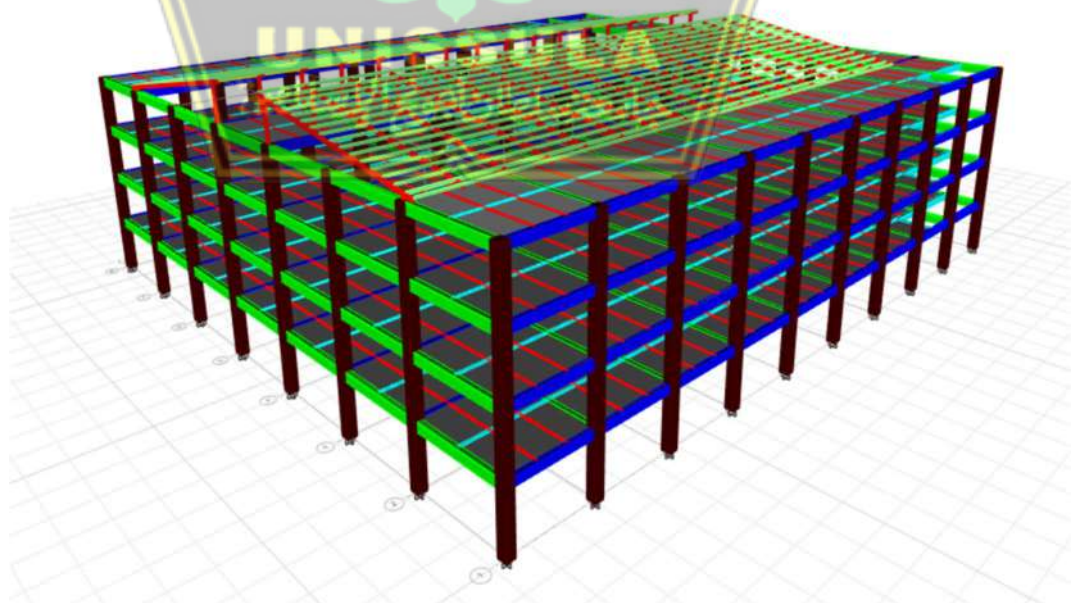
$$0,003 \leq 1$$

Sehingga profil WF 250.125.6.9 mampu digunakan sebagai kolom.

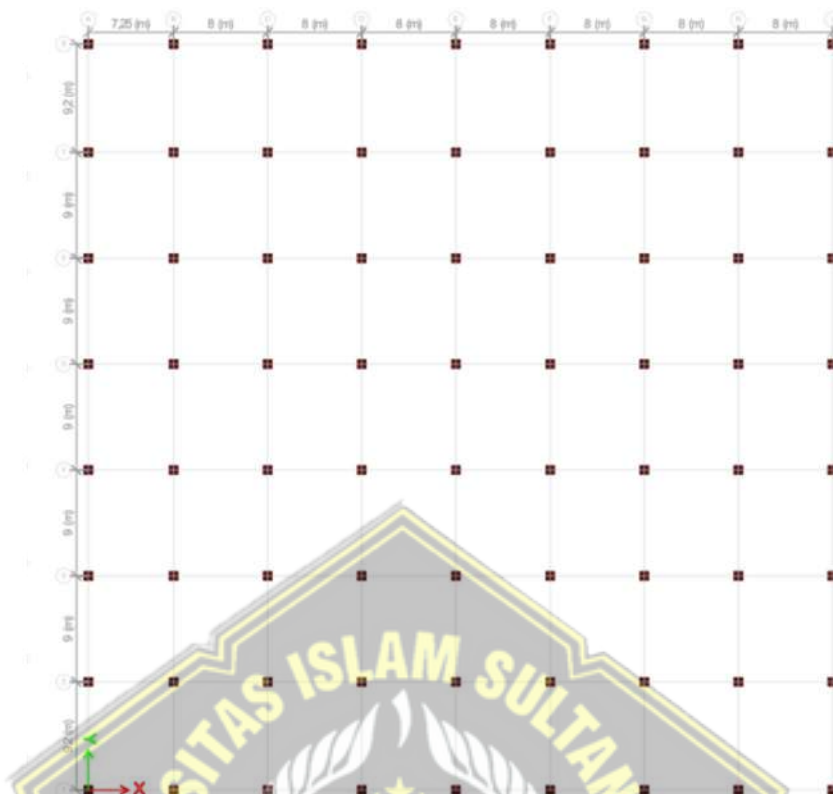
4.2. Pemodelan Struktur



Gambar 4.6. 3D Model Gedung A



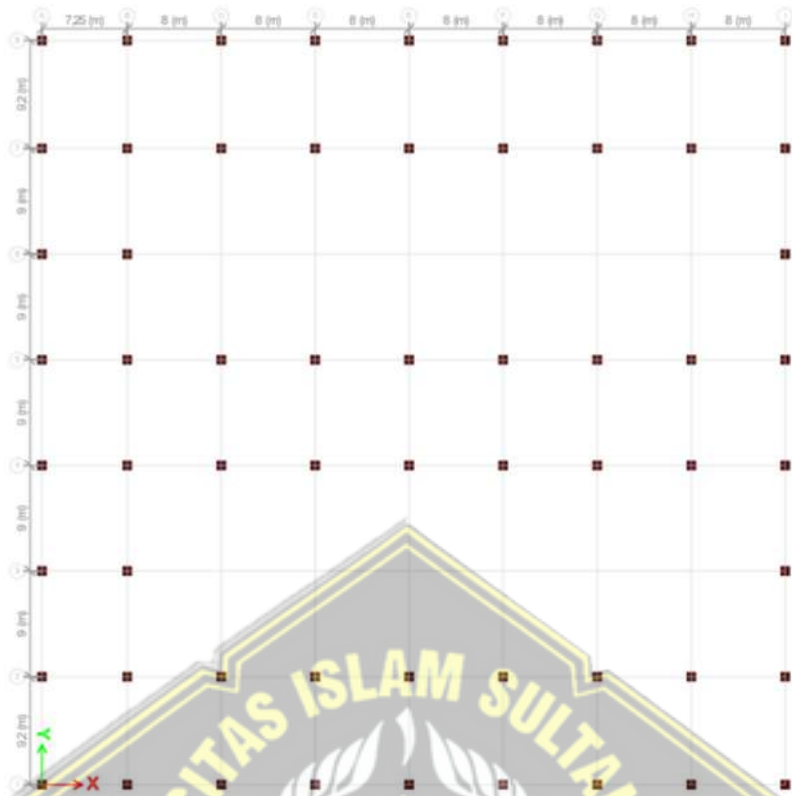
Gambar 4.7. 3D Model Gedung B



Gambar 4.8. Denah Kolom Lantai 1-3 Gedung A



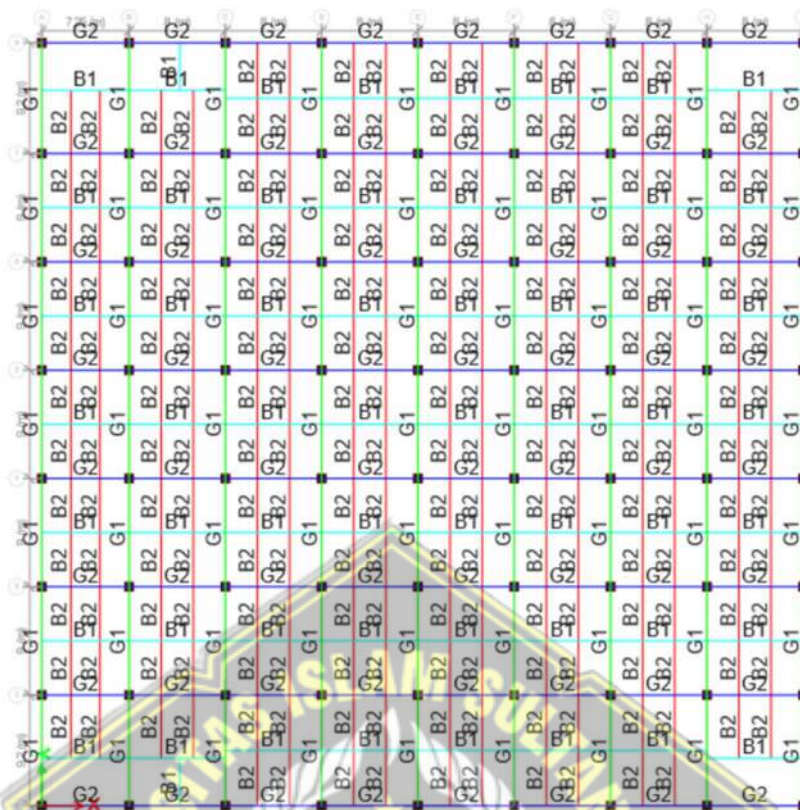
Gambar 4.9. Denah Kolom Lantai 1-3 Gedung B



Gambar 4.10. Denah Kolom Lantai 4 Gedung A



Gambar 4.11. Denah Kolom Lantai 4 Gedung B



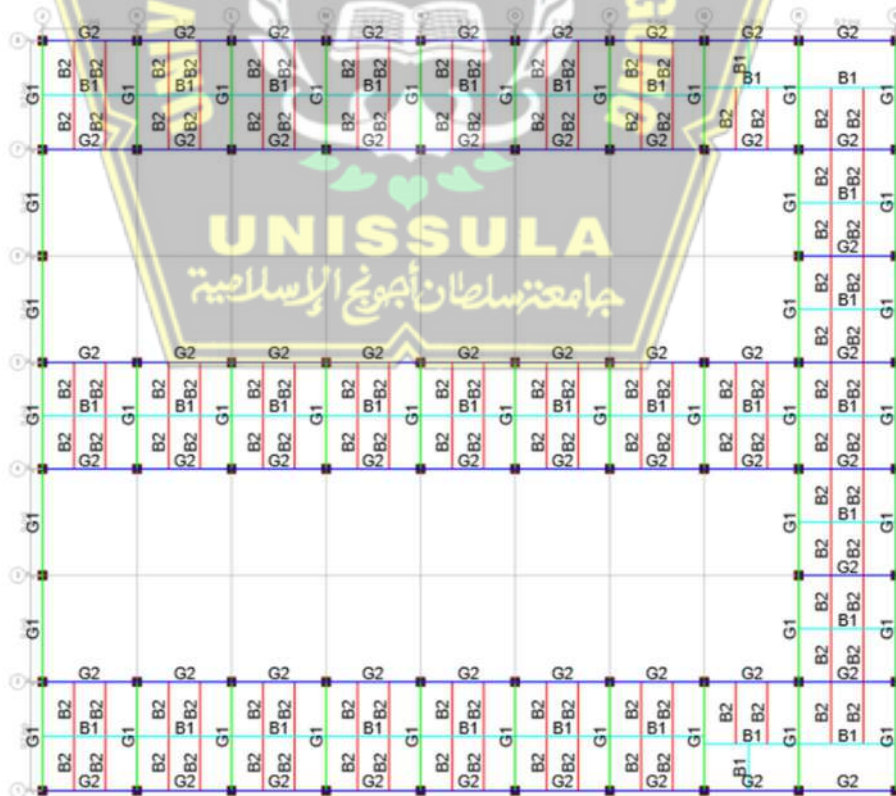
Gambar 4.12. Denah Balok Lantai 1-3 Gedung A



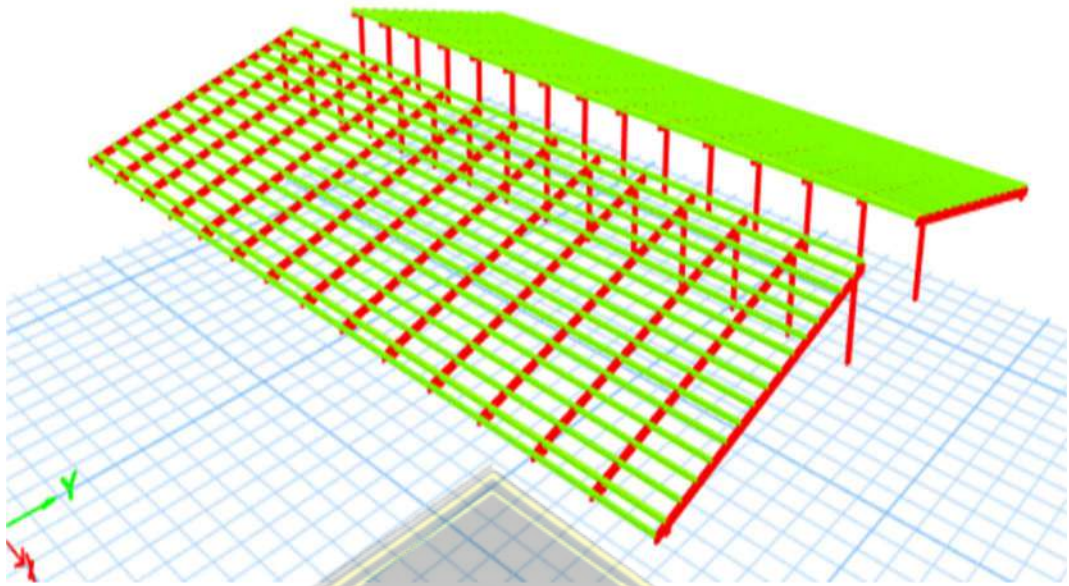
Gambar 4.13. Denah Balok Lantai 1-3 Gedung B



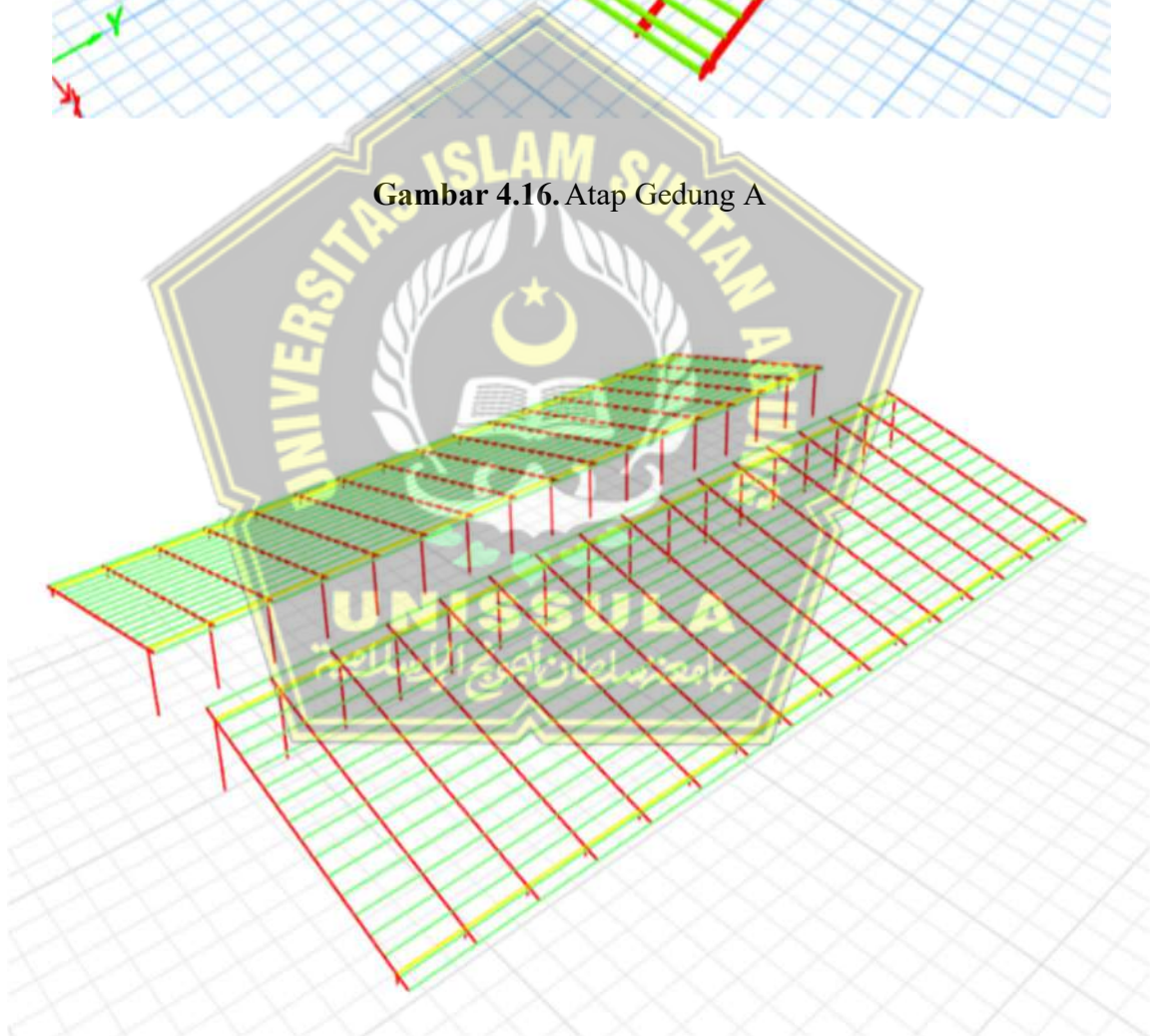
Gambar 4.14. Denah Balok Lantai 4 Gedung A



Gambar 4.15. Denah Balok Lantai 4 Gedung B



Gambar 4.16. Atap Gedung A



Gambar 4.17. Atap Gedung B

4.3. Pembebanan Struktur

4.3.1. Pembebanan Gravitasi

Pembebanan gravitasi berpedoman pada SNI 1727:2020, yaitu Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur lain. Beban gravitasi rencana yang akan digunakan mengacu pada fungsi bangunan tersebut. Beban gravitasi ini meliputi: beban mati (*dead load*), beban mati tambahan (*super imposed dead load*), dan beban hidup (*live load*).

a. Beban Mati

Beban mati (*dead load*) atau beban permanen adalah berat seluruh elemen struktur, meliputi elemen kolom, balok, dan pelat. Beban mati ini dapat dihitung dengan cara berat jenis beton dikali dengan volume elemen struktur tersebut.

b. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan (*super imposed dead load*) adalah berat yang diakibatkan oleh berat elemen non-struktural tambahan yang bersifat permanen. Beban mati tambahan yang digunakan pada perencanaan bangunan ini, yaitu sebagai tabel 4.12 berikut.

Tabel 4.12. Beban Mati Tambahan

No.	Jenis	Berat	Satuan
1	Beton Polos	1.1	(kN/m ²)
2	Floor Hardener (finishing lantai)	0.07	(kN/m ²)
3	Plafond + Partisi	0.2	(kN/m ²)
4	MEP	0.5	(kN/m ²)
5	Dinding pasangan bata 1/2 batu	2.5	(kN/m ²)

c. Beban Hidup

Beban hidup (*live load*) adalah beban yang ditimbulkan oleh penghuni dan pengguna bangunan gedung atau struktur lainnya yang tidak melekat secara permanen pada struktur bangunan tersebut. Beban hidup tambahan yang digunakan pada perencanaan bangunan ini, yaitu sebagai tabel 4.13 berikut.

Tabel 4.13. Beban Hidup

No.	Jenis Pemanfaatan Ruang	Berat	Satuan
1	Pabrik Ringan	6	(kN/m ²)
2	Kantor	2.5	(kN/m ²)
3	Atap	1	(kN/m ²)

d. Kumulatif Beban Struktur

Kumulatif beban struktur dapat dihitung dengan cara mencari berat sendiri struktur dan menghitung beban yang bekerja pada suatu bangunan. Berikut kumulatif beban struktur pada perencanaan gedung pabrik.

Tabel 4.14. Kumulatif Beban Struktur Gedung A

LANTAI	W (kN)
Lantai 4	18611.2427
Lantai 3	41850.5933
Lantai 2	42710.1104
Lantai 1	42963.5504
Jumlah	146135.4968

Tabel 4.15. Kumulatif Beban Struktur Gedung B

LANTAI	W (kN)
Lantai 4	22107.8881
Lantai 3	49004.6273
Lantai 2	50049.2768
Lantai 1	50346.8708
Jumlah	171508.663

4.3.2. Pembebanan Gempa

Beban gempa yang diterapkan pada perencanaan gedung pabrik 4 lantai ini menggunakan analisis respons spektra dengan acuan SNI 1726:2019, Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung.

a. Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Faktor Keutamaan Gempa

Bangunan gedung ini direncanakan sebagai bangunan pabrik. Mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 4.1.2, bangunan gedung pabrik termasuk dalam kategori resiko II, dengan faktor keutamaan gempa (I_e), yaitu 1,0.

b. Kelas Situs Tanah

Kelas situs diklasifikasikan sebagai batuan keras (SA), batuan (SB), tanah keras (SC), tanah sedang (SD), tanah lunak (SE), dan tanah khusus (SF) yang mengacu pada tabel berikut :

Tabel 4.16. Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	> 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$, 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: –Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah –Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) –Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) –Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Pada penentuan kelas situs ini data yang digunakan adalah data N-SPT dan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots \dots \dots (4.2)$$

Dengan $\sum_{i=1}^n d_i$ adalah ketebalan total dari lapisan tanah di 30 m lapisan paling atas, dan N_i adalah tahanan penetrasi dengan nilai tidak boleh lebih dari 300 pukulan permeter. Berikut adalah tabel hasil penentuan kelas situs tanah berdasarkan data tanah N-SPT.

Tabel 4.17. Hasil Penentuan Kelas Situs Tanah

No	Kedalaman	Tebal (di)	Σdi (m)	N-SPT	di/N-SPT	$\Sigma(di/N-SPT)$	\bar{N}
1	2	2	30	11	0.1818	6.2132	4.8284
2	4	2		2	1.0000		
3	6	2		4	0.5000		
4	8	2		3	0.6667		
5	10	2		2	1.0000		
6	12	2		3	0.6667		
7	14	2		4	0.5000		
8	16	2		6	0.3333		
9	18	2		7	0.2857		
10	20	2		8	0.2500		
11	22	2		9	0.2222		
12	24	2		11	0.1818		
13	26	2		12	0.1667		
14	28	2		15	0.1333		
15	30	2		16	0.1250		

Berdasarkan perhitungan diatas didapat nilai tahanan penetrasi standart lapangan rata-rata (\bar{N}) = 4,8284, maka tanah tersebut di kategorikan sebagai tanah lunak (SE).

c. Parameter Percepatan Respons Spektra Gempa Terpetakan

Parameter percepatan respon spektra gempa periode pendek S_s dan periode 1 detik S_1 dapat diambil dari Program Desain Spektra Indonesia (rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021). Nilai parameter percepatan respons spektra gempa terpetakan di lokasi gedung pabrik ini dibangun adalah sebagai tabel berikut:

Tabel 4.18. Parameter Respons Spektra Terpetakan

Variabel	Nilai
S_s (g)	0.7122
S_1 (g)	0.3271
TL	20

d. Parameter Percepatan Respons Spektra Gempa Risiko Tertarget

Nilai parameter percepatan respons spektra gempa resiko tertarget pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{MI}) disesuaikan dengan pengaruh kelas situs tanah. Berikut adalah perumusan parameter percepatan gempa periode pendek dan periode 1 detik.

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots(4.3)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \dots\dots\dots(4.4)$$

Dalam penentuan faktor F_a dan F_v dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 4.19. Parameter Respons Spektra Periode Pendek

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan 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	1.9	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	SS^a					

Untuk menentukan nilai F_a yang tidak tercantum pada tabel, maka untuk menentukan nilai tersebut menggunakan interpolasi linear.

Tabel 4.20. Interpolasi Linier F_a

S_s	F_a
0.5	1.7
0.75	1.3
0.7122	1.36

Tabel 4.21. Parameter Respons Spektra Periode 1 Detik

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 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
SF	SS^a					

Untuk menentukan nilai F_v yang tidak tercantum pada tabel, maka untuk menentukan nilai tersebut menggunakan interpolasi linear sama seperti sebelumnya.

Tabel 4.22. Interpolasi Linier F_v

S1	Fv
0.3	2.8
0.4	2.4
0.3271	2.69

Setelah menentukan nilai F_a dan F_v , maka dapat menentukan nilai parameter percepatan respons spektra gempa risiko tertarget sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s = 1,36 \times 0,7122 = 0,97$$

$$S_{MI} = F_v S_I = 2,69 \times 0,3271 = 0,88$$

e. Parameter Percepatan Spektral Desain

Untuk menentukan nilai parameter percepatan spektral desain untuk untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,97 = 0,65$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{MI} = \frac{2}{3} \times 0,88 = 0,59$$

f. Respons Spektrum Desain

Respons spektrum desain dapat ditentukan berdasarkan rumus-rumus berikut:

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , respons spektrum percepatan desain, S_a menggunakan rumus persamaan berikut :

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

Dengan :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,59}{0,65} = 0,18$$

$$T = 0$$

Maka

$$\begin{aligned} S_a &= 0,65 (0,4 + 0,6 \frac{0}{0,18}) \\ &= 0,260 \end{aligned}$$

- Untuk periode lebih besar dari T_0 dan kurang dari T_s , respons spektrum percepatan desain, S_a menggunakan rumus persamaan berikut :

$$S_a = S_{DS}$$

Dengan :

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

$$= \frac{0,59}{0,65} = 0,91$$

$$T = 0,5$$

Maka

$$S_a = 0,65$$

- Untuk periode lebih besar dari T_s dan kurang dari T_L , respons spektrum percepatan desain, S_a menggunakan rumus persamaan berikut :

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

Dengan

$$T = 1$$

Maka

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

$$= \frac{0,59}{1} = 0,59$$

- Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektrum percepatan desain, S_a menggunakan rumus persamaan berikut :

$$S_a = \frac{SD1T_L}{T}$$

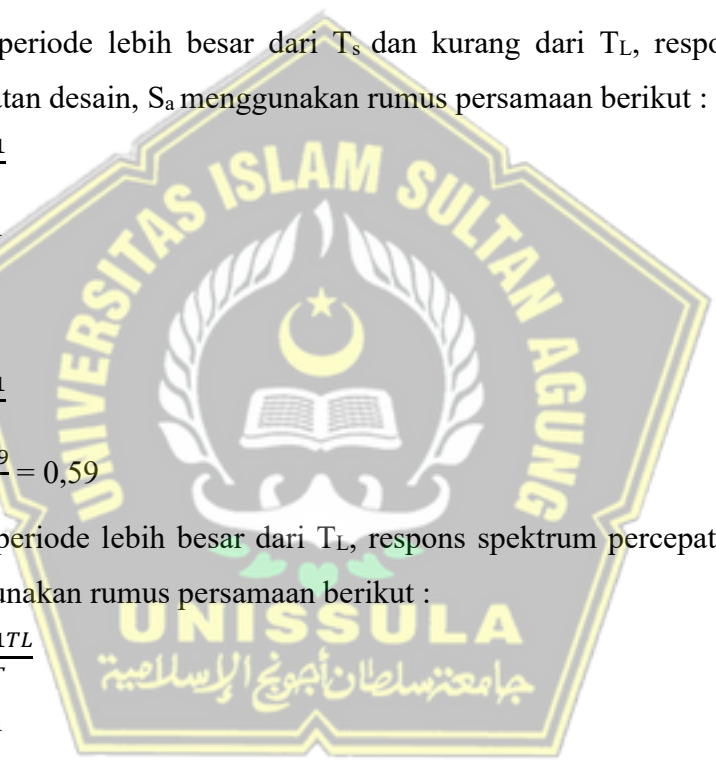
Dengan

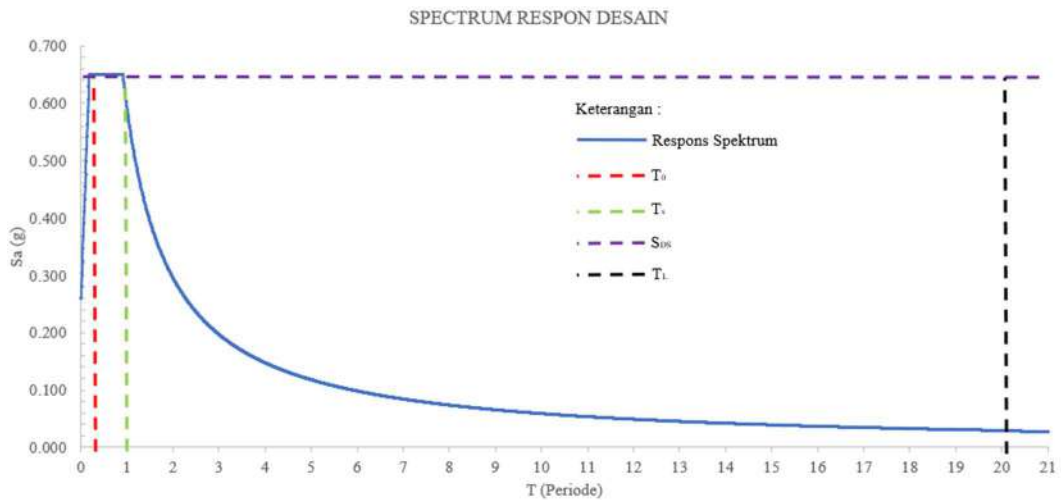
$$T_L = 20$$

$$T = 20,1$$

Maka

$$S_a = \frac{0,59 \times 20}{20,1} = 0,029$$





Gambar 4.18. Respons Spektrum Desain

g. Kategori Desain Seismik

Dalam menentukan kategori desain seismik bangunan, dapat di tentukan berdasarkan parameter S_{DS} untuk respons percepatan pada periode pendek dan S_{D1} untuk respons percepatan pada periode 1 detik, untuk parameter tersebut dapat dilihat pada tabel 20 dan tabel 21 berikut.

Tabel 4.23. 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
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori risiko bangunan II dengan nilai S_{DS} 0,65, maka kategori desain seismik yang dapat digunakan adalah D.

Tabel 4.24. 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
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori risiko bangunan II dengan nilai S_{D1} 0,59, maka kategori desain seismik yang dapat digunakan adalah D.

h. Faktor R , Ω_0 , dan C_d Dalam Sistem Struktur

Untuk menentukan nilai faktor R , Ω_0 , dan C_d , maka sebelumnya harus menentukan sistem struktur yang dapat digunakan berdasarkan kategori desain seismik. Untuk sistem struktur yang dapat digunakan berdasarkan parameter kategori desain seismik D adalah Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus, dengan nilai koefisien modifikasi respons (R) = 8, faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3, dan faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5.

i. Periode Getar Struktur

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a , yang dihitung berdasarkan tipe rangka struktur dan tinggi struktur tersebut.

Tabel 4.25. Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Nilai parameter respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} adalah 0,59, maka untuk nilai koefisien C_u berdasarkan tabel diatas yaitu 1,4.

Tabel 4.26. 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 dan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
• Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Tipe struktur yang digunakan Gedung Pabrik adalah rangka beton pemikul momen. Berdasarkan tabel diatas, diperoleh hasil sebagai berikut:

- $C_t = 0,0466$
- $x = 0,8$

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut:

1. Penentuan batas bawah periode getar struktur

$$T_a \text{ min} = C_t \times H_n^x$$

Keterangan

$$T_a \text{ min} = \text{Periode batas bawah (s)}$$

$$H_n = \text{ketinggian struktur (m)}$$

Sehingga

$$T_a \text{ min} = 0.0466 \times 21,3^{0.8}$$

$$= 0,73 \text{ detik}$$

2. Penentuan batas atas periode getar struktur

$$T_a \text{ max} = T_a \times C_u$$

Keterangan

$$T_a \text{ max} = \text{Periode batas atas (s)}$$

$$T_a = \text{Periode batas bawah (s)}$$

$$C_u = \text{Koefisien batas atas}$$

Sehingga

$$T_a \text{ max} = 0.73 \times 1,4$$

$$= 1,02 \text{ detik}$$

Tabel 4.27. Cek Periode Getar Gedung A

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.889	1.125	7.0675	49.9495
Modal	2	0.817	1.225	7.6941	59.1993
Modal	3	0.796	1.257	7.8957	62.3428
Modal	4	0.276	3.621	22.7522	517.6605
Modal	5	0.26	3.849	24.1869	585.0049
Modal	6	0.249	4.011	25.2042	635.2531
Modal	7	0.158	6.312	39.6571	1572.686
Modal	8	0.149	6.695	42.0646	1769.431
Modal	9	0.142	7.042	44.2446	1957.585
Modal	10	0.119	8.373	52.6089	2767.7
Modal	11	0.117	8.52	53.5352	2866.021
Modal	12	0.117	8.52	53.5353	2866.024
Modal	13	0.115	8.68	54.5412	2974.739
Modal	14	0.106	9.428	59.2376	3509.095
Modal	15	0.106	9.429	59.2456	3510.04
Modal	16	0.1	10.041	63.087	3979.968
Modal	17	0.097	10.307	64.7627	4194.21
Modal	18	0.097	10.353	65.0516	4231.716
Modal	19	0.096	10.404	65.3702	4273.263
Modal	20	0.089	11.174	70.2076	4929.113

Berdasarkan tabel diatas, nilai T_a yang digunakan pada gedung A sebagai berikut :

1. Periode getar arah X = $T_a \text{ min} < T_x < T_a \text{ max}$

Periode getar arah X = $0,73 < 0,889 < 1,02$, maka nilai T_x periode arah X yang digunakan adalah T_x dengan nilai $T = 0,889$

2. Periode getar arah Y = $T_a \text{ min} < T_y < T_a \text{ max}$

Periode getar arah Y = $0,73 < 0,817 < 1,02$, maka nilai T_y periode arah Y yang digunakan adalah T_y dengan nilai $T = 0,817$

Tabel 4.28. Cek Periode Getar Gedung B

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.911	1.098	6.8987	47.5914
Modal	2	0.835	1.198	7.5261	56.6419
Modal	3	0.813	1.23	7.727	59.7072
Modal	4	0.282	3.548	22.2933	496.9913
Modal	5	0.266	3.756	23.5984	556.8824
Modal	6	0.253	3.957	24.8641	618.2257
Modal	7	0.17	5.87	36.8818	1360.2674
Modal	8	0.17	5.871	36.8871	1360.6566
Modal	9	0.155	6.457	40.5679	1645.7534
Modal	10	0.151	6.609	41.5287	1724.6339
Modal	11	0.138	7.246	45.5302	2073
Modal	12	0.102	9.761	61.3309	3761.4837
Modal	13	0.101	9.865	61.9839	3842.0006
Modal	14	0.092	10.836	68.0858	4635.6748
Modal	15	0.037	26.94	169.27	28652.1549
Modal	16	0.037	26.978	169.505	28731.8902
Modal	17	0.035	28.595	179.665	32279.4331
Modal	18	0.035	28.627	179.87	32353.2326
Modal	19	0.031	32.33	203.133	41263.1469
Modal	20	0.031	32.354	203.285	41324.8912
Modal	21	0.028	35.492	223.005	49731.0291
Modal	22	0.028	35.503	223.07	49760.383
Modal	23	0.019	54.043	339.564	115303.639
Modal	24	0.018	54.384	341.706	116762.835
Modal	25	0.018	54.748	343.99	118328.88
Modal	26	0.018	55.083	346.097	119783.118
Modal	27	0.018	56.781	356.763	127279.958
Modal	28	0.018	57.093	358.727	128685.063
Modal	29	0.017	57.18	359.275	129078.509
Modal	30	0.017	57.713	362.624	131496.312
Modal	31	0.017	57.921	363.926	132442.238
Modal	32	0.017	58.438	367.176	134818.057
Modal	33	0.017	59.639	374.721	140415.687
Modal	34	0.017	60.093	377.579	142565.495
Modal	35	0.017	60.501	380.137	144504.198
Modal	36	0.017	60.562	380.521	144796.302
Modal	37	0.016	60.783	381.913	145857.385
Modal	38	0.016	60.807	382.063	145971.755

Berdasarkan tabel diatas, nilai T_a yang digunakan pada gedung B sebagai berikut :

3. Periode getar arah X = $T_a \text{ min} < T_x < T_a \text{ max}$

Periode getar arah X = $0,73 < 0,911 < 1,02$, maka nilai T_x periode arah X yang digunakan adalah T_x dengan nilai $T = 0,911$

4. Periode getar arah Y = $T_a \text{ min} < T_y < T_a \text{ max}$

Periode getar arah Y = $0,73 < 0,835 < 1,02$, maka nilai T_y periode arah Y yang digunakan adalah T_y dengan nilai $T = 0,835$

j. Rasio Partisipasi Massa Ragam Struktur

Untuk menentukan ragam getar alami struktur, analisis harus mencakup jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Berikut tabel rasio partisipasi massa ragam struktur terkombinasi sudah mencapai 100% dari massa struktur.

Tabel 4.29. Rasio Partisipasi Massa Gedung A dan B

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Berdasarkan tabel diatas rasio partisipasi massa ragam struktur terkombinasi sudah mencapai 100% dari massa struktur, sehingga sudah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1.

Tabel 4.30. Analisis Gempa

ANALISIS BEBAN GEMPA MENURUT SNI 1726:2019			
Data Parameter Gempa MENURUT SNI 1726:2019			Keterangan
Fungsi Bangunan	Gedung Pabrik		
Kategori Resiko	II		Pasal 4.1.2 Tabel 3
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	1.0	Pasal 4.1.2 Tabel 4
Kelas Situs Tanah	SE		Pasal 5.3 Tabel 5
Kategori Desain Seismik	KDS	D	Pasal 6.5 Tabel 8 & 9
Koefisien Modifikasi Respons	R	8	Pasal 7.2.2 Tabel 12
Faktor Kuat Lebih Sistem	Ω_0^b	3	Pasal 7.2.2 Tabel 12
Faktor Pembesaran Defleksi	C_d^c	5.5	Pasal 7.2.2 Tabel 12

Tabel 4.30. Analisis Gempa

Data Percepatan Gempa			Keterangan
Spektral Percepatan Gempa Periode Pendek	S _s	0.7122	RSA Cipta Karya
Spektral Percepatan Gempa Periode 1 Detik	S ₁	0.3271	RSA Cipta Karya
Koefisien Situs	F _a	1.3605	Interpolasi (Pasal 6.2 Tabel 6)
Koefisien Situs	F _v	2.6916	Interpolasi (Pasal 6.2 Tabel 7)
Parameter respons spektral Percepatan Periode Pendek	S _{MS} = F _a *S _s	0.9689	Pasal 6.2
Parameter respons spektral Percepatan Periode 1 Detik	S _{M1} = F _v *S ₁	0.8804	Pasal 6.2
Percepatan Desain Periode Pendek	S _{DS} = 2/3*S _{MS}	0.6459	Pasal 6.3
Percepatan Desain Periode 1 Detik	S _{D1} = 2/3*S _{M1}	0.5869	Pasal 6.3
Periode	T ₀ =0.2*S _{D1} /S _{DS}	0.1817	Pasal 6.4
	T _s =S _{D1} /S _{DS}	0.9087	Pasal 6.4
	T _L	20	RSA Cipta Karya
Periode Struktur			Keterangan
Percepatan Desain Periode 1 Detik	S _{D1}	0.5869	
Koefisien untuk Batas Periode	C _u	1.4	Pasal 7.8.2 Tabel 17
Parameter Periode Pendekatan	C _t	0.0466	Pasal 7.8.2.1 Tabel 18
Parameter Periode Pendekatan	x	0.9	Pasal 7.8.2.1 Tabel 18
Tinggi Bangunan (Seismik)	h	21.3	
Periode Fundamental Pendekatan Ta min	Ta min = C _t * h ^x	0.7310	Pasal 7.8.2
Periode Fundamental Pendekatan Ta max	Ta max = T _a * C _u	1.023	Pasal 7.8.2.2
Tx Model Gedung A		0.889	Output Etabs
Ty Model Gedung A		0.817	Output Etabs
Tx Model Gedung B		0,911	Output Etabs
Ty Model Gedung B		0,836	Output Etabs

4.3.3. Gaya Lateral Ekuivalen

a. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Nilai Cs dapat dihitung dengan mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1, Nilai Cs, Cs min , Cs max arah X dan arah Y menggunakan rumus sebagai berikut:

- Perhitungan Cs Max

$$Cs \max = \frac{SDs}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik desain

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain periode pendek

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Dengan nilai,

$$S_{DS} = 0,6459$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1$$

Maka :

$$C_s \text{ max} = \frac{0,6459}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ = 0,0807$$

- Perhitungan C_s min

$$C_s \text{ min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e$$

Keterangan :

$C_s \text{ min}$ = Koefisien respons seismik desain

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain periode pendek

I_e = Faktor keutamaan gempa

Dengan nilai,

$$S_{DS} = 0,6459$$

$$I_e = 1$$

Maka :

$$C_s \text{ min} = 0,044 \times 0,6459 \times 1 \\ = 0,0284$$

- Perhitungan C_s arah X dan Y gedung A

1. C_s arah X

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik desain arah X

$SD1$ = Parameter percepatan respons spektral desain periode 1 detik

R = Koefisien modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa

T = Periode pakai arah X

Dengan nilai,

$$SD1 = 0,5869$$

$$R = 8$$

$$Ie = 1$$

$$T = 0,889$$

Maka :

$$\begin{aligned} Csx &= \frac{0,5869}{0,889 \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0825 \end{aligned}$$

Karena nilai $Csx > Cs$ max desain, maka nilai Cs arah X yang digunakan yaitu Cs max desain, dengan nilai Cs 0,0807.

2. Cs arah X

$$Cs = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{Ie}\right)}$$

Keterangan :

Cs = Koefisien respons seismik desain arah Y

$SD1$ = Parameter percepatan respons spektral desain periode 1 detik

R = Koefisien modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa

T = Periode pakai arah Y

Dengan nilai,

$$SD1 = 0,5869$$

$$R = 8$$

$$Ie = 1$$

$$T = 0,817$$

Maka :

$$\begin{aligned} Csy &= \frac{0,5869}{0,817 \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0898 \end{aligned}$$

Karena nilai $Csy > Cs$ max desain, maka nilai Cs arah Y yang digunakan yaitu Cs max desain, dengan nilai Cs 0,0807.

- Perhitungan Cs arah X dan Y gedung B

1. Cs arah X

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

Cs = Koefisien respons seismik desain arah X

SD1 = Parameter percepatan respons spektral desain periode 1 detik

R = Koefisien modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa

T = Periode pakai arah X

Dengan nilai,

$$SD1 = 0,5869$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1$$

$$T = 0,911$$

Maka :

$$\begin{aligned} C_{sx} &= \frac{0,5869}{0,911\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0805 \end{aligned}$$

Karena nilai $C_{sx} < C_s$ max desain, maka nilai Cs arah X yang digunakan yaitu C_{sx} , dengan nilai Cs 0,0805

2. Cs arah X

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

Cs = Koefisien respons seismik desain arah Y

SD1 = Parameter percepatan respons spektral desain periode 1 detik

R = Koefisien modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa

T = Periode pakai arah Y

Dengan nilai,

$$SD1 = 0,5869$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1$$

$$T = 0,836$$

Maka :

$$\begin{aligned} C_{sy} &= \frac{0,5869}{0,836 \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0878 \end{aligned}$$

Karena nilai $C_{sy} > C_s$ max desain, maka nilai C_s arah Y yang digunakan yaitu C_s max desain, dengan nilai C_s 0,0807

- Penentuan Nilai k gedung A

Nilai k untuk $T \leq 0,5$ detik adalah 1 dan nilai k untuk $T \geq 2,5$ detik adalah 2, dan nilai k untuk $0,5 < T < 2,5$ detik dapat ditentukan menggunakan perhitungan interpolasi linier antara 1 dan 2.

- Interpolasi untuk menghitung nilai k pada arah x

$$k_x = \left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \right) \times (k_x - x_1) + y_1$$

$$k_x = \left(\frac{2-1}{2,5-0,5} \right) \times (0,889-0,5) + 2$$

$$k_x = 1.1945$$

- Interpolasi untuk menghitung nilai k pada arah y

$$k_y = \left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \right) \times (k_y - x_1) + y_1$$

$$k_y = \left(\frac{2-1}{2,5-0,5} \right) \times (0,817-0,5) + 2$$

$$k_y = 1.1585$$

- Penentuan Nilai k gedung B

Nilai k untuk $T \leq 0,5$ detik adalah 1 dan nilai k untuk $T \geq 2,5$ detik adalah 2, dan nilai k untuk $0,5 < T < 2,5$ detik dapat ditentukan menggunakan perhitungan interpolasi linier antara 1 dan 2.

- Interpolasi untuk menghitung nilai k pada arah x

$$k_x = \left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \right) \times (k_x - x_1) + y_1$$

$$k_x = \left(\frac{2-1}{2,5-0,5} \right) \times (0,911-0,5) + 2$$

$$k_x = 1.2055$$

- Interpolasi untuk menghitung nilai k pada arah y

$$k_y = \left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \right) \times (k_y - x_1) + y_1$$

$$k_y = \left(\frac{2-1}{2,5-0,5} \right) \times (0,836-0,5) + 2$$

$$k_y = 1.168$$

Tabel 4.31. Rekapitulasi Analisis statik Ekuivalen Gedung A

Analisisi Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respons Seismik	$C_s = SDS / (R/I_e)$	0.0807	Digunakan arah x,y
	$C_{sx} = SD1 / (T^*(R/I_e))$	0.0825	
	$C_{sy} = SD1 / (T^*(R/I_e))$	0.0898	
	$C_{smin} = 0.044*SDS*I_e$	0.0284	
	$K_x = 0.5 < T < 0.25$	1.1945	
	$K_y = 0.5 < T < 0.25$	1.1585	

Tabel 4.32. Rekapitulasi Analisis statik Ekuivalen Gedung B

Analisisi Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respons Seismik	$C_s = SDS / (R/I_e)$	0.0807	Digunakan arah y
	$C_{sx} = SD1 / (T^*(R/I_e))$	0.0805	Digunakan arah x
	$C_{sy} = SD1 / (T^*(R/I_e))$	0.0878	
	$C_{smin} = 0.044*SDS*I_e$	0.0284	
	$K_x = 0.5 < T < 0.25$	1.2055	
	$K_y = 0.5 < T < 0.25$	1.168	

b. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.1, gaya geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$V = C_s W$$

Dengan :

C_s = koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Tabel 4.33. Berat Seismik Gedung A

LANTAI	X	Y
Lantai 4	18611,2427	18611,2427
Lantai 3	41850,5933	41850,5933
Lantai 2	42710,1104	42710,1104
Lantai 1	42963,5504	42963,5504
Jumlah	146135,4968	146135,4968

Dari data diatas didapatkan berat efektif bangunan yaitu sebesar 146135,4968 kN sehingga nilai V :

$$V_x = C_{sx} W$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0807 \times 146135,4968 \\
 &= 11793,13459 \text{ kN} \\
 V_y &= C_{sy} W \\
 &= 0,0807 \times 146135,4968 \\
 &= 11793,13459 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.34. Berat Seismik Gedung B

LANTAI	X	Y
Lantai 4	22107,8881	22107,8881
Lantai 3	49004,6273	49004,6273
Lantai 2	50049,2768	50049,2768
Lantai 1	50346,8708	50346,8708
Jumlah	171508,663	171508,663

Dari data diatas didapatkan berat efektif bangunan yaitu sebesar 171508,663 kN sehingga nilai V:

$$\begin{aligned}
 V_x &= C_{sx} W \\
 &= 0,0805 \times 171508,663 \\
 &= 13806,44737 \text{ kN} \\
 V_y &= C_{sy} W \\
 &= 0,0807 \times 171508,663 \\
 &= 13840,7491 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat

Mengacu pada peraturan SNI 1726:2019 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F) tiap lantai harus ditentukan dengan rumus berikut:

$$F = C_v \times V \text{ dan}$$

$$C_v = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dengan:

C_v = faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser dasar

w_i = Berat seismik

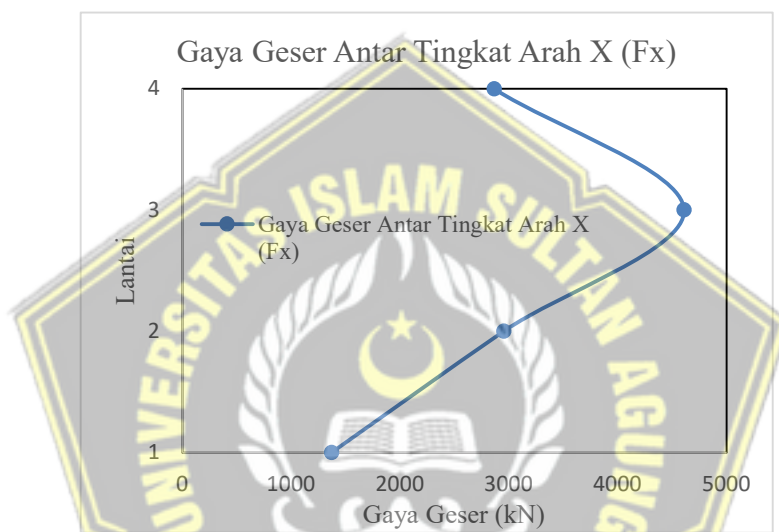
h_i = tinggi dari dasar sampai perlantai

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur.

- Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung A

Tabel 4.35. Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung A

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	k	Wi*hi ^k (kN/m)	Cv	Fx = Cv*V
4	21,3	18611,2427	1,1945	718662,21	0,243	2863,40
3	16,1	41850,933		1156791,60	0,391	4609,06
2	10,9	42710,1104		740860,85	0,250	2951,85
1	5,7	42963,5504		343552,16	0,116	1368,83
Jumlah		146135,4968			2959866,82	1

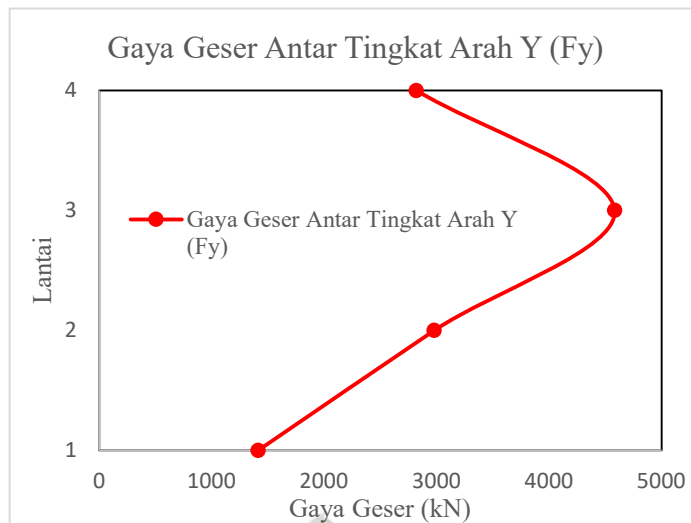


Gambar 4.19. Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung A

- Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung A

Tabel 4.36. Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung A

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	k	Wi*hi ^k (kN/m)	Cv	Fx = Cv*V
4	21,3	18611,2427	1,1585	643729,10	0,239	2819,11
3	16,1	41850,933		1046669,08	0,389	4583,73
2	10,9	42710,1104		679812,73	0,252	2977,14
1	5,7	42963,5504		322686,79	0,120	1413,16
Jumlah		146135,4968			2692897,70	1

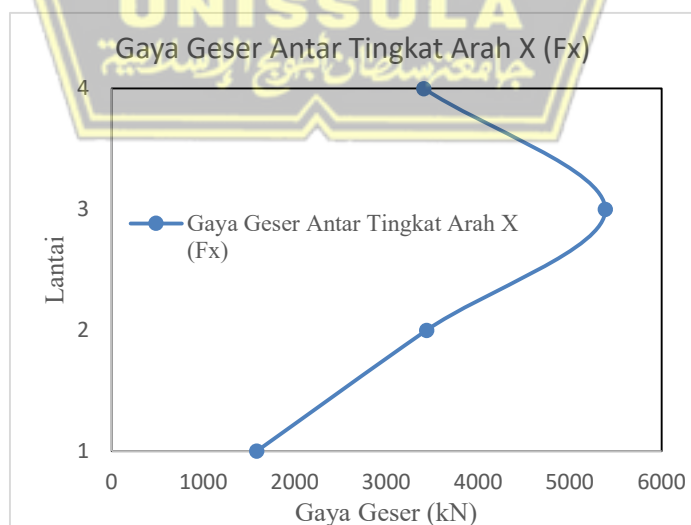


Gambar 4.20. Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung A

- Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung B

Tabel 4.37. Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung B

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	k	Wi*hi ^k (kN/m)	Cv	Fx = Cv*V
4	21,3	22107,8881	1,2055	882894,62	0,247	3403,85
3	16,1	49004,6273		1396579,57	0,390	5384,28
2	10,9	50049,2768		891282,64	0,249	3436,19
1	5,7	50346,8708		410373,80	0,115	1582,13
Jumlah		171508.663		3581130,63	1	13806,45

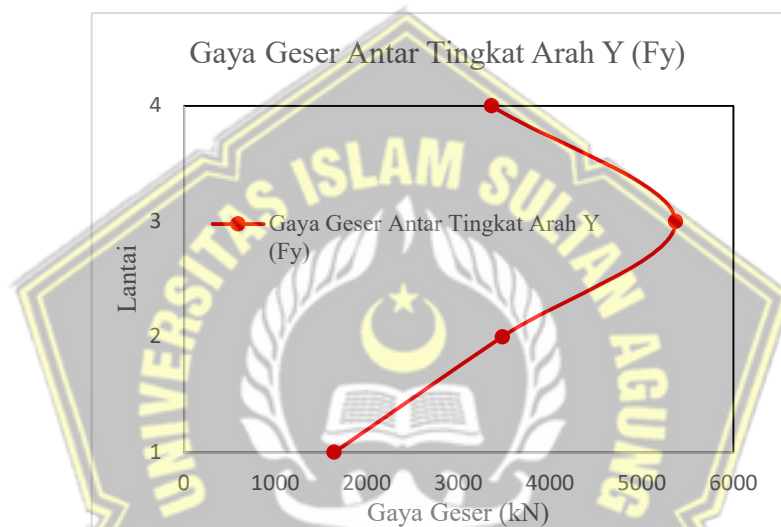


Gambar 4.21. Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah X Gedung B

- Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung B

Tabel 4.38. Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung B

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	k	Wi*hi ^k (kN/m)	Cv	Fx = Cv*V
4	21,3	22107,8881	1,168	787217,31	0,243	3357,73
3	16,1	49004,6273		1258373,93	0,388	5367,37
2	10,9	50049,2768		814914,33	0,251	3475,87
1	5,7	50346,8708		384445,09	0,118	1639,78
Jumlah		171508.663		3244950,66	1	13840,75



Gambar 4.22. Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y Gedung B

d. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya geser disetiap lantai akibat beban gempa desain, dapat dihitung dengan mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.4 dengan persamaan sebagai berikut:

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

Gaya geser merupakan kumulatif dari penjumlahan gaya lateral ekuivalen tiap lantai.

Tabel 4.39. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai Gedung A

Lantai	ARAH X		ARAH Y	
	Fx	Vx	Fy	Vy
4	2863,40	2863,40	2819,11	2819,11
3	4609,06	7472,46	4583,73	7402,84
2	2951,85	10424,30	2977,14	10379,98
1	1368,83	11793,13	1413,16	11793,13

- Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah X Gedung A

$$\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 = F_4 = 2863,40 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 = V_4 + F_3 = 2863,40 + 4609,06 = 7472,46 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 2, } V_2 = V_3 + F_2 = 7472,46 + 2951,85 = 10424,0 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 1, } V_1 = V_2 + F_1 = 10424,30 + 1368,83 = 11793,13 \text{ kN}$$

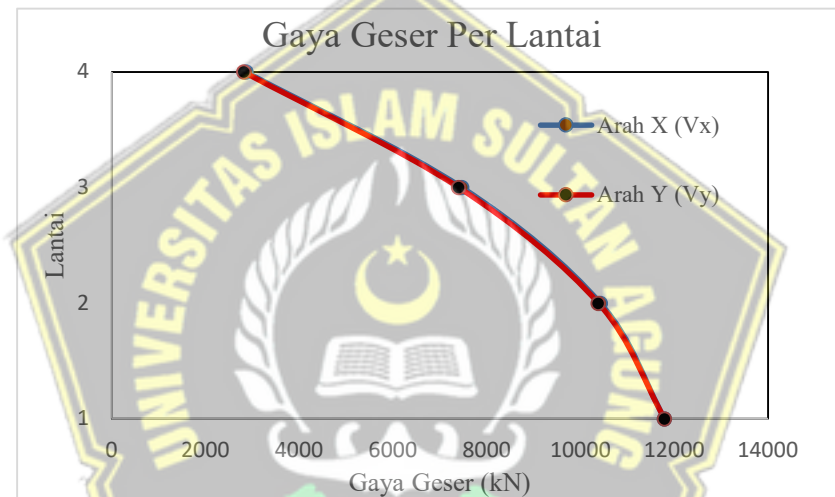
- Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah Y Gedung A

$$\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 = F_4 = 2819,1 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 = V_4 + F_3 = 2819,1 + 4583,73 = 7402,84 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 2, } V_2 = V_3 + F_2 = 7402,84 + 2977,14 = 10379,98 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 1, } V_1 = V_2 + F_1 = 10379,98 + 1413,16 = 11793,13 \text{ kN}$$



Gambar 4.23. Diagram Gaya Geser Per Lantai Gedung A

Tabel 4.40. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai Gedung B

Lantai	ARAH X		ARAH Y	
	Fx	Vx	Fy	Vy
4	3403,85	3403,85	3357,73	3357,73
3	5384,28	8788,13	5367,37	8725,10
2	3436,19	12224,32	3475,87	12200,97
1	1582,13	13806,45	1639,78	13840,75

- Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah X Gedung B

$$\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 = F_4 = 3403,85 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 = V_4 + F_3 = 3403,85 + 5384,28 = 8788,13 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 2, } V_2 = V_3 + F_2 = 8788,13 + 3436,19 = 12224,32 \text{ kN}$$

Gaya geser lantai 1, $V_1 = V_2 + F_1 = 12224,32 + 1582,13 = 13806,45 \text{ kN}$

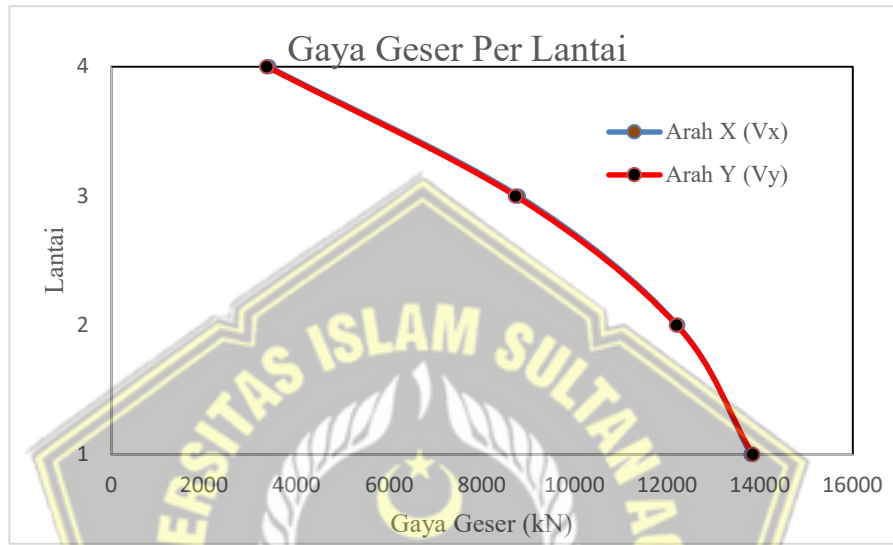
- Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah Y Gedung B

Gaya geser lantai 4, $V_4 = F_4 = 3357,73 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3 = 3357,73 + 5367,37 = 8725,10 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2 = 8725,10 + 3475,87 = 12200,97 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 1, $V_1 = V_2 + F_1 = 12200,97 + 1639,78 = 13840,75 \text{ kN}$



Gambar 4.24. Diagram Gaya Geser Per Lantai Gedung B

e. Perhitungan Penskalaan Gaya Terhadap Beban Gempa Statik - Dinamik

Berdasarkan SNI 1726:2019, apabila kombinasi respon untuk gaya geser dasar dari hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung menggunakan metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t . Dimana V adalah gaya geser dasar statik ekuivalen dan V_t adalah gaya geser yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

Maka dengan adanya pernyataan pasal diatas, gaya geser dinamik harus lebih besar atau sama dengan gaya geser statik. Untuk perhitungan gaya geser dinamik dilakukan dengan menggunakan hasil output dari penginputan spektrum respon dinamik pada Etabs, sedangkan untuk perhitungan gaya geser statik dilakukan dengan perhitungan manual.

Tabel 4.41. Hasil Gaya Geser Statik dan Dinamik Gedung A

Lantai	Statik		Dinamik	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4	2863,40	2819,11	2306,2267	2275,3427
3	7472,46	7402,84	6121,3572	6070,9425
2	10424,30	10379,98	8837,739	8818,2111
1	11793,13	11793,13	10166,0216	10193,4041

Tabel 4.42. Hasil Gaya Geser Statik dan Dinamik Gedung B

Lantai	Statik		Dinamik	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4	3403,85	3357,73	2702,3553	2676,631
3	8788,13	8725,10	7119,0899	7089,3015
2	12224,32	12200,97	10266,2764	10286,1434
1	13806,45	13840,75	11804,8585	11885,2933

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa gaya geser dinamik masih lebih kecil dari gaya geser statik, dengan demikian perlu dilakukan penskalaan gaya untuk memperoleh skala baru agar gaya geser dinamik sama atau lebih besar dengan gaya geser statik.

1. Perhitungan Skala Awal

Untuk perhitungan skala awal digunakan persamaan :

$$Scale Factor = \frac{g \times I_e}{R}$$

Keterangan :

g = Percepatan gravitas (9,81 m/s²)

I_e = Faktor keutamaan gempa (1)

R = Koefisien modifikasi respons (8)

Sehingga :

$$Scale Factor = \frac{9,81 \times 1}{8}$$

$$= 1,226$$

Hasil skala awal yang sudah digunakan untuk arah X dan Y

2. Perhitungan Koreksi Skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

$$\text{Scale Factor Correction} = \frac{V}{V_t}$$

Keterangan :

V = Gaya geser dasar statik

V_t = Gaya geser dasar dinamik

Perhitungan Koreksi Skala Gedung A

- Koreksi Skala Arah X

Diketahui :

V = Gaya geser statik lantai 1 arah X sebesar 11793,13 kN

V_t = Gaya geser dinamik lantai 1 arah X sebesar 10166,0216 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned}\text{Scale Factor Correction X} &= \frac{11793,13}{10166,0216} \\ &= 1,160\end{aligned}$$

- Koreksi Skala Arah Y

Diketahui :

V = Gaya geser statik lantai 1 arah Y sebesar 11793,13 kN

V_t = Gaya geser dinamik lantai 1 arah Y sebesar 10193,4041 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned}\text{Scale Factor Correction Y} &= \frac{11793,13}{10193,4041} \\ &= 1,157\end{aligned}$$

Perhitungan Koreksi Skala Gedung B

- Koreksi Skala Arah X

Diketahui :

V = Gaya geser statik lantai 1 arah X sebesar 13806.45 kN

V_t = Gaya geser dinamik lantai 1 arah X sebesar 11804.8585 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned}\text{Scale Factor Correction X} &= \frac{13806.45}{11804.8585} \\ &= 1,170\end{aligned}$$

- Koreksi Skala Arah Y

Diketahui :

V = Gaya geser statik lantai 1 arah Y sebesar 13840,75 kN

V_t = Gaya geser dinamik lantai 1 arah Y sebesar 11885,2933 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction Y} &= \frac{13840,75}{11885,2933} \\ &= 1,165 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Skala Baru

Untuk perhitungan skala baru digunakan persamaan :

$$\text{Scale Factor Correction} = \text{Scale Factor} \frac{V}{V_t}$$

Keterangan :

Scale Factor = Skala awal

V = Gaya geser dasar statik

V_t = Gaya geser dasar dinamik

Perhitungan Skala Baru Gedung A

- Skala Baru Arah X

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,226$$

V = Gaya geser statik lantai 1 arah X sebesar 11793,13 kN

V_t = Gaya geser dinamik lantai 1 arah X sebesar 10166,0216 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction X} &= 1,226 \frac{11793,13}{10166,0216} \\ &= 1,423 \end{aligned}$$

- Skala Baru Arah Y

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,226$$

V = Gaya geser statik lantai 1 arah Y sebesar 11793,13 kN

V_t = Gaya geser dinamik lantai 1 arah Y sebesar 10193,4041 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction Y} &= 1,226 \frac{11793,13}{10193,4041} \\ &= 1,744 \end{aligned}$$

Perhitungan Skala Baru Gedung B

- Skala Baru Arah X

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,226$$

V = Gaya geser statik lantai 1 arah X sebesar 13806.45 kN

Vt = Gaya geser dinamik lantai 1 arah X sebesar 11804.8585 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction X} &= 1,226 \frac{13806,45}{11804,8585} \\ &= 1,434 \end{aligned}$$

- Skala Baru Arah Y

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,226$$

V = Gaya geser statik lantai 1 arah Y sebesar 13840,75 kN

Vt = Gaya geser dinamik lantai 1 arah Y sebesar 11885,2933 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction Y} &= 1,226 \frac{13840,75}{11885,2933} \\ &= 1,759 \end{aligned}$$

Tabel 4.43. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Geser Gedung A

Lantai	Statik		Dinamik		Skala Awal (x)	Skala Awal (y)	Koreksi Skala (x)	Koreksi Skala (y)	Skala Baru (x)	Skala Baru (y)
	Vx	Vy	Vx	Vy						
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)						
4	2863,40	2819,11	2306,2267	2275,3427	1,226	1,226	1,160	1,157	1,423	1,744
3	7472,46	7402,84	6121,3572	6070,9425						
2	10424,30	10379,98	8837,739	8818,2111						
1	11793,13	11793,13	10166,0216	10193,4041						

Tabel 4.44. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Geser Gedung B

Lantai	Statik		Dinamik		Skala Awal (x)	Skala Awal (y)	Koreksi Skala (x)	Koreksi Skala (y)	Skala Baru (x)	Skala Baru (y)
	Vx	Vy	Vx	Vy						
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)						
4	3403,85	3357,73	2702,3553	2676,631	1,226	1,226	1,170	1,165	1,434	1,759
3	8788,13	8725,10	7119,0899	7089,3015						
2	12224,32	12200,97	10266,2764	10286,1434						
1	13806,45	13840,75	11804,8585	11885,2933						

4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik Dengan Koreksi Skala

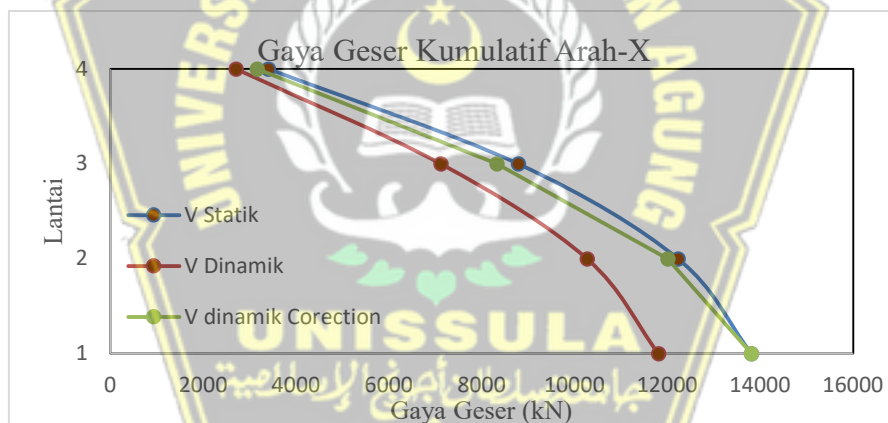
- Perhitungan Gedung A

$$\begin{aligned} \text{Dinamik Corection Arah X} &= \text{Dinamik arah X} \times \text{Koreksi skala X} \\ &= 10166,0216 \times 1,160 \\ &= 11793,1346 \text{ kN} \end{aligned}$$

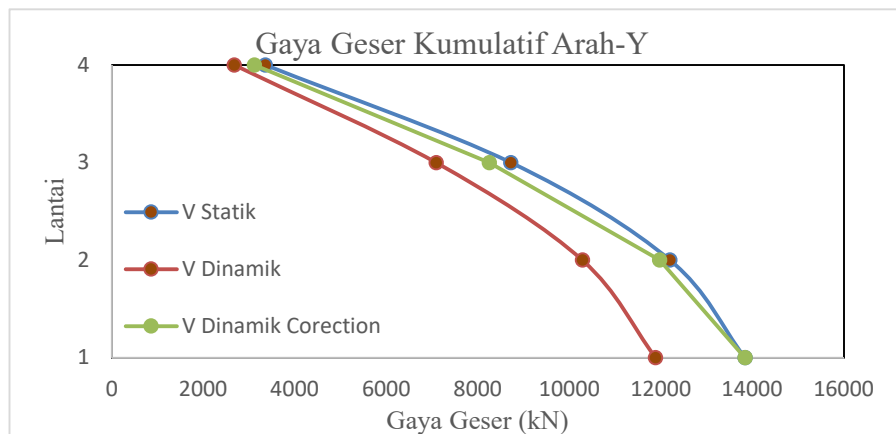
$$\begin{aligned} \text{Dinamik Corection Arah Y} &= \text{Dinamik arah Y} \times \text{Koreksi skala Y} \\ &= 10193,4041 \times 1,157 \\ &= 11793,1346 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.45. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Gempa Dinamik Gedung A

Lantai	Statik		Dinamik		Dinamik Corection	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4	2863,40	2819,11	2306,2267	2275,3427	2675,3476	2632,4300
3	7472,46	7402,84	6121,3572	6070,9425	7101,1052	7023,7029
2	10424,30	10379,98	8837,7390	8818,2111	10252,2550	10202,1218
1	11793,13	11793,13	10166,0216	10193,4041	11793,1346	11793,1346



Gambar 4.25. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah X Gedung A



Gambar 4.26. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah Y Gedung A

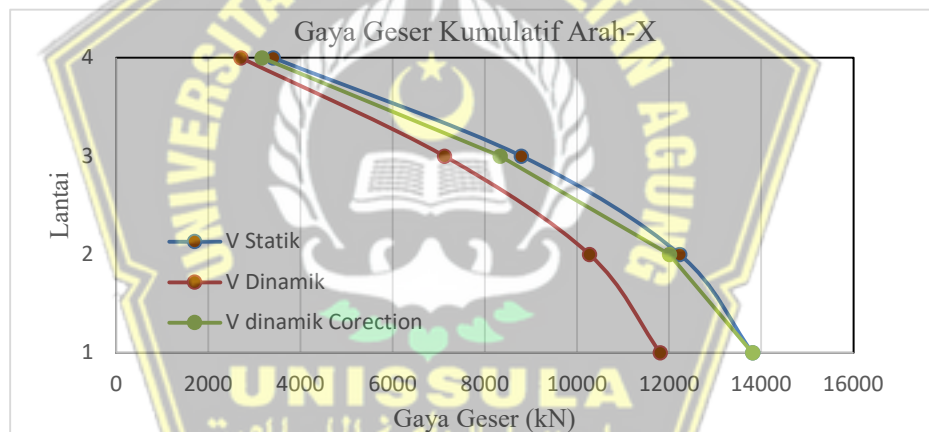
- Perhitungan Gedung B

$$\begin{aligned} \text{Dinamik Corection Arah X} &= \text{Dinamik arah X} \times \text{Koreksi skala X} \\ &= 11804,8585 \times 1,170 \\ &= 13806,4474 \text{ kN} \end{aligned}$$

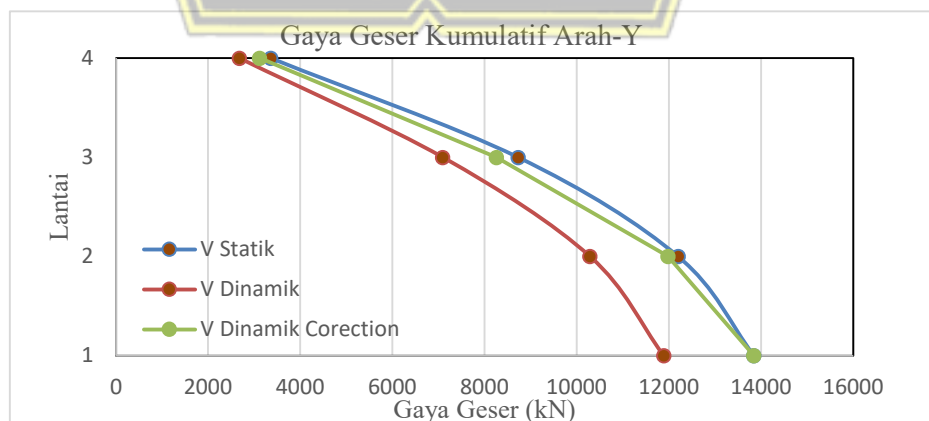
$$\begin{aligned} \text{Dinamik Corection Arah Y} &= \text{Dinamik arah Y} \times \text{Koreksi skala Y} \\ &= 11885,2933 \times 1,165 \\ &= 13840,7491 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.46. Rekapitulasi Penskalaan Gaya Gempa Dinamik Gedung B

Lantai	Statik		Dinamik		Dinamik Corection	
	Vx (kN)	Vy (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
4	3403,85	3357,73	2702,3553	2676,6310	3160,5568	3117,0100
3	8788,13	8725,10	7119,0899	7089,3015	8326,1769	8255,6855
2	12224,32	12200,97	10266,2764	10286,1434	12006,9889	11978,4953
1	13806,45	13840,75	11804,8585	11885,2933	13806,4474	13840,7491



Gambar 4.27. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah X Gedung B



Gambar 4.28. Diagram Gaya Geser Kumulatif Arah Y Gedung B

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

Hasil gaya geser desain antar tingkat pada tabel 4.48 dan 4.49, digunakan untuk menghitung gaya lateral desain. Gaya lateral desain merupakan pengurangan dari gaya geser desain tiap lantai.

Perhitungan Gaya Lateral Gedung A

- Perhitungan gaya lateral desain Arah X

$$F_4 = V_4 = 2675,3476 \text{ kN}$$

$$F_3 = V_3 - V_4 = 7101,1052 - 2675,3476 = 4425,7576 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 10252,2550 - 7101,1052 = 3151,1497 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_1 - V_2 = 11793,1346 - 10252,2550 = 1540,8796 \text{ kN}$$

- Perhitungan gaya lateral desain Arah Y

$$F_4 = V_4 = 2632,4300 \text{ kN}$$

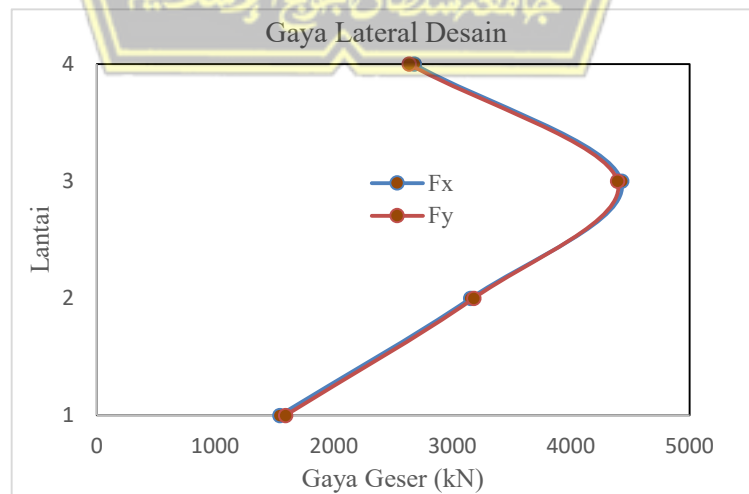
$$F_3 = V_3 - V_4 = 7023,7029 - 2632,4300 = 4391,2729 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 10202,1218 - 7023,7029 = 3178,4189 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_1 - V_2 = 11793,1346 - 10202,1218 = 1591,0128 \text{ kN}$$

Tabel 4.47. Rekapitulasi Gaya Lateral Desain Gedung A

Lantai	Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
	V _x (kN)	V _y (kN)	F _x (kN)	F _y (kN)
4	2675,3476	2632,4300	2675,3476	2632,4300
3	7101,1052	7023,7029	4425,7576	4391,2729
2	10252,2550	10202,1218	3151,1497	3178,4189
1	11793,1346	11793,1346	1540,8796	1591,0128



Gambar 4.29. Diagram Gaya Lateral Desain Gedung A

Perhitungan Gaya Lateral Gedung B

- Perhitungan gaya lateral desain Arah X

$$F_4 = V_4 = 3160,5568 \text{ kN}$$

$$F_3 = V_3 - V_4 = 8326,1769 - 3160,5568 = 5165,6201 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 12006,9889 - 8326,1769 = 3680,8120 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_1 - V_2 = 13806,4474 - 12006,9889 = 1799,4585 \text{ kN}$$

- Perhitungan gaya lateral desain Arah Y

$$F_4 = V_4 = 3117,0100 \text{ kN}$$

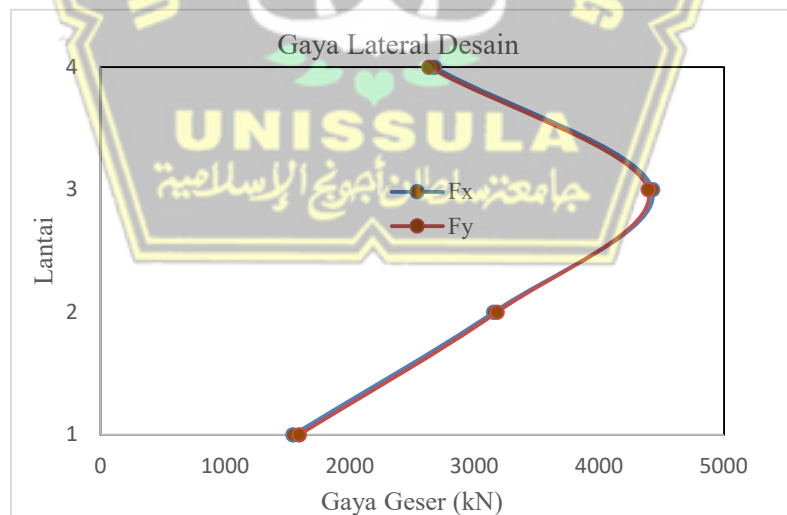
$$F_3 = V_3 - V_4 = 8255,6855 - 3117,0100 = 5138,6755 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 11978,4953 - 8255,6855 = 3722,8098 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_1 - V_2 = 13840,7491 - 11978,4953 = 1862,2538 \text{ kN}$$

Tabel 4.48. Rekapitulasi Gaya Lateral Desain Gedung B

Lantai	Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
	Vx (kN)	Vy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
4	3160,5568	3117,0100	3160,5568	3117,0100
3	8326,1769	8255,6855	5165,6201	5138,6755
2	12006,9889	11978,4953	3680,8120	3722,8098
1	13806,4474	13840,7491	1799,4585	1862,2538



Gambar 4.30. Diagram Gaya Lateral Desain Gedung B

4.3.4. Cek Stabilitas Struktur

a. Simpangan Antar Tingkat

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa diatas dan dibawah tingkat yang ditinjau berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.6. Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.12.1 simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a).

Tabel 4.49. Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	VI
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0.025 h_{sx}^c	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}
Semua Struktur lainnya	0.020 h_{sx}	0.15 h_{sx}	0.010 h_{sx}

Berdasarkan tabel diatas untuk tipe struktur lainnya dengan kategori risiko bangunan II didapat nilai simpangan izin (Δ_a) sebesar 0,02.

Faktor redudansi (ρ) harus diaplikasikan pada kedua arah ortogonal untuk sistem struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain seismik D, nilai ρ sebesar 1,3.

Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Gedung A

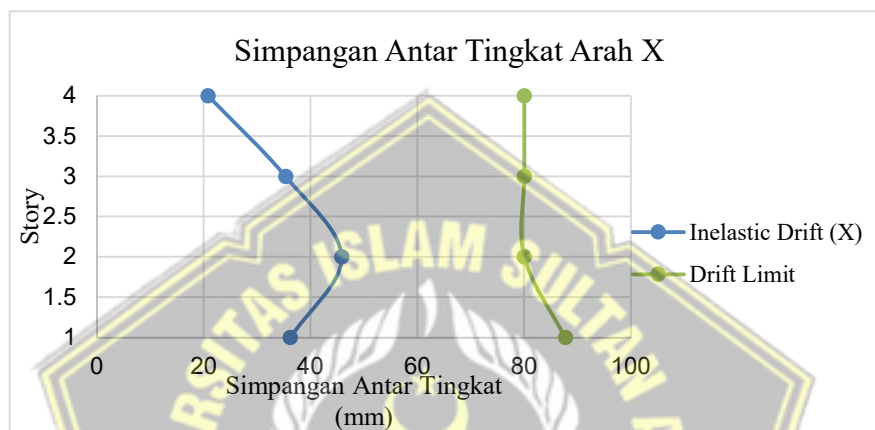
1. Perhitungan simpangan antar tingkat arah X

Tabel 4.50. Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung A

Simpangan Antar Tingkat Arah X			
Simpangan Antar Tingkat Izin	Δ_a	0,020	h
Faktor Redundansi	ρ	1,3	KDS "D"
Story Drift Inelastik Izin	Δ_{max}	Δ_a / ρ	
	Δ_{max}	0,0154	
Faktor Keutamaan Defleksi	C_d	5,5	
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	1	
Story Drift Inelastic	Δ	$\delta * C_d / I_e$	
Drift Limit		$\Delta_{max} * h$	

Tabel 4.50. Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung A

Story	<i>Displacement</i> δeX	<i>Elastic Drift</i> δeX	h	<i>Inelastic Drift</i> ΔX	<i>Drift Limit</i>	Keterangan
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
4	25,100	3,778	5200	20,779	80,000	Aman
3	21,322	6,417	5200	35,294	80,000	Aman
2	14,905	8,329	5200	45,810	80,000	Aman
1	6,576	6,576	5700	36,168	87,692	Aman



Gambar 4.31. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung A

Contoh perhitungan simpangan antar tingkat arah X pada lantai 4.

Diketahui :

$$\text{Simpangan Antar Tingkat Izin } (\Delta a) = 0,02$$

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

$$h = 5200 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

Displacement (δ) = *Output analisis software Etabs.*

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Story Drift Inelastik Izin } (\Delta_{\max}) &= \Delta a \times \rho \\ &= 0,02 \times 1,3 \\ &= 0,0154 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elastic Drift} &= \text{Displacement } (\delta)_4 - \text{Displacement } (\delta)_3 \\ &= 25,100 - 21,322 \\ &= 3,778 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Inelastic Drift } \Delta x = \text{Elastic Drift} \times C_d / I_e$$

$$= 3,778 \times 5,5 / 1$$

$$= 20,779 \text{ mm}$$

Drift Limit

$$= \Delta_{max} \times h$$

$$= 0,0154 \times 5200$$

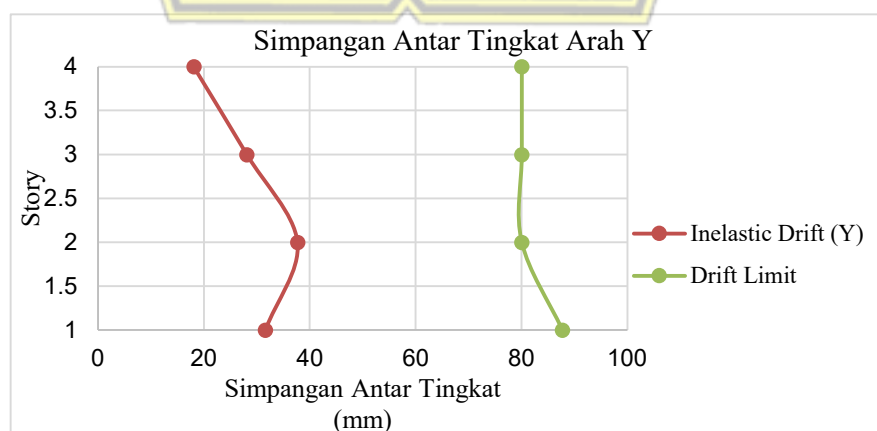
$$= 80,00 \text{ mm}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan aman apabila Inelastic Drift \leq Drift Limit.

2. Perhitungan simpangan antar tingkat arah Y

Tabel 4.51. Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung A

Simpangan Antar Tingkat Arah Y						
Simpangan Antar Tingkat Izin		Δ_a	0,020	h		
Faktor Redundansi		ρ	1,3	KDS "D"		
Story Drift Inelastik Izin		Δ_{max}	Δ_a / ρ			
		Δ_{max}	0,0154			
Faktor Keutamaan Defleksi		C_d	5,5			
Faktor Keutamaan Gempa		I_e	1			
Story Drift Inelastic		Δ	$\delta * C_d / I_e$			
Drift Limit		$\Delta_{max} * h$				
Story	Displacement δeY	Elastic Drift δeY	h	Inelastic Drift ΔY	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
4	20,973	3,283	5200	18,057	80,000	Aman
3	17,690	5,103	5200	28,067	80,000	Aman
2	12,587	6,845	5200	37,648	80,000	Aman
1	5,742	5,742	5700	31,581	87,692	Aman



Gambar 4.32. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung A

Contoh perhitungan simpangan antar tingkat arah X pada lantai 4.

Diketahui :

Simpangan Antar Tingkat Izin (Δa) = 0,02

Faktor Redundansi (ρ) = 1,3

h = 5200 mm

C_d = 5,5

I_e = 1

Displacement (δ) = *Output analisis software Etabs.*

Sehingga :

Story Drift Inelastik Izin (Δ_{max}) = $\Delta a \times \rho$
 = $0,02 \times 1,3$
 = 0,0154

Elastic Drift = Displacement (δ)⁴ - Displacement (δ)³
 = $20,973 - 17,690$
 = 3,283 mm

Inelastic Drift Δy = Elastic Drift x C_d / I_e
 = $3,283 \times 5,5 / 1$
 = 18,057 mm

Drift Limit = $\Delta_{max} \times h$
 = $0,0154 \times 5200$
 = 80,00 mm

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan aman apabila Inelastic Drift \leq Drift Limit.

Perhitungan Simpangan Antar Tingkat Gedung B

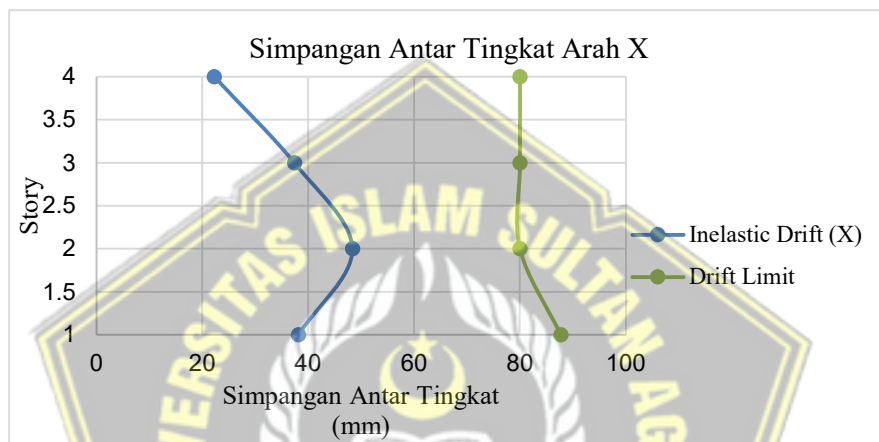
1. Perhitungan simpangan antar tingkat arah X

Tabel 4.52. Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung B

Simpangan Antar Tingkat Arah X			
Simpangan Antar Tingkat Izin	Δa	0,020	h
Faktor Redundansi	ρ	1,3	KDS "D"
Story Drift Inelastik Izin	Δ_{max}	$\Delta a / \rho$	
	Δ_{max}	0,0154	
Faktor Keutamaan Defleksi	C_d	5,5	
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	1	

Tabel 4.52. Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung B

Story Drift Inelastic				Δ	$\delta \cdot C_d / I_e$	
Drift Limit					$\Delta_{max} \cdot h$	
Story	<i>Displacement</i> δeX	<i>Elastic Drift</i> δeX	h	<i>Inelastic Drift</i> ΔX	<i>Drift Limit</i>	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
4	26,562	4,044	5200	22,242	80,000	Aman
3	22,518	6,797	5200	37,384	80,000	Aman
2	15,721	8,788	5200	48,334	80,000	Aman
1	6,933	6,933	5700	38,132	87,692	Aman



Gambar 4.33. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah X Gedung B

Contoh perhitungan simpangan antar tingkat arah X pada lantai 4.

Diketahui :

Simpangan Antar Tingkat Izin (Δa) = 0,02

Faktor Redundansi (ρ) = 1,3

h = 5200 mm

C_d = 5,5

I_e = 1

Displacement (δ) = *Output analisis software Etabs.*

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Story Drift Inelastik Izin } (\Delta_{max}) &= \Delta a \times \rho \\ &= 0,02 \times 1,3 \\ &= 0,0154 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elastic Drift} &= \text{Displacement } (\delta)_4 - \text{Displacement } (\delta)_3 \\ &= 26,562 - 22,518 \\ &= 4,044 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inelastic Drift } \Delta x &= \text{Elastic Drift} \times C_d / I_e \\ &= 4,044 \times 5,5 / 1 \\ &= 22,242 \text{ mm} \end{aligned}$$

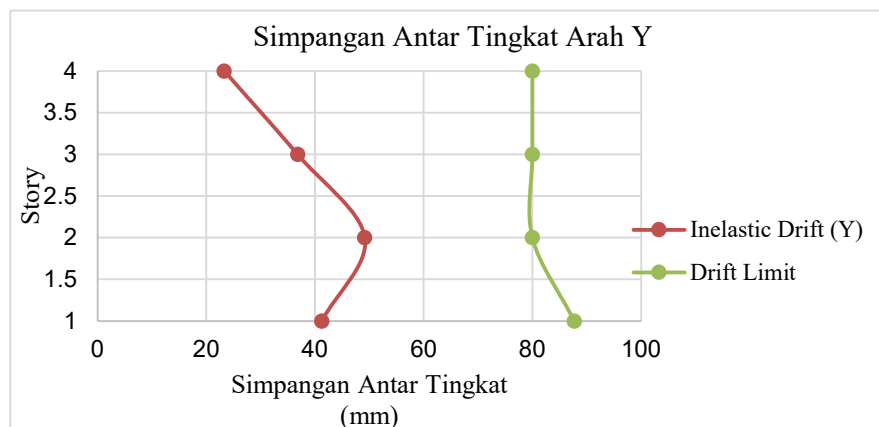
$$\begin{aligned} \text{Drift Limit} &= \Delta_{\max} \times h \\ &= 0,0154 \times 5200 \\ &= 80,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan aman apabila Inelastic Drift \leq Drift Limit.

2. Perhitungan simpangan antar tingkat arah Y

Tabel 4.53. Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung B

Simpangan Antar Tingkat Arah Y						
Simpangan Antar Tingkat Izin		Δ_a	0,020	h		
Faktor Redundansi		ρ	1,3	KDS "D"		
Story Drift Inelastik Izin		Δ_{\max}	Δ_a / ρ			
		Δ_{\max}	0,0154			
Faktor Keutamaan Defleksi		C_d	5,5			
Faktor Keutamaan Gempa		I_e	1			
Story Drift Inelastik		Δ	$\delta * C_d / I_e$			
Drift Limit		$\Delta_{\max} * h$				
Story	Displacement δeY	Elastic Drift δeY	h	Inelastic Drift ΔY	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
4	27,358	4,234	5200	23,287	80,000	Aman
3	23,124	6,693	5200	36,812	80,000	Aman
2	16,431	8,937	5200	49,154	80,000	Aman
1	7,494	7,494	5700	41,217	87,692	Aman



Gambar 4.34. Diagram Simpangan Antar Tingkat Arah Y Gedung B

Contoh perhitungan simpangan antar tingkat arah X pada lantai 4.

Diketahui :

$$\text{Simpangan Antar Tingkat Izin } (\Delta a) = 0,02$$

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

$$h = 5200 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

Displacement (δ) = *Output analisis software Etabs.*

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Story Drift Inelastik Izin } (\Delta_{\max}) &= \Delta a \times \rho \\ &= 0,02 \times 1,3 \\ &= 0,0154 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elastic Drift} &= \text{Displacement } (\delta)_4 - \text{Displacement } (\delta)_3 \\ &= 27,358 - 23,124 \\ &= 4,234 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inelastic Drift } \Delta y &= \text{Elastic Drift} \times C_d / I_e \\ &= 4,234 \times 5,5 / 1 \\ &= 23,287 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Drift Limit} &= \Delta_{\max} \times h \\ &= 0,0154 \times 5200 \\ &= 80,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan aman apabila Inelastic Drift \leq Drift Limit.

b. Cek Kestabilan Struktur Akibat Gempa

Untuk mengetahui layan bangunan tidak hanya dari pengecekan simpangan antar tingkat melainkan juga harus mengetahui tingkat kestabilan struktur yang terjadi akibat gempa. Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan :

P_x = Hasil analisis *software* Etabs

V_x dan V_y = Gaya gempa dinamik desain

I_e = Faktor keutamaan gempa (1)

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai

Δ = *Inelastic Drift* hasil perhitungan simpangan antar tingkat

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

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

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

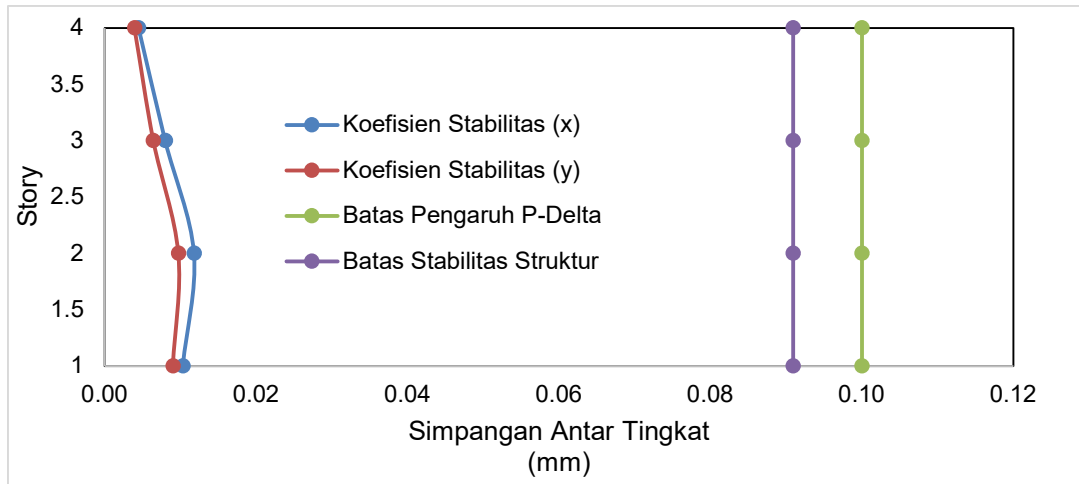
Sehingga :

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

Tabel 4.54. Kontrol Efek P-Delta Gedung A

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	P (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)		θ_X	θ_Y			
	4	20,779	18,057	16480,38	2675,35	2632,43	5200	0,0045			
3	35,294	28,067	46004,19	7101,11	7023,70	5200	0,0080	0,0064	0,1	0,0909	OK
2	45,810	37,648	75527,99	10252,25	10202,12	5200	0,0118	0,0097	0,1	0,0909	OK
1	36,168	31,581	105594,07	11793,13	11793,13	5700	0,0103	0,0090	0,1	0,0909	OK

Berdasarkan hasil analisis diatas, stabilitas struktur Gedung A arah X (θ_X) dan arah Y (θ_Y) tidak melebihi batas stabilitas struktur (θ_{max}). Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa memenuhi persyaratan.



Gambar 4.35. Diagram Efek P-Delta Gedung A

Contoh perhitungan cek stabilitas struktur akibat beban gempa :

1. Perhitungan Arah X (θ_X) lantai 4

Diketahui :

$$P_{x4} = 16480,38 \text{ kN}$$

$$V_{x4} = 2675,35 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x4} = 20,779 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 5200 \text{ mm}$$

sehingga :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{16480,38 \times 20,779 \times 1}{2675,35 \times 5200 \times 5,5}$$

$$= 0,0045$$

Cek :

$$\theta \leq \theta_{\max}$$

$$0,0045 \leq 0,0909 \text{ (Memenuhi)}$$

2. Perhitungan Arah Y (θ_Y) lantai 4

Diketahui :

$$P_{y4} = 16480,38 \text{ kN}$$

$$V_{y4} = 2632,43 \text{ kN}$$

$$\Delta_{y4} = 18,057 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 5200 \text{ mm}$$

sehingga :

$$\theta = \frac{P_y \Delta I_e}{V_y h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{16480,38 \times 18,057 \times 1}{2632,43 \times 5200 \times 5,5}$$

$$= 0,0040$$

Cek :

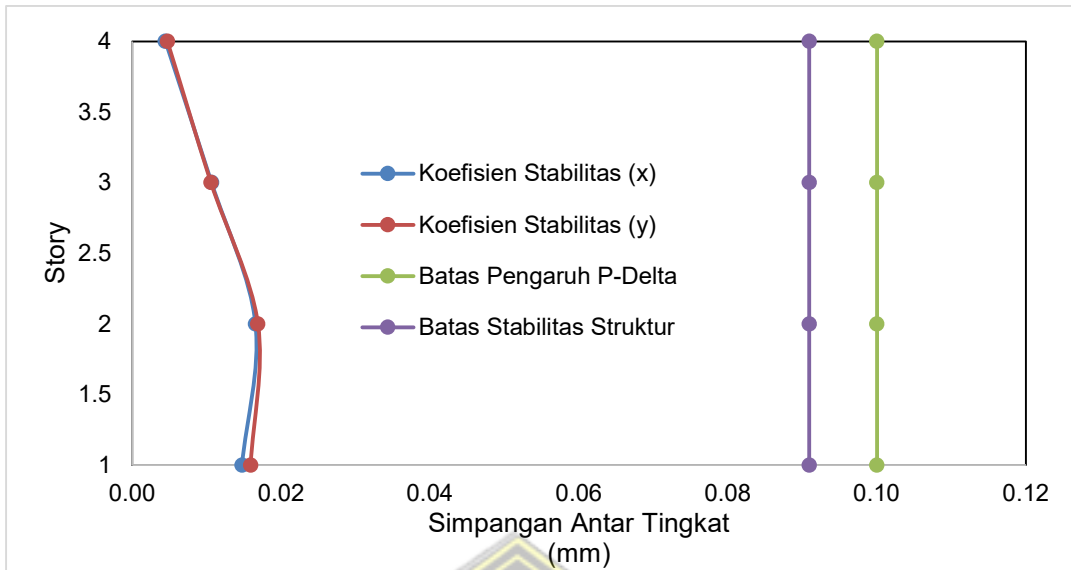
$$\theta \leq \theta_{max}$$

$$0,0040 \leq 0,0909 \text{ (Memenuhi)}$$

Tabel 4.55. Kontrol Efek P-Delta Gedung B

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
4	22,242	23,287	18068,60	3160,56	3117,01	5200	0,0044	0,0047	0,1	0,0909	OK
3	37,384	36,812	67878,31	8326,18	8255,69	5200	0,0107	0,0106	0,1	0,0909	OK
2	48,334	49,154	117621,76	12006,99	11978,50	5200	0,0166	0,0169	0,1	0,0909	OK
1	38,132	41,217	167365,21	13806,45	13840,75	5700	0,0147	0,0159	0,1	0,0909	OK

Berdasarkan hasil analisis diatas, stabilitas struktur Gedung B arah X (θ_X) dan arah Y (θ_Y) tidak melebihi batas stabilitas struktur (θ_{max}). Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa memenuhi persyaratan.



Gambar 4.36. Diagram Efek P-Delta Gedung B

Contoh perhitungan cek stabilitas struktur akibat beban gempa :

1. Perhitungan Arah X (θ_X) lantai 4

Diketahui :

$$P_{x4} = 18068,60 \text{ kN}$$

$$V_{x4} = 3160,56 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x4} = 22,242 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 5200 \text{ mm}$$

sehingga :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{18068,60 \times 22,242 \times 1}{3160,56 \times 5200 \times 5,5}$$

$$= 0,0044$$

Cek :

$$\theta \leq \theta_{max}$$

$$0,0044 \leq 0,0909 \text{ (Memenuhi)}$$

2. Perhitungan Arah Y (θ_Y) lantai 4

Diketahui :

$$P_{y4} = 18068,60 \text{ kN}$$

$$V_{y4} = 3117,01 \text{ kN}$$

$$\Delta_{y4} = 23,287 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 5200 \text{ mm}$$

sehingga :

$$\theta = \frac{P_y \Delta I_e}{V_y h_{sx} C_d}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{18068,60 \times 23,287 \times 1}{3117,01 \times 5200 \times 5,5} \\ &= 0,0047 \end{aligned}$$

Cek :

$$\theta \leq \theta_{\max}$$

$$0,0047 \leq 0,0909 \text{ (Memenuhi)}$$

c. *Cek Ketidakberaturan Struktur*

Mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.3.2, struktur wajib diklasifikasikan sebagai struktur beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur.

- Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi 1A

Berdasarkan SNI 1726:2019. Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.

2. Ketidakberaturan Torsi 1B

Ketidakteraturan torsi berlebih didefinisikan ada bila simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebih dalam pasal-

pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.

Tabel 4.56. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y Gedung A

Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
4	1.184	OK	1.074	OK	1.2	1.4
3	1.047	OK	1.084	OK	1.2	1.4
2	1.049	OK	1.081	OK	1.2	1.4
1	1.049	OK	1.076	OK	1.2	1.4

Tabel 4.57. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y Gedung B

Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
4	1.179	OK	1.067	OK	1.2	1.4
3	1.04	OK	1.078	OK	1.2	1.4
2	1.043	OK	1.075	OK	1.2	1.4
1	1.043	OK	1.071	OK	1.2	1.4

Berdasarkan hasil analisis diatas, dapat disimpulkan apabila hasil dari simpangan antar tingkat maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar tingkat rata-rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,2, maka termasuk ketidakberaturan torsi 1a, dan apabila hasil pembagian lebih besar dari 1,4, maka termasuk ketidakberaturan torsi 1b. dengan demikian gedung A dan gedung B pabrik 4 lantai ini tidak terjadi ketidakberaturan torsi.

3. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Dikarenakan Gedung A dan B merupakan struktur tipikal, maka tidak memiliki sudut dalam, dengan demikian ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan tidak ada.

4. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat terjadi jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai luasan terpotong atau terbuka lebih dari 50% luasan diafragma bersih yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

Tabel 4.58. Cek Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma Gedung A

Lantai	A_{total} (m ²)	A_{bukaan} (m ²)	50% A_{total} (m ²)	%	Cek
4	4010.5	2170	2005.25	54%	Ada
3	4010.5	154.3	2005.25	4%	Tidak Ada
2	4010.5	154.3	2005.25	4%	Tidak Ada
1	4010.5	154.3	2005.25	4%	Tidak Ada

Tabel 4.59. Cek Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma Gedung B

Lantai	A_{total} (m ²)	A_{bukaan} (m ²)	50% A_{total} (m ²)	%	Cek
4	4577.48	2402.16	2288.74	52%	Ada
3	4577.48	98.16	2288.74	2%	Tidak Ada
2	4577.48	98.16	2288.74	2%	Tidak Ada
1	4577.48	98.16	2288.74	2%	Tidak Ada

Dari hasil analisis diatas, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma pada struktur Gedung A dan B didefinisikan ada, karena di salah satu tingkat luas area bukaan lebih dari 50% dari luas area bersih diafragma.

5. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang
Ketidakberaturan ini ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Dikarenakan Gedung A dan B merupakan struktur tipikal, maka ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan tidak ada.
6. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel
Ketidakberaturan sistem non paralel terjadi jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Untuk elemen kolom pada Gedung pabrik A dan B

bersifat paralel atau tegak lurus terhadap sumbu x dan y. dengan demikian ketidakberaturan sistem non paralel tidak ada.

Tabel 4.60. Rekapitulasi Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

REKAPITULASI PENGECEKAN KETIDAKBERATURAN HORIZONTAL GEDUNG A DAN B		
No	Tipe Ketidakberaturan Horizontal	Keterangan
1	Ketidakberaturan Torsi 1a	Tidak Ada
2	Ketidakberaturan Torsi 1b	Tidak Ada
3	Ketidakberaturan sudut dalam	Tidak Ada
4	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	Ada
5	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	Tidak Ada
6	Ketidakberaturan sistem non paralel	Tidak Ada

- Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Didefinisikan ada apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% dari kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

2. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

Didefinisikan ada apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Tabel 4.61. Cek Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Gedung A

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
4	558681.872		777580.929	
3	1040119.87	OK	1250213.18	OK
2	1161234.59	OK	1368969.69	OK
1	1683812.78	OK	1899125.07	OK

Tabel 4.62. Cek Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Gedung B

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
4	621275.716		853425.467	
3	1158926.96	OK	1377698.97	OK
2	1297880.95	OK	1513917.48	OK
1	1883385.35	OK	2091485.62	OK

Berdasarkan hasil analisis diatas dapat disimpulkan bahwa pada setiap lantai dan rata-rata kekakuan tiga tingkat di atasnya tidak kurang dari 70% dan 80% dengan demikian ketidak beraturan kekakuan tingkat lunak 1 didefinisikan tidak ada. Untuk ketidak beraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan juga didefinisikan tidak ada karena tidak ditemukan suatu tingkat yang kekakuannya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata rata tiga tingkat di atasnya. Dengan demikian, untuk ketidakberaturan tingkat lunak 1 dan 2 didefinisikan tidak ada.

3. Ketidakberaturan Berat Massa

Didefinisikan ada jika masa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai bawahnya tidak perlu di tinjau

Tabel 4.63. Cek Ketidakberaturan Berat Massa Gedung A

Lantai	Massa	Cek
	kg	
4	1945590.92	OK
3	4278509.21	V.2
2	4364460.92	OK
1	4392108.92	OK

Tabel 4.64. Cek Ketidakberaturan Berat Massa Gedung B

Lantai	Massa	Cek
	kg	
4	2279493.79	OK
3	4967954.89	V.2
2	5072419.84	OK
1	5103745.53	OK

Berdasarkan hasil analisis massa efektif di sebarang tingkat terdapat massa efektif yang lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya, dengan ini Ketidak beraturan vertikal berat (massa) didefinisikan ada.

4. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seimik tingkat didekatnya.

Tabel 4.65. Cek Ketidakberaturan Geometri Vertikal Gedung A dan B

Lantai	L	Cek
	mm	
4	800	
3	800	OK
2	800	OK
1	800	OK

Berdasarkan hasil analisis ketidakberaturan geometrik vertikal didefinisikan tidak ada karena dimensi kolom tersebut menerus dari lantai dasar hingga lantai atas.

5. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Didefinisikan ada apabila ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya

Untuk elemen vertikal pada Gedung A dan B bersifat menerus dari lantai dasar. Poin ini berlaku apabila ada elemen vertikal memiliki pergeseran ke arah x atau y dan tidak menerus. dengan demikian, ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral pada struktur gedung A dan B didefinisikan tidak ada.

6. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Didefinisikan ada apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% dari kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat yaitu kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang terbagi geser tingkat pada arah yang di tinjau.

7. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Didefinisikan ada apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% dari kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat yaitu kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang terbagi geser tingkat pada arah yang di tinjau

Tabel 4.66. Cek Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Gedung A

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
4	2675.35		2632.430	
3	7101.11	OK	7023.703	OK
2	10252.25	OK	10202.122	OK
1	11793.13	OK	11793.135	OK

Tabel 4.67. Cek Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Gedung B

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
4	3160.56		3117.010	
3	8326.18	OK	8255.685	OK
2	12006.99	OK	11978.495	OK
1	13806.45	OK	13840.749	OK

Berdasarkan analisis di atas tidak terdapat kekuatan lateral kurang dari 65% dan 80% dari kekuatan lateral tingkat di atasnya. Dengan demikian, untuk ketidakberaturan tingkat lemah dan lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan tidak ada.

Tabel 4.68. Rekap Ketidakberaturan Vertikal Gedung A dan B

Rekapitulasi Pengecekan Ketidakberaturan Verikal Gedung A dan B		
No	Tipe Ketidakberaturan Vertikal	Keterangan
1	Ketidakberaturan kekuatan tingkat lunak	Tidak Ada
2	Ketidakberaturan kekuatan tingkat lunak berlebihan	Tidak Ada
3	Ketidakberaturan berat massa	Ada
4	Ketidakberaturann geometri vertikal	Tidak Ada
5	Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral	Tidak Ada
6	Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat	Tidak Ada
7	Ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat	Tidak Ada

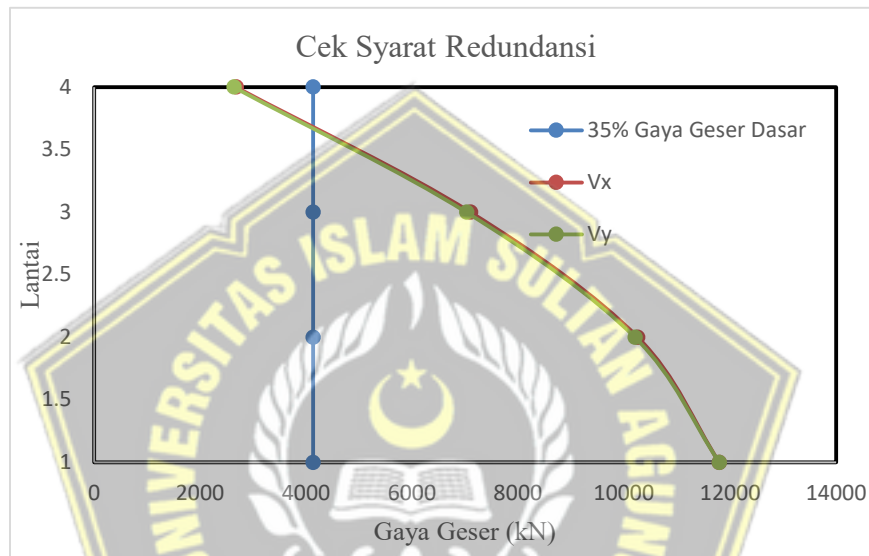
d. Cek Redudansi

Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai tabel 13 SNI 1726:2019, tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Untuk struktur dengan kategori desain seismik E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan acuan SNI 1726:2019 pasal 7.3.3.1. Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sebesar 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diizinkan diambil 1,0 :

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan tabel 15 pasal 7.3.4 SNI 1726:2019.
2. Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

Tabel 4.69. Cek Gaya Geser Dasar Syarat Redudansi Gedung A

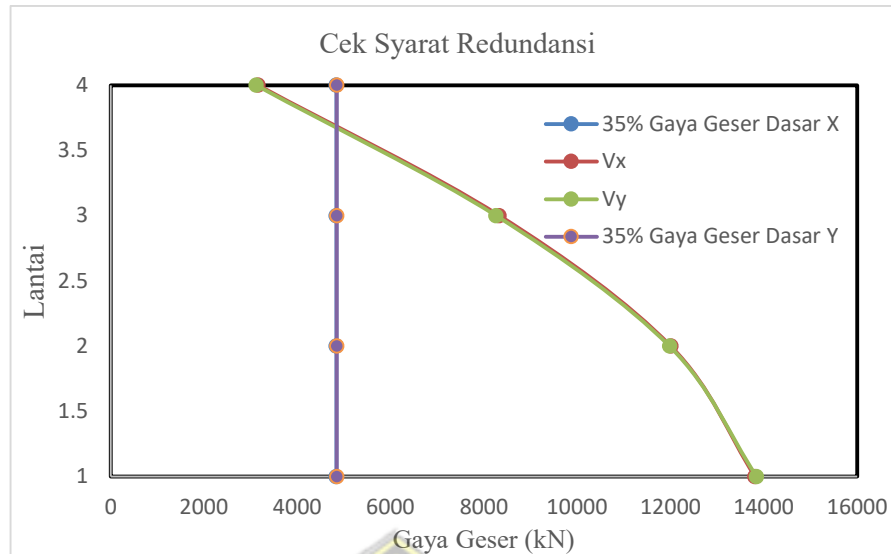
Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35 % gaya geser dasar (kN)		Persentase (%)	
	X (Vx)	Y (Vy)	X	Y	X	Y	X	Y
4	2675.347638	2632.429995	11793.13459	11793.13459	4127.597107	4127.597107	23%	22%
3	7101.105249	7023.702906					60%	60%
2	10252.25497	10202.12182					87%	87%
1	11793.13459	11793.13459					100%	100%



Gambar 4.37. Cek Syarat Redudansi Gedung A

Tabel 4.70. Cek Gaya Geser Dasar Syarat Redudansi Gedung B

Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35 % gaya geser dasar (kN)		Persentase (%)	
	X (Vx)	Y (Vy)	X	Y	X	Y	X	Y
4	3160.556836	3117.010004	13806.44737	13840.7491	4832.25658	4844.262186	23%	23%
3	8326.17689	8255.685485					60%	60%
2	12006.98889	11978.49531					87%	87%
1	13806.44737	13840.7491					100%	100%



Gambar 4.38. Cek Syarat Redundansi Gedung B

Dengan analisis diatas nilai faktor redundansi sebesar 1,3 karena, terdapat tingkat yang tidak dapat menahan 35% geser dasar.

e. Cek Eksentrisitas

SNI 1726:2019 pasal 7.8.4.1 sebagai dasar. Karena adanya eksentrisitas antara letak pusat masa dan pusat kekakuan, untuk diafragma tidak fleksibel, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus memperhitungkan dampak momen puntir internal Mt. Penempatan dan distribusi massa yang didukung oleh diafragma fleksibel harus diperhitungkan saat mendistribusikan gaya ke bagian vertikal.

Tabel 4.71. Cek Eksentrisasi Arah X Gedung A

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
4	1.184	0.974	4.9%	3.514
3	1.047	0.761	3.8%	2.748
2	1.049	0.764	3.8%	2.759
1	1.049	0.764	3.8%	2.759

Tabel 4.72. Cek Eksentrisasi Arah Y Gedung A

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_y	%	Ecc. (m)
4	1.074	0.801	4.0%	2.539
3	1.078	0.807	4.0%	2.558
2	1.075	0.803	4.0%	2.544
1	1.071	0.797	4.0%	2.525

Tabel 4.73. Cek Eksentrisi Arah X Gedung B

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
4	1.179	0.965	4.8%	3.485
3	1.040	0.751	3.8%	2.712
2	1.043	0.755	3.8%	2.727
1	1.043	0.755	3.8%	2.727

Tabel 4.74. Cek Eksentrisi Arah Y Gedung B

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_y	%	Ecc. (m)
4	1.067	0.791	4.0%	2.506
3	1.078	0.807	4.0%	2.558
2	1.075	0.803	4.0%	2.544
1	1.071	0.797	4.0%	2.525

Pada pasal 7.8.4.2 SNI 1726:2019 menyatakan nilai torsi tak terduga sebesar 5%. Berdasarkan hasil analisis struktur Gedung Pabrik 4 lantai ini memiliki kategori desain seismik D dan tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b.

4.3.5. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis Gedung Pabri 4 lantai ini ada 2 yaitu kombinasi pembebanan metode ultimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi pembebanan ultimit digunakan untuk mendesain kapasitas penampang sedangkan kombinasi pembebanan beban layan digunakan untuk mendesain pondasi. Untuk kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.75. Kombinasi Pembebanan Ultimit

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E_x	E_y
U1	$1,4D$	1.4	1.4			
U2	$1,2D + 1,6L$	1.2	1.2	1.6		
U5.1	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	1.3	0.39
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	1.3	-0.39
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	-1.3	0.39
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	-1.3	-0.39
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	0.39	1.3
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	0.39	-1.3
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	-0.39	1.3

Tabel 4.75. Kombinasi Pembebanan Ultimit

U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1.32918	1.32918	1	-0.39	-1.3
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		1.3	0.39
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		1.3	-0.39
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		-1.3	0.39
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		-1.3	-0.39
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		0.39	1.3
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		0.39	-1.3
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		-0.39	1.3
U6.8	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0.77082	0.77082		-0.39	-1.3

Tabel 4.76. Kombinasi Pembebanan Layan

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	D	1	1			
U2	$D + L$	1	1	1		
U5.1	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		0.91	0.27
U5.2	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		0.91	-0.27
U5.3	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		-0.91	0.27
U5.4	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		-0.91	-0.27
U5.5	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		0.27	0.91
U5.6	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		0.27	-0.91
U5.7	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		-0.27	0.91
U5.8	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1.090	1.090		-0.27	-0.91
U6.1	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	0.683	0.205
U6.2	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	0.683	-0.205
U6.3	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	-0.683	0.205
U6.4	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	-0.683	-0.205
U6.5	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	0.205	0.683
U6.6	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	0.205	-0.683
U6.7	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	-0.205	0.683
U6.8	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1.065	1.065	0.75	-0.205	-0.683
U7.1	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		0.91	0.27
U7.2	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		0.91	-0.27
U7.3	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		-0.91	0.27
U7.4	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		-0.91	-0.27
U7.5	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		0.27	0.91
U7.6	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		0.27	-0.91
U7.7	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		-0.27	0.91
U7.8	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0.510	0.510		-0.27	-0.91

4.4. Perancangan Elemen Struktur Beton Bertulang

4.4.1. Perancangan Elemen Balok

Perhitungan tulangan lentur balok, tulangan geser dan perhitungan torsi balok dilakukan secara konvensional sebagai bagian dari analisis kapasitas perancangan balok berdasarkan SRPMK untuk menentukan jumlah beban yang diperlukan.

4.4.1.1. Properti Material dan Penampang

Tipe balok yang akan digunakan sebagai contoh perhitungan pada permodelan adalah balok G1 pada *story* 1 yang ditunjukkan Gambar 4.39:



Gambar 4.39. Denah Balok G1 Sampel Permodelan A.

Panjang balok (L)	= 9200 mm
Lebar balok (b)	= 400 mm
Tinggi balok (h)	= 800 mm
Panjang tumpuan	= $2 \times h = 2 \times 800 = 1600$ mm
Diamater tulangan longitudinal (db)	= 22 mm
Diamater tulangan pinggang (dbt)	= 10 mm
Diamater tulangan sengkang (ds)	= 10 mm
Tebal selimut bersih (cc)	= 40 mm
Tebal efektif balok (d)	= $h - cc - ds - db/2$ = $800 - 40 - 10 - 22/2$ = 739 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 30 MPa
Kuat leleh tulangan longitudinal (f_y)	= 420 MPa
Kuat leleh tulangan transversal (f_y)	= 420 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor distribusi tegangan } (\beta_1) &= 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'c' - 30)}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{(30 - 30)}{7} \\
 &= 0,8357 \\
 \text{Panjang Kolom } (c_1) &= 800 \text{ mm} \\
 \text{Lebar Kolom } (c_2) &= 800 \text{ mm} \\
 \text{Panjang bersih balok } (L_n) &= L - c_1 = 8000 - 800 = 7200 \text{ mm} \\
 \text{Faktor modifikasi } (\lambda) &= 1 \text{ (beton normal)}
 \end{aligned}$$

4.4.1.2. Perhitungan Tulangan Longitudinal Balok

Tahapan-tahapan perhitungan tulangan longitudinal balok yang dilakukan, antara lain:

1. Gaya Dalam

Gaya dalam berupa momen ultimit tumpuan dan lapangan pada balok G1 yang didapat dari ETABS yang digunakan untuk mendesain tulangan longitudinal balok sebagai berikut:

- M_u tumpuan (-) = -901,9288 kN-m
- M_u tumpuan (+) = 235,8038 kN-m
- M_u lapangan (-) = -202,1278 kN-m
- M_u lapangan (+) = 508,9649 kN-m
- P_u = 0 kN

2. Syarat Gaya dan Geometri

- Syarat Gaya Aksial
(SNI 2847:2019 pada Penjelasan R18.6.1 dan Pasal 18.6.4.7)

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= P_u \leq 0,1 A_g \times f'_c \\
 &= 0 \leq 0,1 \times 350 \times 800 \times 30 \\
 &= 0 \leq 960000 \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Syarat Tinggi Efektif
(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.2.1)

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= L_n \geq 4 d \\
 &= 8400 \geq 4 \times 739 \\
 &= 7200 \geq 2550 \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Syarat Lebar 1

$$\begin{aligned}
\text{Syarat} &= b \geq \text{minimal } (0,3 h \text{ atau } 250 \text{ mm}) \rightarrow \text{ambil nilai terkecil} \\
&= 400 \geq \text{minimal } (0,3 \times 800 \text{ atau } 250 \text{ mm}) \\
&= 400 \geq \text{minimal } (240 \text{ atau } 250 \text{ mm}) \\
&= 400 \geq 240 \rightarrow \text{OK}
\end{aligned}$$

- Syarat Lebar 2

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.2.1)

$$\begin{aligned}
\text{Syarat} &= b \leq c_2 + 2 \times \text{minimal } (c_2 \text{ atau } 0,75 c_1) \rightarrow \text{ambil terkecil} \\
&= 400 \leq 800 + 2 \times \text{minimal } (800 \text{ atau } 0,75 \times 800) \\
&= 400 \leq 800 + 2 \times \text{minimal } (800 \text{ atau } 600) \\
&= 400 \leq 800 + 2 \times 600 \\
&= 400 \leq 2000 \rightarrow \text{OK}
\end{aligned}$$

3. Tulangan Tumpuan Atas (Negatif)

- Jumlah tulangan tumpuan atas (n)

$$n = 10$$

- Diameter tulangan longitudinal (d_b)

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned}
\text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
&= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 22}{10 - 1} \\
&= 8,889 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned}
\text{Syarat} &= \text{Jarak Bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 22 \text{ mm}) \\
&= 8,889 \geq \text{maksimal } (25 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil nilai terbesar} \\
&= 8,889 \leq 25 \rightarrow \text{DIBUAT 2 LAPIS}
\end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang (A_s pasang)

$$\begin{aligned}
A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\
&= 10 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\
&= 3801,327 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum (A_s min)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 739 \\ &= 963,731 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 739 \\ &= 985,333 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \text{maksimum } (A_{s \text{ min } 1} \text{ atau } A_{s \text{ min } 2}) \\ &= 963,731 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$:

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}} \\ &= 3801,327 \geq 963,731 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pasang}}}{b \times d} = \frac{3801,327}{400 \times 963,731} = 1,29\%$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max } 1} &= 0,75 \times \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{35}{420} \times \frac{600}{600+4} \\ &= 2,24\%\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max } 2} = 0,25 \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= \text{maksimum } (\rho_{\text{max } 1} \text{ atau } \rho_{\text{max } 2}) \\ &= 2,50\%\end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ max}}$:

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\ &= 1,29\% \leq 2,50\% \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned}a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= 3801,327 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 400}\end{aligned}$$

$$= 156,525\text{mm}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 3801,327 \times 420 \times \left(739 - \frac{156,525}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 1054,905 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{156,525}{0,8357} = 187,295\text{mm}$$

- Regangan tulangan tarik (ϵ_t)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(739-187,295)}{187,295} \times 0,003 \\ &= 0,009 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,90 \text{ (karena } \epsilon_t \geq 0,005 = 0,009 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 1054,905 \\ &= 949,415 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= |M_{u \text{ tumpuan}} (-)| \\ &= |-901,929| \\ &= 901,929 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Cek kapasitas :

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 949,415 > 901,929 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_s perlu)

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 10^6 \\
 &= \frac{901,929}{420 \times (739 - \frac{156,525}{2})} \times 10^6 \\
 &= 3250,080 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

4. Tulangan Tumpuan Bawah (Positif)

- Jumlah tulangan tumpuan bawah (n)

$$n = 5$$

- Diameter tulangan longitudinal (d_b)

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
 &= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 22}{5 - 1} \\
 &= 47,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{maksimal} (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\
 &= 50 \geq \text{maksimal} (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil nilai terbesar} \\
 &= 50 \geq 25 \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang (A_s pasang)

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\
 &= 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 1900,664 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum (A_s min)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2 dan 18.6.3.2)

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 739 \\
 &= 963,731 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 739 \\
 &= 985,333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min } 3} &= 0,5 \times A_s \text{ tumpuan } (-) \\
 &= 0,5 \times 3801,327 \\
 &= 1900,664 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \text{maksimum } (A_{s \text{ min } 1} ; A_{s \text{ min } 2} ; \text{ atau } A_{s \text{ min } 3}) \\
 &= 963,731 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$:

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= A_s \text{ pasang} \geq A_{s \text{ min}} \\
 &= 1900,664 \geq 963,731 \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s \text{ pasang}}{b \times d} = \frac{1900,664}{400 \times 739} = 0,64\%$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max } 1} &= 0,75 \times \beta_1 \times 0,8 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
 &= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600+420} \\
 &= 2,24\%
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max } 2} = 2,50\% \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= \text{maksimum } (\rho_{\text{max } 1} \text{ atau } \rho_{\text{max } 2}) \\
 &= 2,50\%
 \end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ max}}$:

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\
 &= 0,64\% \leq 2,50\% \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Tinggi blok beton (a)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= 1900,664 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 78,263 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 1900,664 \times 420 \times \left(739 - \frac{78,263}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 558,690 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78,263}{0,8375} = 93,648 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan tarik (ε_t)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(739-93,648)}{99} \times 0,003 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,90 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,021 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 558,690 \\ &= 502,821 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= |M_{u \text{ tumpuan (+)}}| \\ &= |235,8038| \\ &= 235,8038 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas :

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 502,821 > 235,8038 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Luas tulangan yang diperlukan ($A_s \text{ perlu}$)

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 10^6 \\ &= \frac{235,8038}{420 \times (739 - \frac{78,263}{2})} \times 10^6 \\ &= 802,204 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

5. Tulangan Lapangan Atas (Negatif)

- Jumlah tulangan lapangan atas (n)

$$n = 4$$

- Diameter tulangan longitudinal (d_b)

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2c_c - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 22}{4 - 1} \\ &= 70,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\ &= 70,667 \geq \text{maksimal } (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil nilai terbesar} \\ &= 70,667 \geq 25 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang (A_s pasang)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum (A_s min)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2 dan 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} \times 350 \times 637,5 \\ &= 963,731 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 637,5 \\ &= 985,333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 3} &= 0,25 \times A_s \text{ tumpuan (-)} \\ &= 0,25 \times 2945,243 \\ &= 950,332 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \text{maksimum } (A_{s \text{ min } 1} ; A_{s \text{ min } 2} ; \text{ atau } A_{s \text{ min } 3}) \\ &= 950,332 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek A_s min :

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= A_s \text{ pasang} \geq A_s \text{ min} \\ &= 1520,531 \geq 950,332 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s \text{ pasang}}{b \times d} = \frac{1963.495}{350 \times 637.5} = 0,51\%$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{\max})

$$\begin{aligned} \rho_{\max 1} &= 0,75 \times \beta_1 \times 0,8 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600+420} \\ &= 2,24\% \end{aligned}$$

$$\rho_{\max 2} = 2,50\% \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= \text{maksimum } (\rho_{\max 1} \text{ atau } \rho_{\max 2}) \\ &= 2,50\% \end{aligned}$$

- Cek $A_s \text{ max}$:

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \rho \leq \rho_{\max} \\ &= 0,51\% \leq 2,50\% \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Tinggi blok beton (a)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= 1520,531 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 62,610 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 1520,531 \times 420 \times \left(739 - \frac{62,610}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 451,950 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{62,610}{0,8} = 74,918 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan tarik (ϵ_t)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(739-74,918)}{99} \times 0,003 \\ &= 0,027 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,90 \text{ (karena } \epsilon_t \geq 0,005 = 0,027 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 451,950 \\ &= 406,755 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= |M_u \text{ lapangan } (-)| \\ &= |-202,128| \\ &= 202,128 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas :

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 406,755 > 202,128 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_s perlu)

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 10^6 \\ &= \frac{202,128}{420 \times (739 - \frac{62,61}{2})} \times 10^6 \\ &= 680,034 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

6. Tulangan Lapangan Bawah (Positif)

- Jumlah tulangan lapangan bawah (n)

$$n = 6$$

- Diameter tulangan longitudinal (d_b)

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned}\text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 22}{6 - 1} \\ &= 33,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \text{Jarak Bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\ &= 33,6 \geq \text{maksimal } (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil nilai terbesar}\end{aligned}$$

$$= 33,6 \geq 25 \rightarrow \text{DIBUAT 1 LAPIS}$$

- Luas tulangan yang dipasang (A_s pasang)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 2280,796 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum (A_s min)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 739 \\ &= 963,731 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 739 \\ &= 985,333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 3} &= 0,25 \times A_s \text{ tumpuan (-)} \\ &= 0,25 \times 901,9288 \\ &= 950,332 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \text{maksimum} (A_{s \text{ min } 1} \text{ atau } A_{s \text{ min } 2}) \\ &= 950,332 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek A_s min :

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= A_s \text{ pasang} \geq A_s \text{ min} \\ &= 2280,796 \geq 950,332 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s \text{ pasang}}{b \times d} = \frac{2280,796}{400 \times 739} = 0,77\%$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max } 1} &= 0,75 \times \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,75 \times 0,8375 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600+4} \\ &= 2,24\% \end{aligned}$$

$$\rho_{\max 2} = 0,25 \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\rho_{\max} = \text{maksimum } (\rho_{\max 1} \text{ atau } \rho_{\max 2})$$

$$= 2,50\%$$

- Cek $A_s \text{ max}$:

$$\text{Syarat} = \rho \leq \rho_{\max}$$

$$= 0,77\% \leq 2,50\% \rightarrow \text{OK}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$a = A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= 2280,796 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 400}$$

$$= 93,915 \text{ mm}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 2280,796 \times 420 \times \left(739 - \frac{93,915}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 662,931 \text{ kN-m}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{93,915}{0,8} = 112,377 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan tarik (ϵ_t)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{(739-112,377)}{148,5} \times 0,003$$

$$= 0,017$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,90 \text{ (karena } \epsilon_t \geq 0,005 = 0,017 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\phi M_n = \phi \times M_n$$

$$= 0,90 \times 662,931$$

$$= 596,638 \text{ kN-m}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$M_u = |M_u \text{ lapangan } (+)|$$

$$= |508,965|$$

$$= 508,965 \text{ kN-m}$$

- Cek kapasitas :

$$\text{Syarat} = \phi M_n > M_u$$

$$= 596,638 > 508,965 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_s perlu)

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 10^6$$

$$= \frac{508,965}{420 \times (739 - \frac{93,915}{2})} \times 10^6$$

$$= 1751,079 \text{ mm}^2$$

4.4.1.3. Perhitungan Tulangan Transversal Balok

Tulangan transversal pada balok merupakan tulangan yang berguna untuk menahan gaya geser ultimit yang diterima balok. Tahapan-tahapan perhitungan tulangan transversal balok yang dilakukan, antara lain:

1. Gaya Dalam

Gaya dalam berupa gaya geser ultimit tumpuan dan lapangan pada balok G1, didapat dari ETABS yang digunakan untuk mendesain tulangan transversal balok sebagai berikut:

- V_u tumpuan = 514,2472 kN
- V_u lapangan = 339,3684 kN

2. Tulangan Transversal Tumpuan

a) Gaya Desain

(SNI 2847:2019 pada Penjelasan Pasal R18.6.5)

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi dengan kombinasi $1,2 D + L$ yang didapat dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$$V_g \text{ tumpuan} = 400,4933 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan tulangan longitudinal balok di atas, didapatkan luas tulangan pada daerah tumpuan sebagai berikut:

$$A_s^+ \text{ tumpuan} = 1900,664 \text{ mm}^2$$

$$A_s^- \text{ tumpuan} = 3801,327 \text{ mm}^2$$

- *Probable Moment Capacities* (M_{pr})

$$\begin{aligned} a_{pr}^+ &= 1,25 a \text{ (tumpuan positif desain lentur)} \\ &= 1,25 \times 78,263 \\ &= 97,828 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{pr}^- &= 1,25 a \text{ (tumpuan negatif desain lentur)} \\ &= 1,25 \times 156,525 \\ &= 195,657 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s^+ \times 1,25 f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^+}{2}\right) \\ &= 1963.495 \times 1,25 \times 420 \times \left(739 - \frac{97,828}{2}\right) \\ &= 688601053 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s^- \times 1,25 f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^-}{2}\right) \\ &= 2945.243 \times 1,25 \times 420 \times \left(739 - \frac{195,657}{2}\right) \\ &= 1279584325 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Akibat Goyangan (V_{sway})

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.5.1)

Gaya geser akibat goyangan dihitung dengan rumus berikut:

$$\begin{aligned} V_{sway} \text{ atau } V_{pr} &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_n} \\ &= \frac{688601053 + 1279584325}{8400} \\ &= 234308 \text{ N} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Desain Akibat Goyangan (V_e)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.5.1)

Gaya geser desain akibat goyangan dihitung dengan rumus berikut:

$$\begin{aligned} V_e &= V_g + V_{pr} \\ &= 400,4933 \times 10^3 + 234308 \\ &= 634801 \text{ N} \end{aligned}$$

b) Tahanan Geser Beton

- Gaya Geser Akibat Goyangan (V_{sway})

$$V_{sway} \text{ atau } V_{pr} = 234308 \text{ N}$$

- $\frac{1}{2}$ Gaya Geser Desain Akibat Goyangan ($\frac{1}{2} V_e$)
 $\frac{1}{2} V_e = \frac{1}{2} \times 634801 = 317401 \text{ N}$

- Gaya Aksial Terfaktor (P_u)
 $P_u = 0 \text{ N}$

- Menghitung $A_g f_c' / 20$:

$$\frac{A_g f_c'}{20} = \frac{400 \times 800 \times 30}{20} = 480000 \text{ N}$$

- Kuat Geser Nominal Beton (V_c)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.5.2)

$$\text{Syarat} = V_c = 0, \text{ jika } V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \text{ dan } P_u < \frac{A_g f_c'}{20}$$

$$V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e = 234308 \geq 317401$$

$$P_u < \frac{A_g f_c'}{20} = 0 < 480000 \rightarrow \text{OK}$$

$$V_c = 275242$$

c) Penulangan Geser

- Jumlah kaki (n)

$$n = 4$$

- Luas tulangan geser (A_v)

$$\begin{aligned} A_v &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Spasi tulangan (s)

$$s = 100 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum (s_{\max})

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.4.4)

$$s_{\max 1} = \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 739 = 184,75 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132,00 \text{ mm}$$

$$s_{\max 3} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \text{minimal} (s_{\max 1} ; s_{\max 2} ; \text{atau } s_{\max 3}) \\ &= 184,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek spasi :

$$s < s_{\max} = 100 < 184,75 \rightarrow \text{OK}$$

- Kuat geser nominal akibat penulangan geser (V_s)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{314,159 \times 420 \times 739}{100} \\ &= 650058 \text{ N} \end{aligned}$$

- Batas kuat geser nominal akibat penulangan geser (V_s) :
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.1.2)

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 739 \\ &= 1068585 \text{ N} \end{aligned}$$

- Faktor reduksi kuat geser (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 12.5.3.2 dan 21.2.4)

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser nominal (V_n)

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 275242 + 650058 \\ &= 925300 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kapasitas geser tereduksi (ϕV_n)

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times V_n \\ &= 0,75 \times 925300 \\ &= 693974,9186 \text{ N} \end{aligned}$$

- Gaya geser ultimit (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= V_u \text{ tumpuan} \times 10^3 \\ &= 514,247 \times 10^3 \\ &= 514247 \text{ N} \end{aligned}$$

- Cek kapasitas :

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1 \\ &= \frac{693974,91}{514247} \geq 1 \end{aligned}$$

$$= 1.349 \geq 1 \rightarrow \text{OK}$$

3. Tulangan Transversal Lapangan

a) Gaya Dalam

$$V_u \text{ lapangan} = 339,3684 \text{ kN}$$

b) Penulangan Geser

- Jumlah kaki (n)

$$n = 4$$

- Luas tulangan geser (A_v)

$$\begin{aligned} A_v &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Spasi tulangan (s)

$$s = 150 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum (s_{\max})

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.4.6)

$$s_{\max} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 739 = 369,50 \text{ mm}$$

- Cek spasi :

$$s < s_{\max} = 150 < 369,50 \rightarrow \text{OK}$$

- Kuat geser nominal akibat penulangan geser (V_s)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{314,159 \times 420 \times 739}{150} \\ &= 433372 \text{ N} \end{aligned}$$

- Batas kuat geser nominal akibat penulangan geser (V_s) :

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.1.2)

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 739 \\ &= 1068585 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat geser nominal beton (V_c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.5.1)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 739 \end{aligned}$$

$$= 275242 \text{ N}$$

- Faktor reduksi kuat geser (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 12.5.3.2 dan 21.2.4)

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser nominal (V_n)

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 275242 + 433372 \\ &= 708614 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kapasitas geser tereduksi (ϕV_n)

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times V_n \\ &= 0,75 \times 708614 \\ &= 531460,3306 \text{ N} \end{aligned}$$

- Gaya geser ultimit (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= V_u \text{ lapangan} \times 10^3 \\ &= 339,3684 \times 10^3 \\ &= 339368,4 \text{ N} \end{aligned}$$

- Cek kapasitas :

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1 \\ &= \frac{531460,33}{339368,4} \geq 1 \\ &= 1,566 \geq 1 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

4.4.1.4. Perhitungan Tulangan Torsi Balok

Tulangan torsi pada balok merupakan tulangan yang berguna untuk menahan gaya torsi yang diterima balok. Tahapan-tahapan perhitungan tulangan transversal balok yang dilakukan, antara lain:

1. Parameter Umum untuk Perhitungan Torsi

- Luas dibatasi keliling luar penampang beton (A_{cp})

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 800 = 320000 \text{ mm}^2$$

- Keliling luar penampang beton (p_{cp})

$$\begin{aligned} p_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (400 + 800) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2400 \text{ mm} \\
 x_0 &= b - 2c_c - d_s \\
 &= 400 - 2 \times 40 - 10 \\
 &= 310 \text{ mm} \\
 y_0 &= h - 2c_c - d_s \\
 &= 800 - 2 \times 40 - 10 \\
 &= 710 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Luas lingkup garis pusat tulangan torsi (A_{oh})
(SNI 2847:2019 pada Penjelasan Pasal R22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= x_0 \times y_0 \\
 &= 310 \times 710 \\
 &= 220100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Luas bruto lingkup lintasan alir geser (A_o)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 220100 \\
 &= 187085 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Keliling garis pusat tulangan torsi (p_h)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.6.1)

$$\begin{aligned}
 p_h &= 2 \times (x_0 + y_0) \\
 &= 2 \times (310 + 710) \\
 &= 2040 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kuat leleh tulangan (f_y)

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh tulangan torsi (f_{yt})

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Menghitung f_y / f_{yt} :

$$\frac{f_y}{f_{yt}} = \frac{420}{420} = 1$$

- Sudut antara sumbu *strut* dan kord (θ)
(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.6.1.2)

$$\theta = 45^\circ \text{ (non prategang)}$$

2. Gaya Dalam

Gaya dalam berupa gaya *absolute* torsi pada balok G1 yang didapat dari ETABS yang digunakan untuk mendesain tulangan torsi balok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}T_u &= 11,1924 \text{ kN-m} \\ &= 11,1924 \times 10^6 \\ &= 11192400 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

3. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

- Momen retak torsi (T_{cr})

$$\begin{aligned}T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{f_c} \times \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times \frac{320000^2}{2400} \\ &= 77119336 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

- Faktor reduksi kuat torsi (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Tabel 21.2.1)

$$\phi = 0,75$$

- Kapasitas torsi tereduksi (ϕT_{cr})

$$\begin{aligned}\phi T_{cr} &= \phi \times T_{cr} \\ &= 0,75 \times 77119336 \\ &= 14459876 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

- Cek perlu tulangan torsi :
(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.4.1)

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= T_u \leq \frac{1}{4} \phi T_{cr} \\ &= 11192400 \leq \frac{1}{4} \times 14459876 \\ &= 11192400 \leq 3614968,88 \rightarrow \text{Perlu Tulangan Torsi}\end{aligned}$$

4. Pengecekan Kecukupan Dimensi

- Momen Torsi Pakai
(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.4.1)

$$\begin{aligned}T_u &= \min \frac{\frac{\phi \times T_{cr}}{4}}{T_u} \\ &= \min \frac{\frac{0,75 \times 77119336}{4}}{11192400}\end{aligned}$$

$$= 11192400 \text{ kNm}$$

- Tegangan Akibat Geser dan Torsi
(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.7.1)

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \sqrt{\left(\frac{Vu}{bxd}\right)^2 + \left(\frac{Tu}{1,7xAoh^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{514247}{400 \times 7}\right)^2 + \left(\frac{11192400 \times 204}{1,7 \times 220100^2}\right)^2} \\ &= 1,762 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Tahanan Tegangan Geser dan Torsi
(SNI 2847:2019 pasal 22.7.7.1)

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \Phi \left(\frac{Vc}{bxd} + 0,66 \times \sqrt{fc'} \right) \\ &= \Phi \left(\frac{275242}{400 \times 739} + 0,66 \times \sqrt{30} \right) \\ &= 3,410 \text{ Mpa} < 1,762 \text{ Mpa (Memenuhi)}\end{aligned}$$

5. Tulangan Transversal Torsi

- Spasi Maksimum
(SNI 2847:2019 pasal 9.7.6.3.3)

$$\begin{aligned}S_{\max 1} &= \frac{Ph}{8} \\ &= \frac{2040}{8} \\ &= 255 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{\max 2} = 300 \text{ mm}$$

255 > 100 mm, tumpuan (Memenuhi)

255 > 150mm, lapangan (Memenuhi)

- Kebutuhan Tulangan Transversal Torsi
(SNI 2847:2019 pasal 9.7.6.3.3)

$$\begin{aligned}At/s &= \frac{Tu}{2x\phi x Aoh x fyv} \\ &= \frac{11192400}{2 \times 0,75 \times 280} \\ &= 0,142 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

- Kebutuhan Geser dan Torsi Lapangan
(SNI 2847 : 2019 pasal 9.5.4.3)

$$Av+T/S = n \times \frac{\pi}{4} \times d_{s,2}/s$$

$$= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 / 150$$

$$= 2,094 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Tulangan Transversal Minimum

(SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.4.2)

$$A/S_{min1} = 0,062 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{b}{f_{yv}}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{400}{420}$$

$$= 0,485 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A/S_{min2} = 0,35 \times \frac{b}{f_{yv}}$$

$$= 0,35 \times \frac{400}{420}$$

$$= 0,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$0,5 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0,142 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Memenuhi)}$$

$$0,5 \text{ mm}^2/\text{mm} < 2,094 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Memenuhi)}$$

6. Tulangan Longitudinal

a. Kebutuhan Tulangan Longitudinal

(SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6)

$$A1 = A_t/S \times Ph$$

$$= 0,142 \times 2040$$

$$= 290,580 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan Longitudinal Torsi Minimum

(SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6)

$$A1_{min} = 0,42 \times (f'c')^{2/3} \times A_{cp}/f_y - (A_t/s) \times Ph$$

$$= 1462,133 \text{ mm}^2$$

c. Ketersediaan Tulangan Longitudinal untuk Torsi

$$\text{Tumpuan Negatif} = 3250,080 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tumpuan Positif} = 802,204 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan Negatif} = 680,034 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan Positif} = 1751,079 \text{ mm}^2$$

Tulangan Torsi Tumpuan

$$= A_s + A1 \text{ Perlu Tumpuan (Memenuhi)}$$

$$= 5514,417 \text{ mm}^2 > 1462,133 \text{ mm}^2$$

Tulangan Torsi Lapangan

$$= A_s + A_1 \text{ Perlu Lapangan (Memenuhi)}$$

$$= 3893,246 \text{ mm}^2 > 1462,133 \text{ mm}^2$$

Tabel 4.77. Jumlah Longitudinal untuk Torsi

Tulangan	Jumlah
n Tumpuan Atas	10
n Tumpuan Torsi	4
n Tumpuan Bawah	5
n Tumpuan Vertikal	4
n Lapangan Atas	4
n Lapangan Torsi	4
n Lapangan Bawah	6
n Lapangan Vertikal	4

d. Spasi Horizontal Tulangan Longitudinal

(SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.5.1)

Spasi Horizontal Tumpuan

$$= (b - 2c_c - 2d_s - d_b) / [\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]$$

$$= 70 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Memenuhi)}$$

Spasi Horizontal Lapangan

$$= (b - 2c_c - 2d_s - d_b) / [\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]$$

$$= 93 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Memenuhi)}$$

e. Spasi Vertikal Tulangan Longitudinal

(SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.5.1)

Spasi Vertikal Tumpuan

$$= (h - 2c_c - 2d_s - d_b) / (n \text{ Vertikal} - 1)$$

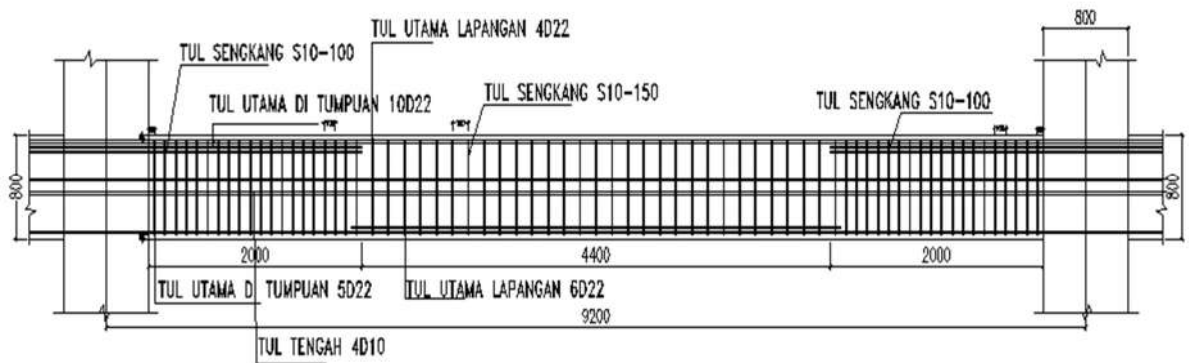
$$= 226 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Memenuhi)}$$

Spasi Vertikal Lapangan

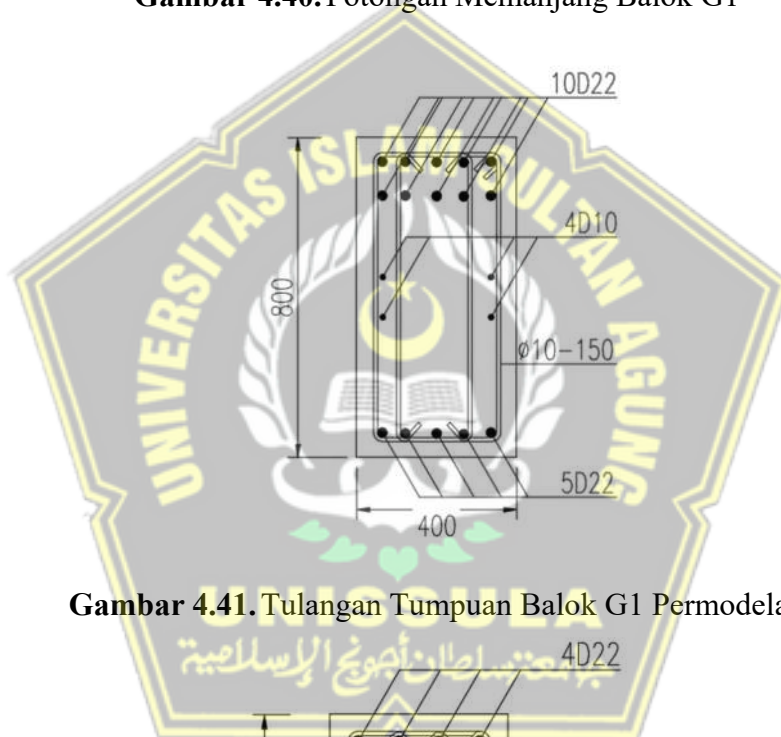
$$= (h - 2c_c - 2d_s - d_b) / (n \text{ Vertikal} - 1)$$

$$= 226 \text{ mm} < 300 \text{ mm (Memenuhi)}$$

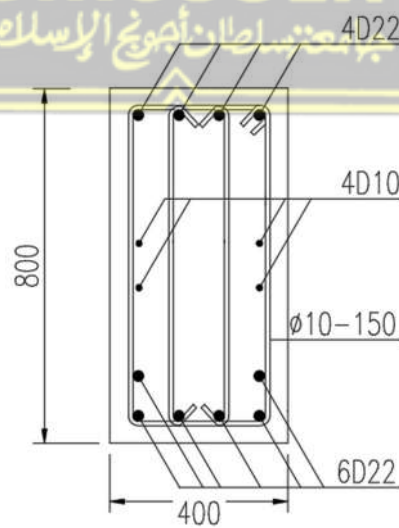
Gambar tulangan balok G1 yang didapat berdasarkan perhitungan di atas dapat dilihat pada Gambar 4.40 sampai Gambar 4.42.



Gambar 4.40. Potongan Memanjang Balok G1



Gambar 4.41. Tulangan Tumpuan Balok G1 Permodelan



Gambar 4.42. Tulangan Lapangan Balok G1

4.4.1.5. Rekapitulasi Hasil Tulangan Balok

Dari hasil perhitungan terdapat rekapitulasi tulangan balok yang dapat dilihat pada Tabel 4.82 dan 4.83 di bawah ini.

Tabel 4.78. Rekapitulasi Tulangan Balok Gedung A.

Balok Kode	Dimensi (cm)	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal		Tul. Torsi
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
G1	40 × 80	Atas	10 D22	4 D22	4D10-100	4D10-150	4 D10
		Bawah	5 D22	6 D22			
G2	35 × 70	Atas	8 D22	2 D22	4D10-100	2D10-150	2 D10
		Bawah	4 D22	4 D22			
B1	30 × 60	Atas	5 D19	3 D19	D10-100	D10-150	2 D10
		Bawah	3 D19	5 D19			
B2	20 × 40	Atas	3 D19	2 D19	D10-100	D10-150	-
		Bawah	2 D19	3 D19			

Tabel 4.79. Rekapitulasi Tulangan Balok Gedung B.

Balok Kode	Dimensi (cm)	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal		Tul. Torsi
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
G1	40 × 80	Atas	12 D22	4 D22	4D10-100	4D10-150	4 D10
		Bawah	6 D22	7 D22			
G2	35 × 70	Atas	9 D22	3 D22	4D10-100	2D10-150	2 D10
		Bawah	5 D22	5 D22			
B1	30 × 60	Atas	6 D19	4 D19	D10-100	D10-150	2 D10
		Bawah	4 D19	7 D19			
B2	20 × 40	Atas	3 D19	2 D19	D10-80	D10-140	-
		Bawah	2 D19	3 D19			

4.4.2. Perancangan Elemen Kolom

Desain dimensi penampang kolom harus mampu menahan gaya momen dan gaya geser sehingga diperlukan analisis kapasitas desain kolom. Diagram interaksi Pn-M kolom juga disertakan dalam analisis kapasitas desain kolom untuk mengetahui kapasitas kolom terhadap gaya aksial yang menumpunya. Dalam bagian ini diuraikan contoh desain dan *detailing* penulangan struktur kolom yang ditinjau yaitu kolom K1 800 x 800 gedung A dan merangka pada balok G1 400 x 800 dan G2 350 x 700.

4.4.2.1. Data Perencanaan

Tinggi kolom (L)	= 5700 mm
Dimensi ($b \times h$)	= 800 x 800 mm
Luas penampang (A_g)	= 640000 mm ²
Tebal selimut bersih (c_c)	= 40 mm
Tinggi Balok (hb)	= 800 mm
Diameter tulangan longitudinal (d_b)	= 22 mm
Diameter tulangan sengkang (d_s)	= 10 mm
Tinggi efektif kolom (d)	= $b - c_c - d_s - d_b/2$ = $800 - 40 - 10 - 22/2$ = 739 mm
Panjang bersih kolom (L_n)	= $L - hb$ = $5700 - 800$ = 4900 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 30 MPa
Kuat leleh baja tulangan (f_y)	= 420 MPa
Gaya aksial kolom tertinjau (P_u)	= 5038,6488 kN

4.4.2.2. Persyaratan Acuan

Persyaratan yang harus dipenuhi sesuai ketentuan Sni 2847:2019 pasal 18.7.1 :

1. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c' / 10$

$$\text{Dimana nilai } \frac{A_g f_c'}{10} = \frac{(800 \times 800) \times 30}{10} = 1920000 \text{ N}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor minimum (} P_u \text{)} = 5038,6488 \text{ kN}$$

(Memenuhi syarat, gaya aksial terfaktor lebih dari $A_g f_c' / 10$)

2. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm

$$\text{Sisi terpendek kolom (} b \text{)} = 800$$

(Memenuhi syarat, $b > 300$ mm)

3. Rasio dimensi Penampang tidak kurang dari 0,4

$$\text{Rasio penampang, (} \rho \text{)} = b/h$$

$$= \frac{800}{800}$$

$$= 1$$

(Memenuhi syarat, $\rho < 1$)

4.4.2.3. Pengecekan Konfigurasi Penulangan

Dari hasil desain berdasarkan gaya dalam, dimensi kolom yang digunakan adalah 800 x 800 mm dengan tulangan sebagai berikut :

Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm

Diameter tulangan sengkang (d_s) = 10 mm

Jumlah tulangan (n) = 20 mm

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan longitudinal } (A_s) &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 20 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\ &= 7602,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio tulangan, ρ_g dibatasi $0,01 < \rho_g < 0,06$

$$\rho_g = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3801,327}{800 \times 800} = 1,19\%$$

(Memenuhi syarat $0,01 < \rho_g < 0,06$)

4.4.2.4. Persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB)

Input data balok terhadap kolom yang ditinjau :

Lebar balok, (b) = 800 mm

Tinggi balok (h) = 400 mm

Tebal selimut bersih (C_c) = 40 mm

Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm

Diameter tulangan transversal (d_s) = 10 mm

Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu baja tulangan (f_y) = 420 Mpa

Faktor reduksi (ϕ) = 0,9

Berdasarkan SNI 2847 pasal 18.7.3.2 kelelahanlentur yang terjadi pada kedua ujung kolom dapat menghasilkan mekanisme kegagalan kolom yang dapat menyebabkan keruntuhan bangunan. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan:

$$\Sigma M_{nc} \geq \Sigma M_{nb}$$

Penentuan ΣM_{nb} dapat menggunakan persamaan berikut :

1. Tinggi efektif balok (d)

$$\begin{aligned}
 d &= h - Cc - ds - \frac{db}{2} \\
 &= 800 - 40 - 10 - \frac{22}{2} \\
 &= 739 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Jumlah tulangan balok (atas)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok, $n = 10$

3. Luas tulangan tekan (atas) (A_s)

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
 &= 10 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\
 A_s &= 3799,40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

4. Tinggi balok regangan (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{3801,327 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 156,45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5. ϕ Mnb (-)

$$\begin{aligned}
 \phi \text{ Mnb} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times \phi \\
 &= 3799,40 \times 420 \times \left(739 - \frac{156,45}{2}\right) \times 0,9 \\
 &= 948,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6. Jumlah tulangan tekan (bawah)

Diketahui jumlah tulangan tekan bawah pada perhitungan perancangan balok, $n = 5$

7. Luas tulangan tekan (bawah) (A_s)

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
 &= 5 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\
 A_s &= 1899,70 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

8. Tinggi balok regangan (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{1899,70 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 78,22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

9. Mnb (+)

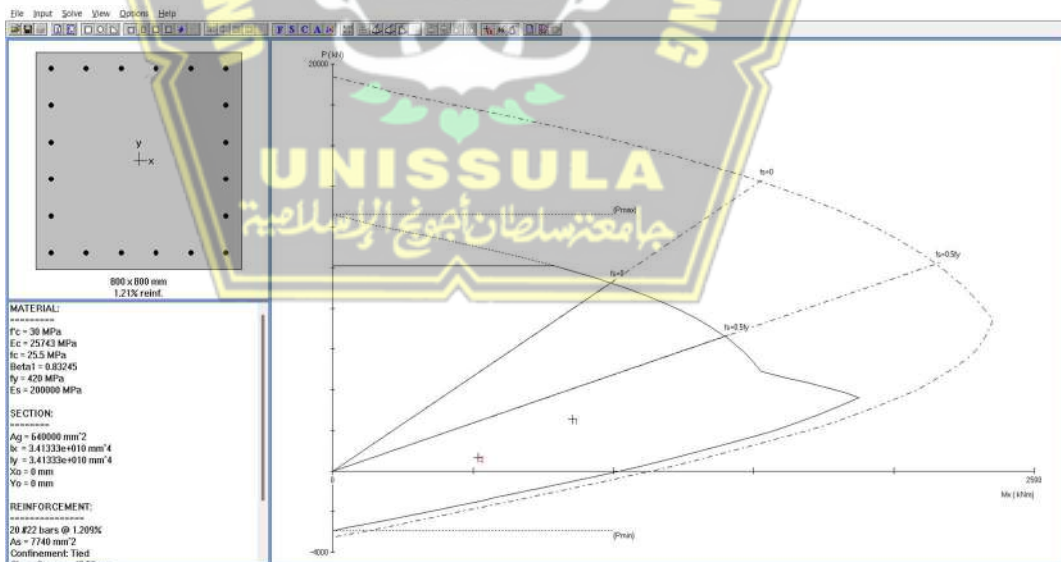
$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times \phi \\
 &= 1899,70 \times 420 \times \left(739 \times \frac{78,22}{2}\right) \times 0,9 \\
 &= 502,58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai } 1,2 \Sigma M_{nb} &= 1,2 \times (\phi M_{nb} (-) + \phi M_{nb} (+)) \\
 &= 1,2 \times 1451,57 \\
 &= 1741,89 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk penentuan nilai ΣM_{nc} diperlukan nilai gaya – gaya dalam yang bekerja pada kolom yang ditinjau dan satu kolom di atas kolom yang ditinjau. Gaya-gaya dalam koom dari analisis *software* sebagai berikut:

- a. Gaya aksial maksimum kolom desain, $P_u = 2548,497 \text{ kNm}$
- b. Gaya momen maksimum kolom desain, $M_u = 855,203 \text{ kNm}$
- c. Gaya aksial maksimum kolom atas, $P_u = 669,783 \text{ kNm}$
- d. Gaya momen maksimum kolom atas, $M_u = 517,823 \text{ kNm}$

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dari bantuan software SPColumn dengan memasukkan hasil gaya dalam di atas. Dari hasil analisis menggunakan software SPColumn, didapatkan diagram interaksi seperti pada gambar.



Gambar 4.43. Diagram Interaksi Dari Software SPColumn

Tabel 4.80. Tabel. Beban Terfaktor dan Momen

ϕM_{nc}	ϕ	$M_{nc} = \phi M_n / \phi$	Persyaratan $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$		
2080,9	0,9	1687,47	$1,2 \Sigma M_{nb}$	1741,89	kNm
2142,47	0.9	1220,44	ΣM_{nc}	2907,91	kNm
ΣM_{nc}		2907,91	Cek Persyaratan SCWB	Memenuhi	

Berdasarkan hasil analisis di atas diperoleh :

$$\text{Kekuatan lentur nominal kolom desain, } M_{nc} = 1687,47 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan lentur nominal kolom atas, } M_{nc} &= 1220,44 \text{ kNm} + \\ \Sigma M_{nc} &= 2907,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$2907,91 \text{ kNm} \geq 1741,89 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi syarat kekuatan lentur kolom atau Stong Column Weak Beam sesuai SNI 2847 : 2019 pasal 18.7.3.2)}$$

4.4.2.5. Desain Tulangan Confinement

1. Desain Tulangan Confinement Tumpuan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek (nl)} = 6$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang (nl)} = 6$$

$$\text{Spasi (s)} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi kaki terbesar (xi max)} = 100 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 Tabel 18.7.5.4 total luas penampang hoop tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$\bullet A_{sh} = 0,3 \left(\frac{bc x f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$\bullet A_{sh} = \frac{0,09 x f_c'}{f_y}$$

Diameter yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu D 10 dimana untuk nilai bc dan A_{ch} sebagai berikut :

$$bc = \text{Lebar penampang inti beton (yang terkekang)}$$

$$= b - 2 (c_c + \frac{1}{2}d_s)$$

$$= 800 - 2 (40 + \frac{1}{2} x 10)$$

$$= 720 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} hc &= h - 2 (c_c + \frac{1}{2}d_s) \\ &= 800 - 2 (40 + \frac{1}{2} \times 10) \\ &= 720 \text{ mm} \end{aligned}$$

A_{ch} = Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar *hoop* ke serat terluar *hoop* keserat terluar *hoop* di sisi lainnya.

$$\begin{aligned} &= (b - 2C_c) \times (h - 2C_c) \\ &= (800 - 2(40)) \times (800 - 2(40)) \\ &= 518400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Desain Tulangan Confinement Sumbu Lemah Sisi Pendek

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} \text{ min1} &= 0,3 \left(\frac{bc \times f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{720 \times 30}{420} \right) \left(\frac{640000}{518400} - 1 \right) \\ &= 3,619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} \text{ min2} &= \frac{0,09 \times f_c'}{f_y} \\ &= \frac{0,09 \times 30}{420} \\ &= 4,629 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 4,629 mm

$$\begin{aligned} A_{sh} \text{ 1 (sumbu lemah)} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 6 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\ &= 471,239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{471,239}{100} = 4,712 \text{ mm}^2 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847 : 2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- 1/4 dimensi penampang kolom terkecil = $800/4 = 200 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- S_0 menurut persamaa :

$$S_0 = 100 + \left(\frac{400 - hx}{3} \right)$$

Dengan, $hx = 2/3 b_c = 2/3 \times 807 = 538 \text{ mm}$, atau = spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

$$\begin{aligned}
S_0 &= 100 + \left(\frac{400-hx}{3}\right) \\
&= 100 + \left(\frac{400-100}{3}\right) \\
&= 100 + (50) \\
&= 150 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perll lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

- Ash min 1 = $3,619 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 361 \text{ mm}^2$
- Ash min 2 = $4,629 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 4,629 \text{ mm}^2$

Jadi, digunakan 6 kaki D10 dengan luas tulangan Ash = $4,712 \text{ mm}^2 > 4,62 \text{ mm}^2$. Dengan delmikian, syarat kelbultulhan Ash min telrhadap spasi yang digulnakan pada sumbul lemah terpenuhi.

b. Desain Tulangan Confinement Sumbu Kuat Sisi Pangjang Tumpuan

$$\begin{aligned}
\frac{Ash}{s} \text{ min1} &= 0,3 \left(\frac{bc \times f_c'}{f_y}\right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \\
&= 0,3 \left(\frac{720 \times 30}{420}\right) \left(\frac{640000}{518400} - 1\right) \\
&= 3,619 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{Ash}{s} \text{ min2} &= \frac{0,09 \times f_c}{f_y} \\
&= \frac{0,09 \times 30}{420} \\
&= 4,629 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 4,629 mm

$$\begin{aligned}
\text{Ash 1 (sumbu kuat)} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\
&= 6 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\
&= 471,239 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\frac{As}{s} = \frac{471,236}{100} = 4,712 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847 : 2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- 1/4 dimensi pelnampang kolom terkecil = $800/4 = 200 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- S_0 menurut persamaa :

$$S_0 = 100 + \left(\frac{400-h}{3}\right)$$

Dengan, $hx = 2/3 b_c = 2/3 \times 807 = 538$ mm, atau = spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

$$\begin{aligned} S_0 &= 100 + \left(\frac{400-hx}{3}\right) \\ &= 100 + \left(\frac{400-100}{3}\right) \\ &= 100 + (50) \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 150 mm

- Ash min 1 = $3,619 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 361 \text{ mm}^2$
- Ash min 2 = $4,629 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 462 \text{ mm}^2$

Jadi, digunakan 6 kaki D10 dengan luas tulangan Ash = $4,712 \text{ mm}^2 > 4,62 \text{ mm}^2$. Dengan demikian, syarat kelbultulhan Ash min terhadap spasi yang digunakan pada sumbu lemah terpenuhi.

2. Desain Tumpuan Confinement Lapangan

Data properti material yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu:

Diameter Tulangan Sengkang, $d_s = 10$ mm

Jumlah kaki sisi pendek (nl) = 4

Jumlah kaki sisi panjang (nl) = 4

Spasi (s) = 150 mm

Spasi kaki terbesar (xi max) = 150 mm

Luas total tulangan yang digunakan :

$$\begin{aligned} A_{sh1} \text{ (sumbu lemah)} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 6 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\ &= 471,239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh2} \text{ (sumbu kuat)} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\ &= 314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.4.2.6. Desain Tulangan Geser

1. Desain Tulangan Geser Tumpuan

a. Desain Tulangan Geser Tumpuan Sumbu Kuat

Berdasarkan pasal 22. 5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_u \text{ pakai} = 264,4243 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser } (\phi) = 0,6$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{5038648,8}{14 \times 640000}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 800 \times 739 \\ &= 860,047 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 860,047$$

$$= 516,028 \text{ kN}$$

$$V_u / \phi = \frac{264,4243}{0,6}$$

$$= 440,707 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c / 2 &= \frac{860,047}{2} \\ &= 430,0235 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 440,707 > 430,0235$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= V_c + 1/3 \times b \times d \\ &= 860,047 + 1/3 \times 800 \times 739 \\ &= 1057,113 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser min

$$\frac{V_u}{\phi} < V_s \text{ Min}$$

$440707 < 1057113$ Perlu Tulangan Geser

Rencana tulangan geser

$$\begin{aligned} V_s \text{ Perlu} &= V_s \geq V_u / \phi - V_c \\ &= 440707 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} \text{ min 1} &= 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{800}{420} \\ &= 0,6468 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} \min 2 &= 0,35 \times \frac{b}{f_y} \\ &= 0,35 \times \frac{800}{420} \\ &= 0,6667 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ \text{Cek } \frac{A_s}{s} &= \frac{A_s h}{s} > \max \left(\frac{A_s}{s} \text{ perlu atau } \frac{A_s}{s} \min \right) \\ &= 4,712 > 0,6667 \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

b. Desain Tulangan Geser Tumpuan Sumbu lemah

Berdasarkan pasal 22. 5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_u \text{ pakai} = 264,4243 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser } (\phi) = 0,6$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{5038648,8}{14 \times 640000} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 800 \times 739 \\ &= 860,047 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times 860,047 \\ &= 516,028 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u / \phi &= \frac{264,4243}{0,6} \\ &= 440,707 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c / 2 &= \frac{860,047}{2} \\ &= 430,0235 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 440,707 > 430,0235$

$$\begin{aligned} V_{s \min} &= V_c + 1/3 \times b \times d \\ &= 860,047 + 1/3 \times 800 \times 739 \\ &= 1057,113 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser min

$$\frac{V_u}{\phi} < V_s \text{ Min}$$

440707 < 1057113 Perlu Tulangan Geser

Rencana tulangan geser

$$\begin{aligned} V_s \text{ Perlu} &= V_s \geq V_u / \phi - V_c \\ &= 440707 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{As}{s}_{\min 1} &= 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{800}{420} \\ &= 0,6468 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{As}{s}_{\min 2} &= 0,35 \times \frac{b}{f_y} \\ &= 0,35 \times \frac{800}{420} \\ &= 0,6667 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek } \frac{As}{s} &= \frac{Ash}{s} > \max \left(\frac{As}{s} \text{ perlu atau } \frac{As}{s} \text{ min} \right) \\ &= 4,712 > 0,6667 \text{ (Memenuhi)}\end{aligned}$$

2. Desain Tulangan Geser lapangan

a. Desain Tulangan Geser Lapangan Sumbu lemah

Berdasarkan pasal 22. 5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_u \text{ pakai} = 264,4243 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser } (\phi) = 0,6$$

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{5038648,8}{14 \cdot 640000} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 800 \times 739 \\ &= 860,047 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times 860,047 \\ &= 516,028 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u / \phi &= \frac{264,4243}{0,6} \\ &= 440,707 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c / 2 &= \frac{860,047}{2} \\ &= 430,0235 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 440,707 > 430,0235$

$$\begin{aligned}V_{s\min} &= V_c + 1/3 \times b \times d \\ &= 860,047 + 1/3 \times 800 \times 739 \\ &= 1057,113 \text{ N}\end{aligned}$$

Cek V_s Min

$$\frac{Vu}{\phi} < V_s \text{ Min}$$

440707 < 1057113 Perlu Tulangan Geser

Rencana tulangan geser

$$V_s \text{ Perlu} = V_s \geq Vu / \phi - V_c$$

$$= 440707 \text{ N}$$

$$A_{vmin 1} = 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 800 \times \frac{150}{420}$$

$$= 97 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin 2} = 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,35 \times 800 \times \frac{150}{420}$$

$$= 100 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ digunakan} = \text{Max} (A_{vmin 1} \text{ atau } A_{vmin 2})$$

$$= 100 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_v \text{ Pasang} = 314,159 > 100 \text{ (Memenuhi)}$$

b. Desain Tulangan Geser Lapangan Sumbu kuat

Berdasarkan pasal 22. 5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Vu \text{ pakai} = 264,4243 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser } (\phi) = 0,6$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{5038648,8}{14 \cdot 640000}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 800 \times 739$$

$$= 860,047 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 860,047$$

$$= 516,028 \text{ kN}$$

$$Vu / \phi = \frac{264,4243}{0,6}$$

$$= 440,707 \text{ kN}$$

$$V_c / 2 = \frac{860,047}{2}$$

$$= 430,0235 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{Vu}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 440,707 > 430,0235$

$$\begin{aligned}
 V_{smin} &= V_c + 1/3 \times b \times d \\
 &= 860,047 + 1/3 \times 800 \times 739 \\
 &= 1057,113 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek V_s Min

$$\frac{V_u}{\phi} < V_s \text{ Min}$$

440707 < 1057113 Perlu Tulangan Geser

Rencana tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ Perlu} &= V_s \geq V_u / \phi - V_c \\
 &= 440707 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vmin 1} &= 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b \times \frac{s}{f_y} \\
 &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 800 \times \frac{150}{420} \\
 &= 97 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vmin 2} &= 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y} \\
 &= 0,35 \times 800 \times \frac{150}{420} \\
 &= 100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ digunakan} &= \text{Max} (A_{vmin 1} \text{ atau } A_{vmin 2}) \\
 &= 100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek } A_v \text{ Pasang} = 314,159 > 100 \text{ (Memenuhi)}$$

4.4.2.7. Rekapilulasi Hasil Tulangan Kolom

Dari hasil perhitungan tulangan pada semua tipe kolom yang telah dilakukan, berikut adalah rekapitulasi hasil tulangan kolom gedung a dan gedung b yang ditunjukkan pada Tabel 4.85.

Tabel 4.81. Rekapitulasi Hasil Tulangan Kolom

No	Tipe Kolom	Dimensi Kolom	Tulangan Pokok	Tulangan Geser	
				Tumpuan	Lapangan
1	K1 Gedung A	800 × 800	20 D22	6D10-100	4D10-150
2	K1 Gedung B	800 × 800	20 D22	6D10-100	4D10-150

4.4.2.8. Desain Hubungan Balok-Kolom

Hubungan balok-kolom (*joint*) merupakan daerah pertemuan antara kolom dan balok yang harus didetailkan dengan baik. Analisis perhitungan hubungan balok G1 dengan kolom K1 lantai 1 dengan langkah-langkah sebagai berikut:

Diketahui Gaya pada balok sebagai berikut

$$M_{pr}^+ = 566,673 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 1070,871 \text{ kNm}$$

Faktor Kekakuan Kolom = 0,5

$$\begin{aligned} V_{sway \text{ kolom}} &= \frac{(M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + (M_{pr}^+ + M_{pr}^- \times DF)}{L_n} \\ &= \frac{(1070,871 + 566,673 \times 0,55) + (566,673 + 1070,871 \times 0,5)}{4900} \\ &= 819 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Gaya Tarik Tulangan Balok Bagian Kiri

Luas tulangan tumpuan atas:

$$A_s^- = 3801,33 \text{ mm}^2$$

Kuat leleh tulangan, $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s^- \times f_y \\ &= 1,25 \times 3801,33 \times 420 \\ &= 1995,697 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kiri,

$$C_1 = 1995,697 \text{ kNm}$$

2. Gaya Tarik Tulangan Balok Bagian Kanan

Luas tulangan tumpuan atas:

$$A_s^+ = 1900,66 \text{ mm}^2$$

Kuat leleh tulangan, $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s^+ \times f_y \\ &= 1,25 \times 1900,66 \times 420 \\ &= 997,848 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kiri,

$$C_2 = 997,848 \text{ kNm}$$

3. Cek Kuat Geser HBK

Gaya geser pada join :

$$\begin{aligned}
 V_u &= T_1 + T_2 - V_u \\
 &= 1995,697 + 997,848 - 264,4243 \\
 &= 2729,121 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser :

$$\phi = 0,85$$

Kuat geser nominal :

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 1,7 (f_c' \times b \times h) \\
 &= 0,85 \times 1,7 (30 \times 800 \times 800) \\
 &= 27744 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan $V_u < \phi V_n$

$$2729,121 \text{ kNm} < 27744 \text{ kN}$$

Dari analisis perhitungan yang telah dilakukan, kuat geser yang dikekang keempat sisinya lebih besar dari pada daya geser *joint* yang ditimbulkan. Dengan nilai $27744 \text{ kN} > 2729,121 \text{ kNm}$ maka memenuhi persyaratan.

4.4.3. Perancangan Elemen Pelat

4.4.3.1. Data Bahan Struktur

Data perencanaan elemen plat yang akan digunakan yaitu sebagai berikut :

$$\text{Tebal pelat (h)} = 150 \text{ mm}$$

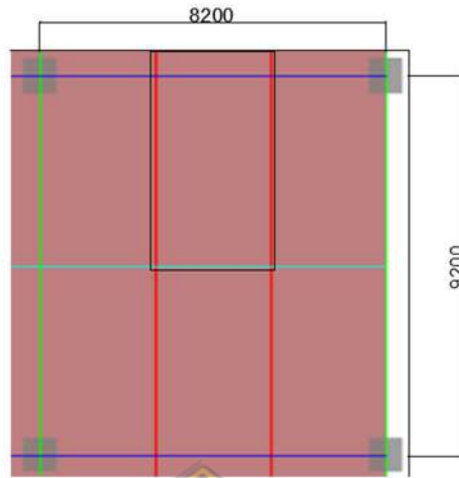
$$\text{Kuat Tekan Beton, } f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat Leleh Tulangan, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor modifikasi } (\lambda) = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$\Lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

4.4.3.2. Data Pelat Lantai



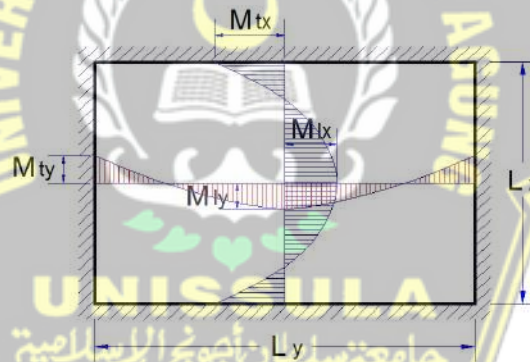
Gambar 4.44. Area Pelat yang Ditinjau

Panjang pelat arah sumbu X (L_x) = 2730 mm

Panjang pelat arah sumbu Y (L_y) = 4600 mm

Perbandingan panjang pelat $L_y/L_x = 4600/2730 = 1,68$

Jenis pelat = 2 arah, karena $L_y/L_x \leq 2$



Gambar 4.45. Two Way Slab

Tabel 4.82. Momen Pelat Persegi Akibat Beban Merata Kondisi Tumpuan Bebas dan Terjepit Penuh

Kondisi Pelat	Nilai Momen Pelat	Perbandingan L_y/L_x																	
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	> 2.5	
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{bx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125	
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25	
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	$M_{bx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42	
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8	
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

Lapangan x Cl_x

= 38

Lapangan y Cly	= 14
Tumpuan x Ctx	= 81
Tumpuan y Cty	= 57
Diameter tulangan (D)	= 10 mm
Tebal selimut bersih (ts)	= 20 mm (SNI 2847:2019 Tabel 20.6.1.3.1)

4.4.3.3. *Beban Pelat Lantai*

1. Beban Mati (Dead Load)

- Berat Sendiri pelat lantai (Q) = Berat satuan x Tebal (m)

$$= 24,0 \times 0,15$$

$$= 3,6 \text{ kN/m}^2$$
- Berat Finishing lantai = 22,0 x 0,05

$$= 1,1 \text{ kN/m}^2$$
- Berat plafon dan rangka = 0,2 kN/m²
- Berat Instalasi ME = 0,5 kN/m²
- Total beban mati, (QD) = 5,4 kN/m²

2. Beban Hidup (Live Load)

- Beban hidup pada lantai (LL) = 6,0 kN/m²

3. Beban Rencana Terfaktor

$$Q_u = 1,2 \times QD + 1,6 \times LL$$

$$= 1,2 \times 5,4 + 1,6 \times 6,0$$

$$= 16,08$$

4. Momen Pelat Akibat Beban Rencana Terfaktor

- Momen lapangan arah x

$$M_{ulx} = C_{lx} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2$$

$$= 38 \times 0,001 \times 16,08 \times 2,73^2$$

$$= 4,565 \text{ kN/m}^2$$

- Momen lapangan arah y

$$M_{uly} = C_{ly} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2$$

$$= 14 \times 0,001 \times 16,08 \times 2,73^2$$

$$= 1,682 \text{ kN/m}^2$$

- Momen tumpuan arah x

$$\begin{aligned}
 M_{utx} &= C_{tx} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \\
 &= 81 \times 0,001 \times 16,08 \times 2,73^2 \\
 &= 9,731 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Momen tumpuan arah y

$$\begin{aligned}
 M_{uty} &= C_{ty} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \\
 &= 57 \times 0,001 \times 16,08 \times 2,73^2 \\
 &= 6,848 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Momen rencana (maksimum) pelat

$$M_u = 9,731 \text{ kN/m}^2$$

4.4.3.4. Penulangan Pelat

- Faktor distribusi tegangan beton (β_1)

mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3 untuk mutu beton $28 < f_c' < 55$

menggunakan rumusan berikut :

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times ((f_c' - 28)) / 7 \\
 &= 0,85 - 0,05 \times ((30 - 28)) / 7 \\
 &= 0,8357
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan pada kondisi *balance*

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\
 &= 0,8357 \times 0,85 \times 30 / 420 \times 600 / (600 + 420) \\
 &= 0,0298
 \end{aligned}$$

- Faktor tahanan momen maksimum

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')] \\
 &= 0,75 \times 0,0298 \times 420 \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0298 \times 420 / (0,85 \times 30)] \\
 &= 7,6685
 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi kekuatan lentur

$$\Phi = 0,90$$

- Jarak tulangan terhadap sisi luar beton

$$\begin{aligned}
 d_s &= t_s + D/2 \\
 &= 20 + 10/2 \\
 &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tebal efektif penampang (d)

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 150 - 25 \\
 &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ditinjau pelat lantai sebesar 1m (b = 1000 mm)

- Momen nominal rencana

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \Phi \\
 &= 9,731 / 0,9 \\
 &= 10,812 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Faktor tahanan momen

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_n \times 10^{-6} / (b \times d^2) \\
 &= 10,812 \times 10^{-6} / (1000 \times 125^2) \\
 &= 0,69198
 \end{aligned}$$

- Cek faktor tahanan momen

$$\begin{aligned}
 R_n &< R_{max} \\
 0,69198 &< 7,6685 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \frac{\sqrt{1 - 2 \times R_n}}{(0,85 \times f_c')} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,69198}}{(0,85 \times 30)} \right] \\
 &= 0,0017
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = 0,0025$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho = 0,0025$

- Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0025 \times 1000 \times 125 \\
 &= 313 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 102 \times \frac{1000}{313}
 \end{aligned}$$

$$= 251 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum (s_{max})
(2847:2019 Pasal 8.7.2.2)

$$S_{max} = 2 \times h = 2 \times 150 \\ = 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak sengkang yang akan digunakan $s = 200 \text{ mm}$

Digunakan tulangan D10 - 200

- Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ = \frac{3,14}{4} \times 102 \times \frac{1000}{200} \\ = 393 \text{ mm}^2$$

4.4.3.5. Kontrol Lendutan Pelat

- Modulus elastisitas beton

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} \\ = 4700 \times \sqrt{30} \\ = 25743 \text{ Mpa}$$

- Modulus elastisitas baja tulangan

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Beban merata (tak terfaktor) pada plat

$$Q = Q_D + LL \\ = 5,4 + 6,0 \\ = 11.400 \text{ N/mm}$$

- Panjang bentang pelat

$$L_x = 2730 \text{ mm}$$

- Batas lendutan maksimum yang diizinkan

$$\frac{L_x}{240} = 11,389 \text{ mm}$$

- Momen *inesria brutto* penampang pelat

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ = \frac{1}{12} \times 1000 \times 1503$$

$$= 281250000 \text{ mm}^3$$

- Modulus keruntuhan lentur beton

$$\begin{aligned} f_r &= 0,7 \times \sqrt{f'c'} \\ &= 0,7 \times \sqrt{30} \\ &= 3.834057903 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Nilai perbandingan modulus elastisitas

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c \\ &= 200000 / 25743 \\ &= 7,77 \end{aligned}$$

- Jarak garis netral terhadap sisi atas beton

$$\begin{aligned} c &= n \times \frac{A_s}{b} \\ &= 7,77 \times \frac{393}{1000} \\ &= 3,05 \end{aligned}$$

- Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2 \\ &= \frac{1}{3} \times 1000 \times 3,05^3 + 7,77 \times 393 \times (125 - 3,05)^2 \\ &= 45382197 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

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

- Momen retak :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_r \times I_g / y_t \\ &= 3.834057903 \times 281250000 / 75 \\ &= 14377717 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Momen maksimum akibat beban (tanpa factor beban)

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{1}{8} \times Q \times L^3 \\ &= \frac{1}{8} \times 11.400 \times 27333 \\ &= 10646307 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Inersia efektif untuk perhitungan

$$\begin{aligned}
 I_e &= \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^2 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3\right] \times I_{cr} \\
 &= \left(\frac{14377717}{10646307}\right)^2 \times 281250000 + \left[1 - \left(\frac{14377717}{10646307}\right)^3\right] \times 45382197 \\
 &= 626335821 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$\begin{aligned}
 \delta_e &= \frac{5}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{(Ec \times I_e)} \\
 &= \frac{5}{384} \times 11,4 \times \frac{2733^4}{(25743 \times 626335821)} \\
 &= 0,514 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan slab lantai

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{As}{(b \times d)} \\
 &= \frac{393}{(1000 \times 125)} \\
 &= 0,0031
 \end{aligned}$$

- Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka > 5 tahun), nilai:

$$\begin{aligned}
 \zeta &= 2,0 \\
 \lambda &= \zeta / (1 + 50 \times \rho) \\
 &= 2,0 / (1 + 50 \times 0,0031) \\
 &= 1,7285
 \end{aligned}$$

- Lendutan jangka panjang akibat rangka dan susut :

$$\begin{aligned}
 \delta_g &= \lambda \times \frac{5}{384} \times \frac{Q \times Lx^4}{(Ec \times I_e)} \\
 &= 1,7285 \times \frac{5}{384} \times \frac{11,4 \times 2734^4}{(25743 \times 626335821)} \\
 &= 0,888 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lendutan total

$$\begin{aligned}
 \delta_{tot} &= \delta_e + \delta_g \\
 &= 0,514 + 0,888 \\
 &= 1,402 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Syarat lendutan

Lendutan total < Lendutan maksimum

$$1,402 < 11,389 \text{ (memenuhi)}$$

4.5. Perancangan Struktur Bawah

4.5.1. Perhitungan Pondasi

4.5.1.1. Data Rencana Pondasi

Data perencanaan pondasi yang akan digunakan yaitu sebagai berikut :

Jenis Pondasi	= Pondasi dalam berupa <i>Spun Pile</i>
Diameter	= 0,60 m
Panjang rencana tiang pancang (L)	= 40 m
Kuat tekan beton tiang pancang (f_c')	= 49,8 Mpa (K600)
Berat beton bertulang (W_c)	= 24 kN/m ³
P terbesar pada gedung	= 3705,6107 kN = 370,56107 Ton

4.5.1.2. Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah hasil pengujian N-SPT.

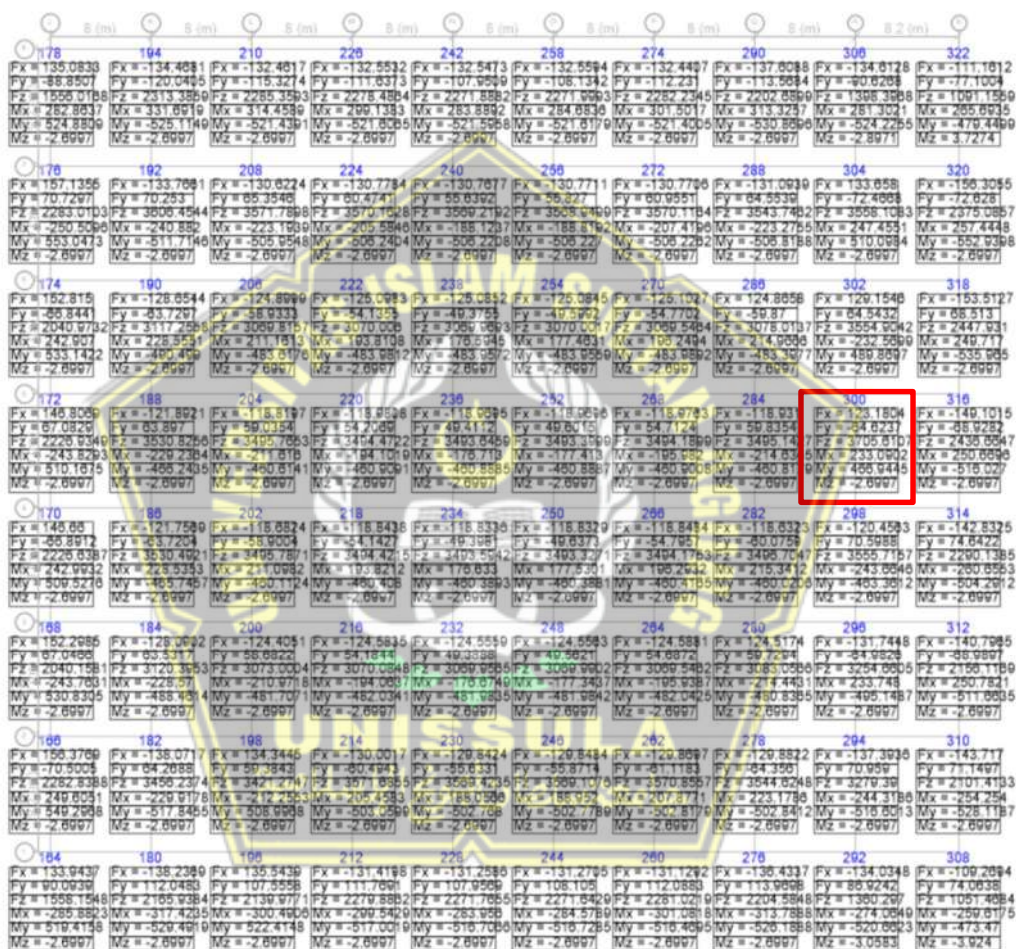
Tabel 4.83. Data Tanah Lokasi Yang Ditinjau

No	Kedalaman		Jenis Tanah	N-SPT
	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)		
1	0	2	Lemp.Lanau	11
2	2	4	Lemp.Lanau	2
3	4	6	Lemp.Lanau	4
4	6	8	Lemp.Lanau	3
5	8	10	Lemp.Lanau	2
6	10	12	Lemp.Lanau	3
7	12	14	Lemp.Lanau	4
8	14	16	Lemp.Lanau	6
9	16	18	Lemp.Lanau	7
10	18	20	Lemp.Lanau	8
11	20	22	Lemp.Lanau	9
12	22	24	Lemp.Lanau	11
13	24	26	Lemp.Pasir	12
14	26	28	Pasir Lanau	15
15	28	30	Lemp.Lanau	16
16	30	32	Lemp.Lanau	35
17	32	34	Lemp.Lanau	27
18	34	36	Pasir Lanau	30
19	36	38	Lemp.Lanau	27
20	38	40	Lemp.Lanau	25
21	40	42	Lemp.Lanau	27
22	42	44	Lemp.Lanau	28
23	44	46	Lemp.Lanau	30

Tabel 4.83. Data Tanah Lokasi Yang Ditinjau

No	Kedalaman		Jenis Tanah	N-SPT
	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)		
24	46	48	Lemp.Lanau	28
25	48	50	Lemp.Lanau	30
Nilai N-SPT rata-rata				12,85

4.5.1.3. Output Etabs untuk Analisa Pondasi



Gambar 4.46. Output Gaya Dalam

Didapat output gaya dalam sebagai berikut:

- Fx = 123.1804 kN
- Fy = 64.623 kN
- Fz = 3705.6107 kN

4.5.1.4. Perhitungan Daya Dukung Axial Pondasi Tiang Pancang Spun Pile (Metode Mayerhoff)

Untuk menghitung daya dukung pondasi dalam dengan hasil penyelidikan N-SPT metode mayerhoff dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

a. Perhitungan Daya Dukung Tiang (Qp) Pada Tanah Kohesif

$$Q_p = 9 \times c_u \times A_p$$

Keterangan :

Qp = Tahanan ujung tiang

c_u = Kohesi undrained (Ton)

= N-SPT pada ujung tiang x 2/3

A_p = Luas Ujung Tiang (m²)

Maka :

$$c_u = 25 \times 2/3$$

$$= 16,67$$

$$A_p = 1/4 \times \pi \times \text{Diameter tiang pancang}^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 0,6^2$$

$$= 0,283$$

$$Q_p = 9 \times 16,67 \times 0,283$$

$$= 42,458 \text{ Ton}$$

b. Perhitungan Tahanan Selimut Tiang (Qs) Pada Tanah Kohesif

$$Q_s = p \times \Delta L \times f_{\Delta V}$$

$$f_{\Delta V} = \alpha \times c_u$$

$$c_u = 0,6 \times \text{N-SPT rata-rata sepanjang tiang}$$

Keterangan :

Qs = Tahanan selimut tiang

P = Keliling penampang tiang

ΔL = Panjang lapisan tanah

α = Faktor adhesi didapat dari grafik API

c_u = Kohesi undrained

Maka :

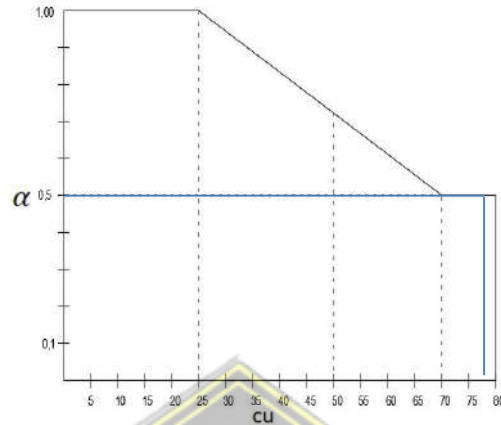
$$P = \pi \times \text{Diameter}$$

$$= 3,14 \times 0,6$$

$$= 1,884 \text{ m}$$

$$cu = 0,6 \times 12,85 \times 10$$

$$= 77,1 \text{ kN}$$



Gambar 4.47. Grafik API

$$\alpha = 0,5$$

$$f_{\Delta v} = 0,5 \times 77,1$$

$$= 38,55$$

$$Q_s = 1,884 \times 40 \times 38,55$$

$$= 2905,13 \text{ kN} = 290,513 \text{ Ton}$$

c. Daya Dukung Ultimate (Q_u) dan Allowable/ijin (Q_{all})

$$Q_u = Q_p + Q_s - W \text{ (Berat sendiri tiang)}$$

$$W = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2\right) \times \text{mutu beton}$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times (0,62)^2 \times 2,4$$

$$= 27,130 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 42,458 + 290,513 - 27,130$$

$$= 305,841 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} = Q_u / SF$$

$$= 305,841 / 2,5$$

$$= 122,336 \text{ Ton}$$

Dari analisa di atas dapat disimpulkan beban netto izin untuk satu tiang pancang yaitu sebesar 122,336 Ton.

d. Kebutuhan Jumlah Tiang dan Jarak Spasi Antar Tiang

$$N_p = \frac{P_{gedung}}{Q_{all \text{ pancang}}}$$

$$= \frac{370,56107}{122,336}$$

$$= 3,029$$

Pembulatan = 4 tiang

Syarat spasi antar tiang

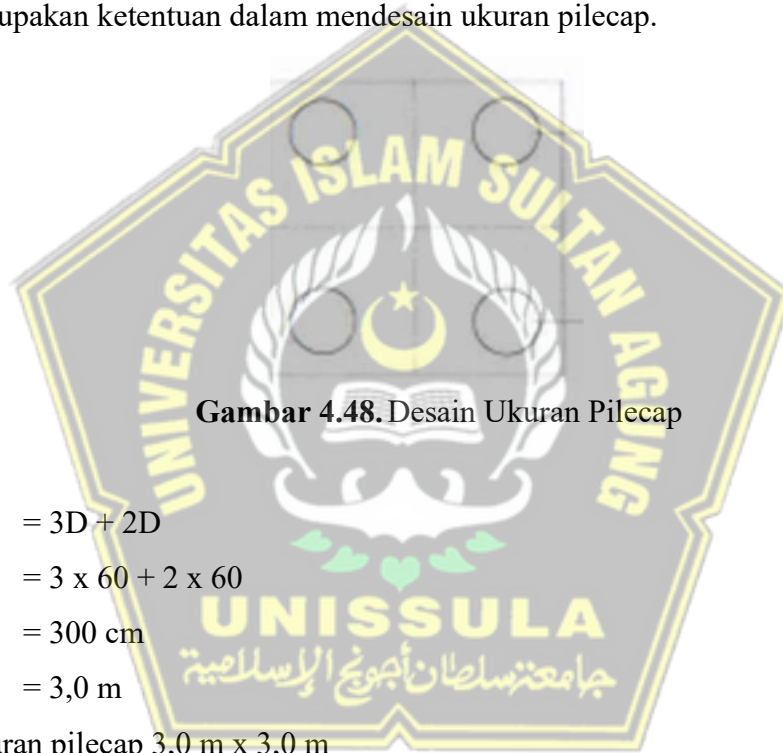
$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$1,5 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Digunakan S (spasi antar tiang) = 1,8 m

e. Desain Pilecap

Dari hasil analisa yang didapat, jumlah kebutuhan tiang pancang yaitu 4. Berikut merupakan ketentuan dalam mendesain ukuran pilecap.



Gambar 4.48. Desain Ukuran Pilecap

$$L = 3D + 2D$$

$$= 3 \times 60 + 2 \times 60$$

$$= 300 \text{ cm}$$

$$= 3,0 \text{ m}$$

Ukuran pilecap 3,0 m x 3,0 m

f. Efisiensi Daya Dukung Tiang Tiang Kelompok

Metode Converse-Labarre untuk menghitung efisiensi daya dukung tiang menggunakan persamaan berikut :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right] \theta$$

$$\theta = \arctan \frac{D}{S}$$

Keterangan :

m = Jumlah baris

n = jumlah tiang dalam 1 baris

D = diameter tiang pancang

S = spasi antar tiang

Maka :

$$\theta = \arctan \frac{0,6}{1,8}$$
$$= 18,43^\circ$$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90.2.2} \right] 18,43$$
$$= 0,8$$

$$Q_u \text{ group} = Q_u \text{ tiang tunggal} \times \text{jumlah tiang} \times \eta$$
$$= 305,841 \times 4 \times 0,8$$
$$= 978,6912 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} \text{ group} = Q_u \text{ group} / SF$$
$$= 978,6912 / 2.5$$
$$= 391,476 \text{ Ton}$$

$$\text{Cek aman kelompok tiang} = Q_{all} \text{ group} > P \text{ gedung}$$
$$= 391,476 \text{ Ton} > 370,561 \text{ Ton (Aman)}$$

4.5.1.5. Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang Pancang Spun Pile (Metode Broome's)

Untuk menghitung daya dukung lateral digunakan metode brooms (1964). Daya dukung lateral tiang (H) kategori tiang panjang. Dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$H = y_o \times kh \times D / [2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)]$$

Dengan ;

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$f_c' = 49,8 \text{ Mpa (K-600)}$$

$$kh = 18000 \text{ kN/m}^3$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{49,8} \times 10^3 = 33167484,08 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{\pi}{64} \times D^4 = \frac{3,14}{64} \times 0,6^4 = 0,0063585 \text{ m}^4$$

$$e = 0,20 \text{ m}$$

$$y_o = 0,006 \text{ m}$$

$$\beta = \left[\frac{kh \times D}{4 \times E_c \times I_c} \right]^{0,25}$$
$$= \left[\frac{1800 \times 0,6}{4 \times 33167484,08 \times 0,0063585} \right]^{0,25}$$

$$= 0,189 \text{ m}$$

Maka, tahanan lateral nominal tiang :

$$\begin{aligned} H &= y_o \times kh \times D / [2 \times \beta \times e \times \beta + 1] \\ &= 0,006 \times 18000 \times 0,6 / [2 \times 0,189 \times (0,20 \times 0,189 + 1)] \\ &= 165,1849 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{izin} &= H \times \phi \\ &= 165,1849 \times 0,6 \\ &= 99,11 \end{aligned}$$

Gaya Lateral pada tiang pancang

$$\text{Gaya lateral arah x pada tiang, } h_{ux}/n = 123,18/4 = 30,7951 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah y pada tiang, } h_{uy}/n = 64,623/4 = 16,1558 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya Lateral kombinasi dua arah, } h_{max} = \sqrt{h_{ux}^2 + h_{uy}^2} = 34,78 \text{ kN}$$

Syarat : $h_{max} < H_{izin}$

$$34,78 < 99,11 \text{ (memenuhi)}$$

4.5.1.6. Perhitungan Penurunan Yang Terjadi Pada Pondasi

a. Perhitungan penurunan elastis pada tiang tunggal

Menurut Vesic (1977), penurunan elastis pada tiang tunggal dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

Keterangan :

S_e = total penurunan tiang pancang

$S_{e(1)}$ = penurunan elastis tiang pancang

$S_{e(2)}$ = penurunan tiang pancang dikarenakan beban pada ujung tiang

$S_{e(3)}$ = penurunan tiang pancang dikarenakan beban yang ditransmisikan sepanjang kulit tiang

Dimana :

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_p - \xi Q_s)L}{A_p E_p}$$

$$S_{e(2)} = \frac{Q_p \cdot c_p}{D \cdot Q_{ul}}$$

$$S_{e(3)} = \frac{Q_s \cdot c_s}{L \cdot Q_{ul}}$$

Keterangan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (Ton)

Q_s = Kapasitas dukung selimut (Ton)

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (Ton)

L = Panjang tiang (m)

D = Diameter (m)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

ξ = 0,5 – 0,67 dipakai 0,6

E_p = Modulus elastisitas bahan tiang (Ton/ m^2)

C_p = Koefisien empiris (untuk tanah clay tipe tiang pancang 0,02-0,03)

C_s = Konstanta empiris ; $C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$

Maka,

$$S_{e(1)} = \frac{(42,458 + 0,6 \cdot 290,513) \cdot 40}{0,283 \cdot ((4700 \cdot \sqrt{52}) \cdot 100)}$$
$$= 0,009 \text{ m}$$

$$S_{e(2)} = \frac{42,458 \cdot 0,03}{0,6 \cdot 941,990}$$
$$= 0,002 \text{ m}$$

$$S_{e(3)} = \frac{290,513 \cdot ((0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{40}{0,6}}) \cdot 0,03)}{40 \cdot 941,990}$$
$$= 0,005 \text{ m}$$

$$S_e = 0,009 + 0,002 + 0,005$$
$$= 0,016 \text{ m}$$
$$= 1,6 \text{ cm}$$

Jadi, total penurunan elastis per satu tiang pancang yaitu 1,6 cm.

$$\text{Penurunan yang diijinkan (Sijin)} = 10\% \cdot D$$
$$= 10\% \cdot 0,6$$
$$= 0,06 \text{ m}$$
$$= 6 \text{ cm}$$

Cek penurunan tiang, penurunan tiang tunggal < penurunan yang diijinkan

1,6 cm < 6 cm (Syarat penurunan terpenuhi)

b. Perhitungan penurunan elastis pada tiang kelompok (Group Pile)

Menurut Vesic (1977), penurunan elastis pada kelompok tiang dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Keterangan :

S_g = Penurunan pondasi pada kelompok tiang (m)

B_g = Lebar kelompok tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Maka,

$$\begin{aligned} S_g &= 0,016 \sqrt{\frac{3,3}{0,6}} \\ &= 0,0375 \text{ m} \\ &= 3,75 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, total penurunan elastis per satu tiang pancang yaitu 3,75 cm.

$$\begin{aligned} \text{Penurunan yang diijinkan (Sijin)} &= 10\%.D \\ &= 10\%.0,6 \\ &= 0,06 \text{ m} \\ &= 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cek penurunan tiang, penurunan tiang kelompok < penurunan yang diijinkan
 3,75 cm < 6 cm (Syarat penurunan terpenuhi)

c. Waktu Penurunan

Waktu penurunan pondasi tiang pancang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

Keterangan :

t = Waktu penurunan

H^2 = jarak terpanjang aliran air (m) di asumsikan di tengah tiang dan lapisan
 kedap air di asumsikan di kedalaman 40 maka nilai $H = 20$

C_v = Derajat konsolidasi ($0,0045 \text{ m}^2/\text{detik}$)

T_v = Faktor waktu (derajat konsolidasi rata-rata) dipakai derajat konsolidasi 90

Tabel 4.84. Hubungan T_v dengan U (derajat konsolidasi rata-rata)

Derajat Konsolidasi	Faktor Waktu T_v
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	≈

Maka,

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{T_v \cdot H t^2}{C_v} \\
 &= \frac{0,848 \cdot 20^2}{0,0045} \\
 &= 75377,77 \text{ jam} = 8,6 \text{ tahun}
 \end{aligned}$$

4.5.1.7. Penulangan Pile Cap

Perhitungan penulangan lentur pada pile cap dilakukan untuk mengetahui tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Perhitungan penulangan dilakukan dari arah x dan y . Untuk perhitungan tulangan lentur dapat dilihat pada perhitungan berikut.

- Lebar pile cap yang ditinjau

$$\begin{aligned}
 B &= L_y \\
 &= 3000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tebal *pile cap*

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

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' \\
 &= 1000 - 100
 \end{aligned}$$

$$= 900 \text{ mm}$$

- Gaya Axial

$$P = 370,561 \text{ Ton}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{Lx - bx}{2} \\ &= \frac{3000 - 800}{2} \\ &= 1100 \end{aligned}$$

- Jarak tepi tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_x &= C_x - a \\ &= 1100 - 600 \\ &= 500 \end{aligned}$$

- Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$V_u = \sigma \times L \times G'$$

Dimana :

$$V_u = \text{Gaya geser}$$

$$\sigma = P/A$$

$$= 370,561 / (3 \times 3)$$

$$= 41,173 \text{ t/m}^2$$

$$L = \text{Panjang pondasi}$$

$$= 3 \text{ m}$$

$$d = \text{tebal efektif pile cap}$$

$$= 900 \text{ mm} = 0,9 \text{ m}$$

$$G' = \text{Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah}$$

$$= L - (L/2 + \text{lebar kolom}/2 + d)$$

$$= 3000 - (3000/2 + 800/2 + 900)$$

$$= 200 \text{ mm} = 0,2$$

Maka,

$$V_u = 41,173 \times 3 \times 0,2$$

$$= 24,71 \text{ t/m}^2$$

- Kuat geser beton

$$\begin{aligned}\varphi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c' x b x d} \\ &= 61,618 \text{ ton}\end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser satu arah

$$\begin{aligned}\varphi V_c &> V_u \\ 61,618 &> 24,71 \text{ ton (memenuhi)}\end{aligned}$$

- Geser dua arah

$$\begin{aligned}B' &= \text{lebar kolom (c) + d} \\ &= 800 + 900 \\ &= 1700 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b_0 &= 4 \times B' \\ &= 4 \times 1700 \\ &= 6800\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_c &= \text{sisi terpanjang kolom / sisi ter pendek kolom} \\ &= 800/800 = 1\end{aligned}$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (untuk kolom posisi di as)}$$

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6800 \times 900 \\ &= 17.095.500 \text{ Nmm} \\ &= 1709 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_0} + 2\right) \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 900}{6800} + 2\right) \times \sqrt{30} \times 6800 \times 900 \\ &= 20293800 \text{ Nmm} \\ &= 2,029 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6800 \times 900 \\ &= 11061800 \text{ Nmm} \\ &= 1106 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$V_c \text{ terkecil} = 1106 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 1106 \\ &= 829,5 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= \sigma \times L^2 \times B'^2 \\ &= 41,173 \times 3^2 \times 1,7' \\ &= 629 \text{ ton}\end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser satu arah

$$\phi V_c > V_u$$

$$829,5 > 629 \text{ ton (memenuhi)}$$

Lebar penampang kritis pondasi

$$\begin{aligned}B &= \frac{\text{lebar pile cap} - \text{lebar kolom}}{2} \\ &= \frac{3000 - 800}{2} \\ &= 1100 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Berat pile cap pada penampang

$$\begin{aligned}q &= 2400 \times 3 \times 1 \\ &= 7200 \text{ kg/m} \\ &= 72 \text{ kn/m}\end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pile cap

$$\begin{aligned}M_u &= 2 \times \left(\frac{P_u}{n \times (\text{jumlah tiang pancang})} \times s \right) - \frac{1}{2} \times q \times B^2 \\ &= 2 \times \left(\frac{370,561}{4} \times 0,6 \right) - \frac{1}{2} \times 72 \times 1,1^2 \\ &= 67,61 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{67,61 \times 10^6}{3000 \times 900^2} \\ &= 0,028\end{aligned}$$

- Rasio tulangan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right] \\ &= 0,00049\end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

- Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0025 \times 3000 \times 900 \\
 &= 6750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

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

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3000}{6750} \\
 &= 168,862 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$s_{\text{max}} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{b}{150} \\
 &= 7602,65 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Syarat $A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$

$$7602,65 > 6750 \text{ (memenuhi)}$$



BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis desain Gedung Pabrik 4 lantai yang dirancang sesuai dengan peraturan yang berlaku di Indonesia, didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan analisis yang di dapat dengan mengacu peraturan SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung” didapatkan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK).
2. Berdasarkan analisis yang di dapat dengan mengacu peraturan SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung” didapatkan analisis sebagai berikut :
 - a. Kontrol bentuk ragam dan partisipasi massa bangunan telah terpenuhi pada 20 ragam untuk gedung A dan 38 ragam pada gedung B. sehingga partisipasi massa bangunan telah terpenuhi (100%). Pada Gedung A dan B mode 1 dan 2 mengalami translasi, sedangkan mode 3 mengalami rotasi.
 - b. Kontrol simpangan antar tingkat untuk gedung A dan B aman karena tidak ada simpangan arah x maupun yang melebihi batas limit.
 - c. Kontrol P-Delta
 Pada gedung A dan gedung B tidak terdapat nilai koefisien stabilitas arah X maupun Y yang melebihi batas pengaruh P-Delta dengan nilai 0,1 mm dan batas stabilitas struktur dengan nilai 0,0909 mm, sehingga menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.7 sudah memenuhi.
3. Desain komponen struktur dengan mengacu pada SNI 2847:2019 tentang “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung” berikut adalah hasil yang didapat :
 - a. Hasil perancangan elemen balok G1 dengan ukuran 400 x 800 mm didapat jumlah tulangan pada area tumpuan atas 10D22 dan area tumpuan bawah didapat 5D22 dengan sengkang pada area tumpuan 4D10-100, sedangkan untuk area lapangan didapat 4D22 untuk area lapangan atas dan untuk area

- lapangan bawah didapat 6D22 dengan sengkang pada area lapangan 4D10-150. Pada balok G1 juga terdapat tulangan pinggang dengan jumlah 4D10.
- b. Hasil perancangan elemen kolom K1 dengan dengan ukuran 800 x 800 mm didapat tulangan utama 20D22 dengan sengkang 6D10-100 untuk tumpuan dan 2D10-150 untuk lapangan.
 - c. Hasil perancangan elemen pelat dengan tebal pelat 150 mm didapat hasil tulangan D10-200.
 - d. Desain pondasi tiang pancang dengan diameter 0,6 m dengan total kedalaman 40 m dengan kebutuhan jumlah tiang 4 buah, dan nilai daya dukung aksial pondasi tiang kelompok sebesar 391,476 ton sedangkan beban aksial yang diberikan ke pondasi yaitu sebesar 370,561 ton, artinya beban tersebut lebih kecil dari tahanan izin aksial.
 - e. Desain penulangan lentur pada pile cap direncanakan telah mampu menahan gaya yang bekerja pada tiap kelompok tiang pondasi yang telah dirancang. Dengan tulangan lentur ukuran D22-150.

5.2. Saran

Berdasarkan hasil analisis permodelan perancangan Gedung Pabrik 4 lantai, didapatkan beberapa saran meliputi:

1. Perancangan yang melibatkan program *software* seperti ETABS sebaiknya dilakukan dengan memahami cara kerja dari *software* itu sendiri, agar mengurangi risiko kekeliruan terhadap perancangannya.
2. Rancangan yang dilakukan sebaiknya selalu mengikuti SNI terbaru yang telah dibuat mengikuti kondisi masa yang kian berubah seiring berjalannya waktu.
3. Pemahaman dan ketelitian terkait peraturan yang berlaku serta ketrampilan dalam penggunaan *software* analisa struktur harus selalu ditingkatkan sebagai bekal untuk melangkah menuju dunia pekerjaan nantinya.
4. Perancangan permodelan struktur yang dilakukan sebaiknya dilakukan dengan mempertimbangkan banyak aspek selain aspek bahwa struktur aman juga harus diperhatikan efisiensi dari struktur yang dirancang.

DAFTAR PUSTAKA

- Fadli, M. Hamzah. (2015). “*Aplikasi ETABS pada Perancangan Gedung 15 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Ganda Sebagai Penahan Beban Gempa Sesuai SNI 1726:2012*”. Jakarta: Universitas Gunadarma.
- Frinsilia Jaglien Liando dkk. (2020). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai. Jurnal Sipil Statik*. Vol 8, Nomer 4: 471-482. Manado: Universitas Sam Ratulangi Manado.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2016). “*Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang*”. Bandung: ITB Press. Imran, I. dan Zulkifli, E. (2014). ”*Perencanaan Dasar Struktur Beton Bertulang*”. Bandung: ITB Press.
- Raga, Chyntya Novita. (2021). *Perencanaan Ulang Struktur Atas dan Utama Gedung Perkantoran Bumi Mandiri Surabaya Jawa Timur*. Malang: Politeknik Negeri Malang. Septiyadi, muchammad Danang Fajri dan Alleandro Cahya Pratama. (2022). “PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL TUJUH LANTAI. ADHYASTA ABIMANA SEMARANG”. Semarang: Universitas Semarang
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). SNI 1726:2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”. BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). SNI 1727:2020 “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”. BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). SNI 2847:2019 “ Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.” BSN, Jakarta, Indonesia.