

TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN GEDUNG RUMAH SAKIT 10 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 :

Ainun Syukronul Amin

NIM : 30201900026

Alvan Dzakky Makarim

NIM : 30201900033

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

2023

TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN GEDUNG RUMAH SAKIT 10 LANTAI
BERDASARKAN SNI 1726:2019**

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



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

HALAMAN PENGESAHAN

PERANCANGAN GEDUNG RUMAH SAKIT 10 LANTAI BERDASARKAN
SNI 1726:2019



Ainun Syukronul Amin

NIM : 30201900026



Alvan Dzakky Makarim

NIM : 30201900033

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, Agustus 2023

Tim Penguji

Tanda Tangan

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

NIDN: 0605046703

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

NIDN: 0625059102

3. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D**

NID: 0607046802

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik

Universitas Islam Sultan Agung

A blue ink signature of Muhamad Rusli Ahyar, written in a stylized cursive script.

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 21 / A.2 / SA – T / IX / 2023

Pada hari ini tanggal 08 Agustus 2023 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing I dan Dosen Pembimbing II :

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:

Ainun Syukronul Amin
NIM : 30201900026

Alvan Dzakky Makarim
NIM : 30201900033

Judul : PERANCANGAN GEDUNG RUMAH SAKIT 10 LANTAI
BERDASARKAN SNI 1726:2019


Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	08 Maret 2023	-
2	Seminar Proposal	16 Mei 2023	ACC
3	Pengumpulan data	17 Mei 2023	-
4	Analisis data	18 Mei 2023	-
5	Penyusunan laporan	20 Juli 2023	-
6	Selesai laporan	10 Agustus 2023	ACC

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

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II


Prof. Dr. Ir. Antonius, MT


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Ainun Syukronul Amin

NIM : 30201900026

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul: Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Alvan Dzakky Makarim

NIM : 30201900033

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.



PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Ainun Syukronul Amin

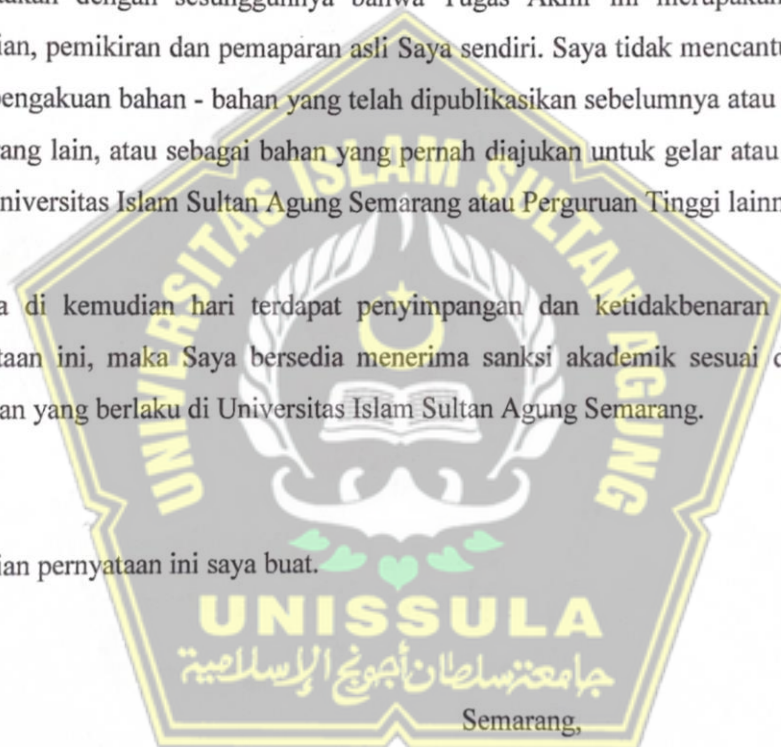
NIM : 30201900026

JUDUL TUGAS AKHIR : Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lanatai
Berdasarkan SNI 1726:2019

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

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

Demikian pernyataan ini saya buat.



Yang membuat pernyataan,



Ainun Syukronul Amin

NIM : 30201900026

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Alvan Dzakky Makarim
NIM : 30201900055
JUDUL TUGAS AKHIR : Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lanatai
Berdasarkan SNI 1726:2019

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

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

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Alvan Dzakky Makarim

NIM : 30201900033

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. Diantara 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]

“Angin tidak berhembus untuk menggoyangkan pepohonan, melainkan menguji akarnya”,

(Ali bin Abi Thalib)

“Segala sesuatu menunggu pada waktunya, tak ada mawar yang mekar sebelum waktunya, matahari juga tidak terbit sebelum waktunya, tunggu saja, apa yang menjadi milikmu akan datang kepadamu”

(Maulana Jalaludin Rumi)

“Suatu saat kau akan dapati sesuatu yang kau pinta dari Allah sejak lama, mungkin sejak masa kecilmu yang bahkan kau sudah lupakan itu, tapi Allah tak akan melupakannya”

(Habib Umar bin Hafidz)

“Percayalah di saat kamu ikhlas dengan keadaanmu disitulah Allah merencanakan kebahagiaan untukmu, Allah mampu mengubah situasi paling terpuruk menjadi momen terbaik dalam kehidupanmu”

(KH. Maimoen Zubair)

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 teri makasih kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak H. Sumadi dan Ibu Hj.Sumiyati yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia didunia dan akhirat.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan dari awal saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan saya dari awal dalam pembuatan laporan ini.
4. 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.
5. Lintang Enggartiasto, ST., MT. dan Fairuz Izdihar Athallah, ST. terima kasih telah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
6. Alvan Dzakky Makarim selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Semua teman-teman "Palkon" "BDX" "Ghori" "Aliansi SRPMK" dan semua teman-teman KMFT 2019, telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.
8. Kepada Saudari Nur Suci Fatmawati sebagai orang yang selalu menyemangati dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Ainun Syukronul Amin

30201900026

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 saya, Bapak Ali Mukarom, S.Ag. dan Ibu Siti Mukaromah S.Pd. dan serta kakek nenek saya H Muridan dan Hj.Siti wartini dan serta Bapak Su'udi Al Mukarom, ST.MT. dan Ibu Yulia Hestikawati 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. selaku Dosen Pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan dari awal saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan saya dari awal dalam pembuatan laporan ini.
4. 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.
5. Lintang Enggartiasto, ST., MT. dan Fairuz Izdihar Athallah, ST. terimakasih telah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
6. Ainun Syukronul Amin selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Semua teman-teman "Palkon" "BDX" "Ghori" "Aliansi SRPMK" dan semua teman-teman KMFT 2019, telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.

Alvan Dzakky Makarim

30201900033

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan Rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “PERANCANGAN GEDUNG RUMAH SAKIT 10 LANTAI BERDASARKAN SNI 1726:2019”. Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Strata 1 (S-1) Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Selama menyelesaikan Tugas Akhir dan menyusun laporan, Penyusun telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini Penyusun menyampaikan terima kasih kepada :

1. Allah SWT dan Rasulullah Muhammad SAW.
2. Kedua orang tua kami yang memberi kami motivasi dan selalu memberi semangat kepada kami.
3. Yth. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, MT, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang
4. Yth. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang dan selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
5. Yth. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT, selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir.
6. Yth. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng, selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir.
7. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Semarang, Agustus 2023

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	v
PERNYATAAN KEASLIAN	vii
MOTTO	ix
PERSEMBAHAN	xi
KATA PENGANTAR	xii
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR	xx
DAFTAR NOTASI	xxi
DAFTAR LAMPIRAN	xxx
ABSTRAK	xxx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Maksud dan Tujuan	2
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Sistematika Penulisan.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1. Tinjauan Umum.....	4
2.2. Pembebanan Gedung	4
2.2.1. Beban Mati	4
2.2.2. Beban Hidup.....	5
2.2.3. Beban Angin.....	5
2.2.3. Beban Gempa	5
2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa	7

2.3.1. Spektrum Respon Desain	7
2.3.2. Kategori Desain Seismik	8
2.3.3. Parameter Percepatan Spektral Desain	9
2.3.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum Risiko Tertarget.....	9
2.3.5. Kategori Risiko Bangunan Gedung.....	10
2.3.6. Klasifikasi Situs	12
2.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah yang Berbeda	13
2.3.8. Gaya Dasar Seismik	13
2.3.9. Pengaruh P - Delta.....	14
2.3.10. Simpangan Antar Tingkat	14
2.3.11. Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur	15
2.3.12. Analisis Spektrum Respon Ragam	19
2.3.13. Periode Fundamental	20
2.3.14. Kombinasi Pembebanan Dasar.....	21
2.3.15. Kombinasi Beban Gempa.....	21
2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen	21
2.4.1. Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	23
2.4.2. Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.....	25
2.5. Pelat	27
2.6. <i>Tie Beam (Sloof)</i>	28
2.7. <i>Joint</i> Rangka Momen Khusus (Hubungan kolom – Balok)	29
BAB III METODE PERANCANGAN	30
3.1. Diagram Alir.....	30
3.2. Pengumpulan Data.....	31
3.3. Pemodelan Struktur Bangunan	31
3.4. Analisis Pembebanan Struktur.....	31
3.5. Ketidakberaturan Struktur Horizontal dan Vertikal	32
3.6. Desain Struktur Atas.....	32
3.7. Keamanan Struktur Memenuhi Syarat.....	33
3.8. Laporan dan Desain Gambar	33

BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN.....	36
4.1. Perencanaan Struktur Sekunder	36
4.1.1 Desain Tangga	36
4.1.1.1. Perhitungan Pembebanan	38
4.1.1.2. Analisis Struktur Tangga	39
4.1.1.3. Perhitungan Rasio Tebal Pelat.....	40
4.1.1.4. Perhitungan Kebutuhan Tulangan	41
4.1.1.5. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga	41
4.1.1.6. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes	44
4.1.2. Perencanaan Balok Bordes	47
4.1.2.1. Pembebanan Balok Bordes Bawah.....	47
4.1.2.2. Pembebanan Bordes Atas	51
4.3. Permodelan Struktur.....	54
4.4. Analisa Struktur.....	62
4.4.1. Pembebanan Gravitasi	62
4.4.2. Pembebanan Gempa Pada Struktur	71
4.4.3. Gaya Lateral Ekuivalen	82
4.5. Perencanaan Pelat.....	117
4.5.1. Perencanaan Tulangan Pelat.....	119
4.6. Perencanaan Balok	127
4.6.1. Input Data Balok	127
4.6.2. Perhitungan Material dan Geometri	128
4.6.3. Desain Lentur	130
4.6.4. Desain Geser.....	136
4.6.5. Desain Torsi	138
4.6.6. Detail Penulangan Balok	144
4.7. Desain Komponen Struktur Kolom SRPMK	144
4.7.1. Data Perencanaan Kolom	144
4.7.2. Persyaratan Yang Harus Dipenuhi sesuai SNI 2847:1029 Pasal 18.7.1	145
4.7.3. Pengecakan Konfigurasi Penulangan	146
4.7.4. Persyaratan <i>Strong Column Weak Beam</i> (SCWB)	147
4.7.5. Desain Tulangan <i>Confinement</i>	149

4.7.5.1. Desain Tulangan <i>Confinement</i> Tumpuan	149
4.7.5.2. Desain Tulangan <i>Confinement</i> Lapangan.....	153
4.7.6. Desain Tulangan Geser.....	153
4.7.6.1. Desain Tulangan Geser Tumpuan	153
4.7.6.2. Desain Tulangan Geser Lapangan.....	159
4.7.7. Cek Hubungan Balok Kolom	164
4.7.8. Gambar Detail Kolom	165
4.8. Perhitungan Pondasi	166
4.8.1. Data Properti Material	166
4.8.2. Data Tanah	167
4.8.3. Tahanan Aksial Tiang	169
4.8.4. Berdasarkan Hasil Uji Sondir (BAGEMAN).....	170
4.8.5. Perhitungan <i>Pile Cap</i>	175
4.8.5.1. Data Propertis Material PC9.....	175
4.8.5.2. Data Propertis Material PC4.....	193
4.8.6. Kontrol Penurunan Kelompok Tiang	213
4.9. Desain <i>Sloof</i>	219
BAB V PENUTUP	243
5.1. Kesimpulan.....	224
5.2. Saran.....	227
DAFTAR PUSTAKA	xxxii
LAMPIRAN.....	xxxiii

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Beban Hidup	5
Tabel 2.2 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek.....	8
Tabel 2.3 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	9
Tabel 2.4 Koefisien Situs F_a	10
Tabel 2.5 Koefisien Situs F_v	10
Tabel 2.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa.....	11
Tabel 2.7 Faktor Keutamaan Gempa	11
Tabel 2.8 Klasifikasi Situs.....	12
Tabel 2.9 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	13
Tabel 2.10 Simpangan Antar Tingkat Izin	15
Tabel 2.11 Ketidakberaturan Horizontal	16
Tabel 2.12 Ketidakberaturan Vertikal	18
Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung.....	20
Tabel 2.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	21
Tabel 2.15 Transversal Kolom SRPMK.....	25
Tabel 2.17 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior	27
Tabel 2.17 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang dengan Balok di Antara Tumpuan Pada Semua Sisinya.....	28
Tabel 2.18 A_{smin} untuk Pelat Dua Arah Nonprategang.....	28
Tabel 4.1 Beban Mati	63
Tabel 4.2 Beban Perlantai.....	71
Tabel 4.3 Kategori Situs Tanah	73
Tabel 4.4 Kategori Desain Seismik	75
Tabel 4.5 Kategori Resiko.....	75
Tabel 4.6 Cek Periode Getar	79
Tabel 4.7 Parameter <i>Respons</i>	80

Tabel 4.8 Cek Periode Getar	81
Tabel 4.9. Partisipasi Massa Struktur	82
Tabel 4.10. Analisa Gempa	84
Tabel 4.11. Rekapitulasi Analisa Statik Ekuivalen	85
Tabel 4.12. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai.....	88
Tabel 4.15. Perhitungan Gempa Statik.....	90
Tabel 4.16. Rekapitulasi Beban Gempa Statik.....	92
Tabel 4.17. Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik	93
Tabel 4.18. Rekapitulasi Gaya Lateral Desain	95
Tabel 4.19. Simpangan Antar Tingkat Izin	96
Tabel 4.20. Simpangan Antar Lantai Arah X.....	97
Tabel 4.21. Simpangan Antar Lantai Arah Y.....	99
Tabel 4.22. Kontrol Efek P-Delta.....	101
Tabel 4.23. Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y.....	103
Tabel 4.24. Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma.....	105
Tabel 4.25. Rekapitulasi Perhitungan.....	106
Tabel 4.26. Perhitungan Ketidakberaturan Massa.....	107
Tabel 4.27. Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal.....	107
Tabel 4.28. Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat	109
Tabel 4.29. Momen Torsi Arah X.....	109
Tabel 4.30. Momen Torsi Arah Y	110
Tabel 4.31. Gaya Geser Dasar	111
Tabel 4.32. Ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat <i>End Release</i> Balok Arah X	113
Tabel 4.33. Ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat <i>End Release</i> Balok Arah X	113
Tabel 4.34. Ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat <i>End Release</i> Balok Arah Y	114
Tabel 4.35. Ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat <i>End Release</i> Balok Arah Y	115
Tabel 4.36. Kombinasi Pembebanan Ultimit	116

Tabel 4.37. Kombinasi Pembebanan Metode Tegangan Izin (Beban Layan)	116
Tabel 4.38. Momen Rencana Pelat.....	119
Tabel 4.39. Rekapitulasi Balok	143
Tabel 4.40. Hasil Interaksi <i>Software SPColumn</i>	149
Tabel 4.41. Rekapitulasi Kolom.....	165
Tabel 4.42. Data Sondir.....	170
Tabel 4.43. Data Susunan Tiang Pancang	177
Tabel 4.44. Data Susunan Tiang Pancang	195



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Peta Gempa Indonesia berdasarkan parameter gerak tanah S_s gempa maksimum.....	6
Gambar 2.2 Peta Gempa Indonesia berdasarkan parameter gerak tanah S_1 gempa maksimum.....	7
Gambar 2.3 Spektrum <i>Respons Desain</i>	8
Gambar 2.4 Penentuan Simpangan Antar Tingkat.....	15
Gambar 2.5 Ketidakberaturan Horizontal.....	17
Gambar 2.6 Ketidakberaturan Vertikal.....	19
Gambar 2.7 Konsep <i>Strong Column Weak Beam</i>	24
Gambar 2.8 Penulangan Transversal Kolom.....	25
Gambar 2.9 Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (<i>Wide Beam</i>) dan Persyaratan Tulangan Transversal.....	26
Gambar 2.10 Senggang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal.....	27
Gambar 3.1 Diagram Alir Perancangan.....	30
Gambar 3.2 3D <i>Model</i>	34
Gambar 3.3 2D <i>Model View</i> Arah X.....	34
Gambar 3.4 2D <i>Model View</i> Arah Y.....	35
Gambar 4.1 Denah Tangga.....	36
Gambar 4.2 Potongan Tangga.....	37
Gambar 4.3 Detail Pelat Tangga.....	37
Gambar 4.4 Penulangan Pelat Tangga.....	41
Gambar 4.5 Penulangan Pelat Bordes.....	44
Gambar 4.6 Balok Bordes.....	47
Gambar 4.8 Permodelan Struktur.....	54
Gambar 4.9 Denah Kolom Lantai 2 dan 3.....	55
Gambar 4.10 Denah Kolom Lantai 4 dan 5.....	55
Gambar 4.11 Denah Kolom Lantai 6 dan 7.....	56
Gambar 4.12 Denah Kolom Lantai 8 dan 9.....	56
Gambar 4.13 Denah Kolom Lantai 10.....	57

Gambar 4.14 Denah Balok Lantai 2 dan 3	57
Gambar 4.15 Denah Balok Lantai 4 dan 5	58
Gambar 4.16 Denah Balok Lantai 6 dan 7	58
Gambar 4.17 Denah Balok Lantai 8 dan 9	59
Gambar 4.18 Denah Balok Lantai 10	59
Gambar 4.19 Denah Pelat Lantai 2 dan 3	60
Gambar 4.20 Denah Pelat Lantai 4 dan 5	60
Gambar 4.21 Denah Pelat Lantai 6 dan 7	61
Gambar 4.22 Denah Pelat Lantai 8 dan 9	61
Gambar 4.23 Denah Pelat Lantai 10	62
Gambar 4.24 <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 2	64
Gambar 4.25 <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 3	64
Gambar 4.26 <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 4	65
Gambar 4.27 <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 5	65
Gambar 4.28. <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 6	66
Gambar 4.29. <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 7	66
Gambar 4.30. <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 8	67
Gambar 4.31. <i>Input</i> Beban Mati dan Beban Dinding Lanati 9	67
Gambar 4.32. <i>Input</i> Beban Mati Lantai Top	68
Gambar 4.33. <i>Input</i> Beban Hidup Lantai 2 dan 3	68
Gambar 4.34. <i>Input</i> Beban Hidup Lantai 4 dan 5	69
Gambar 4.35. <i>Input</i> Beban Hidup Lantai 6 dan 7	69

Gambar 4.36. <i>Input</i> Beban Hidup Lantai 8 dan 9	70
Gambar 4.37. <i>Input</i> Beban Hidup Lantai 10	70
Gambar 4.38. Spektral Percepatan RSA2021	72
Gambar 4.39. Parameter Percepatan.....	72
Gambar 4.40. Spektrum <i>Respon</i> s Desain	75
Gambar 4.41. <i>Respon</i> s Spektrum	77
Gambar 4.42. <i>Mode</i> 1 Translasi Arah Y.....	78
Gambar 4.43. <i>Mode</i> 2 Tranlasi Arah X.....	78
Gambar 4.44. <i>Mode</i> 3 Rotasi.....	79
Gambar 4.45. Grafik Gaya <i>Lateral</i> Antar Tingkat Arah X.....	86
Gambar 4.46. Grafik Gaya <i>Lateral</i> Antar Tingkat Arah Y.....	87
Gambar 4.47. Gaya Geser Tiap Lantai	89
Gambar 4.48. Diagram Geser Kumulatif Arah X.....	93
Gambar 4.49. Diagram Geser Kumulatif Arah Y.....	94
Gambar 4.50. Gaya Lateral Desain	95
Gambar 4.51. Simpangan Antar Lantai Arah X.....	97
Gambar 4.52. Simpangan Antar Lantai Arah Y.....	99
Gambar 4.53. Grafik Efek P-Delta	102
Gambar 4.54. Cek Redundansi	112
Gambar 4.55. Cek Ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat <i>End Release</i> Balok Arah X.....	112
Gambar 4.56. Cek Ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat <i>End Release</i> Balok Arah Y	114
Gambar 4.57. Tipe Pelat Ditinjau	118
Gambar 4.58. <i>Detail</i> Penulangan Pelat.....	126
Gambar 4.59. <i>Detail</i> Balok Ditinjau.....	129
Gambar 4.60. <i>Input</i> Data Geometri Balok.....	127
Gambar 4.61. <i>Detail</i> Balok.....	144
Gambar 4.62. <i>Detail</i> Penulangan Balok	144
Gambar 4.63. Sketsa Posisi Kolom	146
Gambar 4.64. Diagram Interaksi <i>Software SPColumn</i>	149

Gambar 4.65. <i>Detail</i> Kolom	165
Gambar 4.66. <i>Detail</i> Kolom Memanjang	166
Gambar 4.67. Hasil Sondir Manual	167
Gambar 4.68. Data Tanah Hasil Bor	168
Gambar 4.69. Grafik Kapasitas Pondasi.....	173
Gambar 4.70. Reaksi Tumpuan	175
Gambar 4.71. Jumlah Susunan Pondasi.....	176
Gambar 4.72. <i>Detail</i> Geser Arah X	179
Gambar 4.73. <i>Detail</i> Geser Arah Y	182
Gambar 4.74. <i>Detail</i> Geser Dua Arah	184
Gambar 4.75. <i>Detail</i> Lentur Arah X.....	186
Gambar 4.76. <i>Detail</i> Lentur Arah Y.....	189
Gambar 4.77. Jumlah Sususna Pondasi.....	194
Gambar 4.78. <i>Detail</i> Geser Arah X.....	197
Gambar 4.79. <i>Detail</i> Geser Arah Y	199
Gambar 4.80. <i>Detail</i> Geser Dua Arah	201
Gambar 4.81. <i>Detail</i> Lentur Arah X.....	204
Gambar 4.82. <i>Detail</i> Lentur Arah Y.....	207
Gambar 4.83. <i>Detail</i> Pondasi PC 4 dan PC 9.....	212
Gambar 4.84. <i>Detail</i> Sloof.....	223



DAFTAR NOTASI

a	= Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)
A_b	= Luas setiap batang atau kawat individu (mm ²)
A_{ch}	= Luas penampang komponen struktur yang diukur sampai tepi luar tulangan transversal (mm ²)
A_{cp}	= Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton (mm ²)
A_{cv}	= Luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau pada kasus dinding dan luas bruto penampang beton dalam kasus diafragma, tebalnya tidak melebihi lebar diafragma (mm ²)
A_{cw}	= Luas penampang beton pilar tunggal, segmen horizontal dinding, atau balok kopel yang menahan geser (mm ²)
A_g	= Luas bruto penampang (mm ²)
A_j	= Luas penampang efektif pada <i>joint</i> di bidang paralel terhadap bidang tulangan yang menimbulkan geser dalam <i>joint</i> (mm ²)
A_l	= Luas total tulangan longitudinal untuk menahan torsi (mm ²)
A_o	= Luas bruto yang dilingkupi oleh lintasan alir geser (mm ²)
A_{oh}	= Luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi <i>transversal</i> tertutup terluar (mm ²)
A_s	= Luas tulangan tarik <i>longitudinal non</i> prategang (mm ²)
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
A_{sh}	= Luas penampang total tulangan <i>transversal</i> (termasuk ikat silang) dalam spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi b_c
$A_{s \min}$	= Luas minimum tulangan lentur (mm ²)
A_{st}	= Luas total tulangan <i>longitudinal non</i> prategang (mm ²)
A_t	= Luas 1 kaki sengkang tertutup menahan torsi dalam spasi s (mm ²)
A_v	= Luas tulangan geser dalam spasi s (mm ²)
$A_{v \min}$	= Luas minimum tulangan geser dalam spasi s (mm ²)
A_x	= Faktor amplifikasi torsi
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
b	= Lebar muka tekan komponen struktur (mm)

b_c	= Dimensi penampang inti komponen struktur yang diukur ke tepi luar tulangan transversal yang membentuk luas A_{sh} (mm)
b_f	= Lebar sayap efektif penampang T (mm)
b_w	= Lebar badan, tebal dinding, diameter penampang lingkaran (mm)
c	= Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral (mm)
c_c	= Selimut bersih (<i>clear cover</i>) tulangan (mm)
c_t	= Jarak dari muka <i>interior</i> kolom ke tepi pelat yang diukur paralel terhadap c_1 , tetapi tidak melebihi c_2 (mm)
c_1	= Dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen, kepala kolom (<i>capital</i>), atau braket yang diukur dalam arah bentang dimana momen ditentukan (mm)
c_2	= Dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen, kepala kolom (<i>capital</i>), atau braket yang diukur dalam arah tegak lurus terhadap c_1 (mm)
C	= Konstanta penampang untuk menentukan properti torsi pelat dan balok
C_d	= Faktor pembesaran simpangan lateral
C_s	= Koefisien <i>respons</i> seismik
C_u	= Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung
C_v	= Koefisien vertikal
d	= Tinggi efektif pelat, jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik <i>longitudinal</i> (mm)
d'	= Jarak serat tekan jauh ke pusat tulangan tekan <i>longitudinal</i> (mm)
d_b	= Diameter nominal batang tulangan (mm)
D	= Pengaruh beban mati layan
D_F	= Faktor distribusi momen di bagian atas dan kolom yang didesain
E	= Pengaruh gaya gempa horizontal dan vertikal
E_c	= Modulus elastisitas beton (MPa)
E_h	= Pengaruh gaya seismik horizontal
E_s	= Modulus elastisitas tulangan dan baja struktural (MPa)
E_v	= Pengaruh gaya seismik vertikal
f'_c	= Kekuatan tekan beton (MPa)

f_r	= Modulus hancur (<i>rupture</i>) beton (MPa)
f_s	= Tegangan tarik dihitung dalam tulangan saat beban layan (MPa)
f_s'	= Tegangan dalam tulangan tekan terkena beban terfaktor (MPa)
f_y	= Kekuatan leleh tulangan (MPa)
f_{yt}	= Kekuatan leleh tulangan transversal yang disyaratkan f_y (MPa)
F_a	= Koefisien situs untuk periode pendek (pada periode 0,2 detik)
F_i, F_x	= Bagian dari gaya geser dasar, V , pada tingkat- i atau tingkat- x
F_p	= Gaya seismik yang bekerja pada elemen atau komponen dari struktur
F_v	= Koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1 detik)
F_x	= Gaya seismik lateral (kN) di level- x
h	= Tebal atau tinggi keseluruhan komponen struktur (mm)
h_n	= Batasan tinggi struktur (m)
h_{sx}	= Tinggi tingkat untuk tingkat- x (mm)
h_w	= Tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas atau tinggi bersih segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau (mm)
h_x	= Spasi horizontal ikat silang atau kaki sengkang pengekang (<i>hoop</i>) pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom
I_{cr}	= Momen inersia penampang retak ditransformasi ke beton (mm ⁴)
I_e	= Faktor keutamaan gempa, momen inersia efektif untuk perhitungan defleksi (mm ⁴)
I_g	= Momen inersia penampang beton bruto terhadap sumbu pusat, yang mengabaikan tulangan (mm ⁴)
k	= Faktor panjang efektif untuk komponen struktur tekan
k_f	= Faktor kekuatan beton
k_n	= Faktor efektivitas pengekangan
l	= Panjang bentang balok atau pelat satu arah (mm)
l_c	= Panjang komponen tekan, diukur dari pusat ke pusat <i>joint</i> (mm)
l_n	= Panjang bentang bersih diukur muka ke muka tumpuan (mm)
l_o	= Panjang, diukur dari muka <i>joint</i> sepanjang sumbu komponen struktur, dimana tulangan transversal khusus disediakan (mm)

l_w	= Panjang seluruh dinding, atau panjang segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser (mm)
L	= Pengaruh beban hidup layan
L_r	= Pengaruh beban hidup atap layan
MCE_R	= Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget
M_{cr}	= Momen retak (N-mm)
M_{max}	= Momen maksimum terfaktor pada penampang akibat beban luar yang bekerja (N-mm)
M_n	= Kekuatan lentur nominal pada penampang (N-mm)
M_{nb}	= Kekuatan lentur nominal balok termasuk pelat bilamana tertarik, yang merangka ke dalam <i>joint</i> (N-mm)
M_{nc}	= Kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam <i>joint</i> , yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur yang terendah (N-mm)
M_{pr}	= Kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka <i>joint</i> yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1,25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1,0
M_u	= Momen terfaktor pada penampang (N-mm)
n	= Jumlah batang tulangan
N_i	= Tahanan penetrasi standar sesuai SNI 4153:2008
\bar{N}	= Tahanan penetrasi standar rata-rata lapisan 30 m paling atas
$\bar{N}_{c,h}$	= Tahanan penetrasi standar rata-rata tanah nonkohesif dalam lapisan 30 m paling atas
N_u	= Gaya aksial terfaktor tegak lurus terhadap penampang yang terjadi serentak dengan V_u atau T_u (N-mm)
p_{cp}	= Keliling luar penampang beton (mm)
p_h	= Keliling pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm)
P_n	= Kekuatan aksial nominal penampang (N)
P_u	= Gaya aksial terfaktor (N)

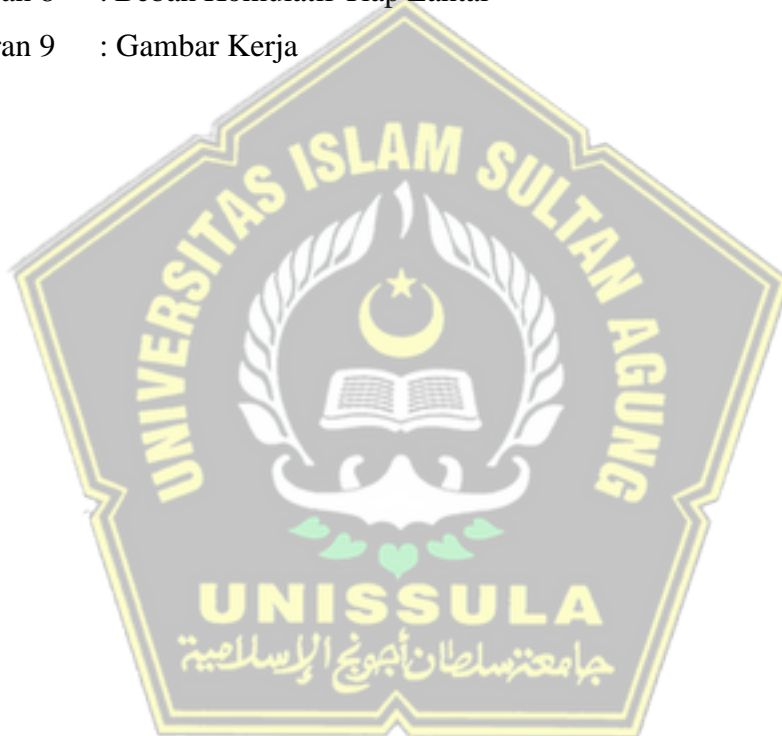
q_u	= Beban terfaktor per satuan luas (N/m^2)
Q_E	= Pengaruh gaya seismik horizontal
r	= Radius girasi penampang komponen struktur tekan (mm)
R	= Koefisien modifikasi <i>respons</i>
s	= Spasi pusat ke pusat suatu benda (mm)
s_o	= Spasi pusat ke pusat tulangan transversal dalam panjang I_e (mm)
s_u	= Kuat geser niralir
\bar{s}_u	= Kuat geser niralir rata-rata di dalam lapisan 30 m paling atas
s_{ui}	= Kuat geser niralir suatu lapisan tanah kohesifi di dalam lapisan 30 m paling atas
S_a	= Respons spektra percepatan
S_{DS}	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral pada periode pendek
S_{D1}	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral pada periode 1 detik
S_{MS}	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	= Percepatan percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_s	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> dari peta gempa pada periode pendek
S_1	= Parameter percepatan <i>respons</i> spektral <i>MCE</i> dari peta gempa pada periode 1 detik
S_n	= Kekuatan momen, geser, aksial, torsi atau tumpu nominal
t	= Tebal dinding penampang (mm)
T	= Periode fundamental bangunan
T_a	= Periode fundamental pendekatan
T_{cr}	= Momen retak torsi (N-mm)
T_L	= Peta transisi periode panjang
T_n	= Kekuatan momen torsi nominal (N-mm)
T_u	= Momen torsi terfaktor pada penampang (N-mm)
U	= Kekuatan perlu untuk menahan beban terfaktor atau momen dan gaya dalam yang terkait dengan kombinasinya

v_s	= Kecepatan rambat gelombang geser pada regangan geser yang kecil (m/detik) ($< 10^{-3}$ persen)
\bar{v}_s	= Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata pada regangan geser yang kecil, di dalam lapisan 30 m teratas
v_{si}	= Kecepatan rambat gelombang geser dalam lapisan tanah atau batuan ke- i, di dalam lapisan 30 m paling atas
V	= Geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau
V_c	= Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton (N)
V_e	= Gaya geser desain untuk kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa (N)
V_{IX}	= Gaya geser dasar inelastik pada arah X
V_{IY}	= Gaya geser dasar inelastik pada arah Y
V_n	= Kekuatan geser nominal (N)
V_s	= Kekuatan geser nominal diberikan oleh penulangan geser (N)
V_{sway}	= Gaya geser rencana berdasarkan momen kapasitas pada balok
V_t	= Nilai desain dari gaya geser dasar akibat seismik
V_u	= Gaya geser terfaktor penampang (N)
V_x	= Geser seismik desain di tingkat-x
V_X	= Gaya geser dasar pada arah X
V_Y	= Gaya geser dasar pada arah Y
w_c	= Berat volume beton normal atau berat volume ekuivalen beton ringan (kg/m^3)
w_u	= Beban terfaktor per satuan panjang balok atau pelat satu arah (N/mm)
W	= Berat seismik efektif bangunan
W_t	= Berat total struktur
x	= Dimensi keseluruhan bagian persegi penampang yang lebih pendek (mm)
y	= Dimensi keseluruhan bagian persegi penampang yang lebih panjang (mm)
α	= Sudut yang menentukan orientasi tulangan

α_c	= Koefisien yang menentukan kontribusi relatif kekuatan beton terhadap kekuatan geser dinding nominal
β_1	= Faktor yang menghubungkan tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen dengan tinggi sumbu netral
δ	= Faktor pembesaran momen untuk mencerminkan pengaruh kurvatur komponen struktur antara ujung-ujung komponen struktur tekan
δ_u	= Perpindahan desain
δ_{max}	= Perpindahan maksimum (mm) di Tingkat-X
δ_{avg}	= Rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di Tingkat-X
δ_x	= Defleksi pusat massa di Tingkat-X
δ_{xe}	= Defleksi pada lokasi ditentukan dengan analisis elastik
Δ	= Simpangan antar tingkat desain
Δ_a	= Simpangan antar tingkat yang diizinkan
ϵ_t	= Regangan tarik netto dalam lapisan terjauh baja tarik longitudinal pada kekuatan nominal, tidak termasuk regangan akibat dari prategang efektif, rangkai, susut, dan suhu
ϵ_{ty}	= Nilai regangan tarik netto pada lapisan terluar dari tulangan tarik longitudinal yang digunakan untuk menentukan penampang terkontrol tekan
θ	= Sudut antara sumbu strut, diagonal tekan, atau bidang tekan dan kord (<i>chord</i>) tarik komponen struktur; Koefisien stabilitas untuk pengaruh P-Delta
ρ	= Rasio A_s terhadap bd , Faktor redundansi struktur
ϕ	= Faktor reduksi kekuatan
λ	= Faktor modifikasi yang merefleksikan properti mekanis tereduksi dari beton ringan, semuanya relatif terhadap beton normal dengan kekuatan tekan yang sama, Faktor pengaruh waktu
Ω_0	= Faktor kuat lebih, Faktor amplifikasi untuk memperhitungkan kekuatan lebih sistem penahan gaya seismik yang ditetapkan sesuai dengan tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara legal

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 : Berita Acara Seminar Proposal Tugas Akhir
- Lampiran 2 : Berita Acara Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 3 : Lembar Koreksi Tugas Akhir
- Lampiran 4 : Daftar Hadir Dosen Penguji Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 5 : Daftar Hadir Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 6 : Lembar Bimbingan Tugas Akhir
- Lampiran 7 : Turnitin
- Lampiran 8 : Beban Kumulatif Tiap Lantai
- Lampiran 9 : Gambar Kerja



PERANCANGAN GEDUNG RUMAH SAKIT 10 LANTAI
BERDASARKAN
SNI 1726:2019

Oleh :

Ainun Syukronul Amin¹, Alvan Dzakky Makarim², Antonius³, Muhamad Rusli
Ahyar⁴

Abstrak

Konstruksi ialah suatu aktivitas sarana juga prasarana dalam sebuah bidang arsitek, konstruksi juga bisa diartikan menjadi susunan atau contoh tata letak suatu bangunan gedung bertingkat maupun lainnya. Untuk keberhasilan aplikasi proyek konstruksi, perancangan yang efektif sangatlah penting. Hal ini berkaitan menggunakan rancangan dan pelaksanaan infrastruktur yang mempertimbangkan akibat lingkungan proyek tersebut.

Pada Tugas Akhir ini dilaksanakan proses Perancangan Gedung 10 Lantai Rumah Sakit yang terletak di Kota Kudus dengan bantuan *Software* ETABS 21.0.0. dan mengacu pada SNI 1726:2019, SNI 2847:2019 dan SNI 1727:2019 yang berfungsi untuk perancangan, pemodelan, pembebanan, pelat, balok, kolom, dan pondasi. Setelah melakukan Analisa struktur sistem yang cocok digunakan merupakan Sistem Struktur Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Analisis yang dilakukan meliputi perencanaan gedung bertingkat dengan beban gempa, mendesain dimensi serta penulangan penampang balok, kolom, dan pelat, menganalisis ketidakberaturan struktur, menganalisis *strong column weak beam*, serta menganalisis penurunan pondasi dan perkiraan waktu penurunan.

Kata Kunci : Perencanaan struktur beton bertulang ; SRPMK

^{1,2} Mahasiswa Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA

^{3,4} Dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA

DESIGN OF A 10-STOREY HOSPITAL BUILDING BASED ON

SNI 1726: 2019

By:

*Ainun Syukronul Amin¹, Alvan Dzakky Makarim², Antonius³, Muhamad Rusli
Ahyar⁴*

Abstract

Construction is an activity of facilities as well as infrastructure in a field of architecture, construction could also be interpreted to be the structure or example of the layout of a multi-storey building or other. For the successful implementation of construction projects, effective planning is essential. This relates to using the plan and implementation of infrastructure that considers the environmental consequences of the project.

In this final project, the process of designing a 10-storey hospital building located in the city of kodus is carried out with the help of ETABS 21.0.0 software. and refers to SNI 1726: 2019, SNI 2847: 2019 and SNI 1727: 2019 which serves to design modeling, loading, plates, beams, columns, and foundations. After analyzing the structure of the system that is suitable for use is the Special Moment Resisting Frame (SMRF).

The analysis includes planning a multi-storey building with earthquake loads, designing the dimensions and cross-section reinforcement of beams, columns, and plates, analyzing structural irregularities, analyzing strong column weak beam, and analyzing foundation settlement and estimated settlement time.

Keywords: Reinforced concrete structure planning; SMRF

*^{1,2} Student of Faculty of Engineering, Civil Engineering Study Program,
UNISSULA*

*^{3,4} Lecturer at the Faculty of Engineering, UNISSULA Civil Engineering Study
Program*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Konstruksi ialah suatu aktivitas sarana juga prasarana dalam sebuah bidang arsitektur, konstruksi juga bisa di artikan menjadi susunan atau contoh tata letak suatu bangunan gedung bertingkat maupun lainnya. Walaupun aktivitas konstruksi dikenal sebagai suatu pekerjaan, akan tapi dalam kenyataannya konstruksi merupakan suatu aktivitas yang terdiri dari beberapa pekerjaan yang tidak selaras, di umumnya aktivitas konstruksi diawasi oleh pengelola proyek atau arsitek proyek. Untuk keberhasilan aplikasi proyek konstruksi, perancangan yang efektif sangatlah penting. Hal ini berkaitan menggunakan rancangan dan pelaksanaan infrastruktur yang mempertimbangkan akibat lingkungan asal proyek tersebut.

Perancangan bangunan adalah suatu hal yang sangat penting buat diperhatikan pada proses akan didirikannya sebuah bangunan, perancangan juga merupakan suatu hal mendasar yang harus dikerjakan terlebih dahulu. Ada banyak aturan – aturan dan spesifikasi yang telah ditetapkan untuk merancang sebuah bangunan. Pada perancangan ini Penulis merancang gedung bertingkat 10 lantai, pada dasarnya gedung merupakan suatu wujud fisik yang berasal dari Proyek pembangunan yang terintegrasi dengan wilayah tempatnya berada, yang sebagian atau seluruhnya berada di atas atau di dalam tanah, berfungsi sebagai lokasi di mana manusia menjalankan berbagai aktivitas, termasuk usaha, interaksi sosial dan budaya, serta kegiatan lain yang sesuai dengan kebutuhan yang diinginkan. Dalam perancangan ini Penulis mendesain ulang atau merancang suatu gedung bertingkat yang difungsikan sebagai gedung Rumah Sakit Umum. Fungsi dari Gedung Rumah Sakit ini merupakan sebagai institute Fasilitas kesehatan yang memberikan layanan perawatan medis termasuk perawatan di tempat (rawat inap), layanan kunjungan (rawat jalan), serta tanggapan cepat dalam situasi darurat (gawat darurat).. Pada Tugas Akhir ini Penulis akan melakukan perancangan ulang struktur atas yang meliputi kolom, balok dan pelat yang menggunakan struktur beton berdasarkan SNI terbaru dari hasil analisa dan melakukan control stabilitas. Pada perancangan ini menggunakan SNI 1726:2019 yang salah satu Bertujuan untuk memastikan bahwa bangunan dan fasilitasnya memiliki kemampuan untuk menanggung beban akibat

gempa bumi dari berbagai arah yang mungkin terjadi di masa depan, sambil tetap berfungsi secara optimal dan aman efisien. Teknik perancangan telah mengalami perkembangan zaman sejalan dengan kemajuan pengetahuan umat manusia. Pengetahuan yang di peroleh dari teori, analisa maupun penelitian dan pengamatan lapangan kini telah dituangkan kedalam peraturan bangunan yang praktis sehingga dapat diterapkan para perencana dalam perancangan suatu struktur bangunan gedung bertingkat yang dapat menghasilkan bangunan yang aman dengan biaya bangunan yang layak bagi masyarakat setempat.

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah di dalam Perancangan bangunan rumah Sakit 10 lantai yang bersumber pada SNI 1726:2019 ini adalah yang dinyatakan sebagai berikut:

1. Bagaimana Cara Memodelkan Struktur Bangunan Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 lantai Menggunakan *software* ETABS V21.0.0.
2. Bagaimana Cara Merancang Dimensi – Dimensi Struktur Atas Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 lantai.

1.3. Maksud dan Tujuan

Maksud dari Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 lantai berdasarkan SNI 1726:2019 ini yaitu memdalam wawasan dalam ilmu teknik sipil khususnya perancangan struktur atas bertingkat.

Tujuan dari Perancangan Gedung Rumah Sakit berdasarkan SNI 1726:2019 ini merupakan sebagai berikut:

1. Menganalisa Jenis Sistem Struktur yang digunakan pada Perancangan Gedung Rumah Sakit.
2. Menganalisa Gaya Momen, Gaya Geser, dan Gaya Aksial Gedung Bertingkat dan Beban Gempa Berdasarkan Standart SNI 1726:2019.
3. Mendesain Dimensi serta Penulangan Balok, Pelat, Kolom, Menggunakan SNI 2847 – 2019.
4. Merancang Pondasi pada Gedung Rumah Sakit 10 lantai.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dari Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 lantai berdasarkan SNI 1726:2019 ini yaitu sebagai berikut:

1. Struktur Gedung difungsikan untuk Bangunan Rumah Sakit.
2. Analisis dan Perancangan Struktur Menggunakan *Software*.
3. Peraturan yang digunakan dalam Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 lantai menggunakan SNI 1726:2019 ini ialah sebagai berikut:
 - a. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Bangunan Gedung dan Bangunan Lainnya (SNI 1727:2020).
 - b. Persyaratan Beton Struktural Bangunan Gedung (SNI 2847:2019).
 - c. Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung atau Non Gedung (SNI 1726:2019).

1.5. Sistematika Tugas Akhir

Sistematika dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini terdiri dari 5 BAB yang disusun seperti berikut:

BAB I PENDAHULUAN

BAB Ini menguraikan mengenai konteks awal, merumuskan permasalahan, tujuan dan maksud, batasan permasalahan, serta pengaturan rangkaian dalam Tugas Akhir.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

BAB ini menerangkan tentang konsep analisis beban gempa dan persyaratan struktur tahan gempa.

BAB III METODE PERANCANGAN

BAB ini menerangkan tentang pengumpulan data, analisis dan perhitungan, diagram alir, peraturan SNI yang akan digunakan, serta *software* yang digunakan.

BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN

BAB ini menerangkan cara analisis dari perancangan struktur berdasarkan ETABS.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

BAB ini menerangkan tentang kesimpulan dari Perancangan Bangunan Rumah Sakit 10 lantai Kudus serta saran ataupun kritik dari Penyusun

BAB II

TINAJUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Bangunan gedung bertingkat tinggi merupakan bangunan yang perlu diperhatikan dalam proses perancangannya. Dalam proses perancangan yang dilakukan harus sesuai aturan-aturan yang telah ditetapkan sehingga bangunan tersebut aman dan layak digunakan. Dalam proses perancangan bangunan gedung bertingkat tinggi harus memperhatikan ketahanan strukturnya terhadap berat sendiri bangunannya, beban hidup yang nantinya akan digunakan pada bangunan tersebut dan beban gempa.

Proses perancangan bangunan gedung bertingkat tinggi mengacu pada beberapa peraturan agar dihasilkan struktur yang aman dan kokoh antara lain Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Bangunan Gedung atau Bangunan Lainnya (SNI 1727 - 2020), Standar Perancangan Ketahanan Gempa pada Struktur Bangunan Gedung atau Non Gedung (SNI 1726 - 2019) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847 - 2019).

2.2. Pembebanan Gedung

Pembebanan adalah faktor penting untuk merancang struktur bangunan. Untuk itu dalam merancang struktur penting untuk mengidentifikasi beban-beban yang berfungsi pada gedung. Beban pada gedung termasuk bobot sendiri, beban operasional, dampak gaya prategang, efek gempa, pengaruh pembatasan volume, dan variasi perubahan tinggi.

2.2.1. Beban Mati

Beban mati yaitu beban yang didominasi berat struktur Struktur yang melibatkan elemen dinding, lantai, atap, langit-langit, tangga, dinding pemisah permanen, dan juga sentuhan akhir, komponen arsitektur yang tetap diam dan beberapa perlengkapan serta barang yang tidak bergerak. Nilai besaran beban mati berdasarkan SNI 1727:2020 meliputi Beban Pasir setebal 1 cm memiliki besaran

0,16 KN/m², Beban spesi setebal 3 cm memiliki besaran 0,66 KN/m², Beban keramik setebal 1 cm memiliki besaran 0,22

KN/m², Beban flafond memiliki besaran 0,2 KN/m², Beban mekanik & elektrik memiliki besaran 0,25 KN/m².(SNI 1727 : 2020)

2.2.2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang disebabkan penghuni serta penggunaan bangunan gedung dan struktur lain. Meliputi beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban banjir dan beban gempa.

Tabel 2.1 Beban Hidup

Hunian atau penggunaan	Merata, L2 Psf (KN/m2)	Redasi beban hidup berlantai (No. Pasal)	Redaksi beban Terpusat Juga lihat banyak diizinkan(No.Pasal)	Ib (KN)	Pasal
Rumah sakit					
Ruang Operasi,Laboratorium	60 (2,87)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Ruang Pasien	40 (1,29)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)	

2.2.3. Beban Angin

Beban angin yaitu beban pada gedung sebab adanya selisih dalam tekanan udara. Arah gaya beban angin tegak lurus pada bangunan. Gaya terbesar beban angin berada di bangunan yang paling tinggi. Faktor Arah Angin berdasarkan SNI 1727:2020 dengan tipe bangunan Gedung ada dua jenis yaitu sistem penahan gaya angin utama memiliki nilai factor arah angin 0,85 K_d, komponene dan klading (K&K) memiliki faktor arah angin 0,58 K_d.

2.2.4. Beban Gempa

Gempa bumi yaitu beban dinamis, yaitu beban besar yang arahnya dapat berpindah-pindah menurut waktu. Salah satu imbas dari beban dinamis ini yaitu terjadinya simpangan horizontal pada gedung, apabila suatu bangunan telah melebihi syarat aman dari simpangan horizontal yang telah ditetapkan maka bangunan tersebut akan mengalami keruntuhan. Beban geser dasar nominal statik ekuivalen dampak gempa (V) yang bekerja pada struktur bangunan gedung yang didapatkan pada persamaan berikut :

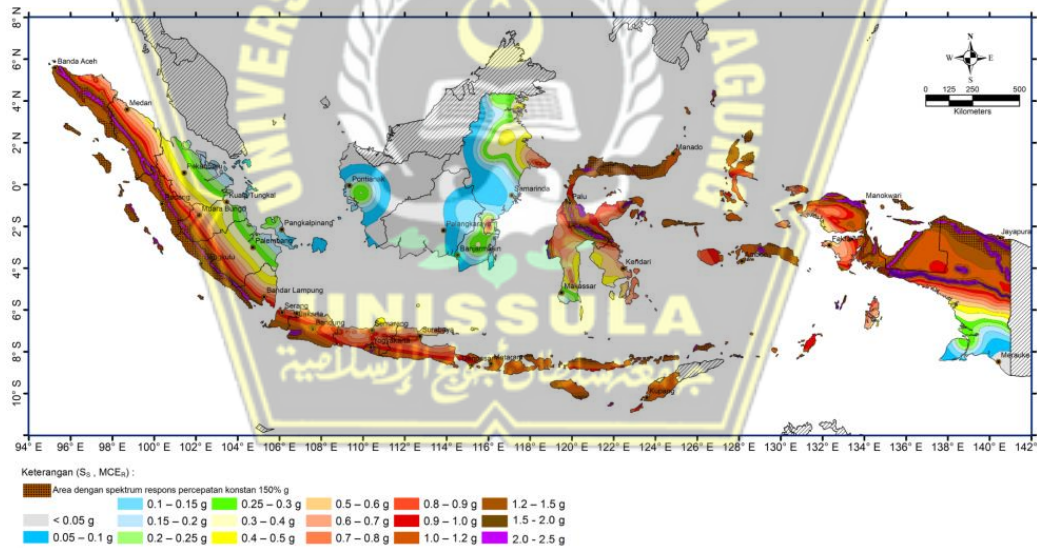
$$V = C_s \times W \dots\dots\dots(2.1)$$

Keterangan :

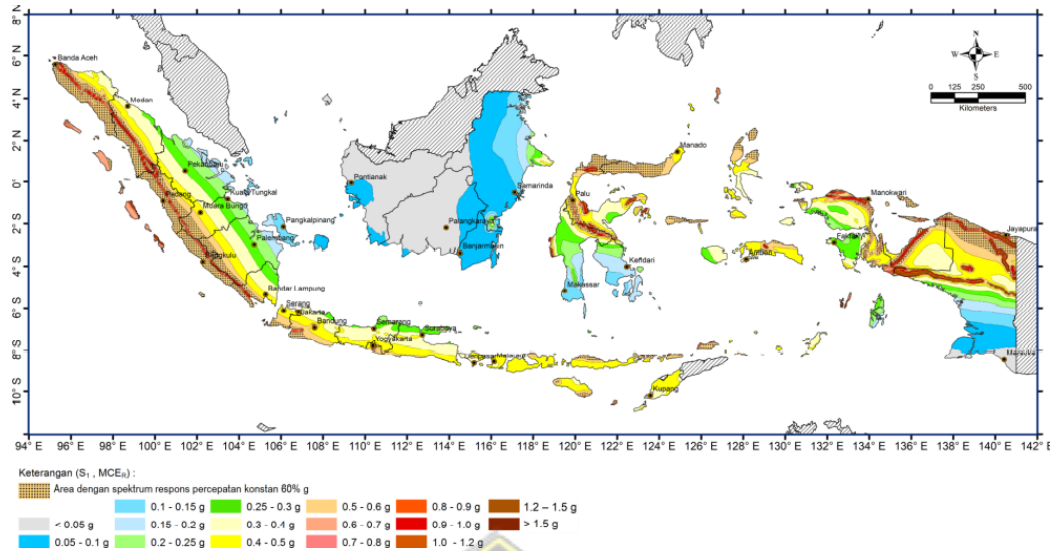
C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismic efektif

Peta Gempa Indonesia berlandaskan parameter gerak tanah S_s gempa maksimum dan parameter gerak tanah S_1 gempa maksimum bisa dilihat pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2.



Gambar 2.1 Peta Gempa Indonesia berlandaskan parameter gerak tanah S_s gempa maksimum



Gambar 2.2 Peta Gempa Indonesia berlandaskan parameter gerak S_1 gempa maksimum

2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa Bangunan Gedung

2.3.1. Spektrum Respon Desain

Dalam menghitung nilai spektrum respon desain dapat mengacu pada Gambar 2.1 dan rumus-rumus berikut berdasarkan aturan SNI 1726-2019 Pasal 6.4 :

1. Nilai $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (2.2)$$

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

$$S_a = S_{DS} \dots \dots \dots (2.3)$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (2.4)$$

4. Nilai $T_L \leq T$

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \dots \dots \dots (2.5)$$

Keterangan :

T = Periode getar fundamental struktur (detik)

S_a = Nilai respons spektrum desain

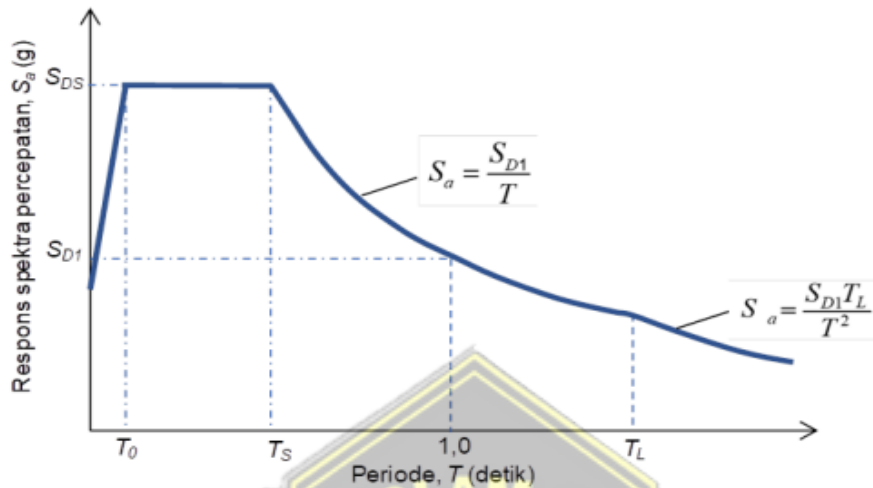
S_{DS} = Parameter respon spektral percepatan desain periode pendek

S_{D1} = Parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik

Nilai T_0 dan T_s diperoleh dari :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$



Gambar 2.3 Spektrum Respons Desain

2.3.2. Kategori Desain Seismik

Sebuah bangunan harus diklasifikasikan ke dalam jenis desain seismik untuk menentukan besarnya kemungkinan gempa saat merencanakan struktur bangunan tahan gempa. Tabel 2.2 dan 2.3 merupakan kategori design seismik berdasarkan SNI 1726 - 2019 Pasal 6.5.

Tabel 2.2 Kategori Design Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	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

Tabel 2.3 Kategori Design Seismik Berdasarkan Parameter
Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

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

2.3.3. Parameter Percepatan Spektral Desain

Rumus berikut dapat diaplikasikan untuk menghitung parameter percepatan spektral desain pada periode S_{DS} dan periode S_{DI} :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan :

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

S_{DI} = Parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik

2.3.4. Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Risiko Tertarget

Nilai parameter respon spektral akselerasi berada di periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan masing – masing menggunakan Persamaan 2.10 dan Persamaan 2.11.

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

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik.

Berdasarkan pedoman dalam SNI 1726–2019, tabel berikut mencantumkan koefisien tapak untuk F_a dan F_v .

Tabel 2.4 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) 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	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS(a)					

Tabel 2.5 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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)					

2.3.5. Kategori Risiko Bangunan Gedung

Kategori risiko bangunan ditentukan oleh sifat dan tujuan struktur. Kategori risiko bangunan yang tercantum di bawah ini berlandaskan SNI 1726 – 2020

Tabel 2.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Banguna-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas Kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat oprasi dan fasilitas lainnya untuk tangap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, Menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau alat pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori resiko IV</p>	IV

Setelah mengetahui kategori resiko bangunannya maka akan diperoleh faktor keutamaan gempanya dengan mengacu pada Tabel 2.9.

Tabel 2.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.3.6. Klasifikasi Situs

Besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah di sebuah lokasi harus dikategorikan sebelum membuat kriteria desain seismik untuk bangunan di permukaan tanah. Tabel klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726 – 2019 adalah Tabel 2.10.

Tabel 2.8 Klasifikasi Situs

Kelas situs	Vs (m/detik)	N atau N ch	Su (Kpa)
SA (bantuan keras)	> 1500	N / A	N / A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N / A	N / A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 - 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: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 20$ 3. Kuat geser niralir $Su < 25$ 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: <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat Beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organic 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 eguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $Su < 50$ Kpa 		

2.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah yang Berbeda

Saat menggunakan beberapa sistem gaya gempa, nilai R , D_c dan Ω_0 harus disusun pada setiap sistem, bersama dengan batasan struktural yang tercantum pada Tabel 12 SNI 1726 – 2019. Besaran nilai ditunjukkan oleh Tabel 2.11.

Keterangan :

R = Koefisien modifikasi respons

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Ω_0 = Faktor kuat lebih sistem

Tabel 2.9 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_{dc}	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	$2^{1/2}$	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2^{1/2}$	$5^{1/2}$	TB	TB	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2^{1/2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB

2.3.8. Gaya Dasar Seismik

Dalam SNI 1726-2019 gaya dasar seismic bisa dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.36)$$

$$C_s = \frac{(S_{DS})}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$C_s \max = \frac{S_{DS}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$C_s \min = 0,004 \times S_{DS} \times I_e > 0,001 \dots\dots\dots (2.38)$$

Persamaan 2.39 digunakan untuk menentukan nilai C_s untuk $S_1 \geq 0,6g$.

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.39)$$

2.3.9. Pengaruh P-Delta

SNI 1726 – 2019 menyatakan bahwa jika koefisien stabilitas (θ) $\leq 0,10$, tidak perlu memperhitungkan dampak P – delta pada geser dan momen tingkat, tekanan dan momen yang dihasilkan dari elemen struktur atau akibat simpangan antar tingkat.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots (2.40)$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertikal total di atas tingkat X

Δ = Simpangan antar tingkat desain

I_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat X dan X-1

H_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat X

C_d = Faktor pembesaran defleksi pada SNI 1726-2019 Tabel 12

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} , nilai θ_{max} dan dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.41)$$

Dengan β merupakan rasio kebutuhan geser ke kapasitas geser pada tingkat antara tingkat X dan X-. β yang diperbolehkan secara konservatif diambil sebesar 1,0 .

2.3.10. Simpangan Antar Tingkat

Perhitungan simpangan antar tingkat rancangan (Δ) seperti selisih deviasi antara pusat massa dan di bawah tingkat. Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung simpangan pusat massa pada tingkat –x (δ_x) (mm) :

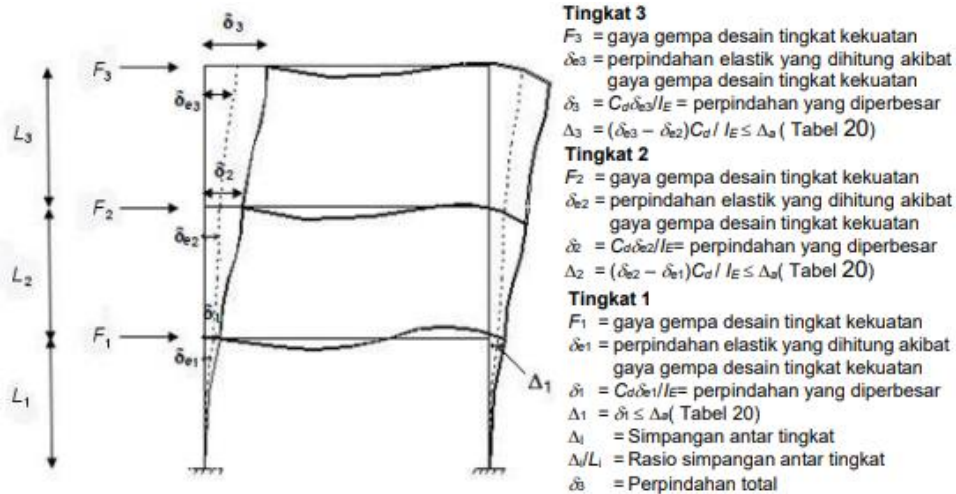
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.42)$$

Keterangan :

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 12 SNI 1726-2019

δ_{xe} = Simpangan di tingkat -X yang disyaratkan ditentukan dengan analisis elastik

I_e = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 4 SNI 1726 – 2019



Gambar 2.4 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Penyimpangan antar tingkat desain tidak diizinkan melebihi simpangan tingkat yang diizinkan, menurut SNI 1726 – 2019.

Tabel 2.10 Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0,025 $h_{sx}C$	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

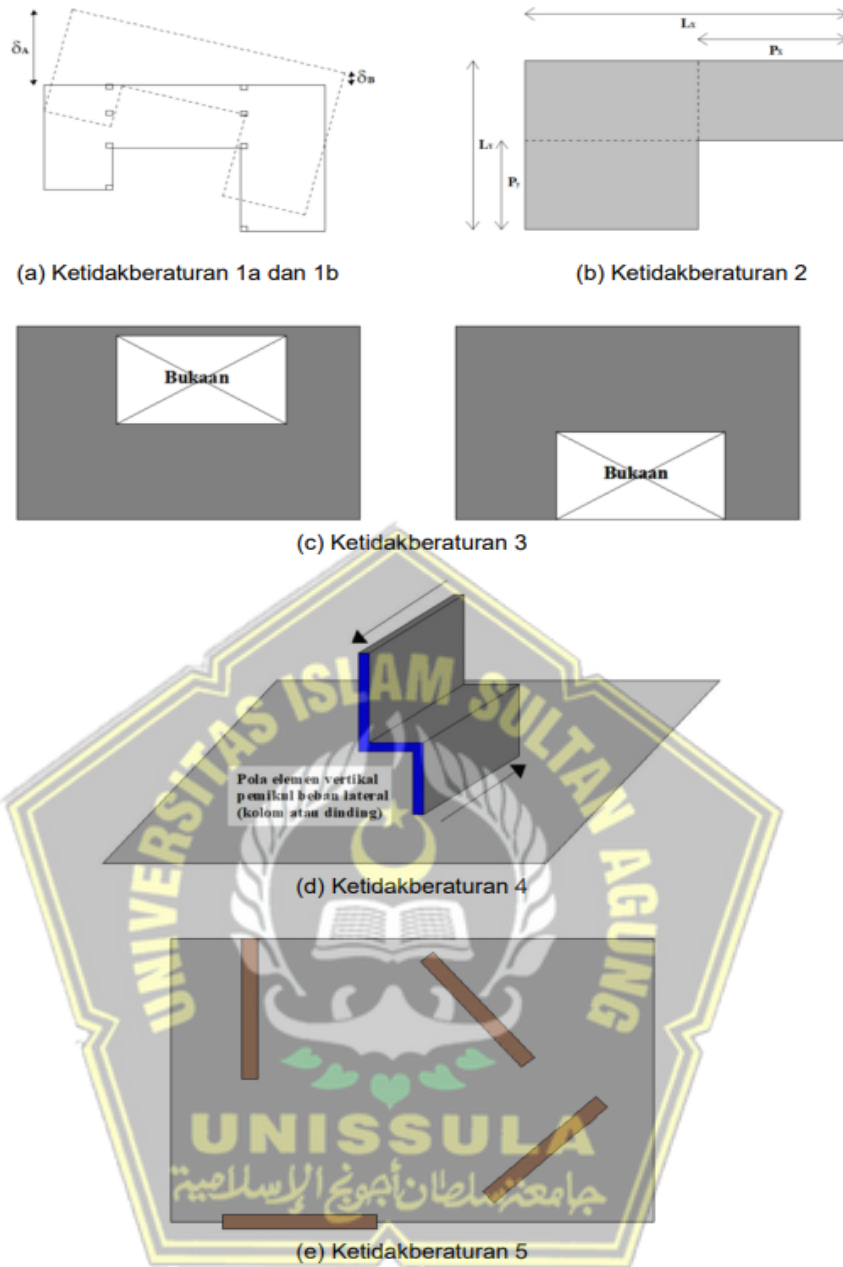
2.3.11 Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur

A. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan struktur horizontal adalah kategori untuk struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan. Pada Tabel 2.13 merupakan Tabel Ketidakberaturan Horizontal Struktur sesuai ketentuan SNI 1726-2019.

Tabel 2.11 Ketidakberaturan Horizontal

	Tipe dan penjelasan ketidakaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismic
1a	Ketidakberaturan toris didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A = 1,0$ disalah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A= 1,0$ disalah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ad ajika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekuatan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas didalem lintasan dalam gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertical pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Table 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonpararel didefinisikan ada jika elemen vertical pemikul gaya lateral tidak parallel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismic	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F



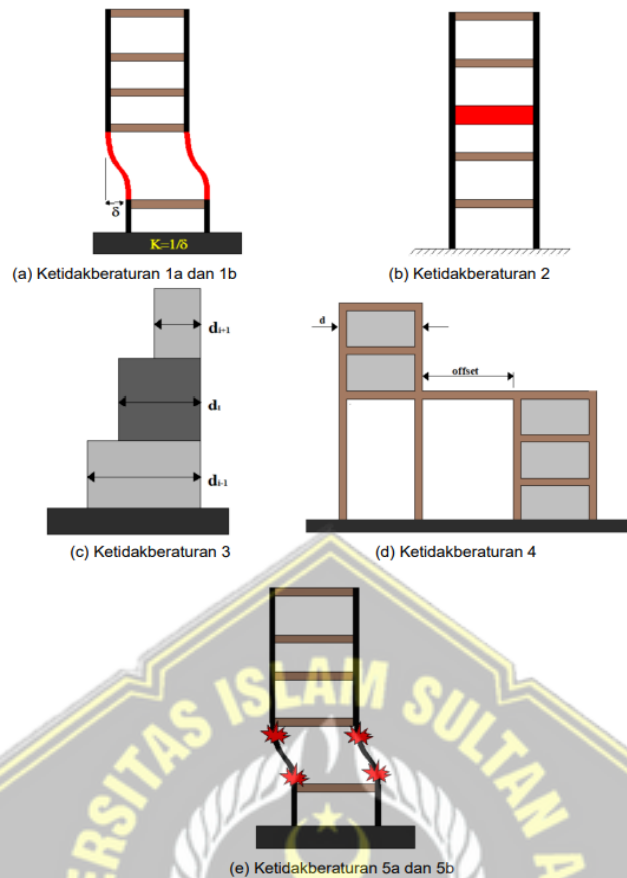
Gambar 2.5 Ketidakberaturan Horizontal

B. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan struktur vertikal didefinisikan sebagai struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan. Ketidakberaturan horizontal pada struktur yang tercantum pada Tabel 2.10 telah sesuai dengan pedoman SNI 1726 – 2019.

Tabel 2.12 Ketidakberaturan Vertikal

	Tipe dan pejelasan ketidakberatan	Pasal referensi	Penerapan kategori desian seismik
1a.	Ketidakteraturan kekuatan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekuatan lateralnya kurang dari 80 % kekuatan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan kekuatan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekuatan lateralnya kurang dari 60 % kekuatan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekuatan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E, dan F D,E dan F
2.	Ketidakteraturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif disebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat didekatanya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horinzontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di bawahnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekuatan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat tingkat diatasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismic yang berbagi geser tingkat pada yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kakuatan total semua eleman pemikul seismic yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F



Gambar 2.6 Ketidakberaturan Vertikal

2.3.12 Analisis Spektrum Respons Ragam

A. Jumlah Ragam

Demi mencapai massa ragam ter-kombinasi 100% pada massa struktur, maka pada ragam satu badan kaku (*single rigid body*) seperti periode 0,05 detik diperbolehkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik.

B. Parameter Respons Ragam

Nilai parameter desain, tergolong simpangan antar lantai, gaya dukung dan gaya elemen struktur individu harus dihitung dengan tiap-tiap ragam dan spektrum respons dideskripsikan dalam 0 atau 0 dibagi kuantitas (R / I_e). Sedangkan hasil dari perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai perlu dikalikan dengan kuantitas (C_d / I_e).

2.3.13 Periode Fundamental

Nilai krusial yang perlu dipertimbangkan saat merancang konstruksi bangunan tahan gempa adalah periode dasar (T). Karakteristik struktural dan spesifikasi deformasi bagian pendukung dari analisis yang diuji bisa digunakan untuk menentukan nilai periode dasar struktur. Periode pendekatan (T_a) juga dapat digunakan secara langsung untuk menentukan nilai periode dasar (T). Berdasarkan SNI 1726-2019 nilai T_a dapat dicari menggunakan persamaan berikut:

$$T_{max} = C_u T_a \dots\dots\dots (2.43)$$

$$T_a = C_t h_n^x \dots\dots\dots (2.44)$$

Berikut merupakan persamaan yang menjadi acuan untuk menentukan periode desain yang akan digunakan:

Jika $T_c < T_a$, maka yang diambil adalah dari perhitungan manual T_a

Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka yang diambil adalah perhitungan software T_c

Jika $C_u \times T_a < T_c$, maka yang diambil adalah perhitungan pendekatan $C_u \times T_c$

Keterangan:

T = Periode getar struktur (detik)

C_u = Koefisien untuk batasan atas periode yang dihitung

T_a = Periode pendekatan (detik)

T_{max} = Periode maksimum (detik)

H_n = Ketinggian struktur (m)

T_c = Periode fundamental struktur hasil ETABS (detik)

C_t dan X ditentukan dari Tabel 18 SNI 1726-2019

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik S_{bl}	Koefisien
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\geq 0,1$	1,7

Tabel 2.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan X

Tipe struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100 % gaya sesimik yang disyaratkan dan tidak diilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenal gaya seismic:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,0
• 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

2.3.14 Kombinasi Pembebanan Dasar

Suatu bangunan dibuat untuk dapat memikul beban yang akan diletakkan di atasnya. Berikut merupakan kombinasi pembebanan menurut SNI 1726-2019.

$$1,4D \dots\dots\dots (2.45)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.46)$$

$$1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2.47)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.48)$$

$$0,9D + 1,0W \dots\dots\dots (2.49)$$

2.3.15 Kombinasi Beban Gempa

Sangat penting untuk mempertimbangkan perhitungan beban gempa saat merancang bangunan, terutama bangunan bertingkat tinggi, berikut merupakan kombinasi beban gempa berdasarkan peraturan SNI 1726-2019.

$$1,2D + E_y + E_h + L \dots\dots\dots (2.50)$$

$$0,9D - E_y + E_h \dots\dots\dots (2.51)$$

$$1,2D + E_y + E_{mh} + L \dots\dots\dots (2.52)$$

$$0,9D - E_y + E_{mh} \dots\dots\dots (2.53)$$

2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) merupakan sistem rangka pemikul momen yang melalui mekanisme lentur dapat memikul beban lateral yang ditimbulkan pada gempa bumi serta gravitasi dalam ruang tumpuan lengkap. Beban

mati struktur dan beban hidup yang dibawa di dalam gedung itu sendiri bersama – sama membentuk beban gravitasi. Beban angin dan seismik termasuk dalam beban lateral. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) meliputi tiga tingkatan berdasarkan SNI 1726 – 2019, yaitu:

1) Sistem Rangka pemikul Momen Biasa (SPRMB)

Pada desain seismik kategori A digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Dengan menggunakan sistem ini, struktur bangunan di zona satu dan dua dengan kegempaan rendah dapat dihitung. Hal – hal yang harus diperhitungkan di sistem ini, antara lain:

- a. Bagian bawah penampang, sisi dan paling sedikit dua tulangan memanjang menerus harus ada pada balok. Luas tulangan bawah menerus harus seperempat luas maksimum tulangan bawah.
- b. Nilai minimum antara gaya geser terikat dan kekuatan momen nominal maupun gaya geser maksimum yang ditentukan oleh kombinasi beban rancangan harus ada pada kolom dengan panjang tak tertumpu $l_u \leq 5c_1$.

2) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Pada desain seismik kategori C, digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). (SRPMM) memiliki elemen struktur yang dapat menahan tegangan lentur, geser dan aksial. Ketentuan (SRPMM) mengacu ke SNI 2847 – 2019, yaitu:

- a. Gaya tekan aksial yang terdapat dalam komponen struktur pada detail tulangan balok tidak kurang dari $A_g \times \frac{F_{c'}}{10}$.
- b. Gaya tekan aksial yang dihitung terkait pada tumbukan gempa yang terdapat pada bagian kaku dengan tulangan kolom melebihi $A_g \times \frac{F_{c'}}{10}$.

3) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Pada desain seismik kategori D dan E digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem rangka ini pada struktur beton bertulang seperti detail yang menghasilkan struktur yang fleksibel sehingga didapat daktilitas yang tinggi. Berdasarkan Pasal 18.6 SNI 2847 – 2019, elemen struktur berikut yaitu bagian dari Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK):

- a. SNI 2847 – 2019 Pasal 18.6 ini mengatur tentang Sistem tahan gempa pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

b. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) pada komponen struktur

$$P_u < A_g \times \frac{F_{c'}}{10} \dots\dots\dots (2.54)$$

c. Tinggi efektif (d) dan bentang bersih komponen struktur (l_n)

$$l_n > 4d \dots\dots\dots (2.55)$$

d. Lebar komponen (b_w)

$$b_w > 0,3h \dots\dots\dots (2.56)$$

e. $250 \text{ mm} < b_w < c + 2 \left(\frac{3}{4}h\right) \dots\dots\dots (2.57)$

2.4.1. Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Spesifikasi dimensi penampang kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 2847 – 2019 adalah seperti berikut:

- Ukuran penampang paling kecil tidak lebih dari 300 mm bila diukur dalam garis lurus melintasi pusat geometri.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak melebihi dari 0,4.

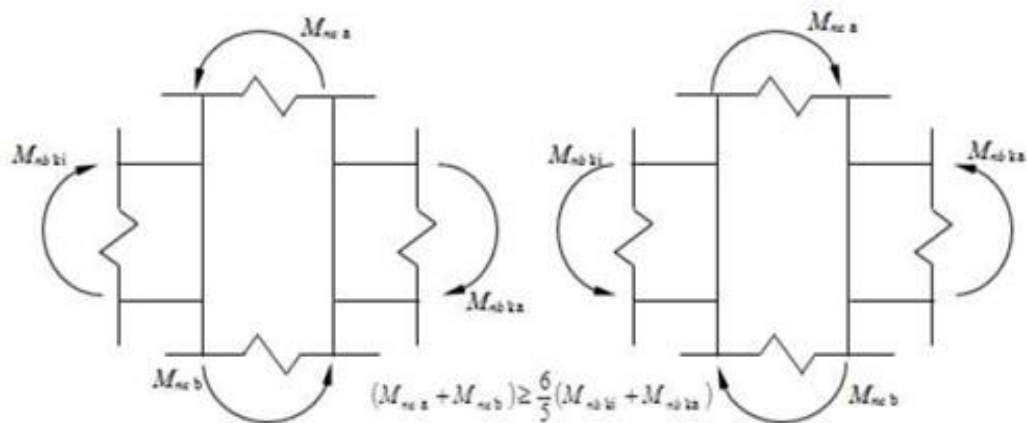
Berdasarkan Pasal 18.7.3.2 SNI 2847 - 2019 kekuatan lentur kolom harus memenuhi syarat seperti persamaan 2.27 agar kolom lebih besar dari pada balok (*Strong Column Weak Beam*) dan guna meminimalisir kemungkinan leleh pada kolom yang dianggap menjadi bagian dari sistem pemikul gaya seismik.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \dots\dots\dots (2.58)$$

Keterangan:

$\sum M_{nc}$ = Adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom - kolom yang merangka kedalam *joint*, yang dievaluasi di muka *joint*.

$\sum M_{nb}$ = Adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka *joint*.



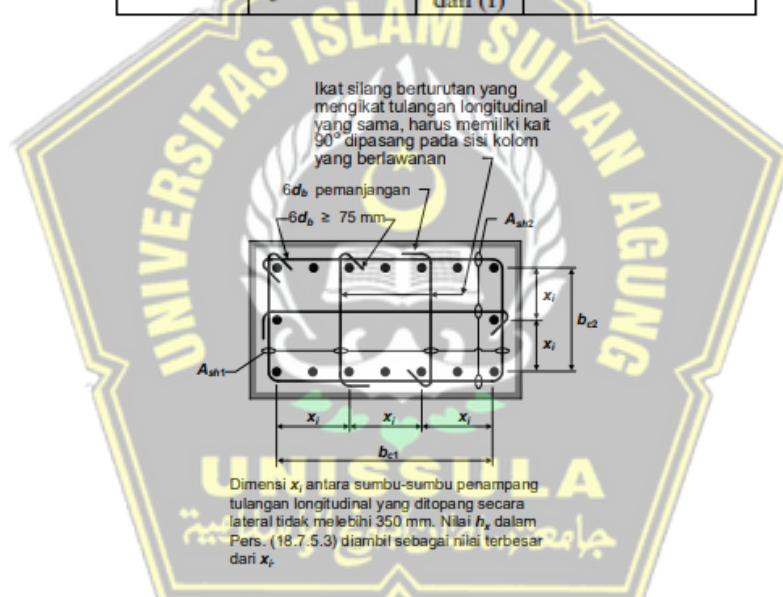
Gambar 2.7 Konsep *Strong Column Weak Beam*

Sesuai SNI 2847 - 2019 luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh melebihi $0,01 A_g$ dan tidak melebihi $0,06 A_g$. Pada kolom yang sengkangnya bundar jumlah batang tulangan longitudinalnya minimum 6. Sambungan mekanisme harus memenuhi pasal 18.2.7 SNI 2874 - 2019 dan sambungan las harus memenuhi pasal 18.2.8 SNI 2874 - 2019. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain dengan sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal. Batas bawah luas tulangan longitudinal digunakan untuk memeriksa deformasi jangka panjang untuk memiliki momen leleh melebihi momen retaknya.

Sesuai SNI 2847 - 2019 tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_0 dari tiap-tiap muka joint dan pada kedua sisi sembarang penampang. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari tinggi muka joint, $1/6$ tinggi bersih kolom dan 450 mm. Jumlah tulangan transversal harus sesuai berdasarkan Tabel 2.17 sebagai berikut:

Tabel 2.15 Transversal Kolom SRPMK

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
A_{sh}/sb_c untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (a) dan (b)
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (d) dan (e)
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f)

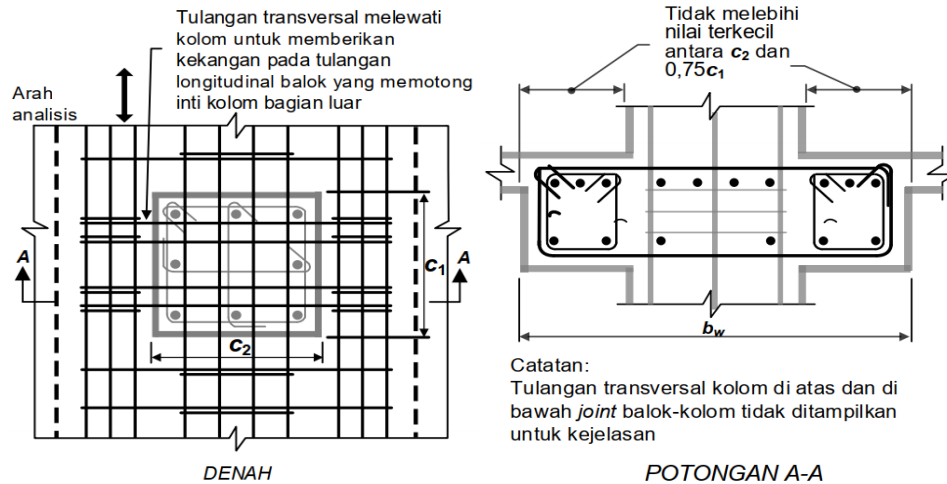


Gambar 2.8 Penulangan Transversal Kolom

2.4.2. Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berdasarkan ketentuan SNI 2847 - 2019 syarat dimensi penampang kolom SRPMK adalah sebagai berikut:

- Bentang bersih l_n harus minimal $4d$
- Lebar penampang b_w harus sekurangnya nilai minimum dari $0,3h$ dan 250 mm
- Proyek lebar balok yang melampaui kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada tiap-tiap sisi kolom



Gambar 2.9 Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (*Wide Beam*) dan Persyaratan Tulangan Transversal

Sesuai SNI 2847 - 2019 tulangan longitudinal pada balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Dengan pertimbangan kerapatan tulangan dan secara langsung membatasi tegangan geser balok dengan proporsi tipikal maka batasan rasio tulangan adalah 0,025. Sambungan lewatan diperbolehkan jika sengkang spiral digunakan di sepanjang sambungan lewatan, tetapi tidak diperbolehkan di dalam sambungan, dalam dua kali kedalaman balok dari permukaan sambungan atau dua kali kedalaman balok dari penampang kritis. Sambungan las harus mengikuti Pasal 18.2.8 SNI 2847 – 2019 serta Pasal 18.2.7 SNI 2847 – 2019 untuk mekanisme penyambungannya.

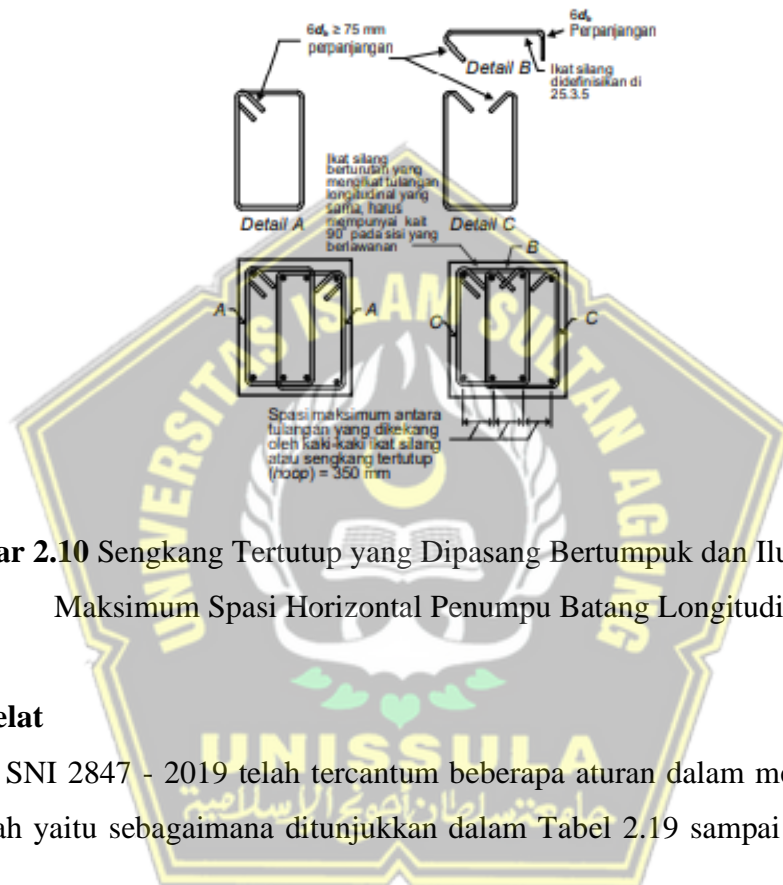
Sesuai SNI 2847 - 2019 tulangan transversal digunakan sebagai kekangan beton mempertahankan pendukung lateral untuk batang tulangan di lokasi kelelahan terjadi. Sengkang pengekat yang terdapat pada tulangan transversal pada lokasi balok sebagai berikut:

- Di kedua ujung balok, sepanjang garis yang memanjang dua kali tinggi balok dari gelagar ke tengah bentang.
- Pelelehan lentur diperkirakan terjadi pada sepanjang jarak yang sama seperti dua kali tinggi balok pada kedua sisi penampang.

Sengkang dengan kait seismik dari kedua ujungnya, dua batang tulangan dan pengikat silang untuk penutup dapat digunakan sebagai pengikat pada balok.

Senggang pengegang pertama ditempatkan kurang lebih 50 mm dari muka kolom penumpu. Jarak senggang pengegang tidak boleh melebihi dari :

- $d/4$ dengan d adalah diameter tulangan
- Sesuai dengan Pasal 9.7.2.3 SNI 2847 – 2019, tulangan longitudinal samping yaitu enam kali diameter minimum tulangan lentur utama
- 150 mm



Gambar 2.10 Senggang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal

2.5. Pelat

Dalam SNI 2847 - 2019 telah tercantum beberapa aturan dalam merancang pelat dua arah yaitu sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.19 sampai dengan Tabel 2.21.

Tabel 2.16 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior

Fy, MPa ⁽²⁾	Tanpa drop panel ⁽³⁾			Dengan drop panel ⁽³⁾		
	Panel eksterior	Panel interior	Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok	Dengan balok tepi ⁽⁴⁾		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	$L_n/28$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/34$	$L_n/34$

Tabel 2.17 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang dengan Balok di Antara Tumpuan pada Semua Sisinya

$\alpha_{fm}^{[1]}$	h minimum, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 0,2$	Terbesar dari :	$\frac{l_n \left(0,08 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0,2$	Terbesar dari :	$\frac{l_n \left(0,08 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2],[3]}
		90	(e)

Tabel 2.18 A_{smin} untuk Pelat Dua Arah Nonprategang

Jenis Tulangan	F_y , MPa		$A_{s,min}$, mm ²
Batang ulir	< 420		0,0020A _g
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0,0014A _g

2.6. Tie Beam (Sloof)

Sesuai SNI 2847 – 2019 ada beberapa persyaratan dalam merencanakan *sloof* antara lain sebagai berikut:

- Harus memiliki tulangan longitudinal menerus yang harus disalurkan dalam atau melewati kolom yang ditumpu atau diangkur dalam pondasi telapak.
- Dimensi penampang terendah tidak boleh lebih besar dari 450 mm, tetapi tidak boleh kurang dari ruang kosong antara kolom yang terhubung dibagi 20.

Senggang untuk pengeangan tertutup harus diberi jarak tidak lebih dari 300 mm atau setengah ukuran penampang ortogonal.

- *Sloof* dan balok-balok yang merupakan bagian pondasi pelat rakit yang dikenai lentur dari kolom yang merupakan bagian sistem pemikul gaya seismik harus memenuhi pasal 18.6 SNI 2847 – 2019.

Semua pengikat pondasi diharuskan memiliki kekuatan tarik dan tekan desain yang sekurang – kurangnya sama seperti gaya sebesar 10% S_{Ds} dikali nilai terbesar beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pada penutup atau kolom tiang pondasi yang lebih besar sesuai SNI 1726 – 2019 Pasal 7.13.6.2.

2.7. *Joint* Rangka Momen Khusus (Hubungan Kolom – Balok)

Pada Pasal 18.6.1 SNI 2847 – 2019 dijelaskan bahwa *joint* balok – kolom menghubungkan balok horizontal dan kolom vertikal pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 15.2 apabila *joint* dikekang secara lateral pada keempat sisi balok maka pada daerah *joint* balok – kolom interior bangunan tidak membutuhkan tulangan geser. Tulangan transversal dibutuhkan pada *joint* ini guna mencegah tekuk pada tulangan longitudinal kolom. Luas kaki tulangan transversal pada *joint* balok – kolom berlandaskan SNI 2847 – 2019 Pasal 15.4.2 diambil dari :

$$0,062 \sqrt{F_c'} \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.59)$$

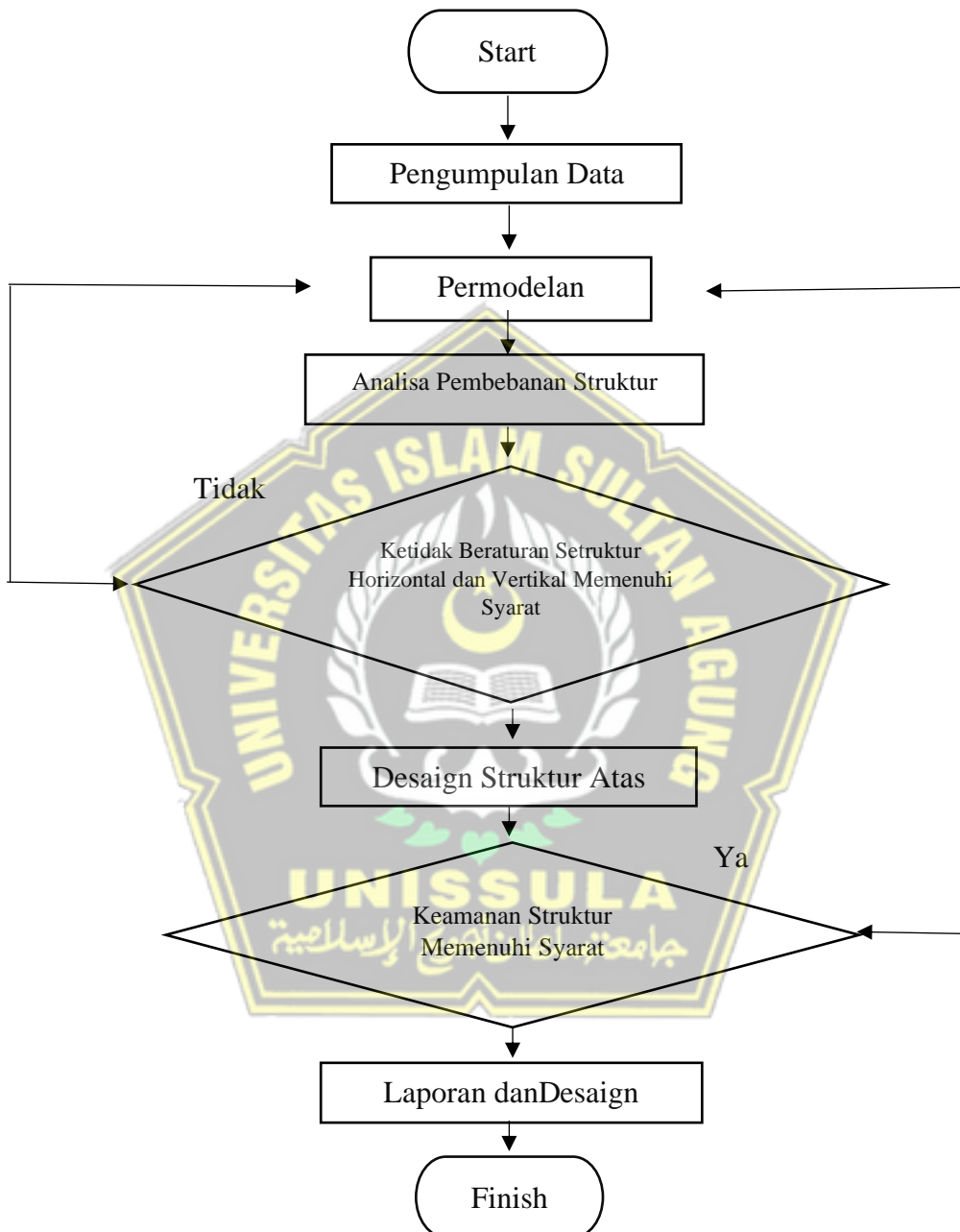
$$0,35 \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.60)$$

Dimana b merupakan dimensi bagian kolom yang tegak lurus terhadap arah yang dipantau.

BAB III METODE PERANCANGAN

3.1. Diagram Alir

Dibawah ini merupakan diagram alir dari metode perencanaan.



Gambar 3.1 Diagram Alir Perancangan

Disini menerangkan tentang alur dari pekerjaan metode perancangan dari Start dilanjut ke pengumpulan data, pengumpulan data ini dilakukan sebagai proses dari perancangan perhitungan struktur. Langkah selanjutnya ialah pemodelan struktur menggunakan Etabs, dan jika sudah terbentuk model struktur yang diinginkan, dilanjut dengan analisa pembebanan struktur. Dibagian ini bias mengetahui ketidak beraturan struktur horizontal dan vertikal yang memenuhi syarat maupun tidak. Kemudian yang dilakukan selanjutnya ialah mendesain struktur atas dilanjutkan dengan mengecek keamanan struktur yang memenuhi syarat maupun tidak, dan yang terakhir menyusun semua laporan dan desain gambar.

3.2. Pengumpulan Data

Data diperoleh oleh Penulis dan dan digunakan sebagai acuan dalam penyusunan laporan ini dengan menggunakan data sekunder. Data sekunder adalah efektifitas alat, efisiensi kinerja pekerja, perkiraan jam kerja, data dari referensi ata survei. Kegunaan dari data tersebut ialah untuk membantu proses desain struktur. Data yang dimaksud meliputi:

1. Gambar perencanaan teknis struktur bangunan gedung.
2. Data seismic gempa daerah Kudus.
3. Data tanah yang mengacu dari data sondir yang diperoleh.

3.3 Pemodelan Struktur Bangunan

Permodelan pada struktur perancangan struktur Gedung Rumah Sakit 10 lantai ini menggunakan *software* ETABS V21.0.0. fungsi *software* ETABS yaitu untuk menentukan gaya lintang, gaya momen dan gaya normal akibat pembebanan.

3.4 Analisa Pembebanan Struktur

Ada tahap ini, perhitungan untuk pembangunan proyek yang sedang berlangsung dianalisis. Tahap awal analisis dan perhitungan untuk langkah dan referensi tertulis untuk tugas akhir ini:

1. Pengumpulan Data

Pengambilan data pada pembangunan Gedung Rumah Sakit di kota Kudus yang akan direncanakan serta dikembangkan.

2. Pemodelan Struktur Gedung

Pemodelan struktur bangunan dilakukan sesuai dengan peraturan yang telah ditentukan untuk perencanaan gambar arsitektur dan struktur yang telah dibuat. Pemodelan ini digunakan software ETABS V.21.0.0.

3. Perhitungan Pembebanan Statik

Perhitungan berat beban disini tidak hanya dilihat dari benda yang diam saja tapi juga benda hidup atau bergerak juga diperhitungkan. Benda yang diam direncanakan berdasar pembebanan benda itu sendiri didalam aplikasi kemudian di input ke dalam load case super DEAD pembebanan sendiri tambahannya belum dapat dilakukan model yang ada didalam program software dalam load case Super DEAD.

4. Analisa Struktur

Analisis kerangka permodelan menggunakan Respon Spektrum untuk mendapatkan kurva respon spectrum sesuai lingkup area jangkauan gempa yang sudah direncanakan.

5. Perencanaan Perhitungan Beban Gempa

Rencana untuk menghadapi terjadinya gempa bumi yaitu dalam pengerjaan konstruksi selalu mempertimbangkan setiap perencanaan elemen pada setiap kerangka bangunan yang dilaksanakan, maka beban/berat gempa akan menjadi beban statis yang ekuivalen pada setiap lantainya.

3.5 Ketidak Beraturan Struktur Horizontal dan Vertikal

Ketidakteraturan struktur horizontal adalah kategori untuk struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan dan Ketidakteraturan struktur vertikal didefinisikan sebagai struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan

3.6 Desain Struktur Atas

Desain Struktur atas ini hanya fokus terhadap struktur atas gedung yang tertuju pada perencanaan Kolom, Balok, Pelat. Keterangan lebih detailnya berada dibawah tersebut:

a. Perencanaan Kolom

- Mengekspor data gaya aksial serta momen dari software ETABS.

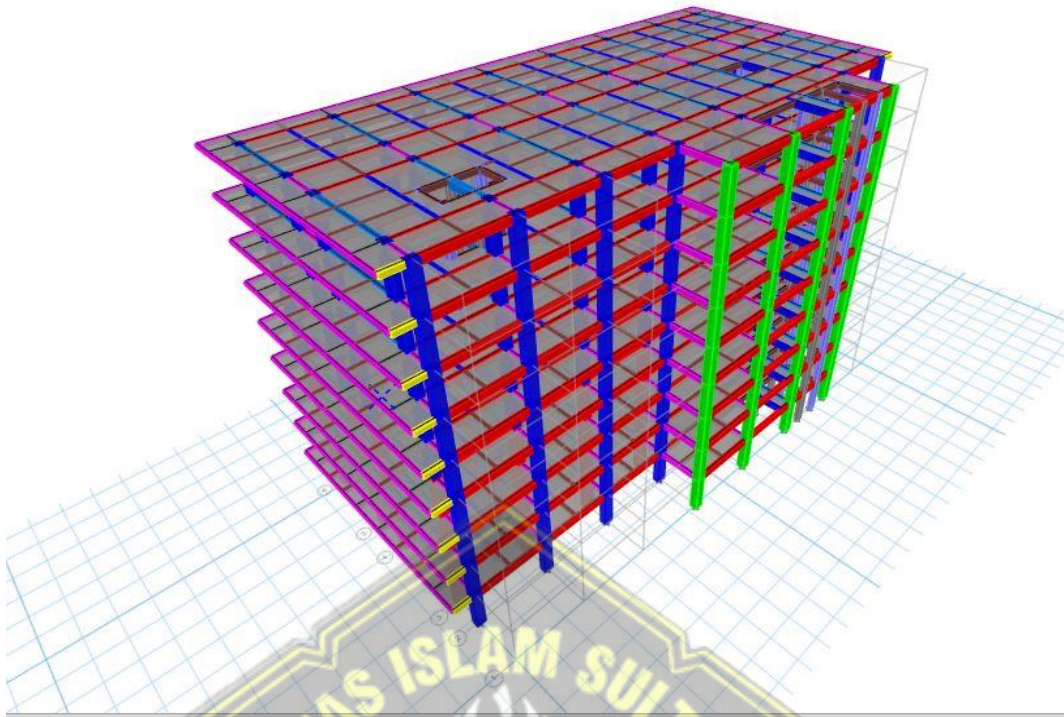
- Memastikan komponen struktur tahan gempa.
 - Memilih tulangan komponen penahan lentur.
 - Mengontrol beban aksial suatu kolom terhadap beban aksial terfaktor.
 - Pemantauan perilaku struktur strong colum.
 - Menghitung tulangan pada transversal sebagai confinement.
 - Menghitung gaya geser rencana (V_e).
- b. Perencanaan Balok
- Merencanakan tahanan torsi.
 - Merencanakan penulangan lentur.
 - Pengambilan data momen dan torsi dari software.
 - Merencanakan tulangan transversal.
 - Memastikan persyaratan lentur SRPMK.
- c. Perencanaan Pelat
- Menentukan beban pelat lantai berdasarkan SNI 2847–2019.
 - Menghitung M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} dan M_{ty} .
 - Merancang tulangan Pelat.

3.7 Keamanan Struktur Memenuhi Syarat

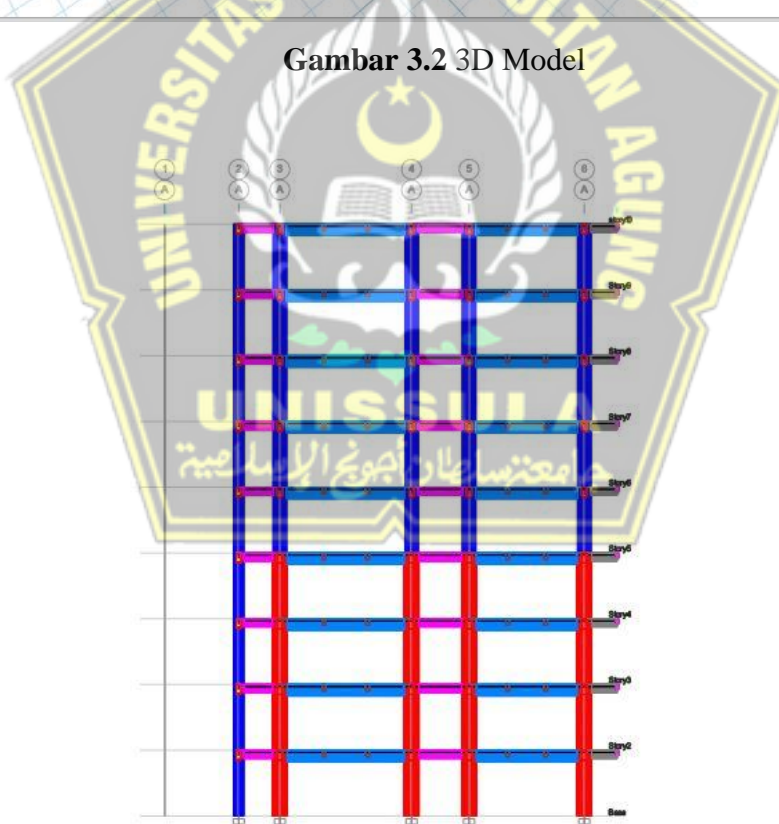
Pada langkah ini penulis melakukan pengecekan pada keamanan struktur yang telah di rancang antara memenuhi syarat atau tidak.

3.8 Laporan dan Desain Gambar

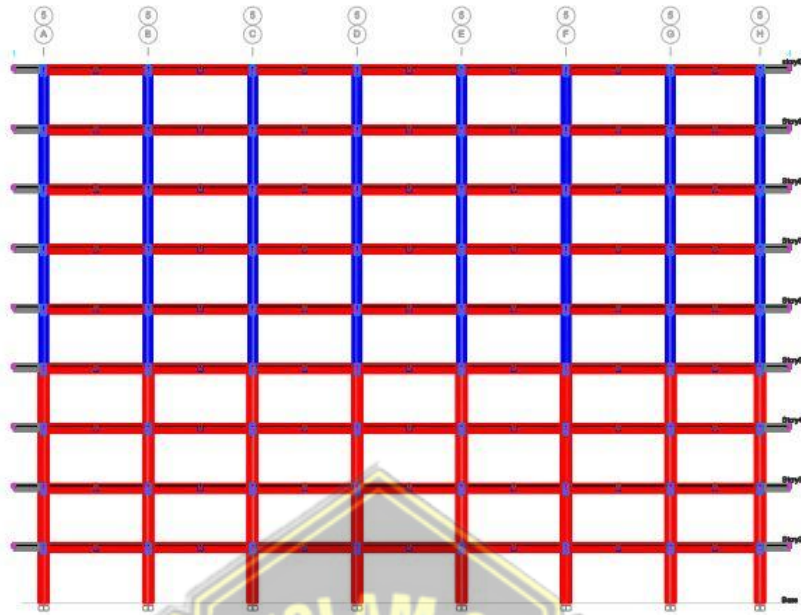
Penyusunan laporan ini mengikuti pedoman penulisan tugas akhir yang sudah diatur dalam program studi teknik sipil Universitas Islam Sultan Agung Semarang, bagian tersebut meliputi: Sistematika ejaan atau penulisan, penggunaan bahasa dan bentuk laporan. Gambar disesuaikan menggunakan aplikasi software AutoCAD.



Gambar 3.2 3D Model



Gambar 3.3 2D Model View Arah X



Gambar 3.4 2D Model View Arah



BAB IV

ANALISA PERHITUNGAN

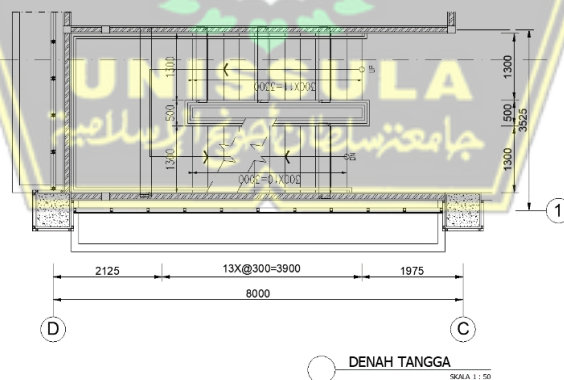
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Perhitungan struktur sekunder yang dibahas pada bab ini adalah perancangan tangga, balok bordes, perancangan balok lift, dan perancangan atap.

4.1.1 Desain Tangga

Tangga akan didesign dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada gambar 4.1 dan data desain sebagai berikut :

Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 420 Mpa
Tinggi antar lantai	= 4000 mm
Panjang bordes	= 3300 mm
Lebar injakan	= 300 mm
Tinggi injakan	= 175 mm
Lebar tangga	= 1500 mm
Tebal plat tangga	= 150 mm
Tebal plat bordes	= 150 mm
Tebal selimut beton	= 30 mm

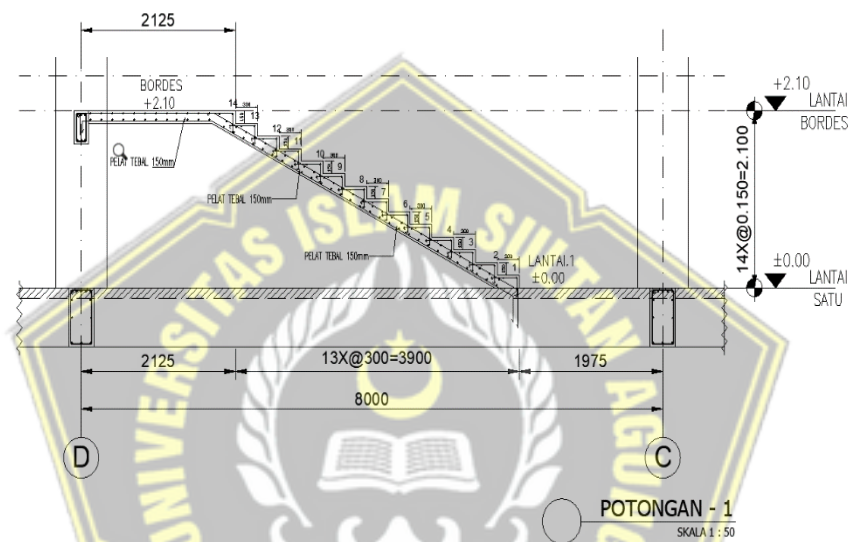


Gambar 4.1. Denah Tangga

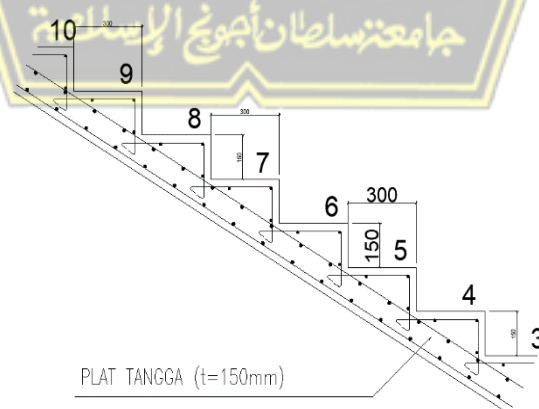
Dengan acuan data dan gambar di atas, untuk jumlah tanjakan, injakan, dan sudut kemiringan tangga dihitung dari setengah tinggi antar lantai :

- Jumlah tanjakan : $n_t = 1925 \text{ mm} / 175 \text{ mm}$
= 11 buah
- Jumlah injakan : $n_i = n_t - 1$
= 11 - 1
= 10 buah
- Sudut kemiringan : $\alpha = \tan^{-1} (175 \text{ mm} / 300 \text{ mm})$
= $30,26^\circ$

Dari perhitungan di atas ditunjukkan pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3.



Gambar 4.2. Potongan Tangga



Gambar 4.3. Detail Pelat Tangga

4.1.1.1 Perhitungan Pembebanan

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati (*DL*)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,15}{\cos 30,26} \times 24 = 4,17 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Spesi (30 mm)} = 0,02 \times 21 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 0,5 \text{ kN/m}^2 +$$

$$\text{Total (DL)} = 5,57 \text{ kN/m}^2$$

Akibat gravitasi, maka :

$$Q_{dl} = 5,57 \times \cos 30,26^\circ = 4,81 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*LL*)

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

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 (4,81) + 1,6 (3) \\ &= 11,48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (*DL*)

$$\text{Pelat bordes} = 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Spesi (30 mm)} = 0,03 \times 21 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 0,5 \text{ kN/m}^2 +$$

$$\text{Total (DL)} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*LL*)

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

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 (5,0) + 1,6 (3) \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.1.1.2 Analisis Struktur Tangga

a. Reaksi Perletakan Tangga

Analisa struktur tangga menggunakan metode statis tertentu dengan perletakan sendi - rol.

$$\sum MC = 0$$

$$RA \times 5,7 - \left[11,48 \times 4,5 \times \left(\frac{4,5}{2} + 1,2 \right) \right] - \left[12,96 \times 1,2 \times \frac{1}{2} \right] = 0$$

$$RA \times 5,7 - 178,247 - 7,776 = 0$$

$$RA = \frac{186,023}{5,7}$$

$$RA = 32,636 \text{ kN}$$

$$\sum MA = 0$$

$$-RC \times 5,7 - \left[10,8 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 4,5 \right) \right] - \left[11,48 \times 4,5 \times \frac{4,5}{2} \right] = 0$$

$$-RC \times 5,7 + 66,096 + 116,2479 = 0$$

$$RC = \frac{182,344}{5,7}$$

$$RC = 31,990 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0$$

$$32,636 + 31,990 - (11,48 \times 4,5) - (10,8 \times 1,2) = 0 \text{ (OK)}$$

b. Gaya Dalam Tangga

Akibat beban yang diterima struktur tangga, terjadi gaya akibat beban yang dibebankan tersebut seperti gaya momen, lintang, dan normal. Berikut ini ialah perhitungan untuk mendapatkan gaya tersebut.

1. Pada pelat bordes

- Gaya lintang

Potongan X_I

$$DXI = RC - q_1 \times X_I = 31,990 - 10,8 \times X_I$$

$$X_I = 0 \text{ m}$$

$$DC = 31,990 \text{ kN}$$

$$X_I = 1,2 \text{ m}$$

$$DB = 25,452 \text{ kN}$$

- Momen

Potongan X_I

$$MXI = RC \times X_I - q_1 \times 0,5 \times X_I^2$$

$$X_I = 0 \text{ m}$$

$$MC = 0 \text{ kN}$$

$$X1 = 4,5 \text{ m} \qquad MB = 34,606 \text{ kN}$$

2. Pada pelat bordes

- Gaya lintang

$$\text{Titik B} = 25,428 \text{ kN} \times \sin 30,26 = 21,964 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik A} &= 21,964 - 11,48 \times \sin 30,26 \times 4,5 \\ &= - 13,220 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya normal

$$\text{Titik B} = 25,428 \text{ kN} \times \cos 30,26 = 21,964 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik A} &= 21,964 - 11,48 \times \sin 30,26 \times 4,5 \\ &= - 4,069 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya momen

Potongan X_2

$$MX_2 = RA \times X_2 - q_2 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$MX_2 = 32,636 \times X_2 - 10,8 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$X_2 = 0 \text{ m} \qquad MA = 30,6122 \text{ kNm}$$

$$X_2 = 4,5 \text{ m} \qquad MB = 46,267 \text{ kNm}$$

- Momen maksimum

Momen maksimum terjadi pada daerah yang nilai gaya lintang nol ($DX = 0$)

$$Dx = RA - q_2 \times X_2 = 0$$

$$32,636 - 10,8 \times X_2 = 0$$

$$X = 2,84 \text{ m (dari titik A)}$$

$$M_{max} = RA \times X_2 - q_2 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$M_{max} = 32,636 \times 2,84 - 11,48 \times 0,5 \times 2,84$$

$$= 46,282 \text{ kNm}$$

4.1.1.3 Perhitungan Rasio Tebal Pelat

$$Ly = 6549,295 \text{ mm}$$

$$Lx = 1500 \text{ mm}$$

$$Ly/Lx = 6549,295 / 1500$$

$$= 4,3661 > 2,00$$

Maka pelat tangga termasuk pelat satu arah.

4.1.1.4 Perhitungan Kebutuhan Tulangan

Dari momen maksimum yang didapat dari setiap bentang pada denah pelat tangga maupun pelat bordes dapat digunakan untuk perhitungan tulangan pada struktur tangga.

4.1.1.5 Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga

Data perancangan tulangan :

M_u	= 46,282 kNm
	= 46383410 kNm
Tebal pelat tangga	= 150 mm
Tebal selimut beton	= 30 mm
Diameter tulangan lentur	= 13 mm
Diameter tulangan susut	= 10 mm
Mutu baja (f_y)	= 420 Mpa
Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa



Gambar 4.4. Penulangan Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
 d_x &= 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right) \\
 &= 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right) \\
 &= 113,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_y &= 150 - 30 - D \text{ lentur} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ susut}\right) \\
 &= 150 - 30 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) \\
 &= 102 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan arah X

$\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d_x^2} \\
 &= \frac{46383410}{0,9 \times 1000 \times 113,5^2}
 \end{aligned}$$

$$= 4,001 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c^1}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c^1}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0415}{0,85 \times 30}} \right) = 0,01041 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0018 < 0,01041$$

Maka, dipakai $\rho = 0,01041$

Luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,01041 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 1182,592 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c^1 \times b} \\ &= \frac{1182,597 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 19,478 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c^1 - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \right) \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{19,478}{0,8} \\ &= 23,307 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d_x - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{113,5 - 23,307}{23,307} \times 0,003 \\ &= 0,012 \end{aligned}$$

$$\epsilon_t > 0,005$$

$$0,012 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ dapat digunakan.

Syarat jarak maksimum berdasarkan SNI 2847 - 2019 pasal 7.7.2.3 :

$$3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D19 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 19^2 \times 1000}{1182,592} \\ &= 239,63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 239,63 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D19-200 mm

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 19^2 \times 1000}{200^2} \\ &= 1416,93 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 1182,592 \text{ mm}^2 \\ &\text{(Memenuhi)} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D19-200 mm.

Kebutuhan tulangan susut suhu :

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 24.4.3.2 untuk mutu baja (f_y) 420 Mpa dipasang tulangan susut suhu dengan ρ sebesar 0,0018.

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ As \text{ perlu} &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\ &= 270 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 2847-2019 pasal 7.5.2.3).

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{270} \\ &= 290,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 290,74 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm}$$

Jadi, tulangan susut yang dipakai D10 – 200 mm

$$As \text{ pakai} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{S \text{ pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{200^2}$$

$$= 392,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 270 \text{ mm}^2$$

(Memenuhi)

4.1.1.6 Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes

Data perancangan tulangan :

Mu	= 34,606 kNm
	= 34605757 kNm
Tebal pelat tangga	= 150 mm
Tebal selimut beton	= 30 mm
Diameter tulangan lentur	= 13 mm
Diameter tulangan susut	= 10 mm
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Mutu beton (f_c')	= 30 MPa



Gambar 4.5. Penulangan Pelat Bordes

$$dx = 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$= 150 - 30 - \left(\frac{1}{2} \times 13\right)$$

$$= 113,5 \text{ mm}$$

$$dy = 150 - 30 - D \text{ lentur} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ susut}\right)$$

$$= 150 - 30 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right)$$

$$= 102 \text{ mm}$$

Penulangan arah X

$\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2}$$

$$= \frac{34605757}{0,9 \times 1000 \times 113,5^2}$$

$$= 2,985 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{ perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c^1}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c^1}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,985}{0,85 \times 30}}\right) \\ &= 0,0075798\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{ min}} = 0,0018$$

Syarat : $\rho_{\text{ min}} < \rho_{\text{ perlu}}$

$$0,0018 < 0,0075798$$

Maka, dipakai $\rho = 0,0075798$

Luas tulangan

$$\begin{aligned}A_s_{\text{ perlu}} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,0075798 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 860,306 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c^1 \times b} \\ &= \frac{860,306 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 14,170\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c^1 - 28}{7}\right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{30 - 28}{7}\right) \\ &= 0,8\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{14,170}{0,85} \\ &= 16,955\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_t &= \frac{d_x - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{113,5 - 16,955}{16,955} \times 0,003 \\ &= 0,017\end{aligned}$$

$$\epsilon_t > 0,005$$

$$0,017 > 0,005$$

Jadi, faktor reduksi $\phi = 0,9$ dapat digunakan

Syarat jarak maksimum berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.7.2.3 :

$$3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D13 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{860,306} \\ &= 154,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 150 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D16-200 mm

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 16^2 \times 1000}{200^2} \\ &= 1025,73 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 860,306 \text{ mm}^2 \\ &\text{(Memenuhi)} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D16-200 mm.

Kebutuhan tulangan susut suhu :

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 24.4.3.2 untuk mutu baja (f_y) 420 Mpa dipasang tulangan susut suhu dengan ρ sebesar 0,0018.

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ As \text{ perlu} &= 0,0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut suhu tidak boleh lima kali tebal pelat atau 450 mm (SNI 2847-2019 pasal 7.5.2.3).

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{270} \\ &= 290,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 290,74 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm}$$

Jadi, tulangan susut yang dipakai D10-200 mm

$$As \text{ pakai} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{As \text{ pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{200^2}$$

$$= 392,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 270 \text{ mm}^2$$

(Memenuhi)

4.1.2 Perencanaan Balok Bordes

Perencanaan desain balok bordes berdasarkan pada SNI 2847-2019 pasal 9.3.1.1 yaitu balok bordes dianggap sebagai balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang (l) 2900 mm didapatkan :

$$h = \frac{1}{16} = \frac{3300}{16} = 206,25 \text{ mm} \quad \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm} \quad \approx 200 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok 400 x 200 mm.

4.1.2.1 Pembebanan Balok Bordes Bawah

Balok bordes dirancang atau direncanakan sebagaimana dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri maupun akibat perletakan dari tangga itu sendiri.

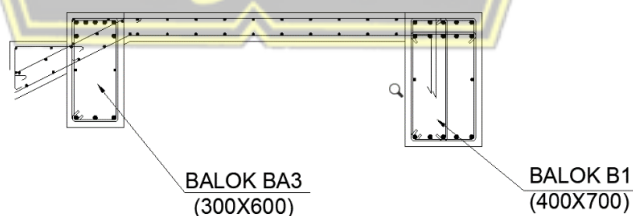
$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,4 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m.}$$

$$q_d = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d = 1,2 \times 1,92 = 2,304 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban pelat bordes} = 10,8 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 13,104 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.6 Balok Bordes

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2$$

$$= \frac{1}{10} \times 13,104 \times 3,3^2$$

$$= 14,270 \text{ kNm}$$

$$= 14270256 \text{ Nmm}$$

Pada perencanaan awal, $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$d = 400 - 30 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right)$$

$$d = 352 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{14270256}{0,9 \times 200 \times 352} \\ &= 0,64 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc^1} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}}\right) \\ &= \frac{1}{19,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,417 \times 0,64}{420}}\right) \\ &= 0,00305 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Syarat : $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$

$$0,00305 < 0,0033 \text{ (Memenuhi)}$$

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} As &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\ &= 0,00303 \times 200 \times 352 \\ &= 214,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2 menetapkan As tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{fc^1}}{fy} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 200 \times 352 \\ &= 229,522 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau,

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 200 \times 352}{420} \\
 &= 234,667 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka, A_s pakai = 234,667 mm²

Digunakan tulangan D16 mm ($A_{D16} = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{D16}} \\
 &= \frac{234,667}{200,96} \\
 &= 1,167 \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D16 ($A_s = 401,928 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 401,928 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 200} \\
 &= 33,10 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{33,10}{0,85} = 38,94 \text{ mm}$$

Tegangan tarik :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \times \left(\frac{352}{38,94} - 1 \right) = 0,02411
 \end{aligned}$$

Diipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{d}{c} a \right)$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(352 - \frac{d}{c} 33,10 \right) \\
 &= 50963550 \text{ Nmm} \\
 &= 50,96355 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 50,96355 \text{ kNm} > M_u = 14,207 \text{ (OK)}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 0,5 \times q_u \times l \\ &= 0,5 \times 13,104 \times 3,3 \\ &= 21,6216 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17\lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 (0,17 \times 1\sqrt{30} \times 200 \times 352) \times 10^{-1} \\ &= 49,163577 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c \text{ kN} \leq V_u$$

$$24,58179 \text{ kN} \leq 21,6216 \text{ kN}$$

(TIDAK MEMENUHI)

Kekuatan geser balok tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,333\sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,333\sqrt{30} \times 200 \times 352 \\ &= 483,9396 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 116160,00 \text{ kN (OKE)}$$

Digunakan D10 mm dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{352}{2} = 176 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 200} = 535,227 \text{ mm}$$

$$S_3 = 600 \text{ mm}$$

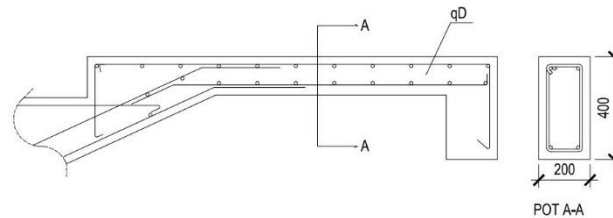
Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-150).

4.1.2.2 Pembebanan Balok Bordes Atas

Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding di atasnya, berat sendiri maupun akibat perletakan dari tangga itu sendiri.

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,4 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m.}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding} &= 1,925 \times 2 = 4,8 \text{ kN/m} \\
 q_d &= 6,7325 \text{ kN/m} \\
 q_d \text{ ultimate} &= 1,2 \times q_d = 1,2 \times 6,7325 = 7,104 \text{ kN/m} \\
 q_u &= 8,079 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.7 Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 8,709 \times 3,3^2 \\
 &= 8,798 \text{ kNm} \\
 &= 8798031 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal, $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right)$$

$$d = 400 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right)$$

$$d = 352 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{8798031}{0,9 \times 200 \times 532^2} \\
 &= 0,15 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1}{19,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,15}{420}} \right)$$

$$= 0,0007$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Syarat : $\rho_{perlu} < \rho_{min}$

$$0,0007 < 0,0033 \text{ (Memenuhi)}$$

Tulangan lentur tarik

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times d$$

$$= 0,0033 \times 200 \times 352$$

$$= 234,67 \text{ mm}^2$$

SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari :

$$A_{s \min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 200 \times 352$$

$$= 229,522 \text{ mm}^2$$

Atau,

$$A_{s \min} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 200 \times 352}{420}$$

$$= 234,667 \text{ mm}^2$$

Maka, A_s pakai = 234,667 mm²

Digunakan tulangan D13 mm ($A_{D16} = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{D16}}$$

$$= \frac{234,667}{200,96}$$

$$= 1,167 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 200} \\ &= 33,94 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral :

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{33,94}{0,85} = 39,58 \text{ mm}$$

Tegangan tarik :

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{352}{39,58} - 1 \right) = 0,02411 \end{aligned}$$

Diipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{d}{c} a \right) \\ \phi M_n &= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(420 - \frac{d}{c} 33,94 \right) \\ &= 50963550 \text{ Nmm} \\ &= 50,96355 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 50,96355 \text{ kNm} > M_u 8,798 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 0,5 \times q_u \times l \\ &= 0,5 \times 8,079 \times 3,3 \\ &= 13,330 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \left(0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d \right) \\ \phi V_c &= 0,75 \left(0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 352 \right) \times 10^{-3} \\ &= 49,1636 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c \text{ kN} \leq V_u$$

$$49,1635 \text{ kN} \leq 13,330 \text{ kN}$$

(TIDAK MEMENUHI)

Kekuatan geser balok tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum.

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,33330 \times 200 \times 352$$

$$= 1284,0369 \text{ kN}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 1284,0369 \text{ kN (OKE)}$$

Digunakan D10 mm dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara :

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{352}{2} = 176 \text{ mm}$$

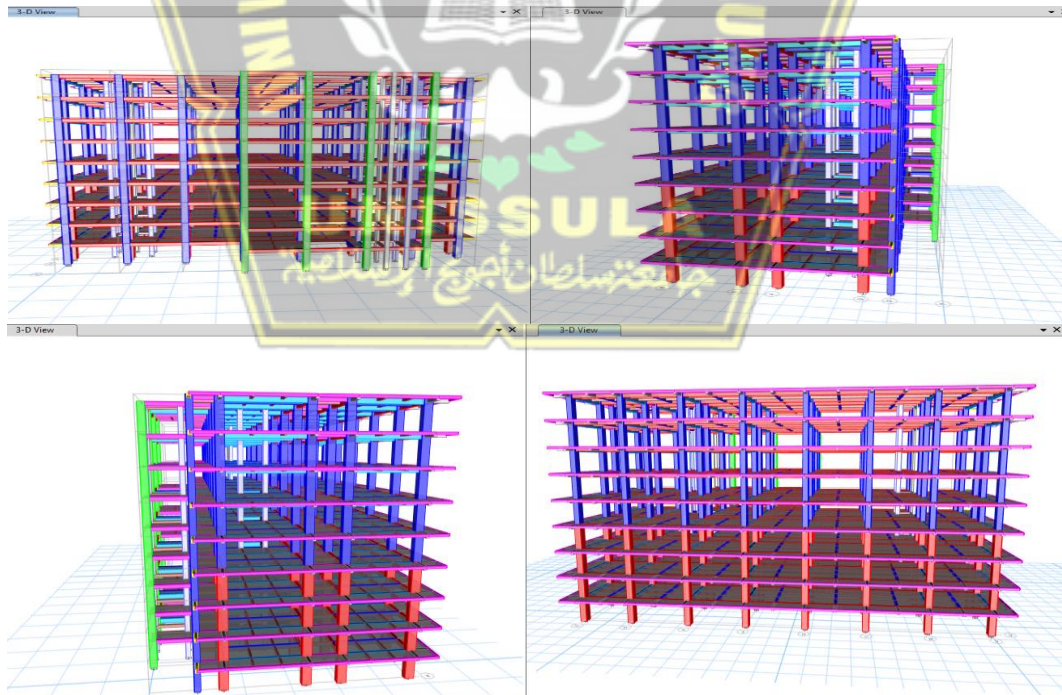
$$S_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 200} = 535,227 \text{ mm}$$

$$S_3 = 600 \text{ mm}$$

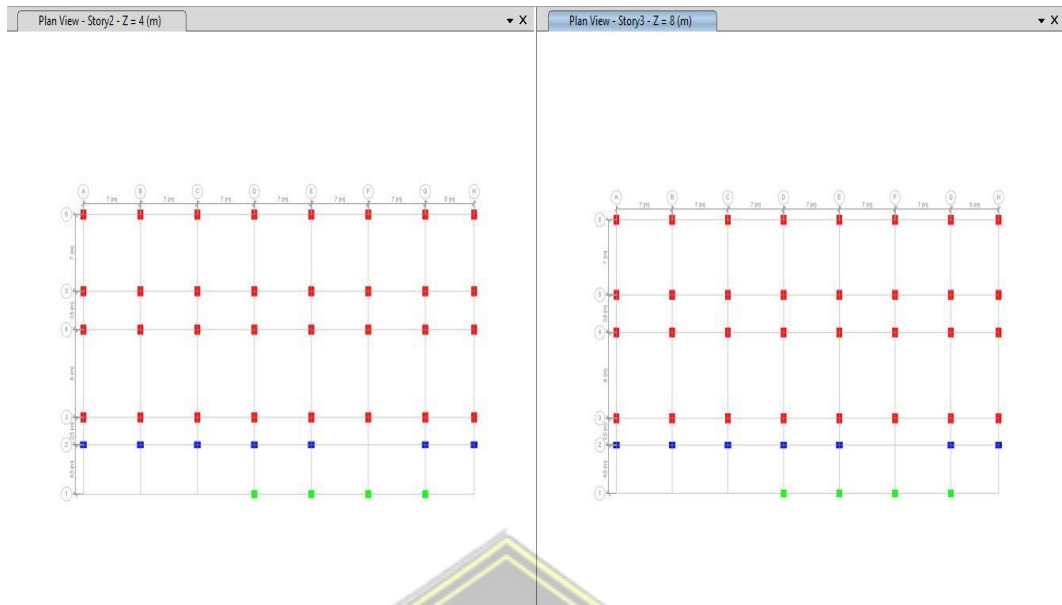
Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-150).

4.3 Permodelan Struktur

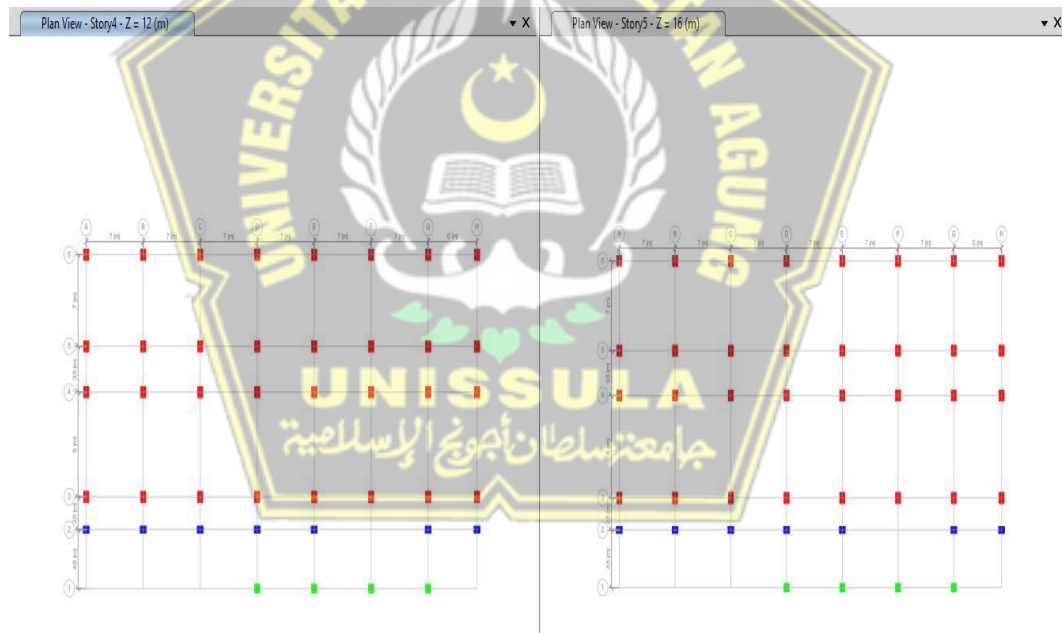
Permodelan struktur dibuat dengan menggunakan software ETASB v.21.0.0 mengacu pada gambar perencanaan. Untuk mutu beton yang digunakan pada permodelan struktur ialah $f_c'30 \text{ Mpa}$ dan mutu baja tulangan ulir menggunakan mutu tulangan $B_j \text{ TS } 420$.



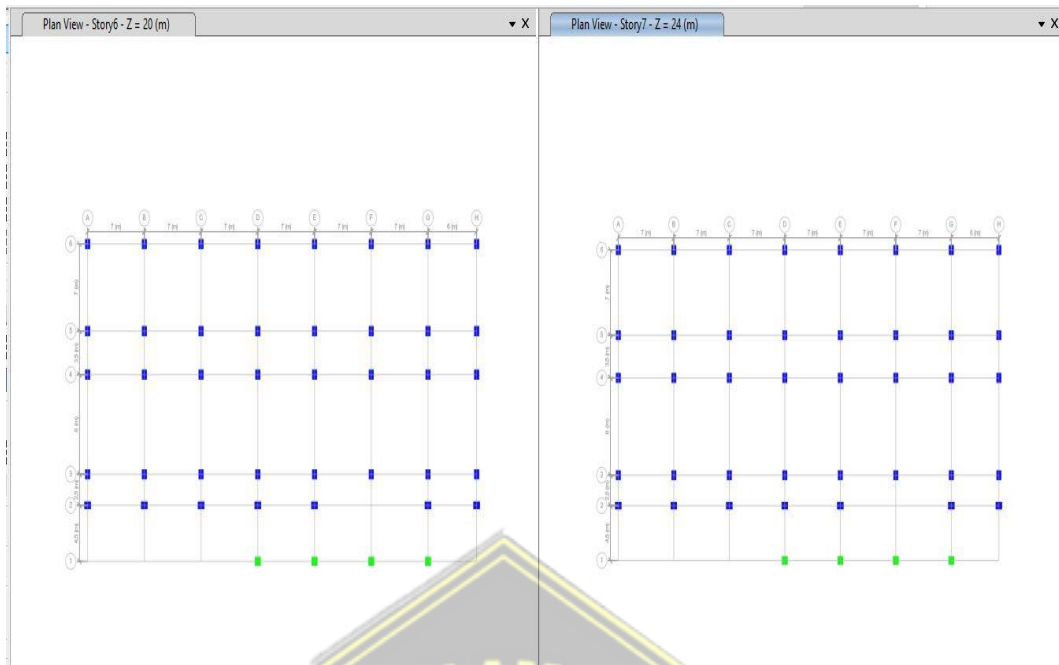
Gambar 4.8 Permodelan Struktur ETABS



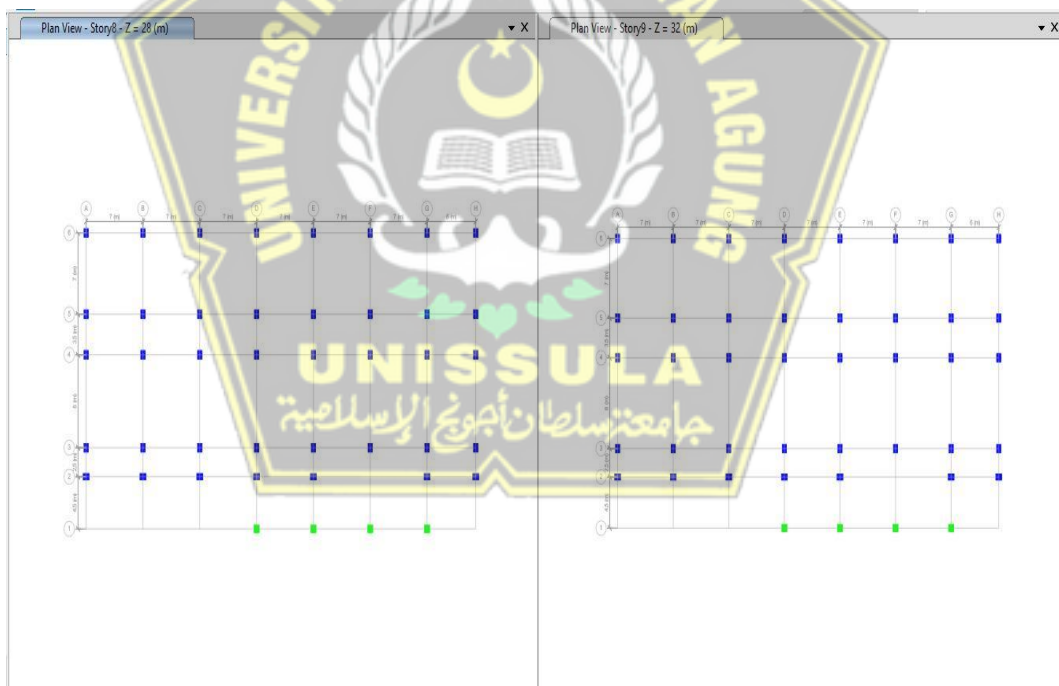
Gambar 4.9 Denah Kolom Lantai 2 dan 3



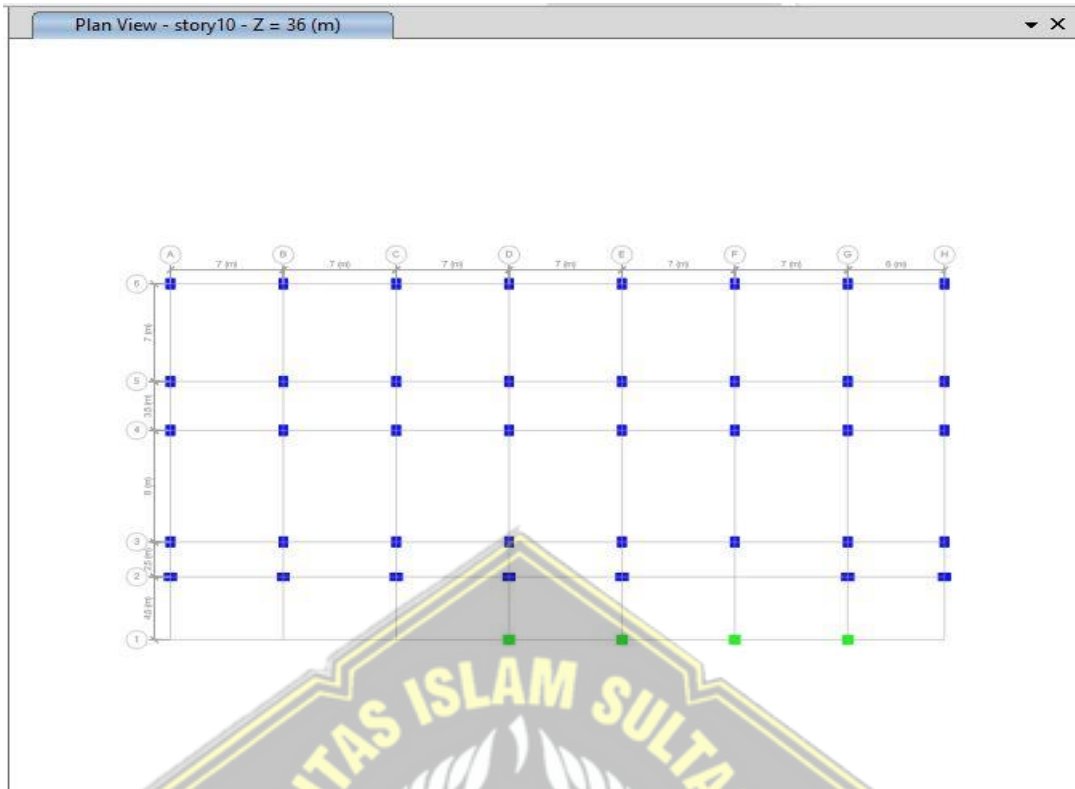
Gambar 4.10 Denah Kolom Lantai 4 dan 5



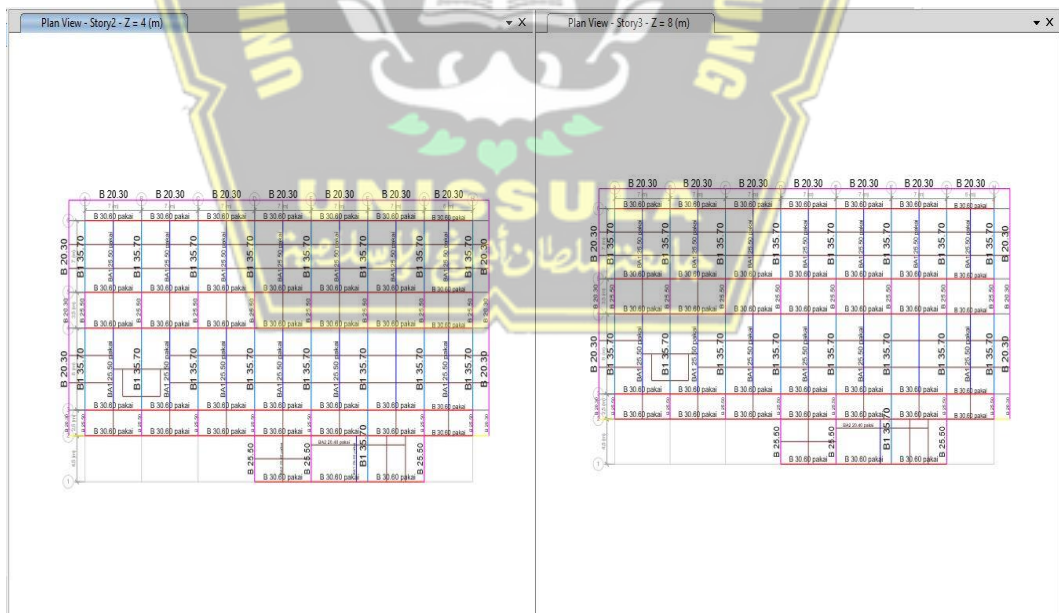
Gambar 4.11 Denah Kolom Lantai 6 dan 7



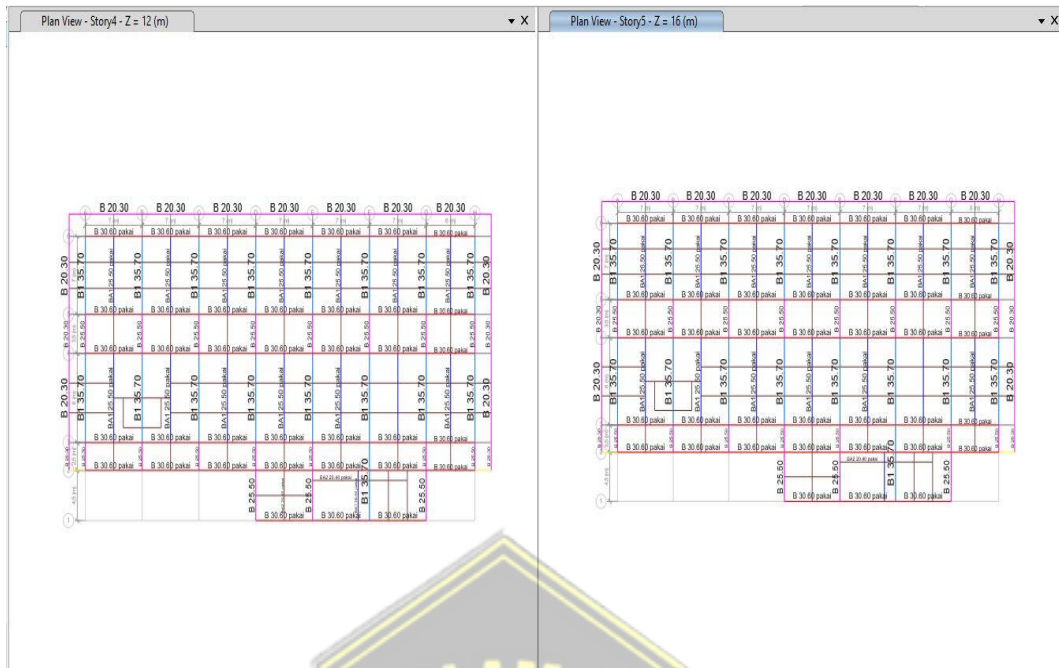
Gambar 4.12 Denah Kolom Lantai 8 dan 9



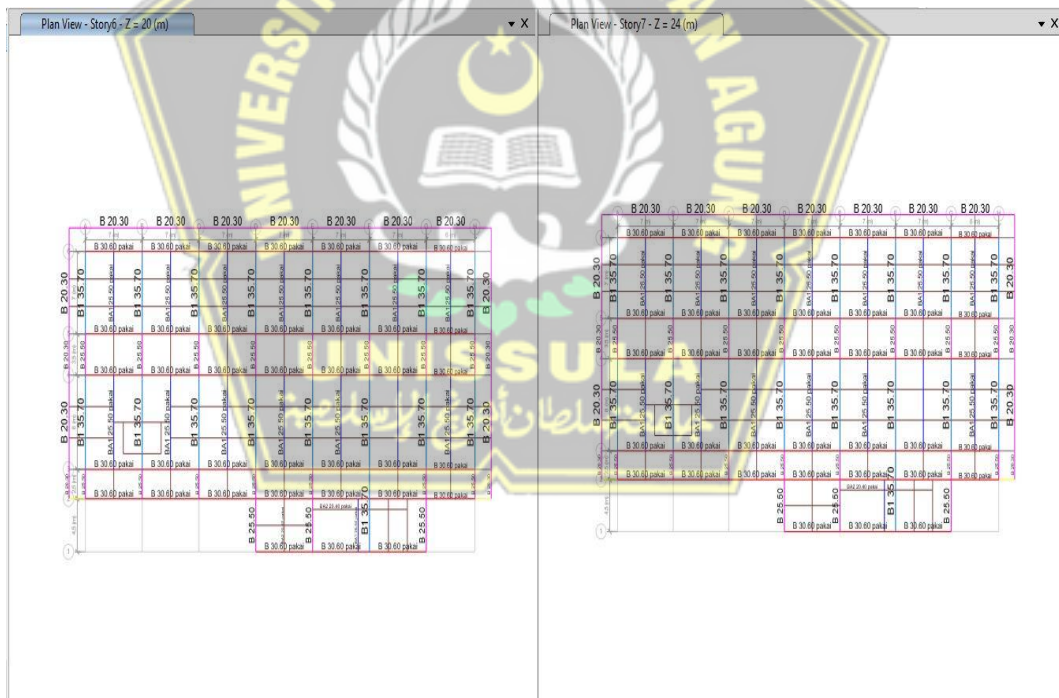
Gambar 4.13 Denah Kolom Lantai 10



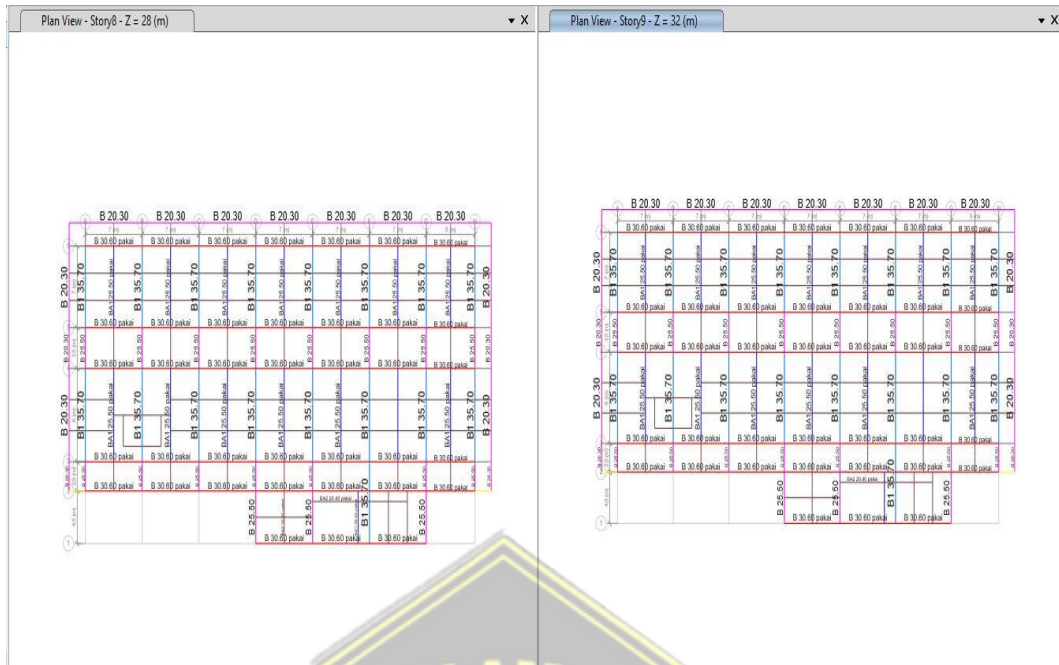
Gambar 4.14 Denah Balok Lantai 2 dan 3



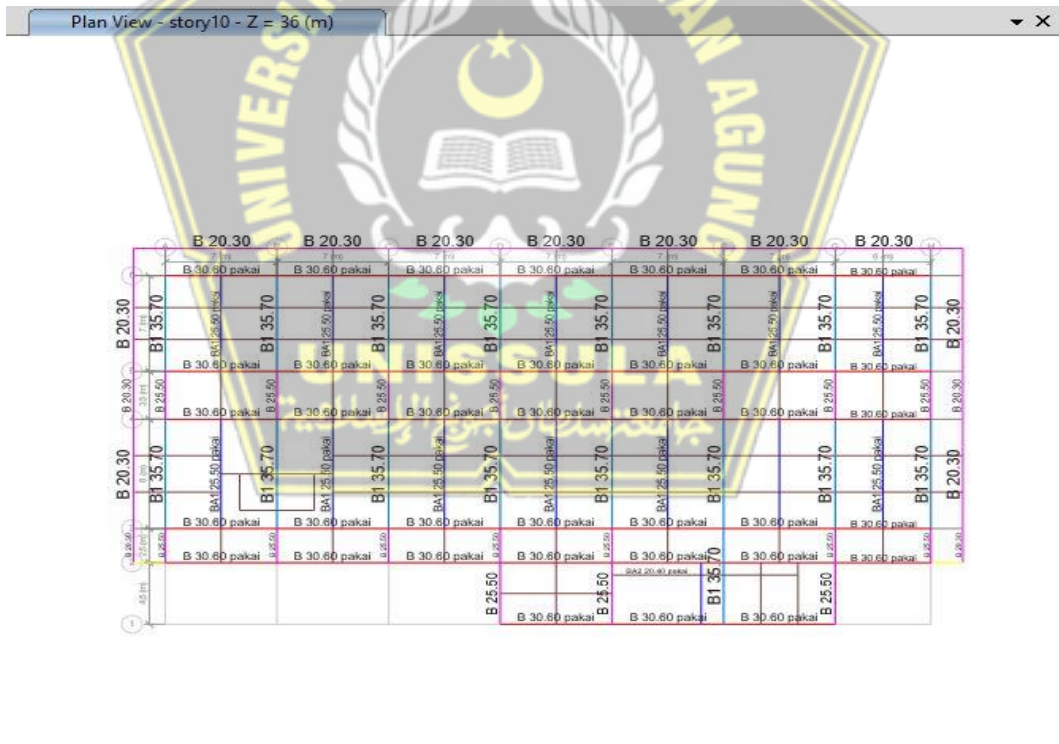
Gambar 4.15 Denah Balok Lantai 4 dan 5



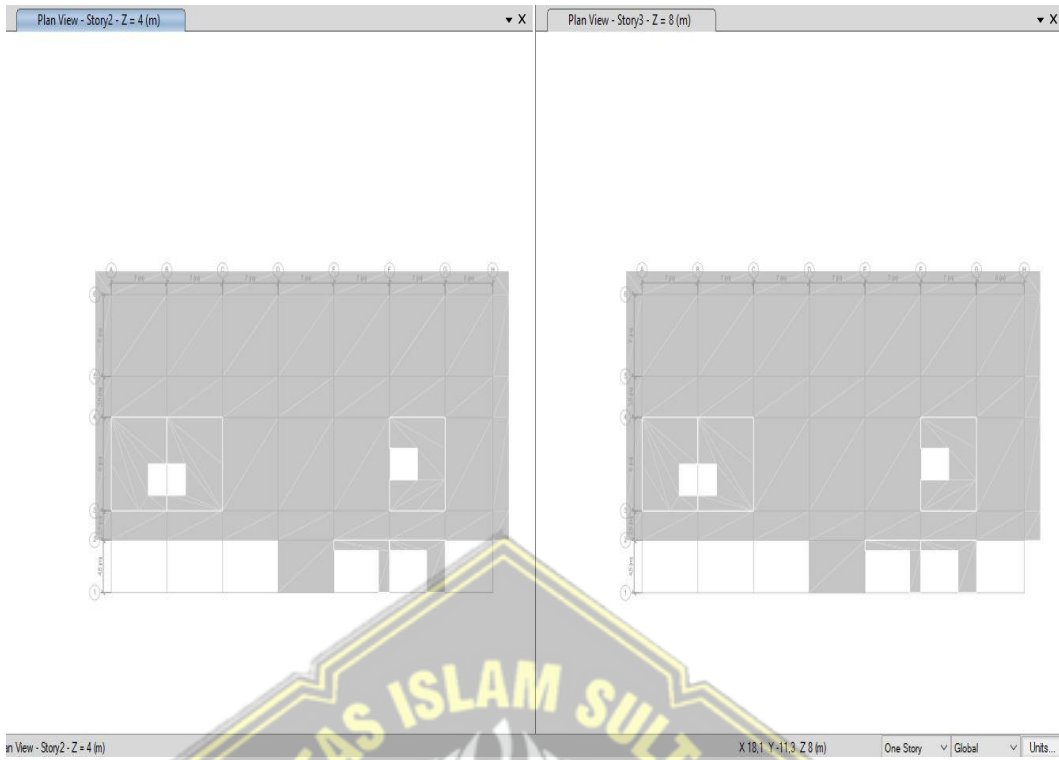
Gambar 4.16 Denah Balok Lantai 6 dan 7



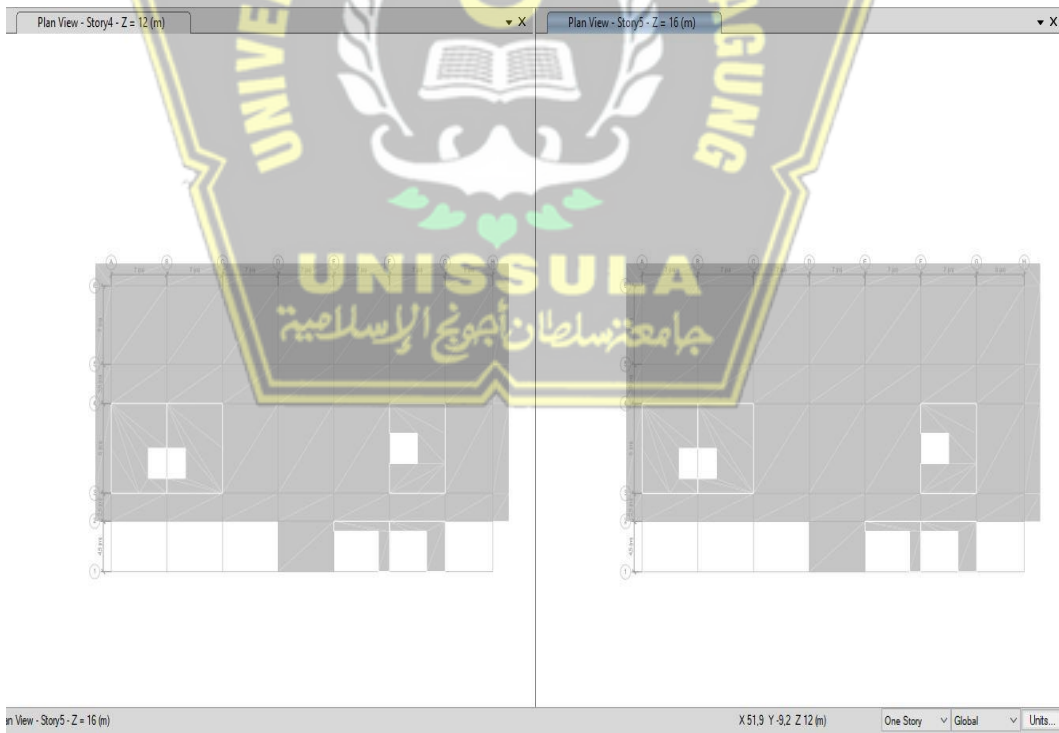
Gambar 4.17 Denah Balok Lantai 8 dan 9



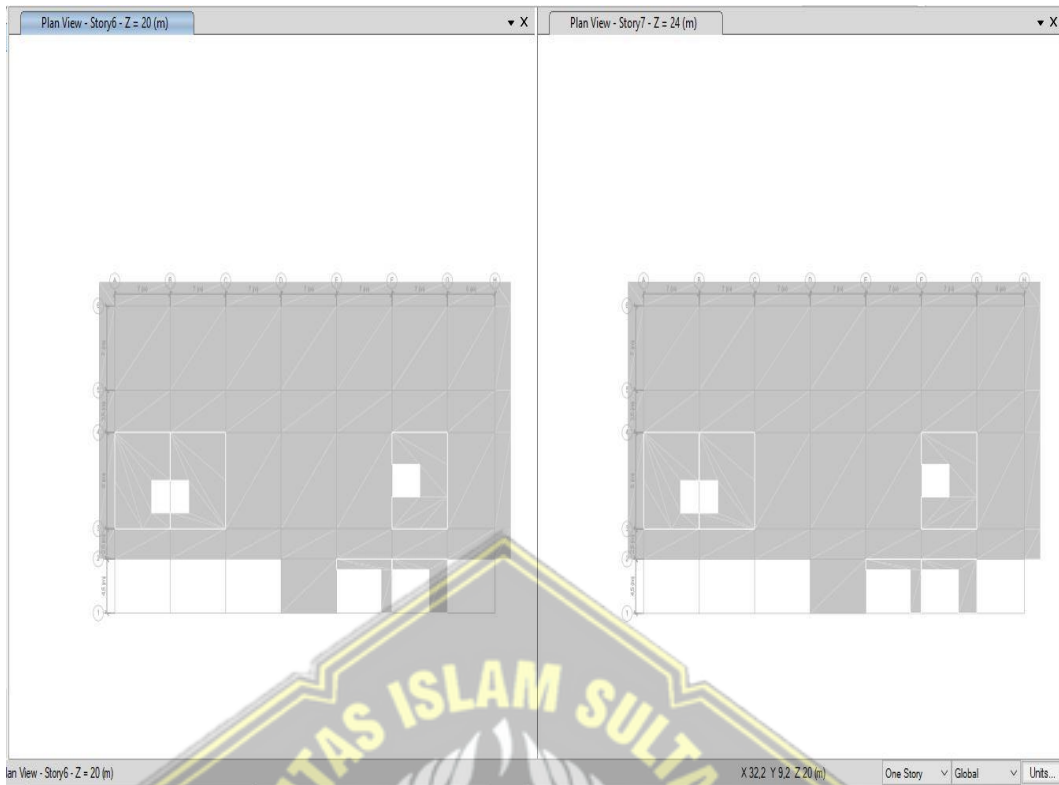
Gambar 4.18 Denah Balok Lantai 10



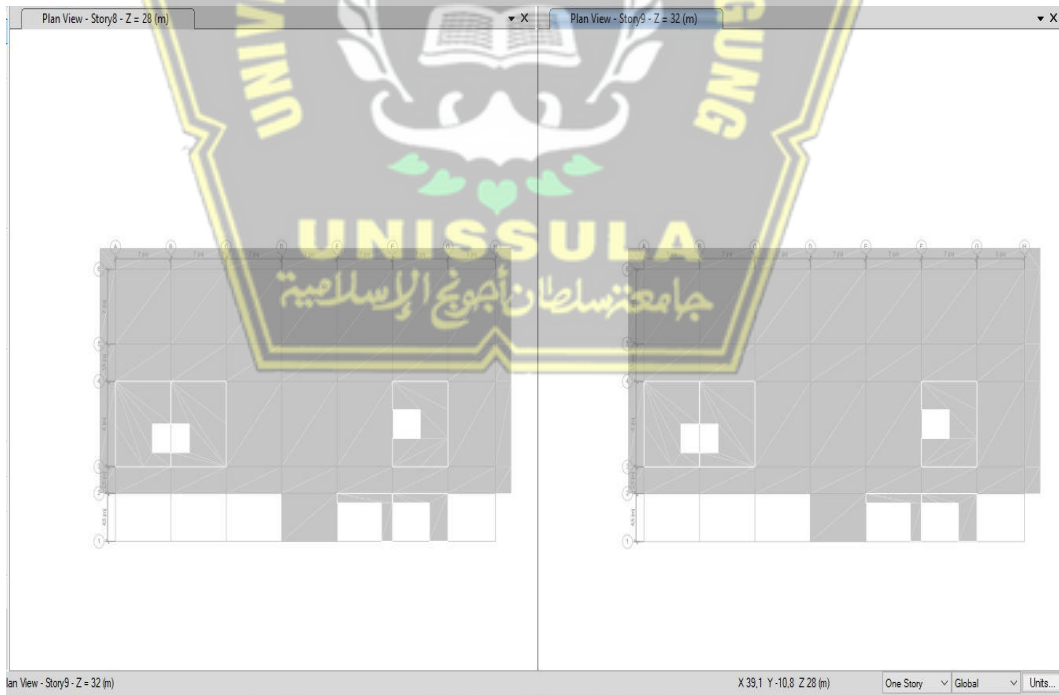
Gambar 4.19 Denah Pelat Lantai 2 dan 3



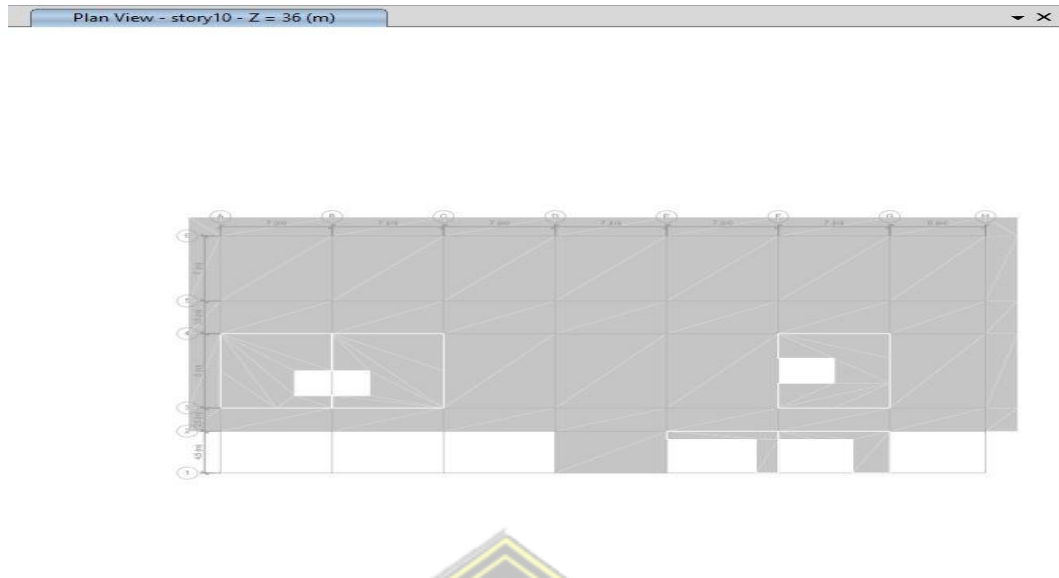
Gambar 4.20 Denah Pelat Lantai 4 dan 5



Gambar 4.21 Denah Pelat Lantai 6 dan 7



Gambar 4.22 Denah Pelat Lantai 8 dan 9



Gambar 4.23 Denah Pelat Lantai 10

4.4 Analisa Struktur

4.4.1 Pembebanan Gravitasi

Beberapa beban gravitasi yang diaplikasikan kedalam struktur bangunan didasarkan pada aspek fungsional dari setiap ruangan yang ada. Pengaplikasian struktur bangunan sesuai dengan gambar perencanaan. Peraturan, standar atau data – data yang digunakan sebagai acuan besaran beban yang diaplikasikan yaitu :

1. Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, SNI 1727 – 2020
2. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, PPIUG 1983

Dalam perencanaan sebuah struktur maka beban yang kemungkinan akan terjadi. Dalam perhitungan pembebanan biasanya sudah ada beban yang menjadi standar dari Persyaratan beban minimum di SNI 1727 – 2020. Tetapi adapun beban yang tidak terlampir pada persyaratan itu maka beban ditentukan dari spesifikasi perhitungan material yang ada pada peraturan beban indoensia terdahulu.

a. Beban Mati

Tabel 4.1 Beban Mati

No	Jenis	Berat	Satuan
1	Beton Bertulang	24	KN/m ³
2	Beton Polos	22	KN/m ³
3	Dinding pasangan bata ½ batu	2,5	KN/m ²
4	Curtain wall kaca + rangka	0,6	KN/m ²
5	Keramik + Finishing Lantai	1,1	KN/m ²
6	MEP	0,5	KN/m ²
7	Plafond + Penggantung	0,2	KN/m ²

a. Beban Mati

Tebal Pelat = 125 mm = 0,125 m

Tabel keramik + finishing lantai = 5 cm = 0,05 m

Berat keramik + finishing lantai = Tebal x beton polos
 = 0,05 x 22 = 1,1 KN/m²

Berat plafond = 0,2 KN/m²

Berat MEP = 0,5 KN/m² +

Total beban mati = 1,85 KN/m²

Beban mati dinding permanen = pasangan bata ½ batu

Tinggi dinding = 4,2 m

Berat dinding = 2,5 KN/m²

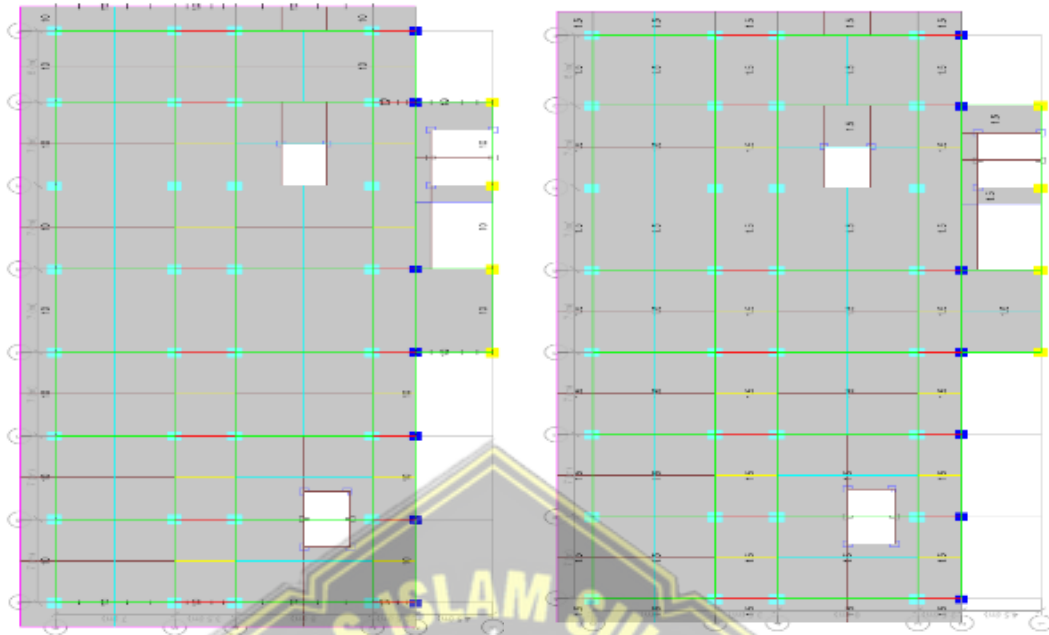
Total beban mati = 4,2 x 2,5 +
 = 10,5 KN/m²

Beban mati dinding curtain wall kaca + rangka

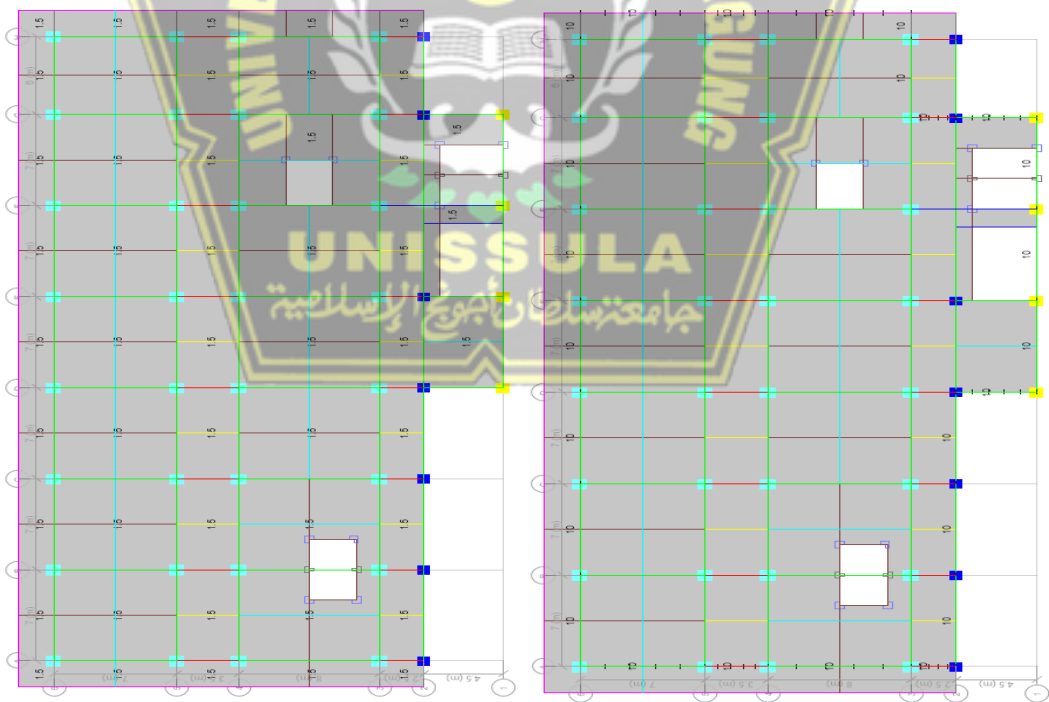
Tinggi dinding = 4,2 m

Berat dinding = 0,6 KN/m²

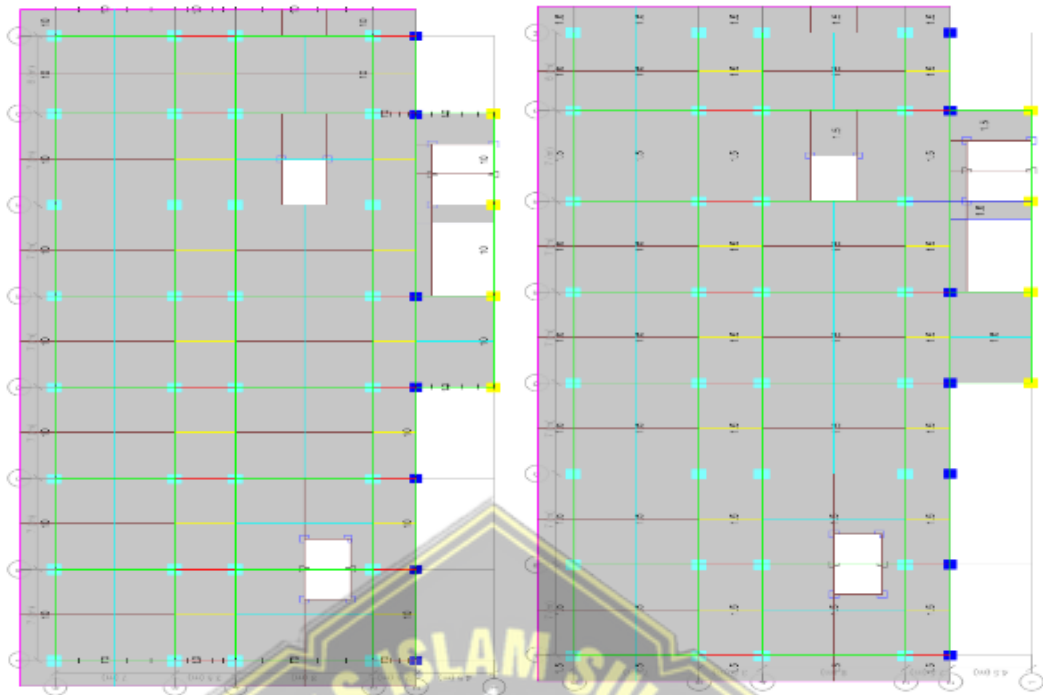
Total beban mati = 4,2 x 0,6 = 2,52 KN/m²



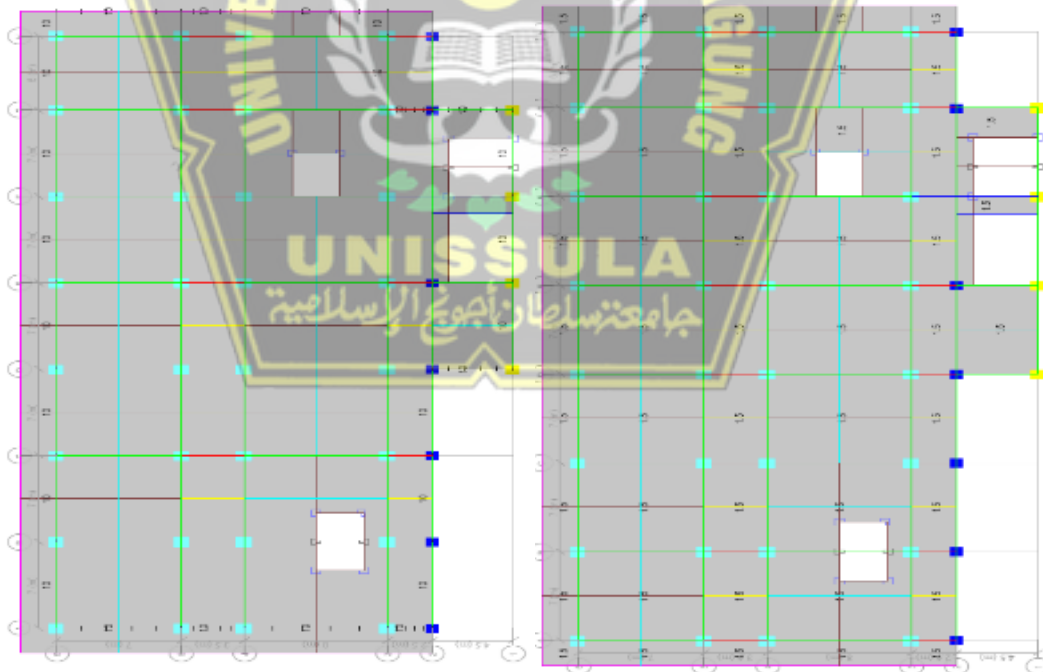
Gambar 4.24 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 2



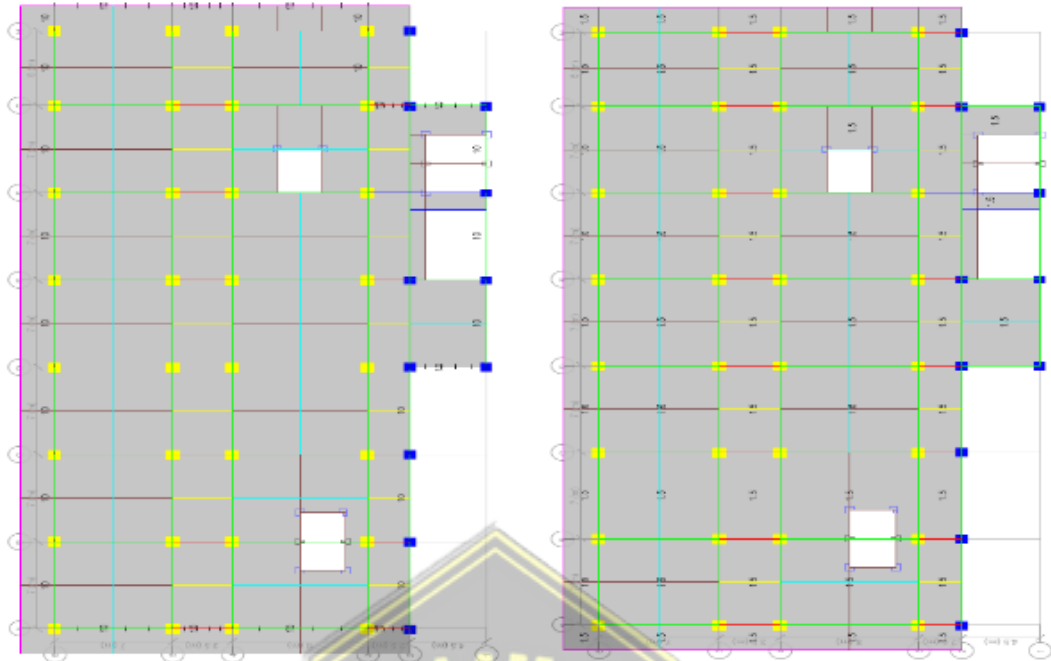
Gambar 4.25 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 3



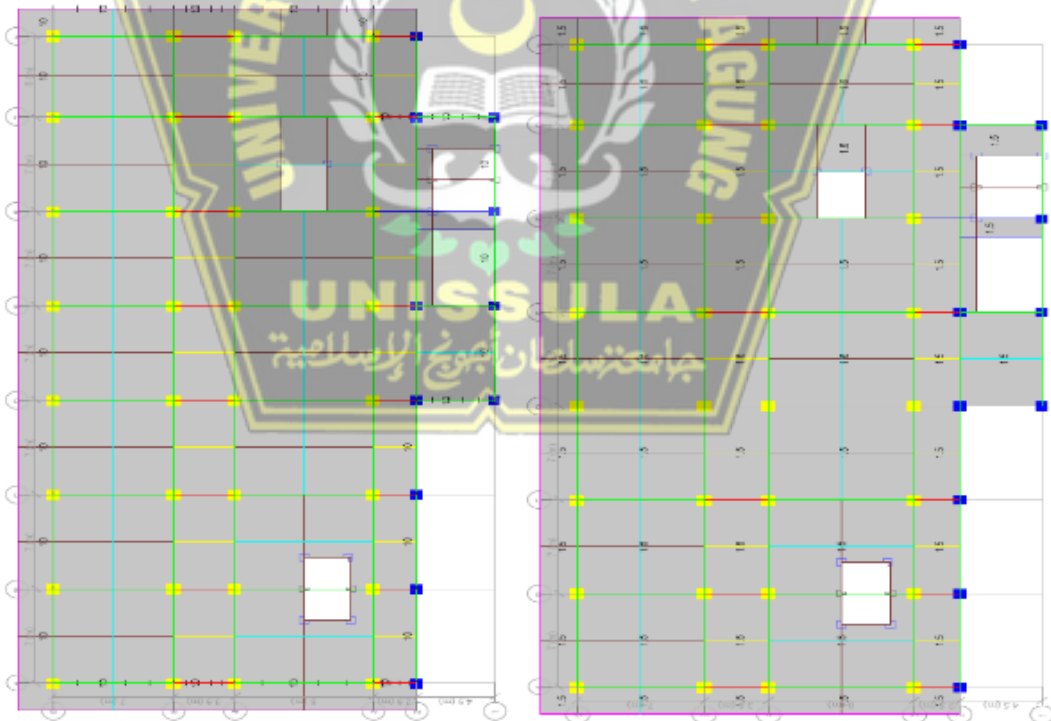
Gambar 4.26 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 4



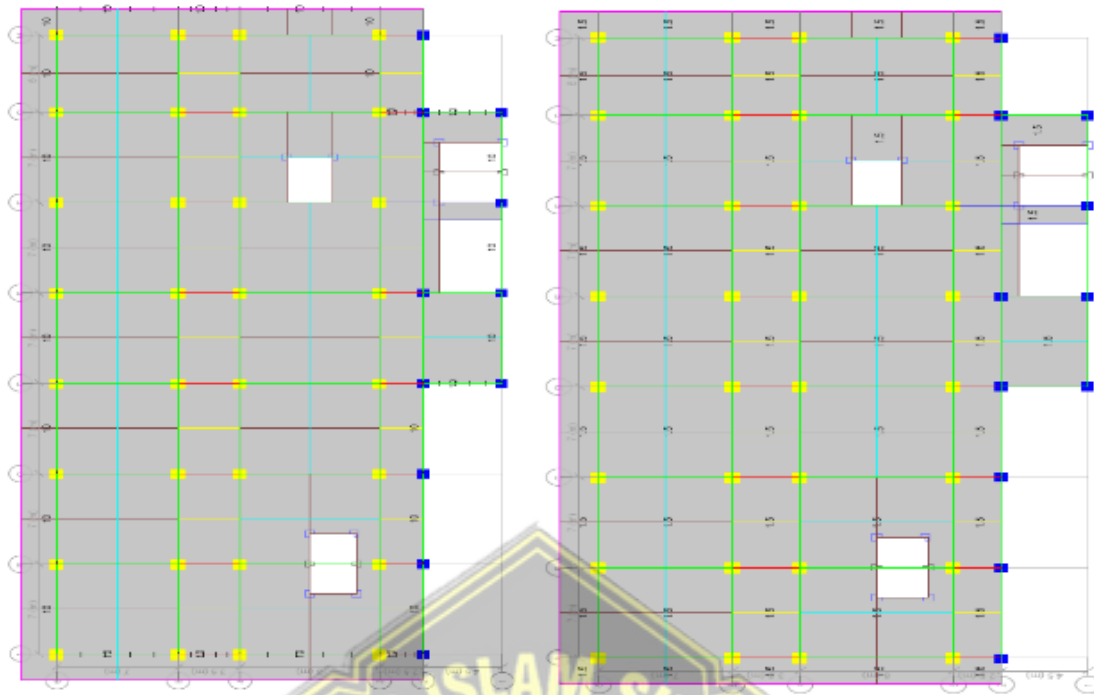
Gambar 4.27 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5



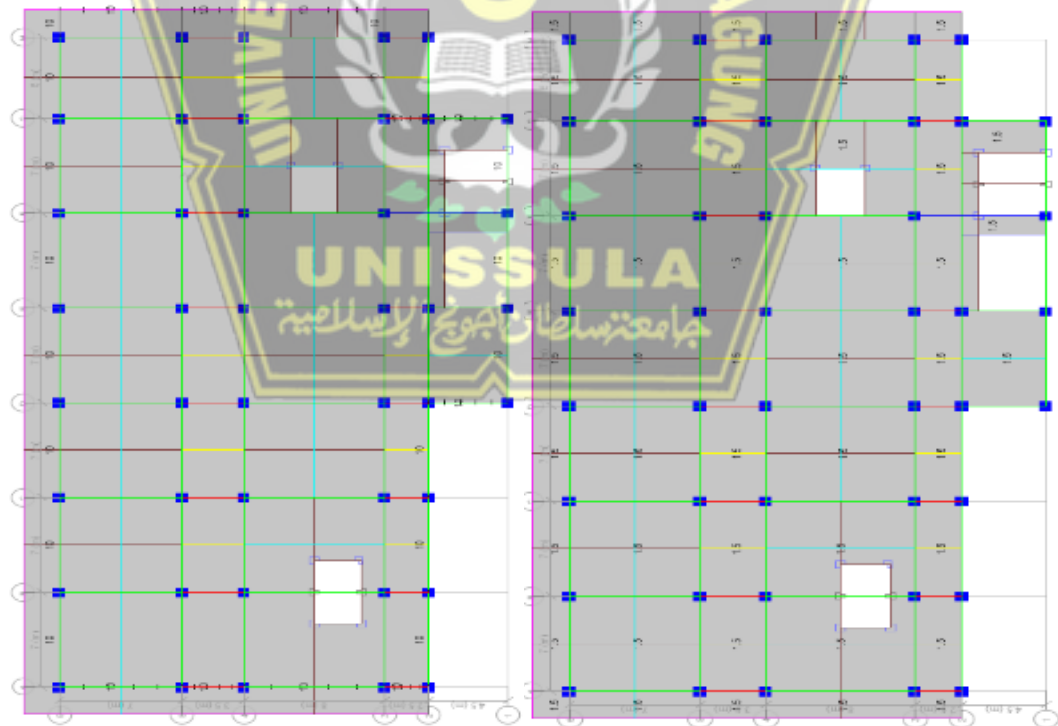
Gambar 4.28 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 6



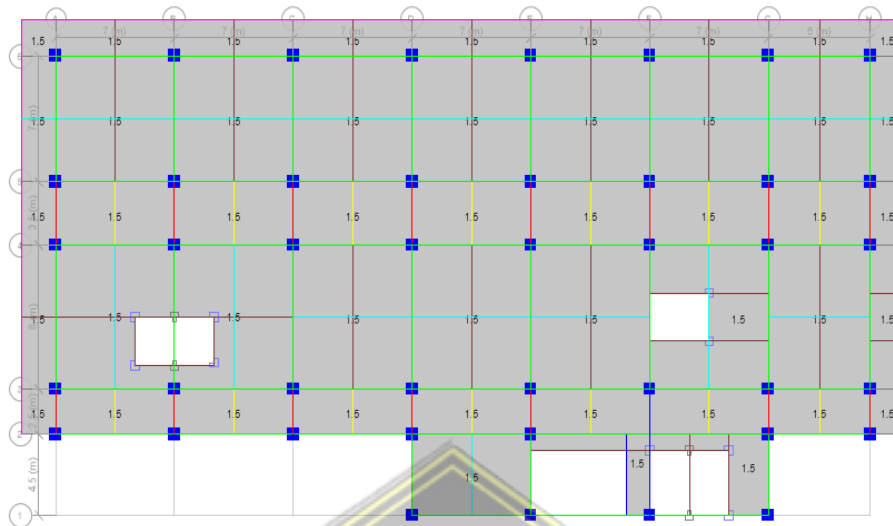
Gambar 4.29 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 7



Gambar 4.30 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 8



Gambar 4.31 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 9



Gambar 4.32 Input Beban Mati Lantai Top

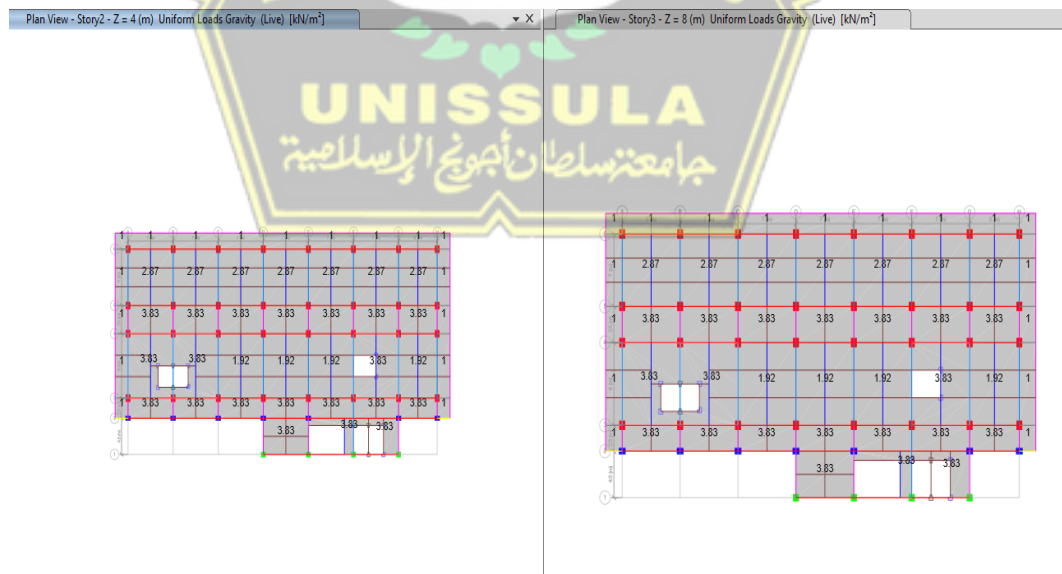
b. Beban Hidup

Beban Rumah Gedung Rumah Sakit (SNI 1726:2019)

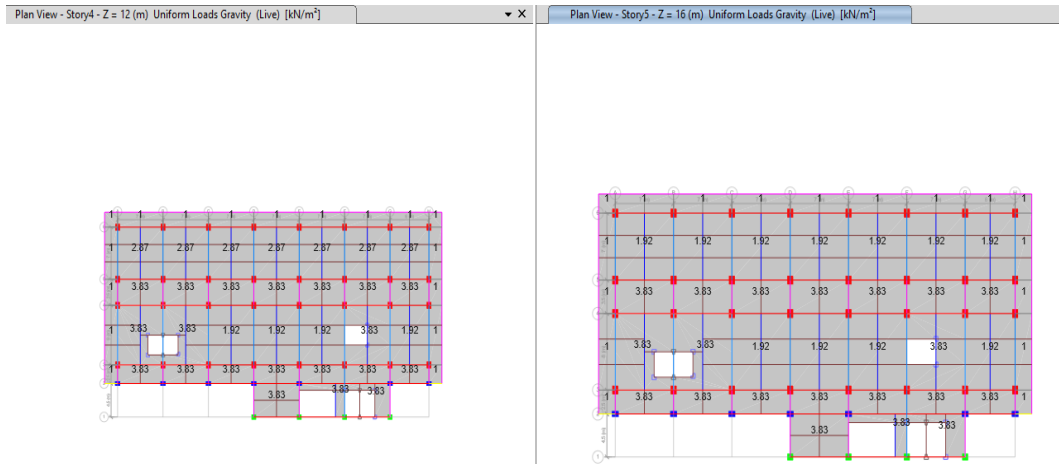
Ruang Pasien = 1,92 KN/m²

Koridor di atas lantai pertama = 3,83 KN/m²

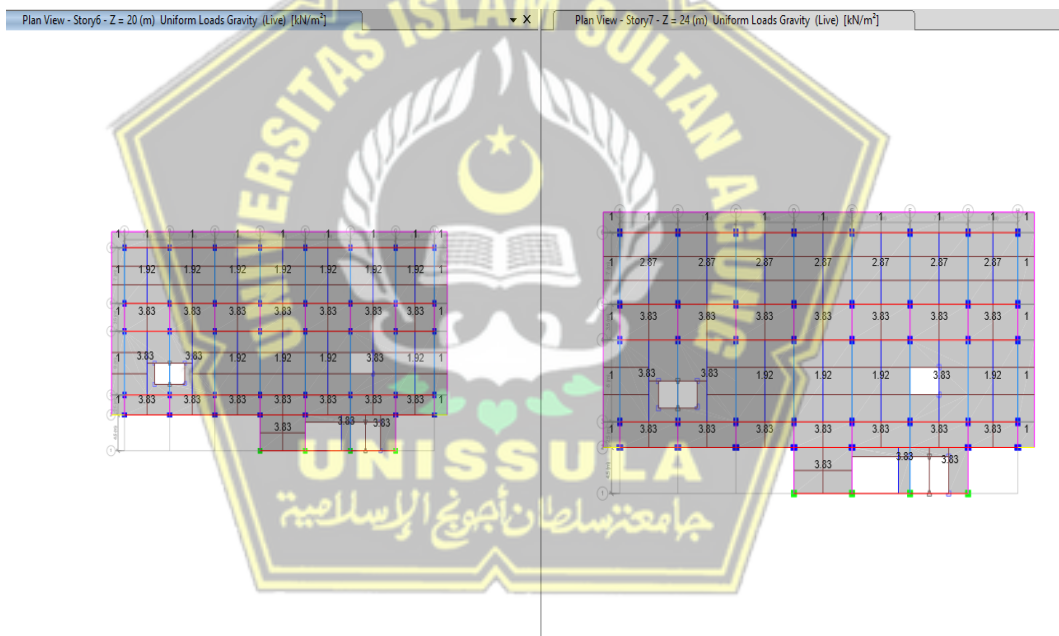
Ruang Operasi & Laborat = 2,87 KN/m²



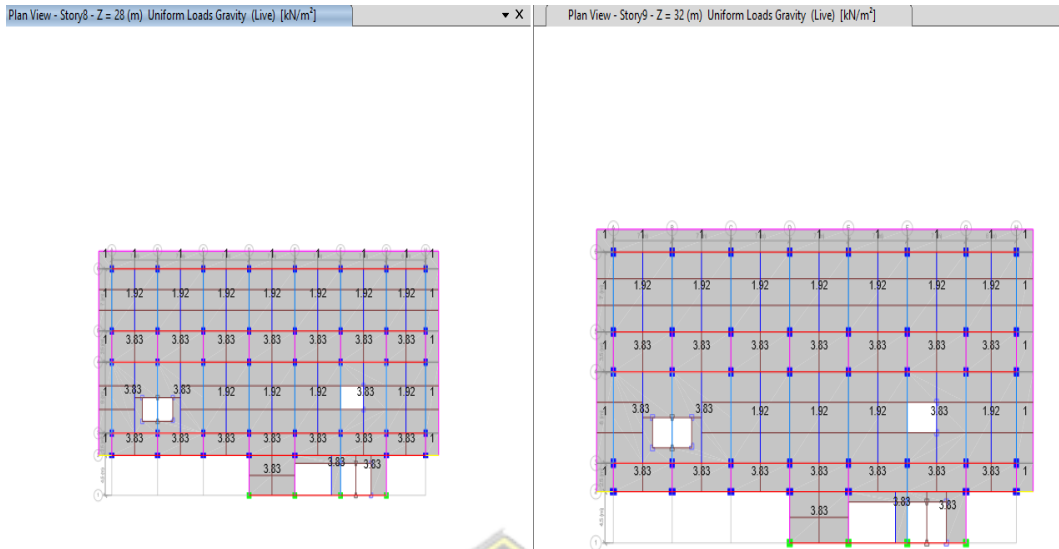
Gambar 4.33 Input Beban Hidup Lantai 2 dan 3



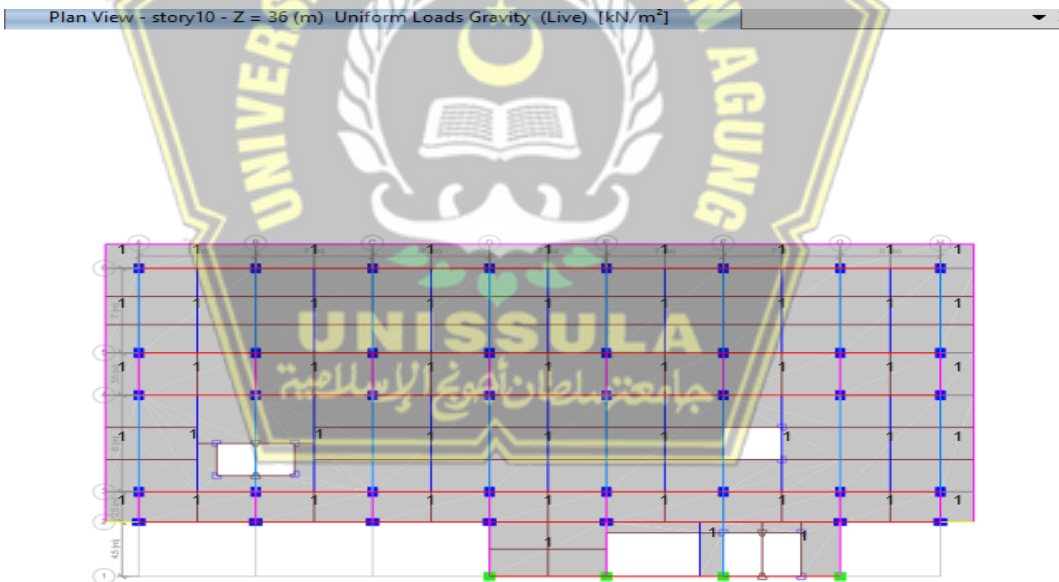
Gambar 4.34 Input Beban Hidup Lantai 4 dan 5



Gambar 4.35 Input Beban Hidup Lantai 6 dan 7



Gambar 4.36 Input Beban Hidup Lantai 8 dan 9



Gambar 4.37 Input Beban Hidup Lantai 10

c. Beban Per Lantai

Tabel 4.2 Beban Perlantai

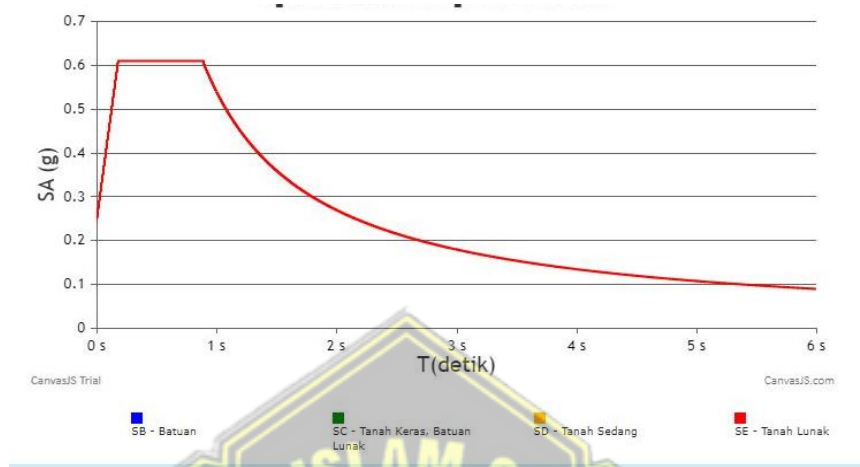
LANTAI	Beban
Lantai 2	13342.74
Lantai 3	13342.74
Lantai 4	13342.74
Lantai 5	13037.21
Lantai 6	12838.98
Lantai 7	12918.72
Lantai 8	12838.98
Lantai 9	12838.98
Lantai 10	9776.816
Jumlah	114277.9

4.4.2 Pembebanan Gempa Pada Struktur

Beberapa beban gempa yang diterapkan pada struktur bangunan ditentukan oleh aturan, standar, atau statistik yang menjadi patokan besaran beban yang dikenakan. SNI 1726 – 2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung, adalah seperangkat aturan, metrik, atau data yang digunakan.

Tingkat gempa menggunakan kategori gempa parah, yaitu gempa bumi yang periode ulangnya 2500 tahun ($TR = 2500$ tahun) atau gempa yang kemungkinan terjadi selama periode desain bangunan 50 tahun adalah 2 % ($RN = 2$ %). Struktur bangunan dapat mengalami kerusakan structural yang parah jika terjadi gempa bumi besar, namun harus tetap berdiri dan tidak runtuh untuk mencegah terjadinya korban jiwa (SNI 1726:2019). Data lokasi struktur gedung di Kota Kudus digunakan untuk menganalisis beban gempa menggunakan spektra respons.

Program ETABS v.21.1.0 digunakan untuk menganalisis. Parameter yang digunakan dalam analisis spektra diperoleh dari aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR sesuai dengan koordinat lokasi yang diambil berada dikota Kudus.



Gambar 4.38 Spektral Percepatan RSA2021

Results: Tabel dibawah ini merupakan Parameter untuk membuat Grafik Desain Spektra Indonesia:

Kelas	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
SE - Tanah Lunak	0.18	0.90	0.61	0.55

Rentang T(s) Value: 6

PGA MCEg: 0.2612 (g) bedrock

SS MCEr: 0.5942 (g) bedrock

S1 MCEr: 0.2837 (g) bedrock

TL: 20 Detik

Save

Gambar 4.39 Parameter Percepatan Respons RSA2021

Dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR diatas sudah didapatkan nilai koefisien yang dibutuhkan. Untuk penghitungan yang lebih akurat dilakukan juga perhitungan dengan metode manual menggunakan excel.

a. Kategori Kelas Situs Tanah

Berdasarkan sifat sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai situs SA, SB, SC, SE, Atau SF yang mengikuti pada penentuan jenis tanah.

Tabel 4.3 Kategori Situs Tanah

NO	Kedalaman (m)	Tebal	Σdi (m)	$di/NSPT$	$\Sigma(di/NSPT)$	N'
1	0,00	0	30	0,00	3,318	9,041
2	2,00	2		1,00		
3	4,00	2		0,50		
4	6,00	2		0,33		
5	8,00	2		0,25		
6	10,00	2		0,20		
7	12,00	2		0,17		
8	14,00	2		0,14		
9	16,00	2		0,13		
10	18,00	2		0,11		
11	20,00	2		0,10		
12	22,00	2		0,09		
13	24,00	2		0,08		
14	26,00	2		0,08		
15	28,00	2		0,07		
16	30,00	2		0,07		

Berdasarkan hasil analisis dari tabel data tanah diatas, didapatkan hasil nilai NSPT rata rata atau kurang dari 15 sehingga termasuk pada kelas situs tanah lunak atau SE.

b. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarjet (MCER)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER dipermukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplikasi seismik pada periode 1 detik. Faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada gertaran periode (F_a) dan faktor amplikasi terkait percepatan yang mewakili gertan periode 1 detik (F_v). Parameter respons spectral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a - S_s$$

$$S_{M1} = F_v - S_1$$

Keterangan :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek ;

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik

Dalam penentuan faktor-faktor diatas bisa ditentukan melalui tabel 2.4 dan 2.5.

Untuk nilai antara S_s dengan F_a dapat dilakukan dengan interpolasi linier.

$$y = y_1 + (y_2 - y_1) \times \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$F_a = 1,7 + (1,3 - 1,7) \times \frac{(0,5794 - 0,5)}{(0,75 - 0,5)}$$

$$F_a = 1,573$$

$$y = y_1 + (y_2 - y_1) \times \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$F_v = 3,3 + (2,8 - 3,3) \times \frac{(0,2784 - 0,2)}{(0,3 - 0,2)}$$

$$F_v = 2,91$$

Dari hasil interpolasi linier antara nilai S_s dengan F_a didapatkan nilai F_a 1,573.

Untuk nilai antara S_1 dengan F_v dapat dilakukan dengan interpolasi linier. Dari tabel interpolasi linier antara nilai S_1 dengan F_v didapatkan nilai $F_v = 2,91$

c. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} , dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui rumusan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{ms} = \frac{2}{3} F_a \cdot S_s = \frac{2}{3} \times 1,573 \times 0,5794 = 0,608$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{m1} = \frac{2}{3} F_v \cdot S_1 = \frac{2}{3} \times 2,91 \times 0,278 = 0,539$$

d. Katergori Desain Seismik

Tabel 4.4 kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	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

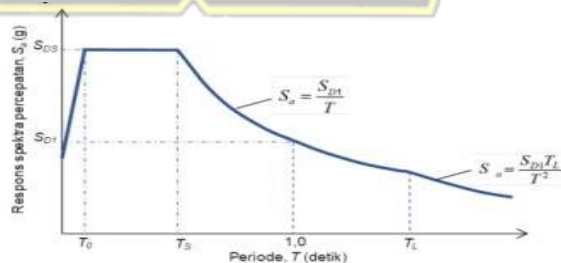
Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori resiko IV dan nilai $S_{DS} 0,5 \leq 0,607$ struktur masuk ke kategori desain seismik D.

Tabel 4.5 Kategori Resiko

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

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori resiko IV dan nilai $S_{DI} 0,2 \leq 0,607$. Struktur masuk ke kategori desain sesismik D.

e. Spektrum Respon Desain



Gambar 4.40 Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik – situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain

harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar diaatas dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

- 5 Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

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

Contoh penjabaran :

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{sds} = 0,1777 \text{ detik}$$

$$T = 0,01 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= 0,679 (0,4 + 0,6 \frac{0,1777}{0,1}) \\ &= 0,263 \text{ detik} \end{aligned}$$

- 6 Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;

$$T_s = \frac{SD1}{sds} = \frac{0,6076}{0,5397} = 0,8883 \text{ detik}$$

- 7 Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan:

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

Contoh penjabaran :

$$SD1 = 0,5397 \text{ detik}$$

$$T = 0,607 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{0,5397}{0,607} \\ &= 0,8883 \text{ detik} \end{aligned}$$

- 8 Untuk periode lebih besar dari T_L , repons spektral percepatan desian S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1 T_L}{T^2}$$

Contoh perjabaran :

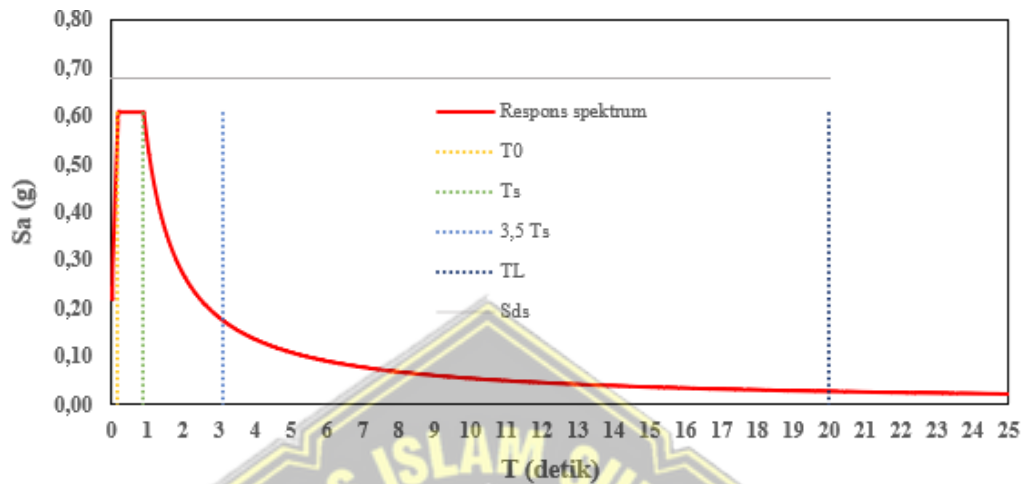
$$SD1 = 0,5397 \text{ detik}$$

$$T = 0,607 \text{ detik}$$

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

Sehingga

$$S_a = \frac{0,5397}{20,01^2}$$
$$= 0,0269 \text{ detik}$$



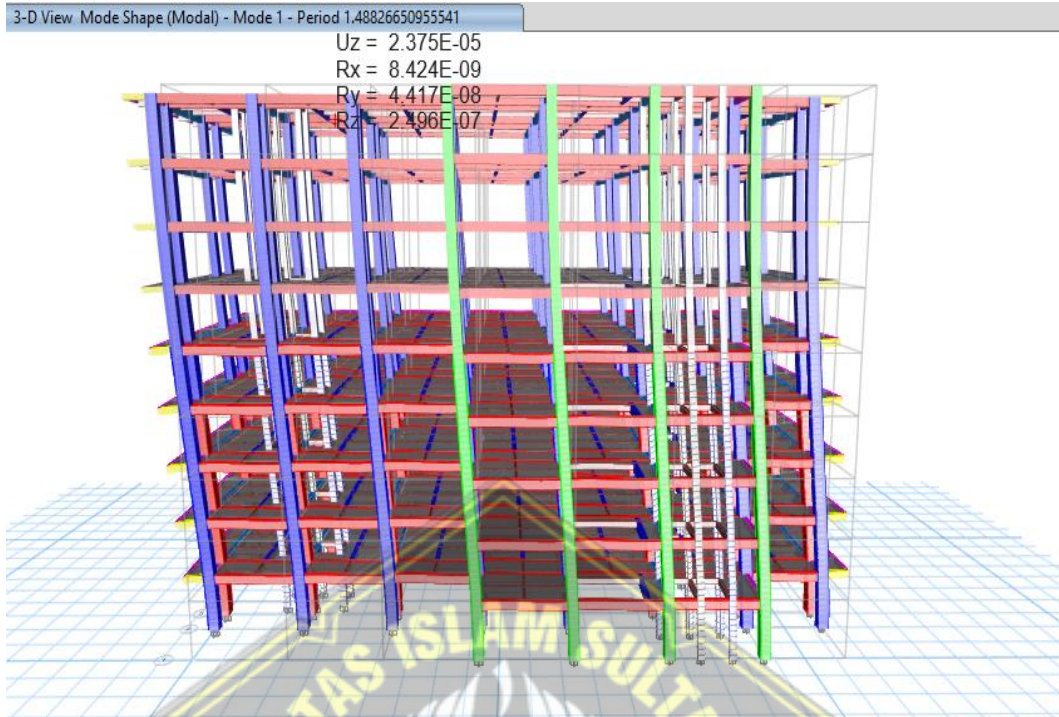
Gambar 4.41 Respons Spektrum

f. Faktor R, Ω_0 dan Cd dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

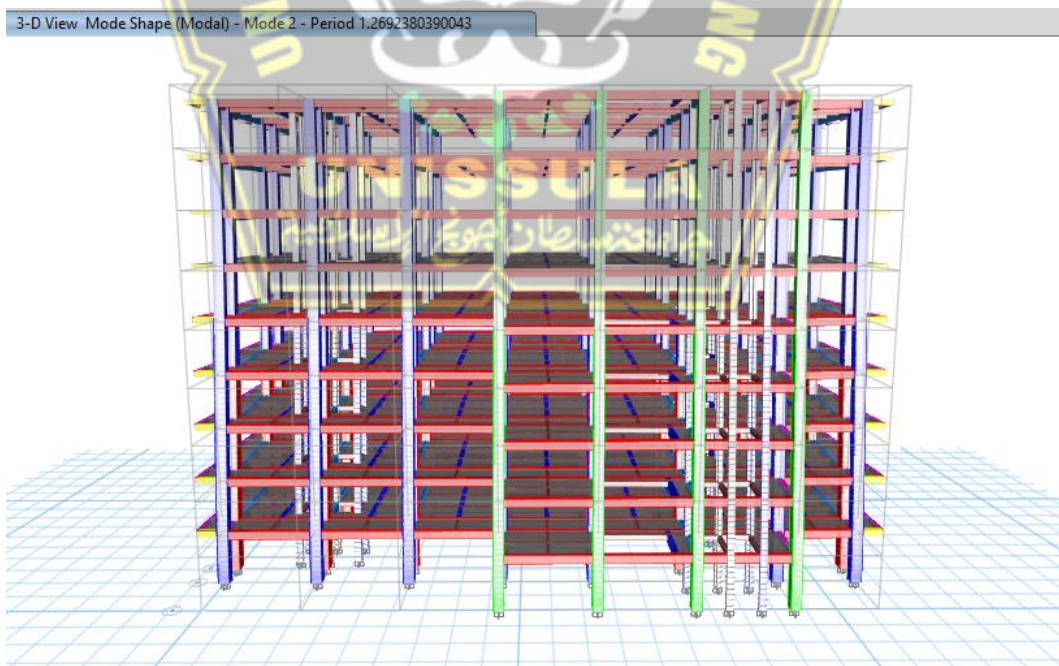
Semakin tinggi suatu bangunan, pentingnya aksi gaya lateral menjadi semakin berarti. Oleh sebab itu, perlu adanya sistem penahan gaya gempa yang digunakan sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi sistem penahan gaya gempa yaitu koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat – lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplikasi defleksi (Cd).

Sistem penahan gaya gempa yang diterapkan pada Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lantai adalah sistem rangka pemikul momen khusus berdasarkan SNI 1726 – 2019, untuk nilai R, Ω_0 dan Cd dalam Perencanaan Sistem Penahan Gaya Gempa dan dari data kategori desain seismik dengan nilai D maka digunakan.

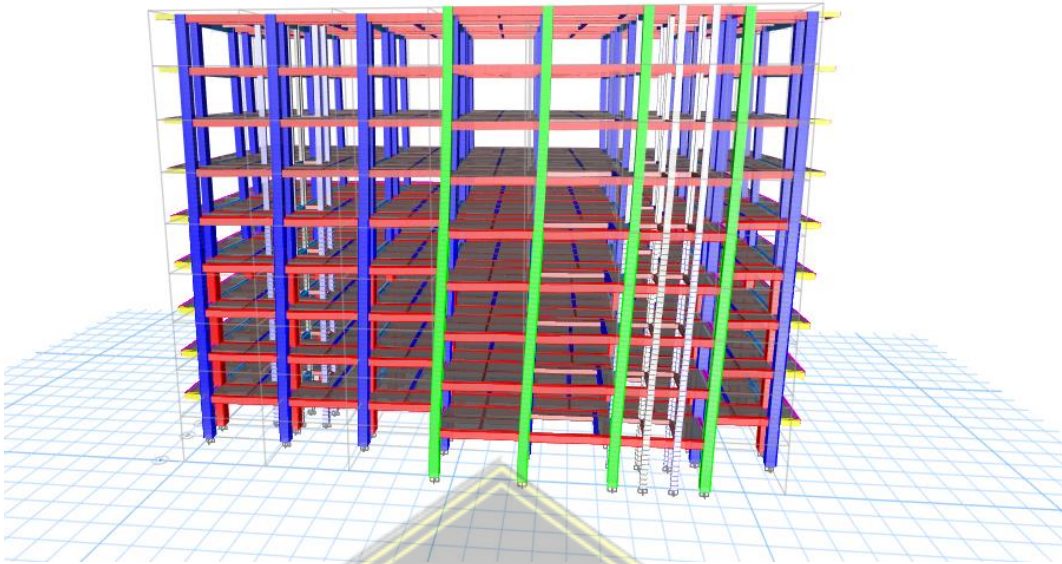
g. Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur



Gambar 4.42 Mode 1 Tranlasi Arah Y



Gambar 4.43 Mode 2 Tranlasi Arah X



Gambar 4.44 Mode 3 Rotasi

Tabel 4.6 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	1,488	0,903	0	0	0,097
Modal	2	1,269	0	0,999	0	0,001
Modal	3	1,228	0,097	0,001	0	0,903

Permodelan 3 dimensi yang dilakukan minimal 3 derajat kebebasan terpenuhi terdiri dari dua arah translasi dan rotasi boleh terjadi pada mode ke - 3 menurut pasal 7.7.3 pada SNI 1726 – 2019. Berdasarkan hasil analisis ragam getar struktur dari tabel diatas, mode 1 dan mode 2 telah terjadi traslasi arah X dan Arah Y sedangkan rotasi terjadi pada mode 3. Dengan demikian,ragam getar bangunan telah memenuhi syarat SNI 1726 – 2019 Paal 7.7.3. tabel diatas menjelaskan prosentasi bahwa pada mode 1 dominan translasi pada arah Y sebesar 97%, mode 2 dominan translasi pada arah X sebesar 83%.dan mode 3 rotasi sebesar 75%.

h. 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 periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_s , yang ditentukan sesuai dengan jenis sistem struktur, percepatan periode 1 detik S_{d1} dan ketinggian bangunan (SNI 1726 – 2019 pasal 7.8.2).

Tabel 4.7 Parameter Respons

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik S_{b1}	Koefisien
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\geq 0,1$	1,7

Untuk parameter percepatan respons spektra desain pada 1 detik, S_{d1} yang telah didapatkan yaitu 0,5397. Dengan demikian untuk nilai koefisien C_u sesuai tabel diatas yaitu 1,4.

Tipe struktur yang digunakan Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 adalah sistem momen khusus. Berdasarkan tabel tipe struktur SNI 1726 – 2019 yaitu :

1. Tipe struktur : Semua sistem lainnya
2. C_t : 0,0466
3. x : 0,9

1. Penentuan Batas Bawah Periode Getar Struktur

$$T_{s \min} = C_t \times H_{nx}$$

Keterangan

$T_s \min$ = Periode Batas Bawah (s)

C_t = Koefisien Batas Bawah

H_n = Ketinggian Total Struktur (m)

x = Koefisien Tipikal Struktur

sehingga :

$$T_s \text{ min} = 0,0466 \times 36^{0,9} \\ = 1,172 \text{ detik}$$

2. Penentuan Batas Atas Periode Getar Struktur

$$T_s \text{ maks} = C_u \times T_a$$

Keterangan

$T_s \text{ maks}$ = Periode Batas Atas (s)

T_s = Periode Batas Atas (s)

C_u = Koefisien Batas Atas

Sehingga :

$$T_s \text{ maks} = 1,4 \times 1,172 \\ = 1,641 \text{ detik}$$

Tabel 4.8 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1,488	0,672	4,2218	17,8237
Modal	2	1,269	0,788	4,9504	24,5061
Modal	3	1,228	0,814	5,1152	26,1657

Berdasarkan hasil analisis periode getar struktur, diperlihatkan pada tabel 4.11, $T_{\text{min}} < T_{\text{desain}} < T_{\text{maks}}$ baik diarah X maupun Y sehingga T_{desain} digunakan pada analisis gaya gempa.

i. Partisipasi Massa Struktur

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi 100% dari massa struktur (SNI 1726 – 2019 pasal 7.9.1.1). tabel dibawah ini menunjukkan partisipasi massa ragam terkombinasi sudah mencapai 100% dari massa struktur.

Tabel 4.9 Partisipasi Massa Struktur

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

Berdasarkan Tabel partisipasi massa struktur sudah mencapai 100% sehingga sudah memenuhi persyaratan yang disebutkan pada SNI 1726 -2019 pasal 7.9.1.1.

4.4.3 Gaya Lateral Ekuivalen

a. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI Berdasarkan SNI 1726 – 2019 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan 1726 – 2019 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.1)$$

Keterangan

C_s = Koefisien respons seismik desain

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respon

I_e = Faktor keutamaan gempa

Diketahui :

$$S_{DS} = 0,608 \text{ detik}$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,5$$

Sehingga :

$$C_s = \frac{0,678}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,114$$

1. Perhitungan C_s maks arah X

$$C_{s \text{ max x}} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.2)$$

Keterangan :

$C_{smax\ x}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = periode arah X yang digunakan $T \geq T_{min}$

Diketahui,

S_{DS} = 0,608 detik

R = 8

I_e = 1,5

T = 1,488 detik

Sehingga :

$$C_{s\ max\ x} = \frac{0,608}{1,488 \left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,068$$

Didapatkan hasil $C_{s\ max\ x} \geq C_{s\ desain}$, karena nilai C_s maks arah x besar dari sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah X yang digunakan 0,068.

2. Perhitungan C_s maks arah Y

$$C_{s\ max\ y} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.3)$$

$C_{smax\ y}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = periode arah X yang digunakan $T \geq T_{min}$

Diketahui,

S_{DS} = 0,608 detik

R = 8

I_e = 1,5

T = 1,269 detik

Sehingga :

$$C_{s \max y} = \frac{0,608}{1,269\left(\frac{8}{1,5}\right)}$$

$$= 0,080$$

Didapatkan hasil $C_{s \max y} = C_s$ desain, karena nilai C_s maksarah y sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah Y dapat digunakan 0,080.

3. Penentuan Nilai k

Interpolasi nilai k untuk arah x nilai periode deain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah :

$$k_x = 0,5 \times T + 0,75$$

$$k_x = 0,5 \times 1,488 + 0,75$$

$$k_x = 1,494$$

interpolasi nilai k untuk arah y nilai periode desain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah :

$$k_y = 0,5 \times T + 0,75$$

$$k_y = 0,5 \times 1,269 + 0,75$$

$$k_y = 1,385$$

Tabel 4.10 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen

Anlisa Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respon Seismik	$C_s = SDS/(R/1e)$	0,114	Digunakan arah x,y
	$C_{sx} = SD1/(T*(R/1e))$	0,068	
	$C_{sy} = SD1/(T*(R/1e))$	0,080	
	$C_{smin} = 0,044*SDS*1e$	0,040	
	$K_x = 0,5 < T < 2,5$	1,494	
	$K_y = 0,5 < T < 2,5$	1,385	

b. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik, V, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726 – 2019 pasal 7.8.1) :

$$V = C_s \times W \tag{4.4}$$

Keterangan :

Cs = koefisien respons seismik yang dipakai = 0,114

W = berat seismik efektif yang diperoleh dari perhitungan manual berat per lantai

Tabel 4.11 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

LANTAI	X	Y
Lantai 2	13342.74	13342.74
Lantai 3	13342.74	13342.74
Lantai 4	13342.74	13342.74
Lantai 5	13037.21	13037.21
Lantai 6	12838.98	12838.98
Lantai 7	12918.72	12918.72
Lantai 8	12838.98	12838.98
Lantai 9	12838.98	12838.98
Lantai 10	9776.816	9776.816
Jumlah	114277.9	114277.9

Tabel diatas didapatkan hasil berat efektif bangunan yaitu sebesar 114277.9 KN.

Sehingga :

$$V = 0,114 \times 114277.9 = 1302.76809$$

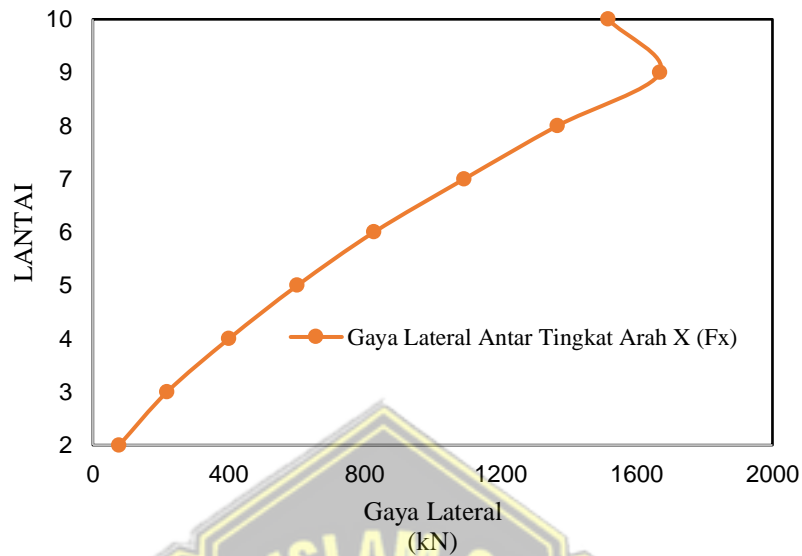
c. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat

Distribusi gaya gempa lateral (F) pada tiap lantai yang diatur pada SNI 1726 -2019 pasal 7.8.3 dengan rumus :

$$F = C_v \times V \text{ dan} \tag{4.5}$$

$$C_v = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \tag{4.6}$$

1. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X



Gambar 4.45 Grafik Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$K = 1,494$$

$$h_i = 4 \text{ (lantai 2)}$$

$$W_i = 13342,743 \text{ KN}$$

$$V = 1302.76809 \text{ KN}$$

Dicari :

a. Momen $W_i h_i^k$

b. C_v

c. Lateral arah X

Jawaban :

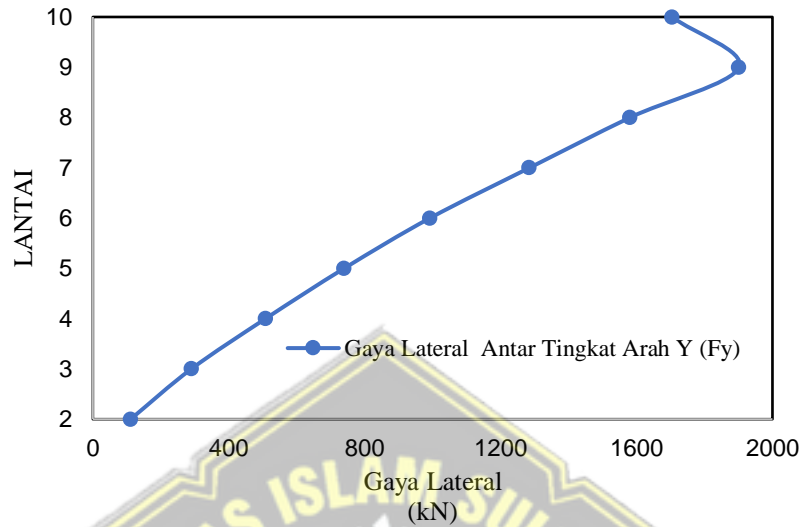
a. Momen $= W_i \times h_i^k$
 $= 13342,743 \times 4^{1,492} = 105957,77 \text{ KN/m}$

b. $C_v = \frac{\text{momen}}{\text{momen total}}$
 $= \frac{105877,77}{10596954} = 0,0099895$

c. Lateral Arah X $= C_v \times V$

$$= 0,0099895 \times 1302.76809 = 130.1400 \text{ KN}$$

2. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y



Gambar 4.46 Grafik Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,385$$

$$h_i = 4 \text{ (lantai 2)}$$

$$W_i = 13342,743 \text{ KN}$$

$$V = 1302.76809 \text{ KN}$$

Dicari :

$$\text{Momen } W_i h_i^k$$

$$C_v$$

Lateral arah Y

Jawaban :

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= W_i \times h_i^k \\ &= 13342,743 \times 4^{1,385} = 90948,843 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_v &= \frac{\text{momen}}{\text{momen total}} \\ &= \frac{90948,843}{7463169,9} = 0,0121864 \end{aligned}$$

$$\text{Lateral Arah Y} = C_v \times V$$

$$= 0,0121864 \times 1302.76809 = 158,76053 \text{ kN}$$

c. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya geser pada tiap lantai akibat terjadinya beban gempa dapat dihitung sesuai SNI 1726 – 2019 pasal 7.8.4 dengan menggunakan persamaan :

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Gaya geser merupakan komulatif dari penjumlahan gaya lateral ekivalen tiap lantai.

Tabel 4.12 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya Geser Per Lantai				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	F _x	V _x	F _y	V _y
10	1515,882	1515,882	1704,705	1704,705
9	1669,462	3185,343	1901,786	3606,491
8	1367,529	4552,872	1580,781	5187,272
7	1092,967	5645,84	1284,911	6472,183
6	827,2204	6473,06	992,1047	7464,288
5	601,8547	7074,915	739,6727	8203,96
4	400,7687	7475,683	508,3028	8712,263
3	218,6822	7694,366	289,9507	9002,214
2	77,63806	7772,004	111,0576	9113,272

1. Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah X

$$\text{Gaya geser lantai 10, } V_{10} = F_{10} = 1515,8817 \text{ KN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 9, } V_9 = V_{10} + F_9 = 1515,8817 + 1669,4617 = 3185,343 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 8, } V_8 = V_9 + F_8 = 1669,4617 + 4552,8723 = 4552,872 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 7, } V_7 = V_8 + F_7 = 4552,8723 + 1092,9673 = 5645,839 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 6, } V_6 = V_7 + F_6 = 1092,9673 + 827,22037 = 6473,06 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 5, } V_5 = V_6 + F_5 = 827,22037 + 601,85474 = 7074,914 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 = V_5 + F_4 = 601,85474 + 400,76874 = 7475,683 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 = V_4 + F_3 = 400,76874 + 218,68223 = 7694,365 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 2, } V_2 = V_3 + F_2 = 218,68223 + 77,63806 = 7772,003 \text{ kN}$$

2. Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah Y

$$\text{Gaya geser lantai 10, } V_{10} = F_{10} = 1704,7049 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 9, } V_9 = V_{10} + F_9 = 1704,7049 + 1901,7856 = 3606,490 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 8, } V_8 = V_9 + F_8 = 1901,7856 + 1580,7811 = 5187,271 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 7, } V_7 = V_8 + F_7 = 1580,7811 + 1284,911 = 6472,183 \text{ kN}$$

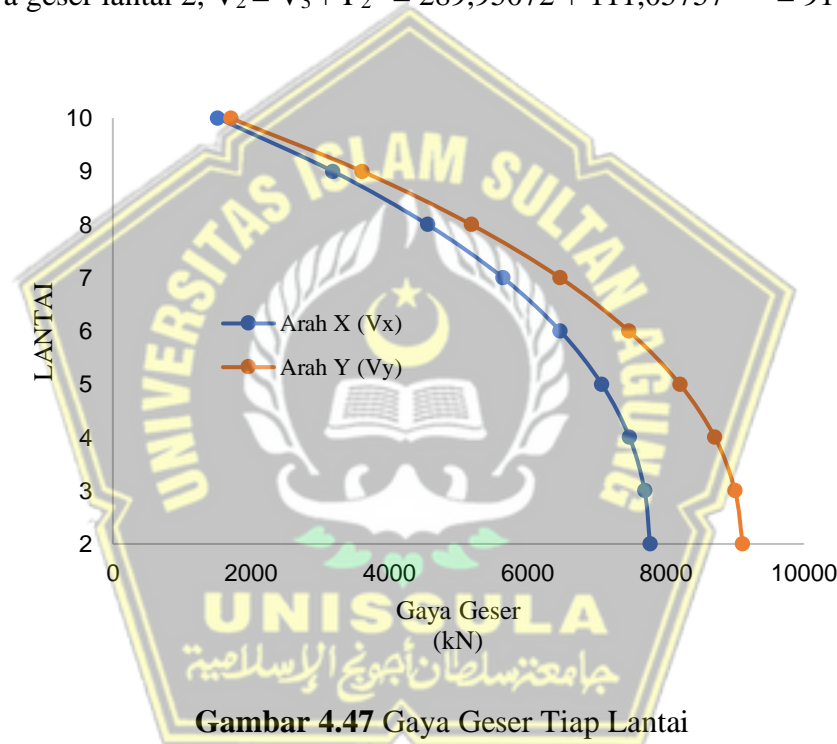
$$\text{Gaya geser lantai 6, } V_6 = V_7 + F_6 = 1284,9111 + 992,10645 = 7646,287 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 5, } V_5 = V_6 + F_5 = 992,10645 + 739,67271 = 8203,960 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 = V_5 + F_4 = 739,67271 + 508,30284 = 8712,263 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 = V_4 + F_3 = 508,30284 + 289,95072 = 9002,214 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser lantai 2, } V_2 = V_3 + F_2 = 289,95072 + 111,05757 = 9113,271 \text{ kN}$$



d. Penskalaan Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statik – Dinamik

SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1 menyatakan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar 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 dasar didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

Berdasarkan pernyataan pasal tersebut, gaya gempa dinamik harus lebih besar sama dengan gaya gempa statik. Untuk perhitungan gaya gempa dinamik dilakukan dengan menggunakan hasil perhitungan dari input spektrum respons dinamik pada

ETABS, sedangkan untuk perhitungan gaya gempa statik dilakukan dengan perhitungan manual pada tabel dibawah.

Tabel 4.15 Perhitungan Gempa Statik

Lantai	Vstatik		Vdinamik	
	Vx (kN)	Vy (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
10	1515,882	1704,705	1034,6	1243,6
9	3185,343	3606,491	2126,5	2601,2
8	4552,872	5187,272	3033,0	3746,4
7	5645,84	6472,183	3799,1	4724,0
6	6473,06	7464,288	4441,0	5543,6
5	7074,915	8203,96	4989,5	6230,4
4	7475,683	8712,263	5447,2	6786,3
3	7694,366	9002,214	5773,2	7166,8
2	7772,004	9113,272	5922,1	7330,9

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa gaya geser gempa dinamik masih lebih kecil dari gaya geser gempa statik, dengan demikian perlu dilakukan penskalaan gaya untuk memperoleh skala baru agar gaya geser gempa dinamik 100% gaya geser gempa statik.

1. Perhitungan Skala Awal

Untuk perhitungan skala awal digunakan persamaan :

$$Scale\ faktor = \frac{g \times l_e}{R} \tag{4.7}$$

Keterangan :

G = Percepatan gravitasi (9,8 m/s²)

L_e = Faktor keutamaan gempa (1,5)

R = Koefisien modifikasi respons (8)

Sehingga :

$$Scale\ Factor = \frac{9,81 \times 1,5}{8} = 1,839$$

Hasil dari skala awal yang sudah digunakan untuk arah X dan Y

2. Perhitungan Koreksi Skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

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

Keterangan :

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Perhitungan koreksi skala arah X

Diketahui :

$$\begin{aligned} Scale Factor Correction &= \frac{7772,004}{5922,1374} \\ &= 1,312 \end{aligned}$$

Perhitungan koreksi skala arah Y

Diketahui :

V = Gaya geser statik lantai 2 sebesar 9113,272 KN

V_t = Gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 7330,9 KN

Sehingga :

$$\begin{aligned} Scale Factor Correction &= \frac{9113,2716}{7330,9477} \\ &= 1,243 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Skala Baru

Untuk perhitungan skala baru digunakan persamaan :

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

Keterangan :

Scale Factor = Skala awal

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Perhitungan skala baru arah X

Diketahui :

Scale Factor = 1,839

V = gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 7772,0038 KN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 5922,1374 KN

Sehingga :

$$\text{Scale Factor Correction X} = 1,839 \frac{7772,0038}{5922,1374} = 2,413$$

Perhitungan skala baru arah Y

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,839$$

$$V = \text{ gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar } 9113,2716 \text{ KN}$$

$$V_t = \text{ gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar } 7330,4477 \text{ KN}$$

Sehingga :

$$\text{Scale Factor Correction X} = 1,839 \frac{9113,2716}{7330,9477} = 2,286$$

Tabel 4.16 Rekapitulasi Beban Gempa Statik

lantai	Statik		Dinamik		Skala Awal (x)	Skala Awal (y)	Koreksi Skala (x)	Koreksi Skala (y)	Skala Baru (x)	Skala Awal (y)
	V _x (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)						
10	1515,882	1704,705	1034,6	1234,6	1,839	1,839	1,312	1,243	2,413	2,286
9	3185,343	3606,491	2156,5	2601,2						
8	4552,872	5187,272	3033,0	3746,4						
7	5646,83	6472,183	3799,1	4724,0						
6	6473,06	7674,288	4441,0	5543,6						
5	7074,915	8203,56	4989,5	6230,4						
4	7475,683	8712,263	5447,2	6786,3						
3	7924,004	9002,214	5773,2	7166,8						
2	7772,04	9113,272	5922,1	7330,09						

4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik dengan Koreksi Skala

$$\text{Dinamik correction Arah X} = \text{Dinamik arah X} \times \text{Koreksi skala X}$$

$$= 5922,1374 \times 1,312$$

$$= 7772,004 \text{ KN}$$

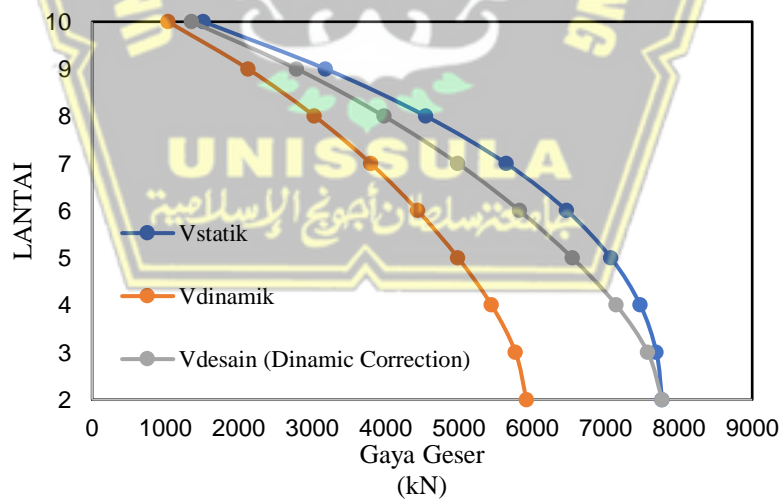
$$\text{Dinamik correction Arah Y} = \text{Dinamik arah Y} \times \text{Koreksi skala Y}$$

$$= 7330,9477 \times 1,243$$

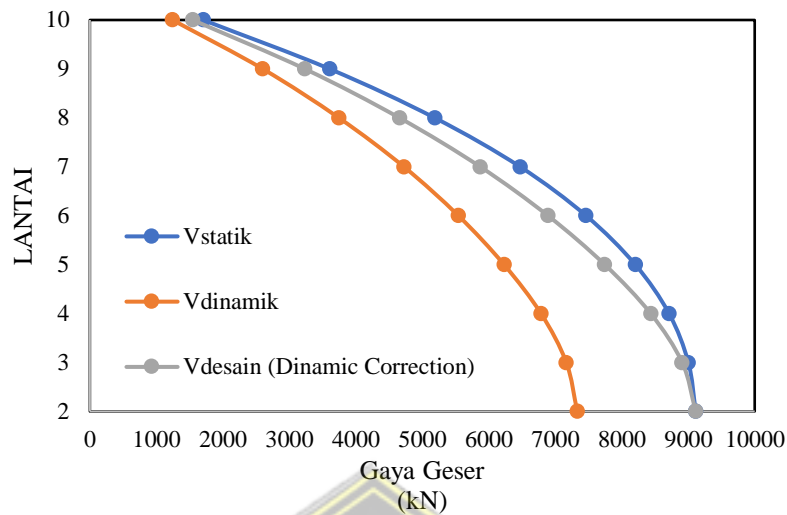
$$= 9113,272 \text{ KN}$$

Tabel 4.17 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik

Lantai	Vstatik		Vdinamik		<i>Dinamic Correction</i>	
	V _x (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)
10	1515,882	1704,705	1034,6	1243,567	1357,7	1545,9
9	3185,343	3606,491	2126,5	2601,22	2790,7	3233,6
8	4552,872	5187,272	3033,0	3746,428	3980,4	4657,3
7	5645,84	6472,183	3799,1	4723,999	4985,8	5872,5
6	6473,06	7464,288	4441,0	5543,627	5828,3	6891,4
5	7074,915	8203,96	4989,5	6230,388	6548,1	7745,1
4	7475,683	8712,263	5447,2	6786,295	7148,8	8436,2
3	7694,366	9002,214	5773,2	7166,786	7576,5	8909,2
2	7772,004	9113,272	5922,1	7330,948	7772,0	9113,3



Gambar 4.48 Diagram Geser Komulatif Arah X



Gambar 4.49 Diagram Geser Komulatif Arah Y

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

Berdasarkan hasil gaya geser desain antar tingkat pada Tabel, digunakan untuk perhitungan gaya lateral desain. Gaya lateral desain merupakan pengurangan dari gaya geser desain tiap lantai.

a. Perhitungan gaya lateral desain Arah X

$$\begin{aligned}
 F_{10} &= V_{10} &&= 1357,73 \text{ kN} \\
 F_9 &= V_9 - V_{10} = 2790,711 - 1357,73 &&= 1432,98 \text{ kN} \\
 F_8 &= V_8 - V_9 = 3980,361 - 2790,711 &&= 1189,65 \text{ kN} \\
 F_7 &= V_7 - V_8 = 4985,797 - 3980,361 &&= 1005,44 \text{ kN} \\
 F_6 &= V_6 - V_7 = 5828,252 - 4985,797 &&= 842,45 \text{ kN} \\
 F_5 &= V_5 - V_6 = 6548,082 - 5828,252 &&= 719,83 \text{ kN} \\
 F_4 &= V_4 - V_5 = 7148,768 - 6548,082 &&= 600,69 \text{ kN} \\
 F_3 &= V_3 - V_4 = 7576,491 - 7148,768 &&= 427,72 \text{ kN} \\
 F_2 &= V_2 - V_3 = 7772,004 - 7576,491 &&= 195,51 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan gaya lateral desain Arah Y

$$\begin{aligned}
 F_{10} &= V_{10} &&= 1545,90 \text{ kN} \\
 F_9 &= V_9 - V_{10} = 3233,638 - 1545,908 &&= 1687,73 \text{ kN} \\
 F_8 &= V_8 - V_9 = 4657,271 - 3233,638 &&= 1423,63 \text{ kN} \\
 F_7 &= V_7 - V_8 = 5872,531 - 4657,271 &&= 1215,24 \text{ kN} \\
 F_6 &= V_6 - V_7 = 6891,412 - 5872,531 &&= 1018,90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$F_5 = V_5 - V_6 = 7745,14 - 6891,412 = 853,73 \text{ kN}$$

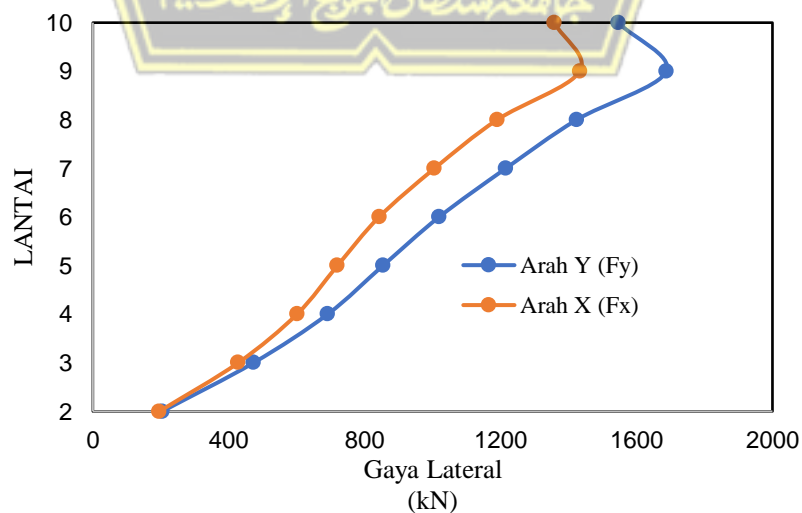
$$F_4 = V_4 - V_5 = 8436,201 - 7745,14 = 691,06 \text{ kN}$$

$$F_3 = V_3 - V_4 = 8909,198 - 8436,201 = 473,00 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 9113,272 - 8909,198 = 204,07 \text{ kN}$$

Tabel 4.18 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain

LANTAI	Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
	V _x	V _y	F _x	F _y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	1357,727	1545,908	1357,73	1545,91
9	2790,711	3233,638	1432,98	1687,73
8	3980,361	4657,271	1189,65	1423,63
7	4985,797	5872,513	1005,44	1215,24
6	5828,252	6891,412	842,45	1018,90
5	6548,082	7745,14	719,83	853,73
4	7148,768	8436,201	600,69	691,06
3	7576,491	8909,198	427,72	473,00
2	7772,004	9113,272	195,51	204,07



Gambar 4.50 Gaya Lateral Desain

e. Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar tingkat Desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa diatas dan bawah tingkat yang ditinjau (SNI 1726-2019 pasal 7.8.6). Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a) (SNI 1726-2019 pasal 7.12.1).

Tabel 4.19 Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0,025h _{sx}	0,020h _{sx}	0,015h _{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010h _{sx}	0,010h _{sx}	0,010h _{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}	0,007h _{sx}
Semua struktur lainnya	0,020h _{sx}	0,015h _{sx}	0,010h _{sx}

Berdasarkan tabel diatas untuk kategori tipe struktur, digunakan kategori semua sistem struktur lainnya dengan nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a) 0,02.

Faktor redundansi, ρ , harus diaplikasikan pada masing-masing kedua arah orthogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain sismik D, ρ , harus sebesar 1,3.

1. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X (Tabel 4.20)

Simpangan antar tingkat izin $\Delta_a = 0,01$

Faktor Redundansi $\rho = 1$

Story Drift Inelastik Izin $\Delta_{max} = \Delta / \rho$

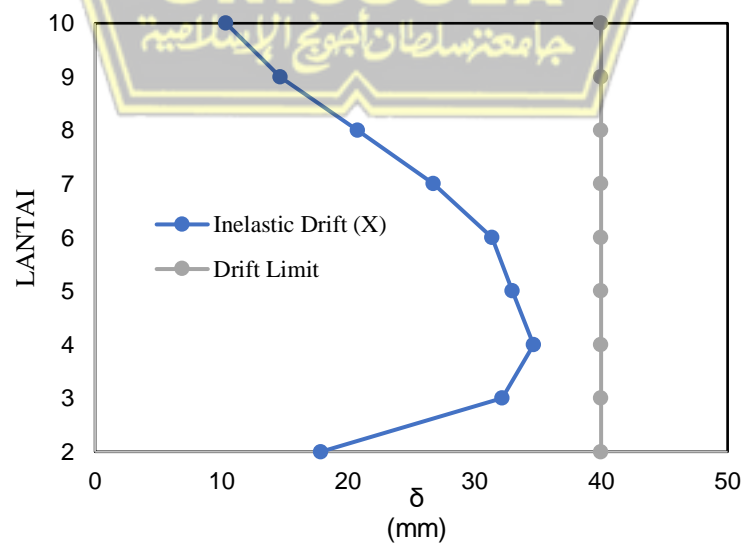
$\Delta_{max} = 0,0100$

Faktor Pembesaran Defleksi $C_d = 5,5$

Faktor Keutamaan Gempa $I_e = 1,5$

Tabel 4.20 Simpangan Antar Lantai Arah X

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH X						
Story	h	Displacement (δ_e)	Elastic Drift (δ_e)	Inelastic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4000	60,408	2,824	10,355	40,000	Memenuhi
9	4000	57,584	3,988	14,623	40,000	Memenuhi
8	4000	53,596	5,657	20,742	40,000	Memenuhi
7	4000	47,939	7,291	26,734	40,000	Memenuhi
6	4000	40,648	8,557	31,376	40,000	Memenuhi
5	4000	32,091	8,996	32,985	40,000	Memenuhi
4	4000	23,095	9,453	34,661	40,000	Memenuhi
3	4000	13,642	8,776	32,179	40,000	Memenuhi
2	4000	4,866	4,866	17,842	40,000	Memenuhi



Gambar 4.51 Simpangan Antar Lantai Arah X

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah X (lantai 10)

Diketahui :

$$h = 4000 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1,5$$

Displacement (δ) = Hasil analisis software Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{izin/ Drift limit}} &= \frac{h \times 0,02}{1,3} \\ &= \frac{4000 \times 0,02}{1,3} \\ &= 40,00 \text{ mm (lantai 2-10)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta x/\text{Elastic Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 60,408 - 57,584 \\ &= 2,824 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta x/\text{Inelastic Drift}_{10} &= \Delta_{xe10} \times \Delta_d \\ &= 2,824 \times 5,5 \\ &= 15,532 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan AMAN apabila $\Delta x \leq \Delta_{\text{izin}}$

2. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

$$\text{Simpangan antar tingkat izin } \Delta a = 0,01$$

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

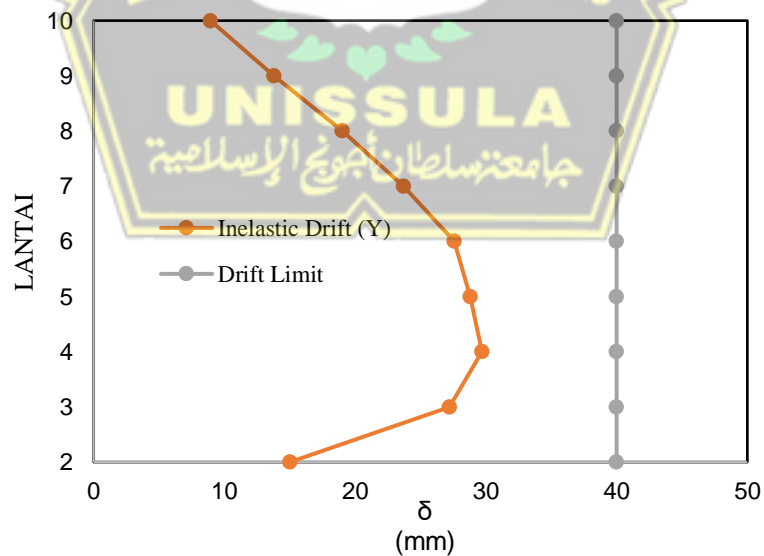
$$\begin{aligned} \text{Story Drift Inelastik Izin } \Delta_{\text{max}} &= \Delta / \rho \\ \Delta_{\text{max}} &= 0,0100 \end{aligned}$$

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

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

Tabel 4.21 Simpangan Antar Lantai Arah Y

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH Y						
Story	h	Displacement (δ_e)	Elastic Drift (δ_e)	Inelastic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	4000	52,839	2,437	8,936	40,000	Memenuhi
9	4000	50,402	3,759	13,783	40,000	Memenuhi
8	4000	46,643	5,185	19,012	40,000	Memenuhi
7	4000	41,458	6,469	23,720	40,000	Memenuhi
6	4000	34,989	7,523	27,584	40,000	Memenuhi
5	4000	27,466	7,854	28,798	40,000	Memenuhi
4	4000	19,612	8,100	29,700	40,000	Memenuhi
3	4000	11,512	7,421	27,210	40,000	Memenuhi
2	4000	4,091	4,091	15,000	40,000	Memenuhi



Gambar 4.52 Simpangan Antar Lantai Arah Y

Contoh perhitungan simpangan antar lantairarah Y (Lantai 10)

Diketahui :

$$h = 4000 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$l_e = 1,5$$

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{izin/ Drift limit}} &= \frac{h \times 0,02}{1,3} \\ &= \frac{4000 \times 0,02}{1,3} \\ &= 40,00 \text{ mm (lantai 2-10)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta x/\text{Elastic Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 52,839 - 50,402 \\ &= 2,437 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta x/\text{Inelastic Drift}_{10} &= \Delta_{xe10} - \Delta_d \\ &= 2,437 - 5,5 \\ &= 13,4035 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan AMAN apabila $\Delta x \leq \Delta_{\text{izin}}$

f. Cek Kesetabilan Struktur Akibat Gempa

untuk mengetahui layak bangunan tidak hanya dari meentukan simpangana antar lantai tetapi juga harus mengetahui tingkat kesetabilan 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 diakibtkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilistas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{p_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} c_d} \quad (4.8)$$

Keterangan :

P_x = Hasil Analisis Software ETABS

V_x dan V_y = Gaya gempa dinamik desain

l_e = Faktor keutamaan gempa (1,5)

C_d = Faktor Pembesaran Defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai 4000 mm

Δ = Inelastic Drift hasil perhitungan simpangan antar lantai

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

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

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

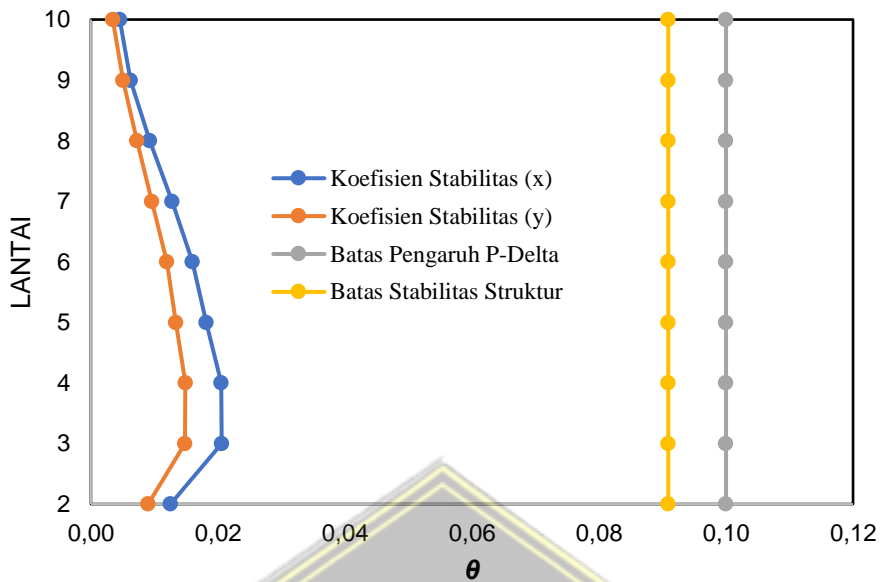
$$\text{Rasio Kebutuhan geser } \beta = 1$$

$$\text{Batas Koefisien stabilitas } \theta_{max} = 0.5 / (\beta * C_d) \leq 0.25 = 0,009$$

Tabel 4.22 Kontrol Efek P-Delta

KONTROL EFEK P DELTA											
Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	ΔX	ΔY	P	V_x	V_y		θX	θY			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
10	10,355	8,936	8727,80	1357,73	1545,91	4000	0,0045	0,0034	0,1	0,0909	Memenuhi
9	14,623	13,783	17455,59	2790,71	3233,64	4000	0,0062	0,0051	0,1	0,0909	Memenuhi
8	20,742	19,012	26183,39	3980,36	4657,27	4000	0,0093	0,0073	0,1	0,0909	Memenuhi
7	26,734	23,720	34911,18	4985,80	5872,51	4000	0,0128	0,0096	0,1	0,0909	Memenuhi
6	31,376	27,584	43638,98	5828,25	6891,41	4000	0,0160	0,0119	0,1	0,0909	Memenuhi
5	32,985	28,798	52791,08	6548,08	7745,14	4000	0,0181	0,0134	0,1	0,0909	Memenuhi
4	34,661	29,700	61943,18	7148,77	8436,20	4000	0,0205	0,0149	0,1	0,0909	Memenuhi
3	32,179	27,210	71095,29	7576,49	8909,20	4000	0,0206	0,0148	0,1	0,0909	Memenuhi
2	17,842	15,000	80247,39	7772,00	9113,27	4000	0,0126	0,0090	0,1	0,0909	Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, stabilitas struktur arahx (θX) dan arah Y (θY) tidak melebihi batas stbilistas strukur (θ_{max}). Dengan demikian, kesabilitas struktur terhadap beban gempa AMAN.



Gambar 4.53 Grafik Efek P-Delta

Contoh perhitungan cek kestabilan struktur akibat beban gempa

1. Perhitungan Arah X (θ_X) lantai 10

Diketahui :

$$P_{x10} = 8727,80 \text{ KN}$$

$$V_{x10} = 1357,73 \text{ KN}$$

$$\Delta_{x10} = 10,355 \text{ mm}$$

$$l_e = 1,5$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4000 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\Theta = \frac{p_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

$$\theta = \frac{10,355 \times 1357,73 \times 1,5}{1357,73 \times 4000 \times 5,5} = 0,0909$$

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

$$0,0909 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0909 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0909 \leq 0,0909 \quad (\text{AMAN})$$

g. Cek Ketidakberaturan Struktur

Struktur harus dikategorikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria dalam pasal-pasal dalam SNI 1726 2019, yang meliputi ketidakberaturan struktur secara horizontal dan vertikal. Hal ini sesuai dengan pasal 7.3.2 SNI 1726 2019 yang meliputi klasifikasi bangunan beraturan dan tidak beraturan.

1. Ketidakberaturan Horizontal

a. 1. Ketidakberaturan Torsi 1A

Sesuai dengan SNI 1726 2019 ketidakberaturan torsi 1A 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

Didefinisikan adajika 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 berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.

Tabel 4.23 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
10	1,199	Memenuhi	1,109	Memenuhi
9	1,196	Memenuhi	1,1	Memenuhi
8	1,193	Memenuhi	1,094	Memenuhi
7	1,19	Memenuhi	1,091	Memenuhi

6	1,188	Memenuhi	1,088	Memenuhi
5	1,177	Memenuhi	1,088	Memenuhi
4	1,174	Memenuhi	1,09	Memenuhi
3	1,171	Memenuhi	1,091	Memenuhi
2	1,15	Memenuhi	1,083	Memenuhi

Berdasarkan Hasil Analisis dari tabel, dapat disimpulkan bahwa :

1. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata-rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,2, maka termasuk ketidakberaturan Ia. Dari hasil analisis pada tabel, ditemukan hasil $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ tidak lebih dari 1,2 di beberapa semua lantai pada arah X maupun arah Y. Dengan demikian, ketidakberaturan Torsi Ia didefinisikan TIDAK ADA.
2. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata-rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,4, maka termasuk ketidakberaturan Ib. Dari hasil analisis pada tabel, tidak ditemukan hasil $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ lebih dari 1,4 pada arah X. Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi Ib didefinisikan TIDAK ADA.

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakteraturan sudut dalam ada jika kedua dimensi proyek denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.

Berdasarkan dari hasil analisis , kedua dimensi proyek denah dari struktur dalam tidak lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dari arah yang akan ditinjau. dengan demikian, struktur Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 tidak memiliki ketidakteraturan sudut dalam.

c. Ketidakteraturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakteraturan tersebut ada jika terhadap suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

Tabel 4.24 Perhitungan Ketiakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Syarat 1		
A_{total}	1275	m ²
A_{bukaan}	40	m ²
Cek	OK	

Berdasarkan dari hasil analisis pada tabel diatas, ketiakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan tidak ada, karena luas bidang bukaan tidak boleh lebih dari 50% luas total diafragma pada tiap tingkat.

d. Ketiakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Ketidakberaturan tersebut ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.

Untuk elemen vertikal seperti kolom pada Struktur Redsign Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 bersifat menerus dari lantai 1 hingga lantai 10. Dengan demikian ketidak beraturan horizontal akibat pergeseran tegak lurus bidang didefinisikan TIDAK ADA.

e. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakberaturan system non paralel ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama system pemikul gaya seismik.

Untuk elemen vertikal seperti kolom struktur Struktur Redsign Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 bersifat paralel atau tegak lurus terhadap sumbu x dan sumbu y. Ketidakberaturan poin ini dikhususkan apabila elemen vertikal seperti kolom dan shearwall tidak tegak lurus terhadap sumbu x dan sumbu y. Dengan demikian, ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan TIDAK ADA pada Struktur Redsign Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019.

3. Ketidakberaturan Vertikal

a. Ketiakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Didefinisikan ada jika terhadap suatu tingkat yang kekakuajn lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekauan rata-rata tiga tingkat.

b. Ketidakberaturan kekauan Tingkat Lunak Berlebihan

Didefinisikan ad ajika terhadap suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Tabel 4.25 Rekapitulasi Perhitungan

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
10	487490,095	Memenuhi	531608,108	Memenuhi
9	608235,44	Memenuhi	722366,894	Memenuhi
8	623499,932	Memenuhi	770176,399	Memenuhi
7	626768,747	Memenuhi	792331,263	Memenuhi
6	630586,557	Memenuhi	811507,4	Memenuhi
5	679626,118	Memenuhi	881329,893	Memenuhi
4	713432,346	Memenuhi	932745,935	Memenuhi
3	816870,714	Memenuhi	1075987,73	Memenuhi
2	1538709,49	Memenuhi	1990214,49	Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis tabel diatas dapat disimpulkan bahwa :

1. Pada setiap lantai dan rata-rata kekakuan tiga tingkat diatasnya tidak kurang dari 70% dan 80% dengan demikian ketiakberaturan kekakuan tingkat lunak 1A didefinisikan tidak ada.
2. Untuk ketidakberturan kekakuan tingkat lunak berlebihan juga didefinisikan tidak ada karena tidak ditemukan suatu tingkat yang kekakuannya kutang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat ditasnya kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Dengan demikian untuk ketidakberturan tingkat lunak 1a dan 1b tidak ada pada struktur Perancangan Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019.

c. Ketidakberaturan Massa

Ketidakteraturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

Tabel 4.26 Perhitungan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
10	997634,25	Memenuhi
9	1310099,9	Memenuhi
8	1310099,9	Memenuhi
7	1318237,2	Memenuhi
6	1310099,9	Memenuhi
5	1330327,1	Memenuhi
4	1361504,4	Memenuhi
3	1361504,4	Memenuhi
2	1361504,4	Memenuhi

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel diatas terdapat massa efektif pada suatu lantai yaitu yang lebih besar 150% dari massa efektif pada tingkat didekatnya. Dengan demikian, untuk ketidakteraturan massa didefinisikan tidak ada pada struktur Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019.

d. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakteraturan tersebut didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya

Tabel 4.27 Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
10	800	Memenuhi
9	800	Memenuhi
8	800	Memenuhi
7	800	Memenuhi

6	800	Memenuhi
5	800	Memenuhi
4	900	Memenuhi
3	900	Memenuhi
2	900	Memenuhi
1	900	Memenuhi

Poin ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila dimensi elemen seperti kolom pada struktur yang dimensi lebih besar 130% pada tingkat atas atau bawah. Dengan demikian, meskipun terdapat perbedaan dimensi antara lantai 4 dengan lantai 5,6,7,8,9 dan 10, ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan tidak ada karena dimensi kolom tersebut tidak melebihi 130% dari lantai dasar hingga lantai atas.

e. Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul tingkat bawahnya.

Untuk elemen vertikal seperti kolom pada struktur Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 bersifat menerus dari lantai dasar ke atas. Poin ini berlaku apabila ada kolom yang memiliki pergeseran kekanan atau kekiri dan tidak menerus. Dengan demikian, ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan tidak ada pada struktur Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019.

f. Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat.

Tabel 4.28 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
10	1357,73	Memenuhi	1545,908	Memenuhi
9	2790,71	Memenuhi	3233,638	Memenuhi
8	3980,36	Memenuhi	4657,271	Memenuhi
7	4985,80	Memenuhi	5872,513	Memenuhi
6	5828,25	Memenuhi	6891,412	Memenuhi
5	6548,08	Memenuhi	7745,140	Memenuhi
4	7148,77	Memenuhi	8436,201	Memenuhi
3	7576,49	Memenuhi	8909,198	Memenuhi
2	7772,00	Memenuhi	9113,272	Memenuhi

h. Cek Eksentrisitas

SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.1. Sebagai dasar karena adanya eksentrisitas antara letak pusat massa 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 kebagian vertikal.

Tabel 4.29 Momen Torsi Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,199	0,998	5,0%	1,273
9	1,196	0,993	5,0%	1,267
8	1,193	0,988	4,9%	1,260
7	1,190	0,983	4,9%	1,254
6	1,188	0,980	4,9%	1,250
5	1,177	0,962	4,8%	1,227

4	1,174	0,957	4,8%	1,220
3	1,171	0,952	4,8%	1,214
2	1,150	0,918	4,6%	1,171

Tabel 4.30 Momen Torsi Arah Y

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,109	0,854	4,3%	2,135
9	1,100	0,840	4,2%	2,101
8	1,094	0,831	4,2%	2,078
7	1,091	0,827	4,1%	2,066
6	1,088	0,822	4,1%	2,055
5	1,088	0,822	4,1%	2,055
4	1,090	0,825	4,1%	2,063
3	1,091	0,827	4,1%	2,066
2	1,083	0,815	4,1%	2,036

i. Cek Redundansi

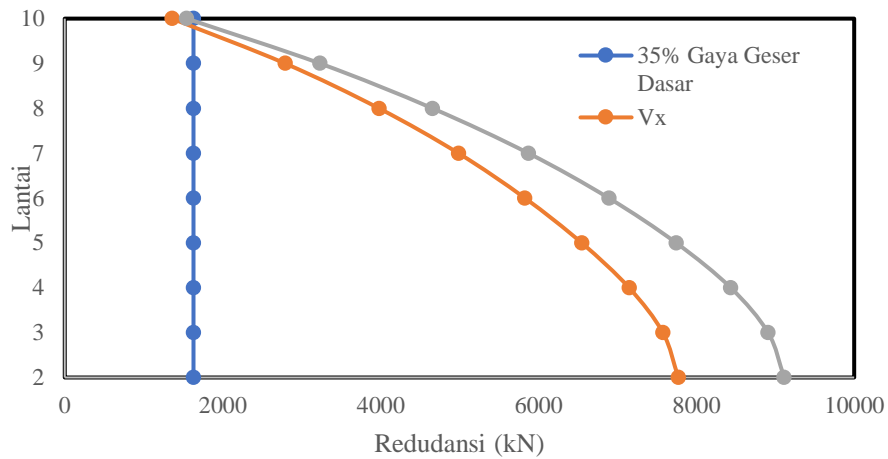
Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabel 13, Tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Kategori seismic desain E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan (lihat 0). Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi 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 sebesar 1,0.

- a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang dituju
- b. Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter gaya seismik yang merangka pada masing -masing sisi struktur dalam masing - masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar.

Tabel 4.31 Gaya Geser Dasar

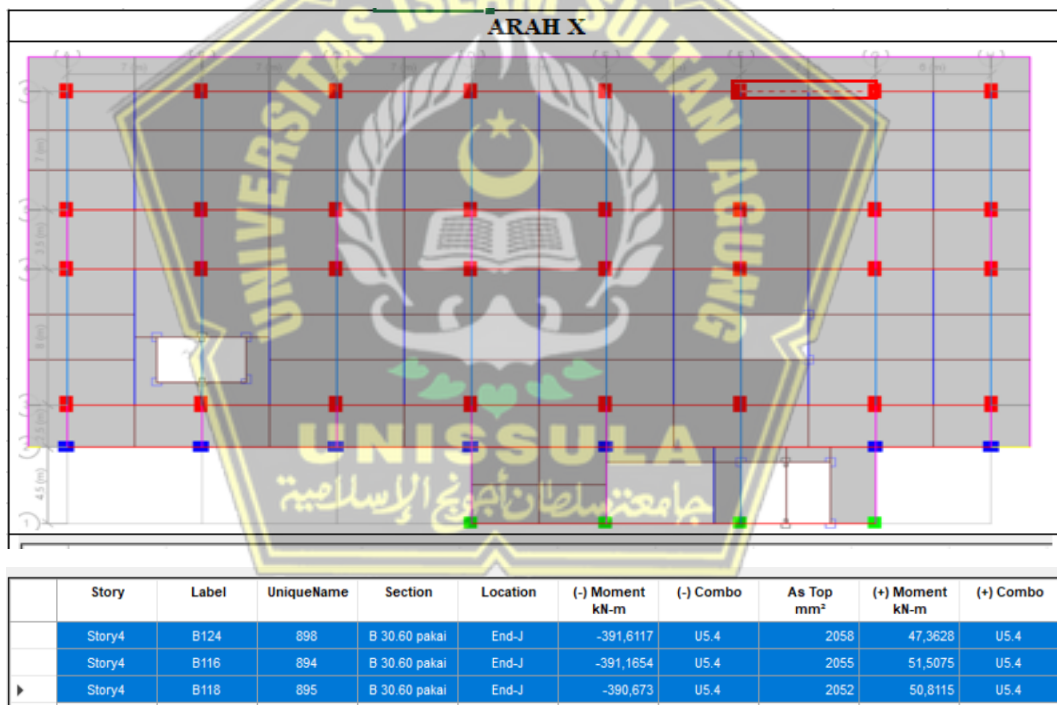
Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35 % gaya geser dasar (kN)		Persentase (%)	
	X (Vx)	Y (Vy)	X	Y	X	Y	X	Y
10	1357,727	1545,908	7772,004	9113,272	2720,201	3189,645	17%	17%
9	2790,711	3233,638					36%	35%
8	3980,361	4657,271					51%	51%
7	4985,797	5872,513					64%	64%
6	5828,252	6891,412					75%	76%
5	6548,082	7745,14					84%	85%
4	7148,768	8436,201					92%	93%
3	7576,491	8909,198					97%	98%
2	7772,004	9113,272					100%	100%

Gedung Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 masuk dalam kategori desain seismik D dan tidak memiliki ketidakberaturan. SNI 1726 2019 pasal 7.3.4.2 menyatakan bahwa apabila struktur dengan kategori desain seismik D dan tidak memiliki ketidakberaturan torsi 1b maka nilai faktor redudansi harus sebesar 1,3. Nilai faktor redudansi dapat diambil sebesar 1 apabila masing – masing tingkat dapat menahan lebih dari 35% gaya geser dasar. Berdasarkan hasil analisis, dari tingkat 2 hingga tingkat 9 menahan lebih dari 35% sedangkan tingkat 10 kurang dari 35%. Dikarenakan masih terdapat tingkat tidak mampu menahan lebih dari 35% dan struktur tidak memiliki ketidakberaturan torsi 1b maka nilai faktor redudansi yang diambil ialah sebesar 1.



Gambar 4.54 Cek Redudansi

Cek Ketidak Beraturan Torsi Arah X Akibat End Release Balok Arah X



Gambar 4.55 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat End Release Balok Arah X

Dari hasil output didapatkan gaya dalam terbesar pada elemen struktur balok 30.60 dengan momen sebesar 391,6117 kN

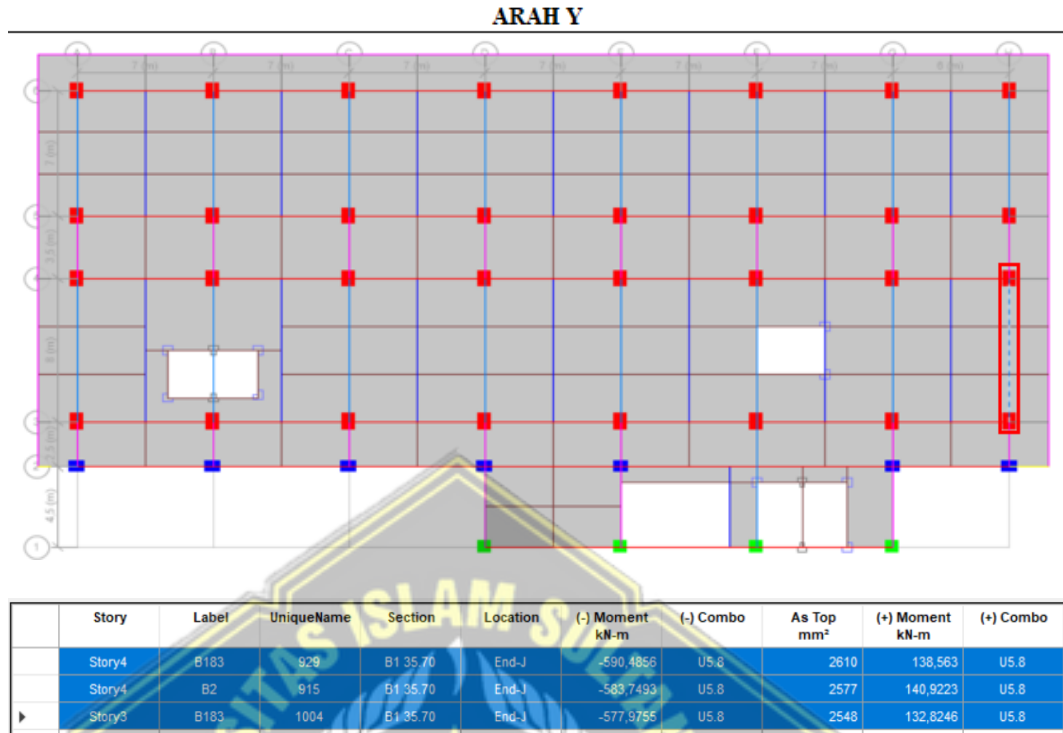
Tabel 4.32 Ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat End Release Balok Arah X

CEK KETIDAK BERATURAN TORSI ARAH X AKIBAT END RELEASE BALOK ARAH X											
TABLE: Story Max Over Avg Drifts								SYARAT		SYARAT	
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
					mm	mm					
story10	RSX	LinRespSpec	Max	X	2,23	1,858	1,2	1,2	1,4	H.1a	OK
Story9	RSX	LinRespSpec	Max	X	3,66	3,058	1,2	1,2	1,4	OK	OK
Story8	RSX	LinRespSpec	Max	X	5,074	4,251	1,19	1,2	1,4	OK	OK
Story7	RSX	LinRespSpec	Max	X	6,307	5,294	1,19	1,2	1,4	OK	OK
Story6	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,322	6,156	1,19	1,2	1,4	OK	OK
Story5	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,612	6,448	1,18	1,2	1,4	OK	OK
Story4	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,896	6,705	1,18	1,2	1,4	OK	OK
Story3	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,236	6,171	1,17	1,2	1,4	OK	OK
Story2	RSX	LinRespSpec	Max	X	3,867	3,358	1,15	1,2	1,4	OK	OK

Tabel 4.33 Ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat End Release Balok Arah Y

CEK KETIDAK BERATURAN TORSI ARAH Y AKIBAT END RELEASE BALOK ARAH Y											
TABLE: Story Max Over Avg Drifts								SYARAT		SYARAT	
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
					mm	mm					
story10	RSX	LinRespSpec	Max	X	2,231	1,86	1,2	1,2	1,4	OK	OK
Story9	RSX	LinRespSpec	Max	X	3,661	3,061	1,2	1,2	1,4	OK	OK
Story8	RSX	LinRespSpec	Max	X	5,074	4,254	1,19	1,2	1,4	OK	OK
Story7	RSX	LinRespSpec	Max	X	6,304	5,295	1,19	1,2	1,4	OK	OK
Story6	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,308	6,148	1,19	1,2	1,4	OK	OK
Story5	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,567	6,414	1,18	1,2	1,4	OK	OK
Story4	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,847	6,667	1,18	1,2	1,4	OK	OK
Story3	RSX	LinRespSpec	Max	X	7,221	6,163	1,17	1,2	1,4	OK	OK
Story2	RSX	LinRespSpec	Max	X	3,863	3,358	1,15	1,2	1,4	OK	OK

Cek Ketidak Beraturan Torsi Arah Y Akibat End Release Balok Arah Y



Gambar 4.56 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat End Release Balok Arah Y

Dari hasil output didapatkan gaya dalam terbesar pada elemen struktur balok 35.70 dengan momen sebesar 590,4856 kN

Tabel 4.34 Ketidakberaturan Torsi Arah X Akibat End Release Balok Arah X

CEK KETIDAK BERATURAN TORSI ARAH X AKIBAT END RELEASE BALOK ARAH X											
TABLE: Story Max Over Avg Drifts								SYARAT		SYARAT	
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max	Avg	Ratio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
					Drift	Drift					
					mm	mm					
story10	RSY	LinRespSpec	Max	Y	2,173	1,959	1,11	1,2	1,4	OK	OK
Story9	RSY	LinRespSpec	Max	Y	3,324	3,023	1,1	1,2	1,4	OK	OK
Story8	RSY	LinRespSpec	Max	Y	4,472	4,088	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story7	RSY	LinRespSpec	Max	Y	5,466	5,012	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story6	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,249	5,743	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story5	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,462	5,94	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story4	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,657	6,108	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story3	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,097	5,589	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story2	RSY	LinRespSpec	Max	Y	3,308	3,055	1,08	1,2	1,4	OK	OK

Tabel 4.35 Tabel Ketidakberaturan Torsi Arah Y Akibat End Release Balok Arah Y

CEK KETIDAK BERATURAN TORSI ARAH Y AKIBAT END RELEASE BALOK ARAH Y											
TABLE: Story Max Over Avg Drifts								SYARAT		SYARAT	
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	H.1a	H.1b	H.1a	H.1b
					mm	mm					
story10	RSY	LinRespSpec	Max	Y	2,161	1,951	1,11	1,2	1,4	OK	OK
Story9	RSY	LinRespSpec	Max	Y	3,306	3,01	1,1	1,2	1,4	OK	OK
Story8	RSY	LinRespSpec	Max	Y	4,447	4,07	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story7	RSY	LinRespSpec	Max	Y	5,432	4,989	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story6	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,275	5,749	1,09	1,2	1,4	OK	OK
Story5	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,653	6,036	1,1	1,2	1,4	OK	OK
Story4	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,861	6,212	1,1	1,2	1,4	OK	OK
Story3	RSY	LinRespSpec	Max	Y	6,163	5,614	1,1	1,2	1,4	OK	OK
Story2	RSY	LinRespSpec	Max	Y	3,323	3,057	1,09	1,2	1,4	OK	OK

Rangka Pemikul Momen → kehilangan tahanan momen disambungkan balok-kolom dikedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33% dan tidak akan menghasilkan sistem ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b)

Pengecekan dilakukan pada kondisi penampang utuh dengan kombinasi beban ultimit. Penampang yang ditinjau adalah elemen struktur balok dan dipilih balok dengan gaya dalam terbesar dari arah X dan Y. Berdasarkan hasil analisis, balok yang kehilangan tahanan momen pada 2 arah ortogonal tidak menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b). Dengan demikian, untuk nilai faktor redundansi diizinkan sebesar 1 atau $\rho = 1$.

g. Kombinasi Pembebanan

Ada dua kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur Gedung Rumah Sakit Kudus. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode ultimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi metode ultimit digunakan untuk pengecekan kapasitas penampang sedangkan

metode beban layan digunakan untuk pengecekan kekuatan pondasi. Untuk kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel 4.37 dan 4.38 Dibawah ini.

Tabel 4.36 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	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	1	0,3
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	1	-0,3
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	-1	0,3
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	-1	-0,3
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	0,3	1
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	0,3	-1
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	-0,3	1
U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,321516	1,321516	1	-0,3	-1
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		1	0,3
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		1	-0,3
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		-1	0,3
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		-1	-0,3
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		0,3	1
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		0,3	-1
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		-0,3	1
U6.8	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,778484	0,778484		-0,3	-1

Tabel 4.37 Kombinasi Pembebanan Metode Tegangan Iizin (Beban Layan)

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	D	1	1			
U2	$D + L$	1	1	1		
U5.1	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		0,7	0,21
U5.2	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		0,7	-0,21
U5.3	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		-0,7	0,21
U5.4	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		-0,7	-0,21
U5.5	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		0,21	0,7

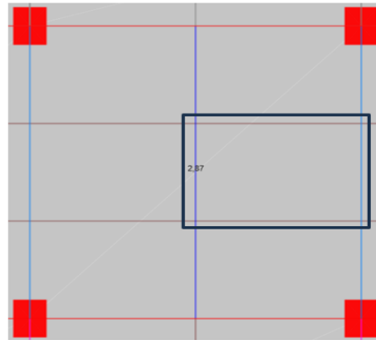
U5.6	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		0,21	-0,7
U5.7	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		-0,21	0,7
U5.8	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,085	1,085		-0,21	-0,7
U6.1	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	0,525	0,158
U6.2	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	0,525	-0,158
U6.3	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	-0,525	0,158
U6.4	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	-0,525	-0,158
U6.5	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	0,158	0,525
U6.6	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	0,158	-0,525
U6.7	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	-0,158	0,525
U6.8	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,061	1,061	0,75	-0,158	-0,525
U7.1	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		0,7	0,21
U7.2	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		0,7	-0,21
U7.3	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		-0,7	0,21
U7.4	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		-0,7	-0,21
U7.5	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		0,21	0,70
U7.6	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		0,21	-0,70
U7.7	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		-0,21	0,70
U7.8	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,515	0,515		-0,21	-0,70

4.5 Perencanaan Pelat

Anlisa kerangka didapatkan melalui program aplikasi ETABS V21.0.0 sehingga didapat gaya-gaya yang terjadi pada pelat sebab adanya pembebanan. Gaya momen yang diperhitungkan terhadap sumbu gedung yaitu searah sumbu x maupun sumbu y sesuai momen yang terjadi pada arah sumbu. Untuk perhitungan perencanaan tulangan pelat arah x dan tulangan pelat arah y momen. Data-data perancangan tulangan pelat sebagai berikut :

- Tebal pelat = 125 mm
- Mutu beton = 30 Mpa
- Mutu baja = 420 Mpa (*BjTS*)
- Tulangan Tarik = 10 mm

1. Penentuan tipe pelat



Gambar 4.57 Tipe Pelat Ditinjau

$$L_x = 2,67$$

$$L_y = 3,50$$

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,67}{3,50} = 0,762$$

hasil perhitungan diatas $\beta \leq 2$ maka merupakan pelat 2 arah (*two way slab*)

2. Analisa Pembebanan

a. Beban mati

$$\text{Berat sendiri} = 24,0 \times 0,125 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban finising lantai} = 22,0 \times 0,05 = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond dan rangka} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat instalasi ME} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Jumlah total beban mati} = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{b. Beban hidup} = 2,9 \text{ kN/m}^2$$

c. Kombinasi pembebanan

$$1,2 \times Q_D + Q_D + Q_L = 1,2 \times 4,8 + 1,6 \times 2,9 = 10,352 \text{ kN/m}^2$$

3. Penentuan Nilai Momen

Pada penentuan nilai momen pada pelat menggunakan konfigurasi tipe pelat segi empat yang memunggu pada keempat tepinya sesuai dengan bagian standart sebagai berikut,

- Jepintan penuh terjadi jika penampang pelat diatas tumpuan tidak bisa berputar akibat pembebanan pada tepi-tepi pelat satu kesatuan monoloit dengan balok pemikul.

- Apabila pada tepi pelat merupakan satu kesatuan monololit dengan balok tepi, maka jika menghitung momen-momen lapangan dalam pelat tepi tersebut harus dianggap sebagai tei yang terletak bebas.

Pada desain pelat bagian Tengah menggunakan desain tejepit penuh dan pelat bagian tepi pelat, untuk rumus perhitungan tepi pelat adalah sebagai berikut.

$$M_{lx} = C_{ly} \times 0.001 \times Q_u \times Lx^2$$

$$M_{ly} = C_{ly} \times 0.001 \times Q_u \times Lx^2$$

$$M_{tx} = C_{ly} \times 0.001 \times Q_u \times Lx^2$$

$$M_{ty} = C_{ly} \times 0.00 \times Q_u \times Lx^2$$

Tabel 4.38 Momen Recana Pelat

Lantai	Momen (kNm)	
Pelat S1	M _{lx}	2,288
	M _{ly}	1,402
	M _{tx}	5,092
	M _{ty}	4,207
Mu	5,092	

4.5.1 Perencanaan Tulangan Pelat

Pelat lantai yang digunakan untuk contoh perhitungan adalah menggunakan pelat lantai 2, terdapat Langkah-langkah yang digunakan untuk perencanaan pelat adalah sebagai berikut :

1. Perencanaan Pelat Arah X

Data perancangan tulangan : جامعنا سلطان أبو جعفر الإبراهيمي

$$\begin{aligned} \text{Mu tumpuan} &= 5,092 \text{ kNm} \\ &= 50920000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ Mpa}$$

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

$$\begin{aligned} \text{▪ Tinggi efektif arah x } (d_x) &= h - p - D/2 \\ &= 125 - 20 - 10/2 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tinggi efektif y (d_y) $= h - p - D - D/2$
 $= 120 - 20 - 10 - 10/2$
 $= 85 \text{ mm}$

a. Mencari batas batas rasio tulangan (ρ_{min} , ρ_b , ρ_{max})

- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
 $= 0,0304$

- $\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$
 $= 0,75 \times 0,0304$
 $= 0,0228$

- $\rho_{min} = 1,05 / f_y$
 $= 1,05 / 420$
 $= 0,0025$

b. Desain Tulangan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 14,82$$

lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

- $Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2}$
 $= \frac{5,092 \times 10^2}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$
 $= 0,5657 \text{ N/mm}^2$

- $\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mn}{0,85 \times f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{14,82} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(14,82)(0,5675)}{420}} \right)$
 $= 0,0014$

Persyaratan

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0,0014 > 0,0025$$

Maka dipakai nilai $\rho = 0,0025$

Luas tulangan

- $A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d$
 $= 0,0025 \times 1000 \times 100$
 $= 250 \text{ mm}^2$

Trial tulangan yang akan dipasang yaitu D10 – 150

- $A_{spakai} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2\right) \frac{\text{lebar pelat}}{\text{jarak}}$
 $= \left(\frac{1}{4} 3,14 \times 10^2\right) \frac{150}{150}$
 $= 524 \text{ mm}^2$

$A_{spakai} > A_{smin}$ (ok)

Cek nilai regangan dan faktor reduksi

- $a = \frac{a_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$
 $= \frac{524 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 7,767 \text{ mm}$

- $\beta_1 = 0,85 - \left(0,05 \frac{f_c' - 28}{7}\right)$
 $= 0,85 - \left(0,05 \frac{30 - 28}{7}\right)$
 $= 0,85$

- $c = \frac{a}{0,85}$
 $= \frac{7,767}{0,85}$
 $= 9,137 \text{ mm}$

Tegangan Tarik

$$\epsilon_s = 0,0025 \times \left(\frac{100 - 9,137}{9,137}\right)$$

$$= 0,0248$$

$$\epsilon_s > 0,005$$

$$0,0248 > 0,005$$

Jadi faktor reduksi $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dapat digunakan syarat jarak maksimum SNI 2847-2019 7.7.2.3

$$3h = 3 \times 150$$

$$= 450 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan :

- $S = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{spertu}}$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{523}$$

$$= 150,0 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 150 < S_{max} = 450 \text{ mm}$$

Tulangan yang digunakan D10-150 mm

- $$A_{Spakai} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s_{pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{150}$$

$$= 523 \text{ mm} > A_{Sperlu} = 523 \text{ (OKE)}$$

c. Momen Nominal (Mn) arah x

$$Mn = 523 \times 420 \times \left(100 - \frac{7,767}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 21,112$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 21,112$$

$$= 19 \text{ kNm} > 5,092 \text{ kNm (OKE)}$$

2. Perencanaan Pelat Arah Y

a. Desain Tulangan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 14,82$$

lebar pelat (b) untuk perhitungan diambil per 1000 mm

- $$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2}$$

$$= \frac{5,092 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 100^2}$$

$$= 0,5657 \text{ N/mm}^2$$

- $$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mrn}{0,85 \times f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,82} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(14,82)(0,5675)}{420}} \right)$$

$$= 0,0014$$

Persyaratan

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0,0014 > 0,0025$$

Maka dipakai nilai $\rho = 0,0025$

Luas tulangan

- $$\begin{aligned} A_{smin} &= \rho_{min} \times b \times dx \\ &= 0,0025 \times 1000 \times 85 \\ &= 212,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Trial tulangan yang akan dipasang yaitu D10 – 150

- $$\begin{aligned} A_{spakai} &= \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \frac{\text{lebar pelat}}{\text{jarak}} \\ &= \left(\frac{1}{4} 3,14 \times 10^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 524 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{spakai} > A_{smin} \text{ (ok)}$$

Cek nilai regangan dan faktor reduksi

- $$\begin{aligned} a &= \frac{a_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{524 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 7,767 \text{ mm} \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned} \beta l &= 0,85 - \left(0,05 \frac{f_c' - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \frac{30 - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta l} \\ &= \frac{7,767}{0,85} \\ &= 9,137 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tegangan Tarik

- $$\begin{aligned} \epsilon_s &= 0,0025 \times \left(\frac{100 - 9,137}{9,137} \right) \\ &= 0,0248 \end{aligned}$$

$$\epsilon_s > 0,005$$

$$0,0248 > 0,005$$

Jadi faktor reduksi $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik) dapat digunakan syarat jarak maksimum SNI 2847-2019 7.7.2.3

$$\begin{aligned} 3h &= 3 \times 150 \\ &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D10 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{Spertu}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{524} \\
 &= 150 \text{ mm} \\
 S &= 150 \text{ mm} \\
 S_{pakai} &= 150 < S_{max} = 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan D10-150 mm

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad A_{Spakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{S_{pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{150} \\
 &= 524 \text{ mm} > A_{Spertu} = 524 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

b. Momen Nominal (M_n) arah x

$$\begin{aligned}
 M_n &= 524 \times 420 \times \left(85 - \frac{7,767}{2} \right) \times 10^{-6} \\
 &= 17,852 \\
 \phi M_n &= 0,9 \times 17,853 \\
 &= 16 \text{ kNm} > 5,092 \text{ kNm (OKE)}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol Lendutan Pelat

Modulus elastis beton,

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 25743 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Modulus elastis baja tulangan,

$$E_s = 2.10000 \text{ MPa}$$

Beban merata (tak terfaktor) pada pelat,

$$\begin{aligned}
 Q &= Q_D + Q_L \\
 &= 7,670 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Panjang bentang pelat,

$$L_x = 2670 \text{ mm}$$

Batas lendutan maksimum yang diijinkan,

$$\frac{L_x}{360} = 7.417 \text{ mm}$$

Momen *inersia brutto* penampang pelat,

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} x b x h^3 \\ &= 1622760417 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Modulus keruntuhan lentur beton,

$$\begin{aligned} f_r &= 0.7 x \sqrt{f_c'} \\ &= 3.8340579 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nilai perbandingan modulus elastis,

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c \\ &= 8.16 \end{aligned}$$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton

$$\begin{aligned} c &= n x \frac{A_s}{b} \\ &= 8,16 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} x b x c^3 + n x A_s x (d - c)^2 \\ &= 39168047 \text{ mm}^4 \\ y_t &= \frac{h}{2} \\ &= 62,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen retak :

Momen maksimum akibat beban (tanpa factor beban)

$$\begin{aligned} \bullet \quad M_a &= \frac{1}{8} x Q x L_x^2 \\ &= 6834833 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan

$$\begin{aligned} \bullet \quad I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 x I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] x I_{cr} \\ &= 424460311 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$\begin{aligned} \bullet \quad d_e &= \frac{5}{384} x Q x \frac{L_x^4}{(E_c x I_e)} \\ &= 0,464 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio tulangan slab lantai :

- $$p = \frac{As}{(b \times d)}$$

$$= 0.0052$$

Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka > 5 tahun), nilai :

$$\zeta = 0,20$$

$$= \zeta / (1 + 50 \times p)$$

$$= 1.5850$$

- Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut :

$$d_g = \lambda \times \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L \times x^4}{(E_c \times I_e)}$$

$$= 0,736 \text{ mm}$$

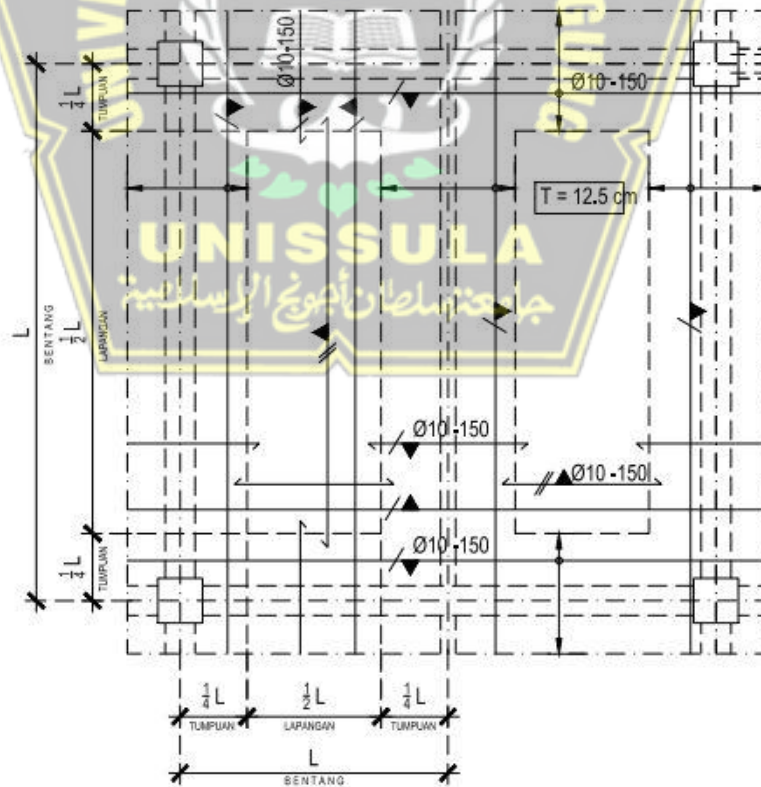
- Lendutan total,

$$d_{tot} = d_e + d_g$$

$$= 1,201 \text{ mm}$$

Syarat, $d_{tot} \leq \frac{Lx}{360}$

$$1,201 < 7.417 \text{ AMAN (OK)}$$



Gambar 4.58 Detail Penulangan Pelat

4.6 Perencanaan Balok

Proses perencanaan untuk balok pada bangunan dilakukan dengan menggunakan contoh satu sampel elemen balok yang memiliki momen paling besar. Menggunakan contoh perhitungan pada balok dengan bentang 8 meter.



Gambar 4.59 Detail Balok Ditinjau

4.6.1 Input Data Balok

Data perencanaan balok induk

- Tinggi Balok (h) = 700 mm
- Lebar Balok (b) = 350 mm
- Panjang Balok (L) = 8000 mm
- Tebal Selimut beton (p) = 30 mm
- Panjang Kolom ($C1$) = 700 mm
- Lebar Kolom ($C2$) = 900 mm



Gambar 4.60 Input Data Geometri Balok

Material

- Mutu Baja Tulangan (f_y) = 420 MPa
- Mutu Beton (f_c') = 30 MPa

Diameter Tulangan

- Tulangan Utama (d) = 22 MPa

- Tulangan Senggang (*ds*) = 10 MPa
- Tulangan Pinggang (*dbt*) = 13 MPa

Jumlah Tulangan Longitudinal (tumpuan)

- Jumlah Tulangan Atas Baris 1 (*nts1*) = 8 D22
- Jumlah Tulangan Bawah Baris 1 (*nbs1*) = 5 D22
- Jumlah Tulangan Tongitudinal (Lapangan)
- Jumlah Tulangan Atas Baris 1 (*ntm1*) = 4 D22
- Jumlah Tulangan Bawah Baris1 (*nbm1*) = 7 D22

Tulangan

- Tulangan Kaki Tulangan Senggang Tumpuan = 4 D10
- Tulangan Kaki Tulangan Senggang Lapangan = 3 D10
- Spasi Senggang Tumpuan = 100 mm
- Spasi Senggang Lapangan = 140 mm

Momen dan Gaya Dalam (Hasil Output Etabs)

- Momen Negative Tumpuan ($Mu, tumpuan^-$) = 558,534 kNm
- Momen Positif Tumpuan ($Mu, tumpuan^+$) = 399,561 kNm
- Momen Negative Lapangan ($Mu, lapangan^-$) = 333,336 kNm
- Momen Positif Lapangan ($Mu, lapangan^+$) = 311,654 kNm
- Gaya Geser Tumpuan ($Vu, tumpuan$) = 32828 N
- Gaya Geser Lapangan ($Vu, lapangan$) = 486961,9 N
- Gaya Geser Gravitasi Tumpuan ($Vg, tumpuan$) = 179,3775 kN
- Torsi (Tu) = 1.605200 kN
- Gaya Aksial (Pu) = 0 kN

4.6.2 Perhitungan Material dan Geometri

Parameter Material dan Geometri (SNI 2847:2019 tabel 22.2.2.4

- Faktor Material Beton

$$\begin{aligned} \beta &= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 28}{7} \leq 0,85 \\ &= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} \leq 0,85 \\ &= 0,850 \end{aligned}$$

- Regangan Leleh Baja Tulangan

$$E_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

- Tinggi Efektif Balok

$$\begin{aligned} D &= H - p - D_s - \frac{D}{2} \\ &= 700 - 30 - 10 - \frac{22}{2} \\ &= 649 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lokasi Tulangan Lapis 2

$$\begin{aligned} D_2 &= d - S_{I2} \\ &= 649 - 50 \\ &= 599 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Panjang Bersih Balok

$$\begin{aligned} L_n &= L - C_1 \\ &= 8000 - 700 \\ &= 7300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat Geometri

- Bentang Bersih Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned} L_{n,min} &= 4 \times d \\ &= 4 \times 649 \\ &= 2596 \text{ mm} < 7300 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- Syarat Lebar Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned} b_{min1} &= 0,3 \times h \\ &= 0,3 \times 700 \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{min2} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b_{min} &= \min (b_{min1} ; b_{min2}) \\ &= \min (210 ; 300) \\ &= 210 \text{ mm} < 300 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- Syarat Lebar Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2)

$$\begin{aligned} b_{max1} &= c_2 \div 2 \times c_1 \\ &= 900 \div 2 \times 700 \\ &= 3150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{max2} &= c2 \div 2 \times 0,75 \times c1 \\
 &= 900 \div 2 \times 0,75 \times 700 \\
 &= 236,250
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{max} &= \max (b_{min} ; b_{min2}) \\
 &= \max (3150 ; 2362) \\
 &= 3150 \text{ mm} > 2362 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.6.3 Desain Lentur

a. Perhitungan Momen Negatif Tumpuan

(Tulangan Tumpuan Atas)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = n \rightarrow A_{s1} = 8 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 3041,062 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 1

$$\begin{aligned}
 S_{l.1} &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\
 &= 13,429 \text{ mm} > 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 2

$$\begin{aligned}
 S_{l.2} &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\
 &= 13,429 \text{ mm} > 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Luas Tulangan Total

$$A_s = 3041 \text{ mm}^2$$

- Rasio Luas Tulangan

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3041}{350 \times 649} = 1,34 \%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \max \frac{\sqrt{f_c'} }{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &\quad \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \max \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 350 \times 649 \\
 &\quad \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\
 &= \max 740,567 \text{ mm}^2 \\
 &\quad 757,16 \text{ mm}^2 \\
 &= 757,16 \text{ mm}^2 < 3041 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)
 $p_{max} = 22,50 \% > 1,34 \% \text{ (OK)}$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f_c' x b} = \frac{1479,73x420}{0,85x30x350} = 143,109 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{143,109}{0,85} = 171,241 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} x 0,003 = \frac{649-171,241}{171,241} x 0,003 = 0,008$$

- Factor reduksi (SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,008 - 0,0021}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,900 \end{aligned}$$

- Kapasitas Maksimum

$$\begin{aligned} \Phi Mn &= \Phi x \{As1 x f_y x (d - \frac{a}{2}) + As2 x f_y x (d2 - \frac{a}{2})\} \\ &= 663,786 \text{ kNm} > 558,534 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Negatif

$$Mn = 737,540 \text{ kNm}$$

b. Momen Positif Tumpuan

(Tulangan Tumpuan Bawah)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = n \rightarrow As1 = 5 x \frac{3,14}{4} x 22^2 = 1900 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 1

$$\begin{aligned} S_{l.1} &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\ &= 40 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 2

$$\begin{aligned} S_{l.2} &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\ &= 40 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- Luas Tulangan Total

$$As = 1900 \text{ mm}^2$$

- Rasio Luas Tulangan

$$p = \frac{A_s}{bxd} = \frac{1900}{350 \times 649} = 0,84 \%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max \frac{\sqrt{f_c}'}{4x f_y} \times b \times d \\ &= \max \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \max \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 350 \times 649 \\ &= \max \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\ &= \max 740,567 \text{ mm}^2 \\ &= 757,16 \text{ mm}^2 \\ &= 757,16 \text{ mm}^2 < 1900 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$p_{max} = 2,24 \% > 0,84 \% \text{ (OK)}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{1900 \cdot 664 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} = 89,443 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{89,443}{0,85} = 107,026 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{649-107,026}{107,026} \times 0,003 = 0,0015$$

- Factor Reduksi (SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,010 - 0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,900 \end{aligned}$$

- Kapasitas Momen

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \times \{ A_{s1} \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) + A_{s2} \times f_y \times (d_2 - \frac{a}{2}) \} \\ &= 434,144 \\ &= 434,144 \text{ kNm} > 399,561 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Positif Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.2)

$$M_{n,min} = 482,383 \text{ kNm}$$

c. Momen Negatif Lapangan

(Tulangan Lapangan Atas)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = n \rightarrow A_{s1} = 5 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1900,664 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 1

$$S_{l.1} = (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1)$$

$$= 40\text{mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 2

$$S_{l.2} = (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1)$$

$$= 40 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

- Luas Tulangan Total

$$A_s = 1520,531 \text{ mm}^2$$

- Rasio Luas Tulangan

$$p = \frac{A_s}{bxd} = \frac{1520,531}{350 \times 649} = 0,67 \%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min} = \max \frac{\sqrt{f_c}}{4x f_y} \times b \times d$$

$$\frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \max \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 350 \times 649$$

$$\frac{1,4}{420} \times 350 \times 649$$

$$= \max 740,567 \text{ mm}^2$$

$$757,167 \text{ mm}^2$$

$$= 757,167 \text{ mm}^2 < 1417,6 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847: 2019 pasal 18.6.3.1)

$$p_{max} = 2,50 \% > 1,15 \% \text{ (OK)}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{1417,6 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} = 89,443 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{89,443}{0,85} = 107,026 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\varepsilon_{st} = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{649-107,026}{107,026} \times 0,003 = 0,015$$

- Faktor Reduksi (SNI 2847: 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,010 - 0,0021}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

- Kapasitas Momen

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \times \{A_{s1} \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) + A_{s2} \times f_y \times (d_2 - \frac{a}{2})\} \\ &= 434,114 \text{ kNm} > 333,366 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Positif Minimum (SNI 2847: 2019 pasal 18.6.3.2)

$$M_{n,min} = 391,619 \text{ kNm}$$

d. Momen Positif Tumpuan

(Tulangan Tumpuan Bawah)

- Jumlah Tulangan Lapis 1

$$n_{ts1} = 3 \rightarrow A_{s1} = n \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 740,567 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Tulangan Lapis 2

$$n_{ts2} = 2 \rightarrow A_{s2} = n \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 757,167 \text{ mm}^2$$

- Jarak Bersih Tulangan Lapis 1

$$\begin{aligned} S_{l.1} &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\ &= 19,333 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- Jarak Tulangan Lapis 2

$$\begin{aligned} S_{l.2} &= (b - 2*cc - 2*ds - n * db) / (n - 1) \\ &= 19,333 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- Luas Tulangan Total

$$A_s = 2660,929 \text{ mm}^2$$

- Rasio Tulangan

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2660,929}{350 \times 649} = 1,17 \%$$

- Luas Tulangan Minimum (SNI 2847: 2019 pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned}
A_{s,min} &= \max \frac{\sqrt{f_c'} }{4x f_y} x b x d \\
&\quad \frac{1,4}{f_y} x b x d \\
&= \max \frac{\sqrt{25}}{4x420} x 350 x 649 \\
&\quad \frac{1,4}{420} x 350 x 649 \\
&= \max 740,567 \text{ mm}^2 \\
&\quad 757,167 \text{ mm}^2 \\
&= 757,167 \text{ mm}^2 < 2660,929 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

- Rasio Luas Tulangan Maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$p_{max} = 2,24 \% > 0,69 \% \text{ (OK)}$$

- Tinggi Balok Beton (SNI 2847: 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{2660,929 x 420}{0,85 x 30 x 350} = 125,220 \text{ mm}$$

- Tinggi Daerah Tekan Beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{93,40}{0,85} = 149,836 \text{ mm}$$

- Regangan Tulangan Terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d-c}{c} x 0,003 = \frac{649-149,836}{149,836} x 0,003 = 0,010$$

- Factor Reduksi (SNI 2847: 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned}
\Phi &= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\
&= 0,65 \leq 0,65 \div 0,65 \frac{0,010 - 0,0021}{0,003} x 0,25 \leq 0,9 \\
&= 0,90
\end{aligned}$$

- Kapasitas Momen

$$\begin{aligned}
\Phi M_n &= \Phi x \{ A_{s1} x f_y x (d - \frac{a}{2}) + A_{s2} x f_y x (d_2 - \frac{a}{2}) \} \\
&= 589,809 \text{ kNm} > 311,654 \text{ kNm (OK)}
\end{aligned}$$

- Momen Nominal Tumpuan Poaitif Minimum (SNI 2847: 2019 pasal 18.6.3.2)

$$M_{n,min} = 655,334 \text{ kNm}$$

4.6.4 Desain Geser

a. Geser Tumpuan

- Tinggi Balok Beton Probable Negatif

$$a_{pr}^- = 1,25 \times a \text{ tumpuan negative} = 1,25 \times 143,109 = 178,886 \text{ mm}$$

- Tinggi Balok Beton Probable positif

$$a_{pr}^+ = 1,25 \times a \text{ tumpuan positif} = 1,25 \times 89,443 = 111,804 \text{ mm}$$

- Tegangan Baja Probable

$$f_{pr} = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

- Momen Negatif Tumpuan Probable

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= \{A_{s1} \times f_{pr} \times (d - \frac{a_{pr}}{\beta_1}) + A_{s2} \times f_{pr} \times (d_2 - \frac{a_{pr}}{2})\} \\ &= 893364876 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Positif Tumpuan Probable

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= \{A_{s1} \times f_{pr} \times (d - \frac{a_{pr}}{\beta_1}) + A_{s2} \times f_{pr} \times (d_2 - \frac{a_{pr}}{2})\} \\ &= 59182200 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Probable

$$V_{pr} = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_n} = \frac{59182200 + 893364876}{7} = 203450 \text{ Kn}$$

- Gaya Geser Desain (SNI 2847: 2019 pasal 18.6.5.1)

$$\begin{aligned} V_e &= V_g + V_{pr} \\ &= 179.377,5 + 203450 \\ &= 382828 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Pakai

$$V_u = 382828 \text{ kN}$$

- Tulangan Transversal (SNI 2848: 2019 pasal 18.6.5.2)

$$V_{pr} \geq \frac{V_e}{2} \text{ dan } P_u < \frac{A_g \times f_c'}{20}$$

$$1 \rightarrow 90,994 < 125,427$$

$$2 \rightarrow 0 < 225$$

$$V_c = 0$$

- Jumlah Kaki

$$n_{vs} = 4$$

- Luas Tulangan Sengkang

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 3 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 235,619 \text{ mm}$$

- Spasi Sengkang

$$S_s = 100 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum

$$S_{max} = \min \left(\frac{d}{4}, 150 \right)$$

$$S_{max} = \min \left(\frac{649}{4}, 150 \right)$$

$$= \min (162,25, 150) = 150$$

$$= 114 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$$

- Tahanan Geser Beton (SNI 2847: 2019 pasal 18.6.5.2)

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \text{ atau } 0$$

$$= 0 \text{ N}$$

- Tahanan Geser Baja (SNI 2847: 2019 pasal 22.10.5.3)

$$V_s = \min \left(\frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s}, 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \right)$$

$$= 821140 \text{ N}$$

- Factor Reduksi (SNI 2847: 2019 pasal 12.5.3.2)

$$\Phi = 0,75$$

- Kapasitas Geser

$$\Phi V_n = \Phi \times (V_c + V_s)$$

$$= 0,75 \times (0 + 865335)$$

$$= 649,001 \text{ kN} > 250,853 \text{ kN (OK)}$$

b. Geser Lapangan

- Jumlah Kaki

$$n_{vs} = 3$$

- Luas Tulangan Sengkang

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 3 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 235,619$$

- Spasi Sengkang
 $S_s = 140 \text{ mm}$
- Spasi Maksimum (SNI 2847: 2019 pasal 18.6.4.6)

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{649}{2}$$

$$= 324,50 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$$
- Tahanan Geser Beton (SNI 2847: 2019 pasal 22.5.5.1)

$$V_c = 0,17 x \sqrt{f_c'} x b x d$$

$$= 0,17 x \sqrt{30} x 350 x 649 = 211506 \text{ N}$$
- Tahanan Geser Baja (SNI 2847: 2019 pasal 22.10.5.3)

$$V_s = \min \left(\frac{A_v x f_y v x d}{s}, 0,66 x \sqrt{f_c'} x b x d \right)$$

$$= 458751 \text{ N}$$
- Factor Reduksi (SNI 2847: 2019 pasal 12.5.3.2)
 $\Phi = 0,75$
- Kapasitas Geser

$$\Phi V_n = \Phi x (V_c + V_s)$$

$$= 0,75 x (211506 + 458751)$$

$$= 502,692 \text{ kN} > 96,9564 \text{ kN (OK)}$$

4.6.5 Desain Torsi

a. Parameter Penampang Untuk Perhitungan Torsi

- Luas Penampang Penuh
 $A_{cp} = b x h = 350 x 700 = 245000 \text{ mm}^2$
- Keliling Penampang Penuh

$$P_{cp} = 2 x (b + h)$$

$$= 2 x (350 + 700)$$

$$= 2100 \text{ mm}$$
- Lebar Penampang Inti (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$X_0 = b - 2 x C_c - d_s$$

$$= 700 - 2 x 30 - 10$$

$$= 280 \text{ mm}$$

- Tinggi Penampang Inti (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} Y_o &= h - 2 \times C_c - d_s \\ &= 700 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 630 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas Penampang Inti (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= X_o \times Y_o \\ &= 280 \times 630 \\ &= 176400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas Efektif Penampang Inti (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 176400 \\ &= 14994 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Keliling Penampang Inti (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (X_o + Y_o) \\ &= 2 \times (280 + 630) \\ &= 1820 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

- Tahanan Retak Torsi (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.5.1)

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times \frac{245000^2}{2100} \\ &= 51163930 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Factor Reduksi (SNI 2847: 2019 tabel 21.2.1)

$$\Phi = 0,75$$

- Ambang Batas Kebutuhan Tulangan Torsi (SNI 2847: 2019 tabel 22.7.4.1)

$$\begin{aligned} \Phi \times \frac{T_{cr}}{4} &= \frac{51163930}{4} \\ &= 9686987 \text{ kNm} \rightarrow \text{perlu tulangan torsi} \end{aligned}$$

c. Pengecekan Kecukupan Dimensi

- Momen Torsi Pakai (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.3.2)

$$T_u = \min \left(\Phi \times \frac{T_{cr}}{4}, T_u \right)$$

$$= \min \frac{0,75 \times 1279}{33,983}$$

$$= \min \frac{95932}{33,983}$$

$$= 16052 \text{ kNm}$$

- Tegangan Akibat Geser dan Torsi (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.7.1) 528,988,320

$$\begin{aligned} \sigma_u &= \sqrt{\left(\frac{Vu}{bxd}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{382828}{350 \times 649}\right)^2 + \left(\frac{1.6052 \times 1820}{1,7 \times 17640^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{1.381^2 + 0,0055^2} \\ &= 1.911,464 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Tahanan Tegangan Geser dan Torsi Beton (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.7.1)

$$\begin{aligned} \sigma_u &= \Phi \left(\frac{Vc}{bxd} + 0,66 \times \sqrt{f'c'} \right) \\ &= 0,75 \left(\frac{211506}{350 \times 649} + 0,66 \times \sqrt{30} \right) \\ &= 3.305,37 \text{ MPa} > 1.911,464 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

d. Tulangan Transversal Torsi

- Spasi Maksimum (SNI 2847: 2019 pasal 9.7.6.3.3)

$$\begin{aligned} S_{max} &= \min \frac{\frac{Ph}{8}}{0,042} \\ &= \min \frac{\frac{1820}{8}}{0,042} \\ &= \min \frac{227}{0,042} \\ &= \min \frac{523,80}{0,042} \\ &= 228 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$228 > 100 \text{ mm, tumpuan (OK)}$$

$$228 > 150 \text{ mm} < \text{lapangan (OK)}$$

- Kebutuhan Tulangan Transversal Torsi (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6.1)

$$At/S = \frac{Tu}{2 \times \Phi \times Aoh \times f_{yv}}$$

$$= \frac{1.6052 \times 22^2}{2 \times 0,75 \times 149940 \times 420}$$

$$= 3.142 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser Tumpuan

$$A_v/S = \frac{\left(\frac{V_u}{\Phi} - V_c\right)}{f_{yv} x d}$$

$$= \frac{\left(\frac{382828}{0,75} - 211506\right)}{420 \times 649}$$

$$= 1,873 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser Lapangan

$$A_v/S = \frac{\left(\frac{V_u}{\Phi} - V_c\right)}{f_{yv} x d}$$

$$= \frac{\left(\frac{382828}{0,75} - 211506\right)}{420 \times 649}$$

$$= 1606 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Tumpuan (SNI 2847: 2019 pasal 9.5.4.3)

$$A_v+t/S = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$= 2 \times 0,017 + 1,873$$

$$= 1,907 \text{ mm}^2/\text{mm} > 2,356 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser dan Torsi Lapangan (SNI 2847: 2019 pasal 9.5.4.3)

$$A_v+t/S = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$= 2 \times 0,017 + 1,606$$

$$= 1,640 \text{ mm}^2/\text{mm} > 1,047 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)}$$

- Tulangan Transversal Minimum (SNI 2847: 2019 pasal 9.6.4.2)

$$A/S_{min} = \max \left(0,062 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b}{f_{yv}}, 0,350 \times \frac{b}{f_{yv}} \right)$$

$$= \max \left(0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{350}{420}, 0,350 \times \frac{350}{420} \right)$$

$$= \max \left(0,283, 0,292 \right)$$

$$= 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$0,292\text{mm}^2/\text{mm} < 3,142 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{OK})$$

$$0,292\text{mm}^2/\text{mm} < 1,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{OK})$$

e. Tulangan Longitudinal Torsi

- Kebutuhan Tulangan Longitudinal (SNI 2847: 2019 pasal 22.7.6)

$$\begin{aligned} A_l &= A_t/S \times Ph \\ &= 0,017 \times 1820 \\ &= 30,927 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan Longitudinal Torsi Minimum (SNI 2847: 2019 pasal 9.6.4.3)

$$\begin{aligned} A_l &= \min \left(0,42 \times \sqrt{f_c'} - \frac{A_t}{S} \times Ph, 0,42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}}{f_y} - \frac{0,175 \times b}{f_y \times Ph} \right) \\ &= \min \left(0,42 \times \sqrt{30} - \frac{245000}{420} - 0,017 \times 1820, 0,42 \times \sqrt{30} \times \frac{245000}{420} - \frac{0,175 \times 350}{420} \right) \\ &= \min \left(30,927, 1310,00 \right) \\ &= 30,927 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Ketersediaan Tulangan Longitudinal untuk Torsi

$$A_{s,tor} = \frac{\phi M_n - M_u}{\phi M_n} \times A_s$$

$$\text{Tumpuan Negatif} \rightarrow \frac{663,786 - 204,0391}{663,786} \times 3041 = 2104 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tumpuan Positif} \rightarrow \frac{434,144 - 399,561}{434,144} \times 1900 = 15235 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan Negatif} \rightarrow \frac{325,456 - 333,366}{325,456} \times 1520,531 = 49330 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan positif} \rightarrow \frac{589,809 - 311,654}{589,809} \times 2660,929 = 15680 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Tengah} = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Torsi Tumpuan} = 5188,302 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Torsi Lapangan} = 3870,773 \text{ mm}^2$$

- Spasi Vertikal Tulangan Longitudinal (SNI 2847: 2019 pasal 9.6.5.1)

$$S_{vl} = \frac{h - 2x c_c - 2x d_s - d_b}{2 + n t - 1} \rightarrow 1 \text{ Lapis}$$

$$S_{vl} = \frac{h - 2x c_c - 2x d_s - d_b - S_{12}}{2 + n t - 1} \rightarrow 2 \text{ Lapis atas/bawah}$$

$$Svl = \frac{h-2x_{Cc}-2x_{ds}-db-S12}{2+nt-1} \rightarrow 2 \text{ Lapis atas/bawah}$$

- Horizontal Tulangan Longitudinal (SNI 2847: 2019 pasal 9.6.5.1)

Tumpuan Atas $\rightarrow 100 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$ (OK)

Tumpuan Bawah $\rightarrow 100 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$ (OK)

Lapangan Atas $\rightarrow 140 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$ (OK)

Lapangan Bawah $\rightarrow 140 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$ (OK)

Tabel 4.39 Rekapitulasi Balok

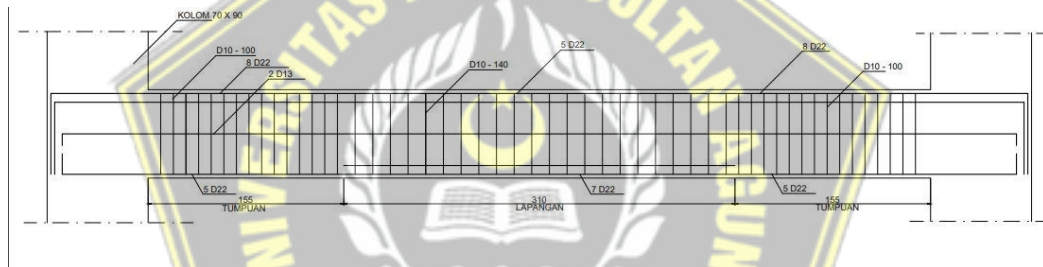
Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	8 D22
Longitudinal Torsi	2 D13
Longitudinal Tumpuan Bawah	5 D22
Longitudinal Lapangan Atas	5 D22
Longitudinal Torsi	2 D13
Longitudinal Lapangan Bawah	7 D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D10-100
Sengkang Lapangan	3D10-140

4.6.6 Detail Tulangan Balok

BALOK KODE	TULANGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
	TULANGAN ATAS	8 D22	5 D22	8 D22
	TULANGAN SAMPING	2 D13	2 D13	2 D13
	TULANGAN BAWAH	5 D22	7 D22	5 D22
	TULANGAN SENGGANG	D10 - 100	D10 - 140	D10 - 100
BALOK BI 1 (35/70)	GAMBAR PENULANGAN			

Activ

Gambar 4.61 Detail Balok



Gambar 4.62 Detail Penulangan Balok

4.7 Desain Komponen Struktur Kolom SRPMK

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 K1 700 x 900 di lantai 2 dan merangka pada balok BI 300 x 600.

4.7.1 Data Perencanaan Kolom

Tinggi kolom (L)	= 4000 mm
Sisi pendek kolom (b)	= 700 mm
Sisi panjang kolom (h)	= 900 mm

Tebal selimut bersih (C_c)	= 40 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 30 MPa
Kuat leleh baja tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Tinggi balok (h_b)	= 600 mm
Tinggi efektif (d)	= $h - (C_c + d_s + \frac{db}{2})$
	= $900 - (40 + 13 + \frac{22}{2})$
	= 836 mm
Panjang bersih kolom (L_n)	= $L - h_b$
	= 4000 - 600
	= 3400 mm

4.7.2 Persyaratan yang harus dipenuhi sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.1

- a. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c' / 10$

$$\text{Dimana nilai } \frac{A_g f_c'}{10} = \frac{(700 \times 900) \times 30}{10} = 189,0000 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum } (P_u) = 4779,4837 \text{ kN}$$

(Memenuhi syarat, gaya aksial terfaktor lebih dari $A_g f_c' / 10$)

- b. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm

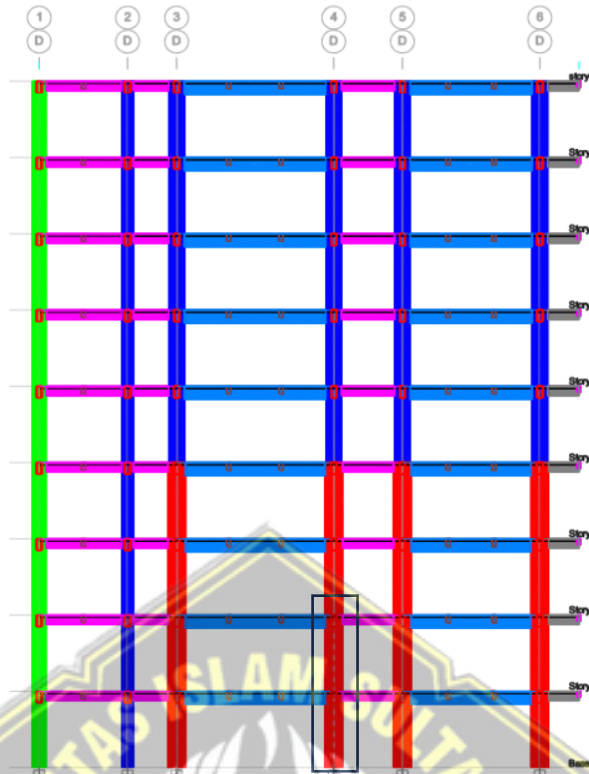
$$\text{Sisi terpendek kolom } (b) = 700 \text{ mm}$$

(Memenuhi syarat, $b > 300 \text{ mm}$)

- c. Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4

$$\begin{aligned} \text{Rasio penampang, } \rho &= \frac{b}{h} \\ &= \frac{700}{900} = 0,7 \end{aligned}$$

(Memenuhi syarat, $\rho < 0,7$)



Gambar 4.63 Skesta Posisi Kolom

4.7.3 Pengecekan Konfigurasi Penulangan

Dari hasil desain berdasarkan gaya dalam, dimensi kolom yang digunakan adalah 700 x 900 dengan tulangan sebagai berikut:

Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm

Diameter tulangan sengkang (d_s) = 13 mm

Jumlah tulangan (n) = 20

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan longitudinal } (A_s) &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 20 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ &= 7602,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio tulangan, ρ_g dibatasi $0,01 < \rho_g < 0,06$

$$\rho_g = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{7602,7}{700 \times 900} = 0,0121$$

(Memenuhi syarat, $0,01 < \rho_g < 0,06$)

4.7.4 Persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB)

Berdasarkan SNI 2847 pasal 18.7.3.2 kelelahan lentur yang terjadi pada kedua ujung kolom lemah dapat menghasilkan mekanisme kegagalan kolom yang dapat menyebabkan keruntuhan bangunan. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Penentuan ΣM_{nb} dapat menggunakan persamaan berikut :

a. Tinggi efektif balok (d)

$$\begin{aligned} d &= h - Cc - ds - \frac{db}{2} \\ &= 600 - 30 - 10 - \frac{22}{2} \\ &= 549,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Jumlah tulangan balok (atas)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok sebanyak $n = 6$

c. Luas tulangan tekan (atas) (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\ &= 6 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ A_s &= 2279,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Tinggi balok regangan (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{2279,64 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\ &= 125,16 \text{ mm} \end{aligned}$$

e. ϕM_{nb} (-)

$$\begin{aligned} \phi M_{nb} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \times \phi \\ &= 2279,64 \times 420 \times \left(549 - \frac{125,64}{2} \right) \times 0,9 \\ &= 419,15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Jumlah tulangan balok (bawah)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok sebanyak $n = 4$

g. Luas tulangan tekan (bawah) (A_s)

$$A_s = n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$$

$$= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2$$

$$A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$$

h. Tinggi balok regangan (a)

$$\begin{aligned} A &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\ &= 83,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

i. M_{nb} (+)

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times \phi \\ &= 1519,76 \times 420 \times \left(549 - \frac{125,64}{2}\right) \times 0,9 \\ &= 291,42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

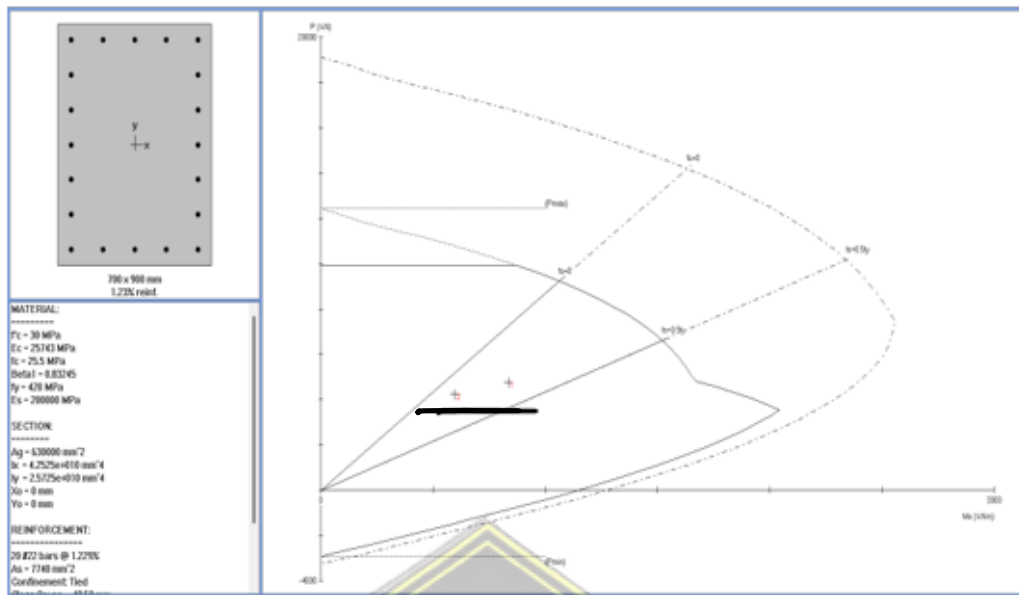
$$\begin{aligned} \text{Nilai } 1,2 \Sigma M_{nb} &= 1,2 \times (\phi M_{nb} (-) + \phi M_{nb} (+)) \\ &= 1,2 \times 710,57 \\ &= 852,68 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk penentuan nilai ΣM_{nc} diperlukan nilai gaya-gaya dalam yang bekerja pada kolom yang ditinjau dan satu kolom diatas kolom yang ditinjau. Gaya-gaya dalam kolom dari analisi *software* ETABAS V.21. sebagai berikut:

- Gaya aksial maksimum kolom desain, (P_u) = 4779,48 kNm
- Gaya momen maksimum kolom desain, (M_u) = 4226,29 kNm
- Gaya aksial maksimum kolom atas, (P_u) = 853,13 kNm
- Gaya momen maksimum kolom atas, (M_u) = 595,73 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 dibawah ini.

Gambar 4.65 Diagram Interaksi *software* *SPColumn*



Gambar 4.64 Diagram Interaksi software SPColumn

Tabel 4.40 Hasil Interaksi software SPColumn

No	P _u	M _{ux}	ϕM _{nx}	ϕM _n /M _u	NA Depth	d _t Depth	ε _t	ϕ
	kN	kNm	kNm		mm	mm		
1	4479,48	835,13	1686,36	2,019	483	839	0.00222	0,45833
2	4226,29	595,73	1863,05	3,127	401	839	0.00327	0,52153

Berdasarkan hasil analisis diatas diperoleh:

Kekuatan lentur nominal kolom desain, M_{nc} = 2555,09 kNm

Kekuatan lentur nominal kolom atas, M_{nc} = 2484,07 kNm

Kekuatan lentur nominal kolom desain, M_{nc} = 2555,09 kNm

Kekuatan lentur nominal kolom atas, M_{nc} = 2484,07 kNm +

$$\Sigma M_{nc} = 5039,16 \text{ kNm}$$

Syarat Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

5039,16 kNm > 852,68 kNm (Memenuhi syarat kekuatan lentur kolom atau *Strong Column Weak Beam* sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

4.7.5 Desain Tulangan Confinement

4.7.5.1 Desain Tulangan Confinement Tumpuan

Data properti material yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu:

Diameter Tulangan Senggang, (d_s) = 13 mm
 Jumlah Kaki Sisi Pendek, (n_1) = 4
 Jumlah Kaki Sisi Pendek, (n_2) = 4
 Spasi, (s) = 100 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4 total luas penampang *hoops* tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara :

a. $A_{sh} = 0,3 \left(\frac{bc \times fc'}{fy} \right) \left(\frac{Ag}{A_{ch}} - 1 \right)$

b. $A_{sh} = \frac{0,09 \times bc \times fc'}{fy}$

Untuk nilai bc dan A_{ch} dapat ditentukan sebagai berikut :

bc = lebar penampang inti beton yang terkekang
 = $b - 2(C_c + \frac{1}{2} d_s)$
 = $700 - 2(40 + \frac{1}{2} \times 13)$
 = 607 mm

hc = Panjang penampang inti beton yang terkekang
 = $h - 2(C_c + \frac{1}{2} d_s)$
 = $900 - 2(40 + \frac{1}{2} \times 13)$
 = 807 mm

A_{ch} = Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar *hoops* ke serat terluar *hoops* di sisi lainnya.

= $(b - 2C_c) \times (h - 2C_c)$
 = $(700 - 2(40)) \times (900 - 2(40))$
 = 508400 mm²

- Desain Tulangan *Confinement* Sumbu lemah sisi pendek

$\frac{A_{sh}}{s} min1 = 0,3 \left(\frac{bc \times fc'}{fy} \right) \left(\frac{Ag}{A_{ch}} - 1 \right)$
 = $0,3 \left(\frac{607 \times 30}{420} \right) \left(\frac{630000}{508400} - 1 \right)$
 = 3,111 mm²

$\frac{A_{sh}}{s} min2 = \frac{0,09 \times bc \times fc'}{fy}$
 = $\frac{0,09 \times 607 \times 30}{420} = 3,902 \text{ mm}^2$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 3,902 mm²

$$\begin{aligned}
 A_{sh} I \text{ (sumbu lemah)} &= n \times \left(\frac{\pi}{4}\right) \times d^2 \\
 &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4}\right) \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2 \\
 \frac{A_{sh}}{s} &= \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- 1/4 dimensi penampang kolom terkecil $= \frac{700}{4} = 175 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- S_0 menurut persamaan :

$$S_0 \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$$

Dengan $h_x = 2/3 b_c = 2/3 \times 607 = 405 \text{ mm}$, atau
 = spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 S_0 yang dihitung dengan

$$\begin{aligned}
 S_0 &= 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) \\
 &= 100 + \left(\frac{350-100}{3}\right) \\
 &= 183 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm, dipakai } 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

$$A_{sh} \text{ min } 1 = 3,111 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 311 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \text{ min } 2 = 3,902 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 390 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan 4 kaki D13 dengan luas tulangan $A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2 > 390 \text{ mm}^2$.

Dengan demikian, syarat kebutuhan $A_{sh \text{ min}}$ terhadap spasi yang digunakan pada sumbu lemah terpenuhi.

- Desian Tulangan *Confinement* Sumbu Kuat Sisi Panjang

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} \text{ min } 1 &= 0,3 \left(\frac{h_c \times f_{c'}}{f_y}\right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \\
 &= 0,3 \left(\frac{807 \times 30}{420}\right) \left(\frac{630000}{508400} - 1\right) \\
 &= 4,136 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} \text{ min } 2 = \frac{0,09 \times h_c \times f_{c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0,09 \times 807 \times 30}{420}$$

$$= 5,188 \text{ mm}^2$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 5,188 mm²

$$A_{sh\ 2} \text{ (sumbu kuat)} = n \times \left(\frac{\pi}{4}\right) \times d^2$$

$$= 4 \times \left(\frac{3,14}{4}\right) \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara:

- d. 1/4 dimensi penampang kolom terkecil = $\frac{700}{4} = 175 \text{ mm}$
- e. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- f. S_0 menurut persamaan:

$$S_0 \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$$

Dengan $h_x = 2/3 h_c = 2/3 \times 807 = 538 \text{ mm}$, atau
 = spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right)$$

$$= 100 + \left(\frac{350-100}{3}\right)$$

$$= 183 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm, dipakai } 150 \text{ mm}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

$$A_{sh\ min\ 1} = 4,136 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 414 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh\ min\ 2} = 5,188 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 519 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan 4 kaki D13 dengan luas tulangan $A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2 > 519 \text{ mm}^2$.

Dengan demikian, syarat kebutuhan $A_{sh\ min}$ terhadap spasi yang digunakan pada sumbu kuat terpenuhi.

• Desain Tulangan Geser Zona Tumpuan

$V_{u\ 2}$, Sumbu Lemah

$$N = 232852$$

V_{u2} , Sumbu Kuat

$$N = 232852$$

4.7.5.2 Desain Tulangan Confinement Lapangan

Data properti material yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu:

Diameter Tulangan Sengkang, (d_s) = 13 mm

Jumlah Kaki Sisi Pendek, (n_1) = 4

Jumlah Kaki Sisi Pendek, (n_2) = 4

Spasi, (s) = 130 mm

Luas total tulangan yang digunakan:

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \left(\frac{\pi}{4}\right) \times d^2 \\ &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4}\right) \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh2} &= n \times \left(\frac{\pi}{4}\right) \times d^2 \\ &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4}\right) \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Keterangan :

A_{sh1} = Sumbu Lemah

A_{sh2} = Sumbu Kuat

Berdasarkan SNI 2847 2019 Pasal 18.7.5.5 Syarat spasi maksimum diambil dari hasil terkecil pada persamaan berikut:

1. $6 d_b = 6$ kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132$ mm
2. $S \leq 150$ mm
3. Jadi, jarak spasi yang digunakan 130 mm dapat digunakan

4.7.6 Desain Tulangan Geser

4.7.6.1 Desain Tulangan Geser Tumpuan

a. Desain Tulangan Geser Sisi Pendek Sumbu Lemah Tumpuan

Diketahui :

$$V_u \text{ pakai} = 232,85 \text{ kN}$$

$$V_e = 304,83 \text{ kN}$$

$$M_{pr}^+ = 396,60 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 563,67 \text{ kNm}$$

V_e kurang dari v_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok :

$$V_{sway} = \frac{(M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + (M_{pr}^+ + M_{pr}^- \times DF)}{L_n}$$

Dengan :

DF = faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang

Didesain.

Karena kolom dilantai atas dan bawah mempunyai kekakuan yang sama, maka

$$DF_{top} = DF_{btm} = 0,5$$

M_{pr-top} dan M_{pr-btm} adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok dilantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior.

$$V_{sway} = \frac{(563,67 + 396,60) \times 0,5 + (396,60 + 563,57) \times 0,5}{3,1}$$

$$= 480,28 \text{ kN}$$

Cek nilai V_e

$$\text{Syarat 1 } V_e < V_{sway} = 304,83 \text{ kN} < 480,28 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat 2 } V_e > V_u = 304,83 \text{ kN} > 232,85 \text{ kN}$$

(OK, persyaratan V_{e-min} terpenuhi)

Jadi, ambil $V_e = 480,28 \text{ kN}$

Pengecekan nilai V_c

$$\text{Syarat 1 } = \frac{1}{2} \times V_u < V_e$$

$$= \frac{1}{2} \times 232,85$$

$$= 116,43 \text{ kN} < 304,83 \text{ kN}$$

(Memenuhi Syarat)

$$\text{Syarat 2 } = P_u < 0,05 \times A_g f_c'$$

$$= 0,05 \times 630000 \times 30$$

$$= 945 \text{ kN} < 4779,4837 \text{ Kn}$$

(Tidak Memenuhi Syarat)

Menurut SNI 2847-2019 pasal 18.7.6.2 nilai V_c dapat diambil = 0 jika V_e akibat gempa lebih besar dari $\frac{1}{2} V_u$ dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak melampaui $0,05 A_g f_c'$.

Karena salah satu syarat ada yang tidak terpenuhi, maka nilai V_c diperhitungkan.

Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{4779483,7}{14 \times 630000}\right) \times \sqrt{30} \times 700 \times 636 \\ &= 639,173 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,75$$

$V_{u \text{ pakai}}$ = Nilai terbesar dari $V_{e \text{ pakai}}$ dan $V_{u \text{ pakai}}$

$$= 480,28 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{480,28}{0,75}$$

$$= 640,37 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{639,173}{2}$$

$$= 319,59 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 640,37 \text{ kN} > 319,59 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser.

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{smin} &= V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\ &= 639,173 + \frac{1}{3} \times 700 \times 636 \\ &= 787,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser min

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$640,37 < 787,57$$

Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{s \text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 787,57 \text{ kN} \geq 640,37 - 639,173 \\ &= 787,57 \text{ kN} \geq 1,2 \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai $\frac{V_u}{\phi} = 640,37 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 700 \times \frac{100}{420} \end{aligned}$$

$$= 57 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ Min } 2} = 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,35 \times 700 \times \frac{100}{420}$$

$$= 58,3 \text{ mm}^2$$

$A_{v \text{ Min}}$ digunakan = nilai terbesar dari $A_{v \text{ min } 1}$ dan $A_{v \text{ Min } 2}$

$$= 58,3 \text{ mm}^2$$

A_v sumbu lemah = $A_{sh \text{ I}}$

$$= 530,9 \text{ mm}^2$$

Cek $A_v \text{ Pasang}$ = A_v Sumbu Lemah > A_v Digunakan

$$= 530,9 \text{ mm}^2 > 58,3 \text{ mm}^2 \rightarrow (\text{OK})$$

Memenuhi syarat

kuat Geser Senggang $V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$

$$= \frac{530,9 \times 420 \times 636}{100}$$

$$= 1418,22 \text{ kN}$$

kapasitas geser nominal, $V_n = V_s + V_c$

$$= 1418,22 + 639,173$$

$$= 2057,39 \text{ kN}$$

Kontrol Kuat Geser = $\frac{V_u}{\phi} < V_n$

$$= 640,37 < 2057,39 \rightarrow (\text{OK})$$

Memenuhi syarat

b. Desain Tulangan Geser Sisi Pendek Sumbu Kuat Tumpuan

Diketahui:

$$V_u \text{ pakai} = 232,85 \text{ kN}$$

$$V_e = 304,83 \text{ kN}$$

$$M_{pr}^+ = 396,60 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 563,67 \text{ kNm}$$

V_e kurang dari v_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok :

$$V_{sway} = \frac{(M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + (M_{pr}^+ + M_{pr}^- \times DF)}{L_n}$$

Dengan :

DF = faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang

Didesain.

Karena kolom dilantai atas dan bawah mempunyai kekakuan yang sama, maka

$$DF_{top} = DF_{btm} = 0,5$$

M_{pr-top} dan M_{pr-btm} adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok dilantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior.

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{(563,67 + 396,60) \times 0,5 + (396,60 + 563,57) \times 0,5}{3,1} \\ &= 480,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_c dapat diambil = jika V_e akibat gempa lebih besar dari $\frac{1}{2} V_u$ dan gaya Aksial terfaktor pada kolom tidak melampaui $0,05A_g f_c'$ (SNI 2847-2019 Pasal 18.7.6.2

Cek nilai V_e

$$V_e \text{ Pakai} = V_e < V_{sway} ; V_e > V_u = 480,28 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_u = 116,43$$

$$\begin{aligned} 0,05 A_g f_c' &= 0,05 \times 63000 \times 30 \\ &= 945,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Jadi, ambil } V_e = 480,28 \text{ kN}$$

Pengecekan nilai V_c

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1} &= \frac{1}{2} \times V_u < V_e \\ &= \frac{1}{2} \times 232,85 \\ &= 116,43 \text{ kN} < 304,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

(Memenuhi Syarat)

$$\begin{aligned} \text{Syarat 2} &= P_u < 0,05 \times A_g f_c' \\ &= 0,05 \times 630000 \times 30 \\ &= 945 \text{ kN} < 4779,4837 \text{ Kn} \end{aligned}$$

(Tidak Memenuhi Syarat)

Menurut SNI 2847-2019 pasal 18.7.6.2 nilai V_c dapat diambil = 0 jika V_e akibat gempa lebih besar dari $\frac{1}{2} V_u$ dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak melampaui $0,05 A_g F_c'$.

Karena salah satu syarat ada yang tidak terpenuhi, maka nilai V_c diperhitungkan.

Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \times \sqrt{f_c'} \times h \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{4779483,7}{14 \times 630000}\right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 636 \\
 &= 1080,220 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ pakai}} &= \text{Nilai terbesar dari } V_e \text{ pakai dan } V_u \text{ pakai} \\
 &= 480,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{V_u}{\phi} &= \frac{480,28}{0,75} \\
 &= 640,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{V_c}{2} &= \frac{1080,220}{2} \\
 &= 540,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 640,37 \text{ kN} > 540,11 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser.

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned}
 V_{smin} &= V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\
 &= 639,173 + \frac{1}{3} \times 900 \times 636 \\
 &= 1331,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek cukup tulangan geser min

$$\begin{aligned}
 \frac{V_u}{\phi} &> V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\
 640,37 &< 1331,02
 \end{aligned}$$

Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= 1331,02 \text{ kN} \geq 640,37 - 1080,220 \\
 &= 1331,02 \text{ kN} \geq -439,85
 \end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai $\frac{V_u}{\phi} = 640,37 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times h \times \frac{s}{f_y} \\
 &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{100}{420} \\
 &= 73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ Min } 2} &= 0,35 \times h \times \frac{s}{f_y} \\
 &= 0,35 \times 900 \times \frac{100}{420} \\
 &= 75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ Min}} \text{ digunakan} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2} \\
 &= 75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ sumbu lemah} &= A_{sh \text{ I}} \\
 &= 530,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek } A_v \text{ Pasang} &= A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ Digunakan} \\
 &= 530,9 \text{ mm}^2 > 75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Memenuhi syarat

kuat Geser Sengkang

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\
 &= \frac{530,9 \times 420 \times 836}{100} \\
 &= 1864,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

kapasitas geser nominal,

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_s + V_c \\
 &= 1864,20 + 1080,220 \\
 &= 2944,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\
 &= 640,37 < 2944,42 \quad \text{Memenuhi syarat}
 \end{aligned}$$

4.7.6.2 Desain Tulangan Geser Lapangan

a. Data properti material yang digunakan untuk tulangan *Confinement* Zona Lapangan

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } (n1) = 4$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } (n2) = 4$$

$$\text{Spasi, } (s) = 150 \text{ mm}$$

Luas total tulangan yang digunakan:

$$A_{sh \text{ I}} = n \times \left(\frac{\pi}{4}\right) \times d^2$$

$$= 4 \times \left(\frac{3,14}{4}\right) \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = n \times \left(\frac{\pi}{4}\right) \times d^2$$

$$= 4 \times \left(\frac{3,14}{4}\right) \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

Keterangan :

A_{sh1} = Sumbu Lemah

A_{sh2} = Sumbu Kuat

Berdasarkan SNI 2847 2019 Pasal 18.7.5.5 Syarat spasi maksimum diambil dari hasil terkecil pada persamaan berikut:

1. $6 d_b = 6$ kali diameter tulangan longitudinal $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

2. $S \leq 150 \text{ mm}$

Jadi, jarak spasi yang digunakan 130 mm dapat digunakan.

b. Desain Tulangan Geser Zona Tumpuan

V_{u2} , Sumbu Lemah

$$N = 232852$$

V_{u2} , Sumbu Kuat

$$N = 232852$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{4779483,7}{14 \times 630000}\right) \times \sqrt{30} \times 700 \times 636$$

$$= 639,173 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$V_{u\text{ pakai}} = 232,85 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{232,85}{0,75}$$

$$= 310,47 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{639,173}{2}$$

$$= 319,59 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 310,47 \text{ kN} > 319,59 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser.

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned}V_{smin} &= V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\ &= 639,173 + \frac{1}{3} \times 700 \times 636 \\ &= 787,57 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Cek cukup tulangan geser min

$$\begin{aligned}\frac{V_u}{\phi} &> V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\ 640,37 &< 787,57\end{aligned}$$

- Rencanakan tulangan geser

$$\begin{aligned}V_{s\text{ perlu}} &= V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 787,57 \text{ kN} \geq 640,37 - 639,173 \\ &= 787,57 \text{ kN} \geq 1,2\end{aligned}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s\text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai $\frac{V_u}{\phi} = 310,47 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}A_{v\text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 700 \times \frac{150}{420} \\ &= 85 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v\text{ Min } 2} &= 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,35 \times 700 \times \frac{150}{420} \\ &= 87,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v\text{ Min}} \text{ digunakan} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v\text{ min } 1} \text{ dan } A_{v\text{ Min } 2} \\ &= 88 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{v\text{ sumbu lemah}} &= A_{sh\ 1} \\ &= 530,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek } A_{v\text{ Pasang}} &= A_{v\text{ Sumbu Lemah}} > A_{v\text{ Digunakan}} \\ &= 530,9 \text{ mm}^2 > 88 \text{ mm}^2 \rightarrow (\text{OK})\end{aligned}$$

Memenuhi syarat

$$\begin{aligned}\text{kuat Geser Sengkang } V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{530,9 \times 420 \times 636}{150} \\ &= 945,48 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{kapasitas geser nominal, } V_n &= V_s + V_c \\ &= 945,48 + 639,173 \\ &= 1584,65 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol Kuat Geser} &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\ &= 310,47 \text{ kN} < 1584,65 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK}) \end{aligned}$$

Memenuhi syarat

c. Tulangan geser zona lapangan sisi panjang sumbu kuat

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \times \sqrt{f_c'} \times h \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{4779483,7}{14 \times 630000}\right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 636 \\ &= 1080,220 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_{u \text{ pakai}} &= \text{Nilai terbesar dari } V_{e \text{ pakai}} \text{ dan } V_{u \text{ pakai}} \\ &= 232,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{\phi} &= \frac{232,85}{0,75} \\ &= 310,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_c}{2} &= \frac{1080,220}{2} \\ &= 540,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 640,37 \text{ kN} > 540,11 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser.

Cek tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{smin} &= V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\ &= 639,173 + \frac{1}{3} \times 900 \times 636 \\ &= 1331,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Cek cukup tulangan geser min

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{\phi} &> V_c + \frac{1}{3} \times h \times d \\ 310,47 &< 1331,02 \end{aligned}$$

- Rencanakan tulangan geser

$$V_{s \text{ perlu}} = V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 1331,02 \text{ kN} \geq 310,47 - 1080,220$$

$$= 1331,02 \text{ kN} \geq -769,75 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka V_s perlu yang digunakan yaitu nilai $\frac{V_u}{\phi} = 310,47 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times h \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{150}{420} \\ &= 109 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ Min } 2} &= 0,35 \times h \times \frac{s}{f_y} \\ &= 0,35 \times 900 \times \frac{150}{420} \\ &= 113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ Min}} \text{ digunakan} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2} \\ &= 113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ sumbu lemah} &= A_{sh \ 1} \\ &= 530,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek } A_v \text{ Pasang} &= A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ Digunakan} \\ &= 530,9 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Memenuhi syarat

- kuat Geser Sengkang

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{530,9 \times 420 \times 836}{150} \\ &= 1242,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

- kapasitas geser nominal,

$$\begin{aligned} V_n &= V_s + V_c \\ &= 1242,80 + 1080,220 \\ &= 2323,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\begin{aligned} &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\ &= 310,47 < 2323,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

Memenuhi syarat

4.7.7 Cek Kuat hubungan Balok Kolom

$$M_{pr}^+, \text{ Dari Sheet Desain Geser Balok 30.60} = 396,605 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^-, \text{ Dari Sheet Desain Geser Balok 30.60} = 563,669 \text{ kNm}$$

Faktor Kekakuan Kolom, Dianggap Kekakuan Sama $\rightarrow 0.5$

$$\begin{aligned} V_{sway} \text{ Kolom} &= (M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + \frac{(M_{pr}^+ + M_{pr}^- \times DF)}{L_n} \\ &= (396,605 + 563,669 \times 0,5) + \frac{(396,605 + 563,669 \times 0,5)}{3400} \\ &= 480,278 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Gaya Tarik Tulangan Balok Bagian Kiri

Luas Tulangan Tumpua Atas,

$$\begin{aligned} A_s &= \text{Dari Sheet Desain Geser Balok 30.60} \\ &= 2280,80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kuat leleh tulangan,

$$\begin{aligned} f_y &= 420 \text{ MPa} \\ T_1 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 2280,80 \times 420 \\ &= 1197,418 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kiri,

$$C_1 = 1197,418 \text{ kN}$$

2. Gaya Tarik Pada Tulangan Balok Bagian Kanan

Luas Tulangan Tumpuan Bawah,

$$\begin{aligned} A_s &= \text{Dari Sheet Desain Lentur Balok 40.80} \\ &= 1520,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat leleh tulangan,

$$\begin{aligned} F_y &= 420 \text{ MPa} \\ T_2 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 1520,53 \times 420 \\ &= 798,279 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kanan,

$$C_2 = 798,279 \text{ kNm}$$

3. Cek kuat Geser HBK

Gaya Geser pada Joint,

$$V_u = V_{sway} - T_1 - C_2$$

$$= 480,278 - 1197,418 - 798,279$$

$$= 1515,418 \text{ kNm}$$

faktor Reduksi Geser,

$$\phi = 0,6$$

Kuat Geser nominal,

$$\phi V_n = \phi \times 1,7(f_c' \times b \times h)$$

$$= 0,6 \times (30 \times 700 \times 900)$$

$$= 27310,5 \text{ kN}$$

Cek Persyaratan $V_u < \phi V_n$

$$1515,418 < 27310,5 \text{ (OK)}$$

Syarat memenuhi

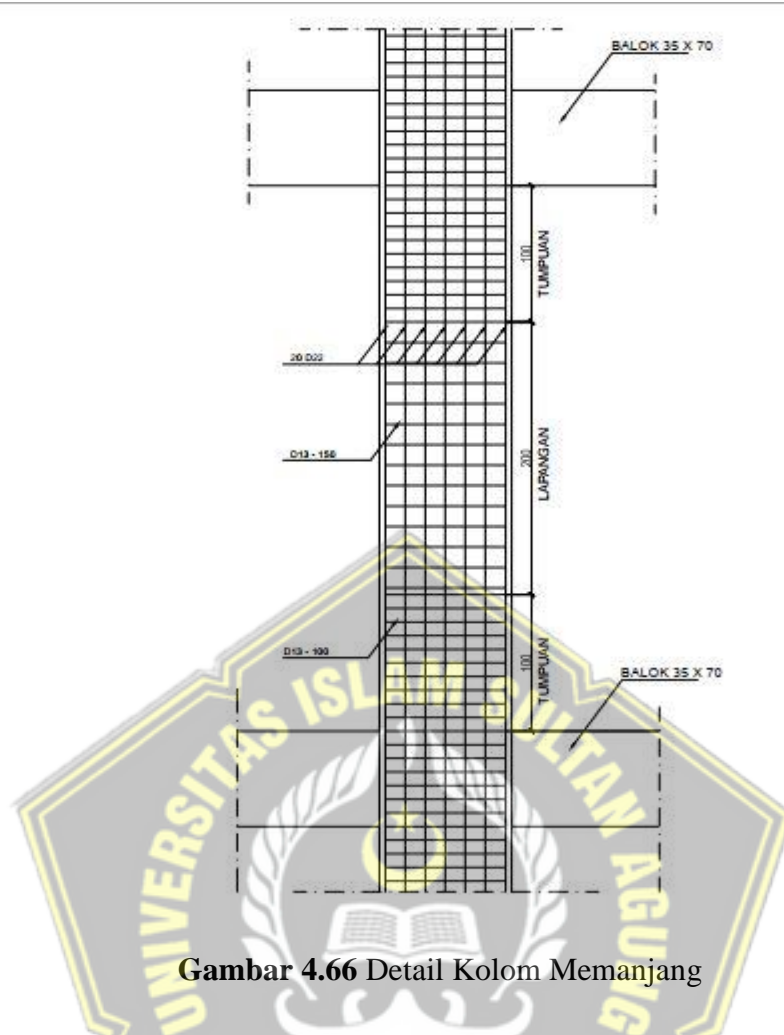
Table 4.41 Rekapitulasi Kolom

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	20 D22
Tulangan Transversal/Sengkang Tumpuan	
Sumbu Lemah	4D13-100
Sumbu Kuat	4D13-100

4.7.8 Gambar detail kolom

KOLOM KODE	TULANGAN POKOK	TULANGAN GESER (BEUGEL)	GAMBAR PENULANGAN
K1 70 X 90	20 D22	SENGKANG LUAR	
		D13 - 100 (TUMPUAN) D13 - 150 (LAPANGAN)	
		SENGKANG KAIT	
		D13 - 100 (TUMPUAN) D13 - 150 (LAPANGAN)	

Gambar 4.65 Detail Kolom



Gambar 4.66 Detail Kolom Memanjang

4.8 Perhitungan Pondasi

Pengecekan terhadap pondasi perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi dapat menahan beban yang bekerja pada struktur atas dan beban yang bekerja pada tanah yang ada disekitar pondasi. Pada pengecekan pondasi ini dibantu dengan menggunakan hasil analisis *software* ETABS V21.

4.8.1 Data Properti Material

Untuk property material yang digunakan sebagai berikut:

Jenis = tiang pancang

Diameter (D) = 0,60 m

Panjang tiang pancang (L) = 13 m

Kuat tekan beton (f_c') = 52 MPa

Berat beton bertulang (W_c) = 24 kN/m³

4.8.2 Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah hasil pengujian Sondir. Untuk hasil pengujian data tanah berdasarkan pengujian Sondir dapat di lihat pada gambar dibawah ini.

HASIL SONDIR MANUAL

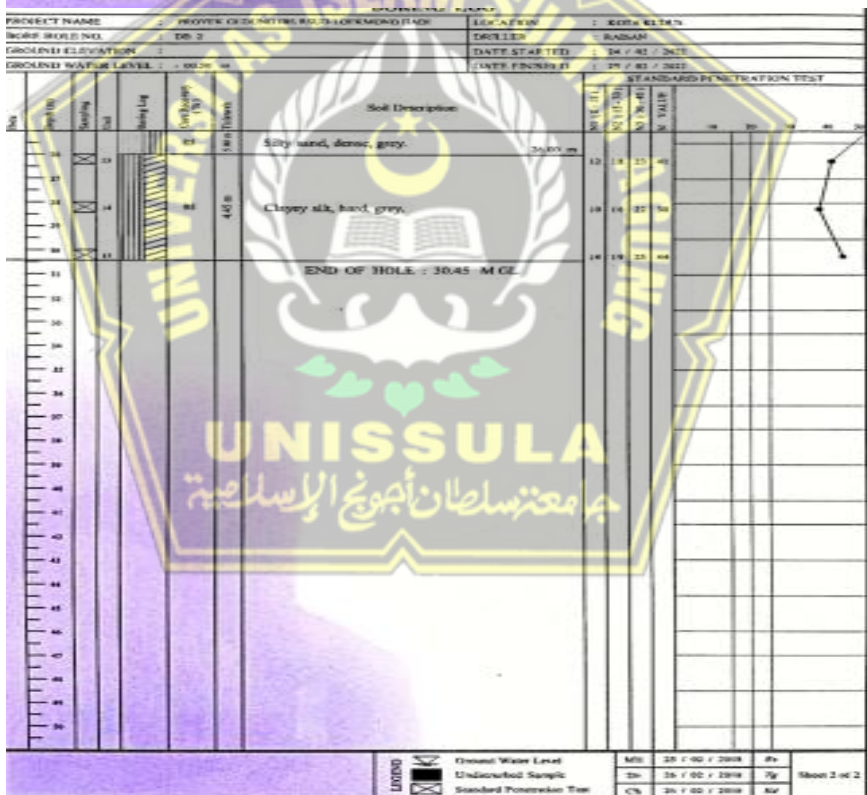
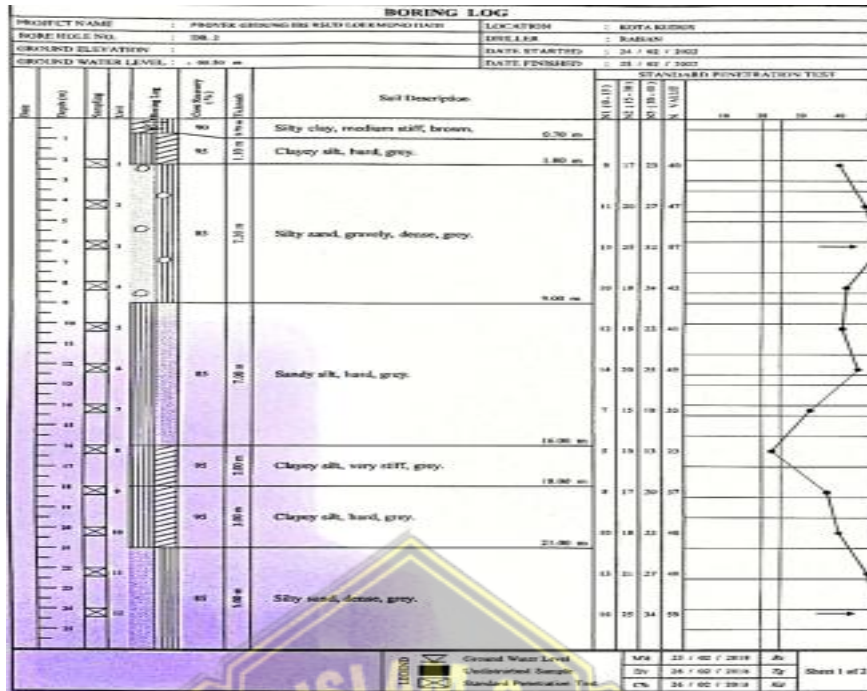
Proyek : Pada Pekerjaan Rencana Gedung IBS RSUD dr. Lukmono Hadi
 Lokasi : Jl. Lukmono Hadi No. 19 - Kudus, Jawa Tengah
 Titik : S. 5

Tgl / Bln : 10 Juni 2022
 Team : Tatang Priyatna
 Koordinat : S 6°49'05,100"
 E 110°50'09,767"

DEPTH (M)	qc kg/cm ²	qc + f kg/cm ²	Fs kg/cm ²	TF kg/cm	FR (Fs/qc)%	DEPTH (M)	qc kg/cm ²	qc + f kg/cm ²	Fs kg/cm ²	TF kg/cm	FR (Fs/qc)%
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.20	105.00	107.00	0.20	302.00	0.19
0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.40	120.00	122.00	0.20	306.00	0.17
0.40	60.00	62.00	0.20	4.00	0.33	10.60	132.00	135.00	0.30	312.00	0.23
0.60	42.00	43.00	0.10	6.00	0.24	10.80	115.00	117.00	0.20	316.00	0.17
0.80	28.00	30.00	0.20	10.00	0.71	11.00	105.00	107.00	0.20	320.00	0.19
1.00	17.00	21.00	0.40	18.00	2.35	11.20	85.00	87.00	0.20	324.00	0.24
1.20	17.00	21.00	0.40	26.00	2.35	11.40	75.00	80.00	0.50	334.00	0.67
1.40	12.00	15.00	0.30	32.00	2.50	11.60	75.00	77.00	0.20	338.00	0.27
1.60	12.00	15.00	0.30	38.00	2.50	11.80	85.00	87.00	0.20	342.00	0.24
1.80	12.00	15.00	0.30	44.00	2.50	12.00	95.00	97.00	0.20	346.00	0.21
2.00	13.00	17.00	0.40	52.00	3.08	12.20	102.00	103.00	0.10	348.00	0.10
2.20	13.00	18.00	0.50	62.00	3.85	12.40	145.00	146.00	0.10	350.00	0.07
2.40	17.00	22.00	0.50	72.00	2.94	12.60	170.00	172.00	0.20	354.00	0.12
2.60	20.00	23.00	0.30	78.00	1.50	12.80	160.00	161.00	0.10	356.00	0.06
2.80	10.00	12.00	0.20	82.00	2.00	13.00	156.00	158.00	0.20	360.00	0.13
3.00	5.00	8.00	0.30	88.00	6.00	13.20	152.00	153.00	0.10	362.00	0.07
3.20	5.00	8.00	0.30	94.00	6.00	13.40	127.00	130.00	0.30	368.00	0.24
3.40	5.00	8.00	0.30	100.00	6.00	13.60	115.00	118.00	0.30	374.00	0.26
3.60	15.00	17.00	0.20	104.00	1.33	13.80	95.00	100.00	0.50	384.00	0.53
3.80	22.00	24.00	0.20	108.00	0.91	14.00	108.00	110.00	0.20	388.00	0.19
4.00	40.00	41.00	0.10	110.00	0.25	14.20	145.00	146.00	0.10	390.00	0.07
4.20	20.00	23.00	0.30	116.00	1.50	14.40	170.00	175.00	0.50	400.00	0.29
4.40	22.00	25.00	0.30	122.00	1.36	14.60	180.00	182.00	0.20	404.00	0.11
4.60	27.00	30.00	0.30	128.00	1.11	14.80	200.00	202.00	0.20	408.00	0.10
4.80	35.00	38.00	0.30	134.00	0.86	15.00	218.00	220.00	0.20	412.00	0.09
5.00	20.00	25.00	0.50	144.00	2.50	15.20					
5.20	15.00	20.00	0.50	154.00	3.33	15.40					
5.40	10.00	15.00	0.50	164.00	5.00	15.60					
5.60	11.00	17.00	0.60	176.00	5.45	15.80					
5.80	20.00	25.00	0.50	186.00	2.50	16.00					
6.00	18.00	22.00	0.40	194.00	2.22	16.20					
6.20	18.00	22.00	0.40	202.00	2.22	16.40					
6.40	18.00	22.00	0.40	210.00	2.22	16.60					
6.60	5.00	7.00	0.20	214.00	4.00	16.80					
6.80	5.00	7.00	0.20	218.00	4.00	17.00					
7.00	4.00	5.00	0.10	220.00	2.50	17.20					
7.20	14.00	15.00	0.10	222.00	0.71	17.40					
7.40	24.00	27.00	0.30	228.00	1.25	17.60					
7.60	27.00	30.00	0.30	234.00	1.11	17.80					
7.80	30.00	35.00	0.50	244.00	1.67	18.00					
8.00	45.00	48.00	0.30	250.00	0.67	18.20					
8.20	62.00	65.00	0.30	256.00	0.44	18.40					
8.40	60.00	63.00	0.30	262.00	0.50	18.60					
8.60	57.00	60.00	0.30	268.00	0.51	18.80					
8.80	55.00	60.00	0.50	278.00	0.91	19.00					
9.00	89.00	90.00	0.10	280.00	0.11	19.20					
9.20	75.00	76.00	0.10	282.00	0.13	19.40					
9.40	78.00	80.00	0.20	286.00	0.26	19.60					
9.60	85.00	86.00	0.10	288.00	0.12	19.80					
9.80	80.00	82.00	0.20	292.00	0.25	20.00					
10.00	80.00	83.00	0.30	298.00	0.38						

Catatan : Angkur Terangkat

Gambar 4.67 Hasil sondir manual



Gambar 4.68 Data Tanah Hasil Bor

4.8.3 Tahanan Aksial Tiang

a. Hasil perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan kekuatan bahan:

$$\text{Diameter } (D) = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang pancang } (L) = 13 \text{ m}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c') = 52 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat beton bertulang } (W_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

- Luas penampang tiang pancang

$$\begin{aligned} A &= \pi/4 \times D^2 \\ &= \pi/4 \times 0,60^2 \\ &= 0,2827 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Berat tiang pancang

$$\begin{aligned} W_p &= A \times L \times W_c \\ &= 0,2827 \times 13 \times 24 \\ &= 88,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Keliling penampang tiang

$$K = 1,8850$$

- Kuat tekan beton tiang pancang

$$\begin{aligned} f_c' &= 52 \text{ MPa} \\ &= 52 \times 1000 \\ &= 52000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Kapasitas dukung nominal tiang pancang

$$\begin{aligned} P_n &= 0,3 \times f_c' \times A - 1,2 \times W_p \\ &= 0,3 \times 52000 \times 0,2827 - 1,2 \times 88,22 \\ &= 4305 \text{ kN} \end{aligned}$$

Factor keamanan

$$\phi = 1,50$$

Tahanan aksial tiang pancang

$$\begin{aligned} &= \frac{P_n}{\phi} \\ &= \frac{4305}{1,50} \\ &= 2869,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil dari perhitungan diatas, didapatkan tahanan aksial tiang pancang berdasarkan kekuatan sebesar 2869,96 kN

4.8.4 Berdasarkan Hasil Uji Sondir (BAGEMAN)

a. Tahanan Ujung

Tahanan ujung nominal dihitung dengan rumus

$$P_b = \omega \times A_b \times q_c$$

Keterangan:

ω = factor reduksi nilai tahanan ujung nominal tiang = 0,5

S_f = factor keamanan = 2,50

A_b = luas ujung bawah tiang (m²)

q_c = tahanan penetrasi kerucut statis yang merupakan nilai rata – rata dihitung dari 8.D diatas dasar tiang sampai 4.D dibawah dasar tiang(kN/m²)

Tahanan gesek nominal menurut Skempton dihitung dengan rumus

$$P_s = \sum (A_s \times q_f)$$

A_s = luas permukaan segmen dinding tiang (m²)

q_f = tahanan gesek kerucut statis rata – rata (kN/m)

Tabel 4.42 Sondir

No	Kedalaman	L ₁ (m)	A _b (m ²)	A _s (m ²)	q _c (kg/cm ²)	q _r (kg/cm ²)	q _c (kN/m ²)	q _r (kN/m ²)	q _b (kN)	P _s (kN)	Q _{all} (kN)	Faktor Pilih	Q _{all} Pakai kN	Selimut Ultimate
	z ₁ (m)													
1	0.00	0.0	0.28	0.00	0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.20	0.2	0.28	0.38	0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.40	0.2	0.28	0.38	60	0.2	6000	20	848	8	342	0	0	20
4	0.60	0.2	0.28	0.38	42	0.1	4200	10	594	4	242	0	0	30
5	0.80	0.2	0.28	0.38	28	0.2	2800	20	396	8	166	0	0	50
6	1.00	0.2	0.28	0.38	17	0.4	1700	40	240	15	110	0	0	90
7	1.20	0.2	0.28	0.38	17	0.4	1700	40	240	15	116	0	0	130
8	1.40	0.2	0.28	0.38	12	0.3	1200	30	170	11	92	0	0	160
9	1.60	0.2	0.28	0.38	12	0.3	1200	30	170	11	97	0	0	190
10	1.80	0.2	0.28	0.38	12	0.3	1200	30	170	11	101	0	0	220
11	2.00	0.2	0.28	0.38	13	0.4	1300	40	184	15	113	0	0	260
12	2.20	0.2	0.28	0.38	13	0.5	1300	50	184	19	120	0	0	310
13	2.40	0.2	0.28	0.38	17	0.5	1700	50	240	19	150	0	0	360
14	2.60	0.2	0.28	0.38	20	0.3	2000	30	283	11	172	0	0	390
15	2.80	0.2	0.28	0.38	10	0.2	1000	20	141	8	118	0	0	410
16	3.00	0.2	0.28	0.38	5	0.3	500	30	71	11	95	0	0	440
17	3.20	0.2	0.28	0.38	5	0.3	500	30	71	11	99	0	0	470
18	3.40	0.2	0.28	0.38	5	0.3	500	30	71	11	104	0	0	500
19	3.60	0.2	0.28	0.38	15	0.2	1500	20	212	8	163	0	0	520
20	3.80	0.2	0.28	0.38	22	0.2	2200	20	311	8	206	0	0	540
21	4.00	0.2	0.28	0.38	40	0.1	4000	10	565	4	309	0	0	550
22	4.20	0.2	0.28	0.38	20	0.3	2000	30	283	11	201	0	0	580
23	4.40	0.2	0.28	0.38	22	0.3	2200	30	311	11	216	0	0	610
24	4.60	0.2	0.28	0.38	27	0.3	2700	30	382	11	249	0	0	640
25	4.80	0.2	0.28	0.38	35	0.3	3500	30	495	11	299	0	0	670

No	Kedalaman	L ₁ (m)	A _b (m ²)	A _s (m ²)	q _c (kg/cm ²)	q _r (kg/cm ²)	q _c (kN/m ²)	q _r (kN/m ²)	q _b (kN)	P _s (kN)	Q _{all} (kN)	Faktor Pilih	Q _{all} Pakai kN	Selimut Ultimate	
	z ₁ (m)														
26	5.00	0.2	0.28	0.38	20	0.5	2000	50	283	19	222	0	0	720	
27	5.20	0.2	0.28	0.38	15	0.5	1500	50	212	19	201	0	0	770	
28	5.40	0.2	0.28	0.38	10	0.5	1000	50	141	19	180	0	0	820	
29	5.60	0.2	0.28	0.38	11	0.6	1100	60	156	23	195	0	0	880	
30	5.80	0.2	0.28	0.38	20	0.5	2000	50	283	19	253	0	0	930	
31	6.00	0.2	0.28	0.38	18	0.4	1800	40	254	15	248	0	0	970	
32	6.20	0.2	0.28	0.38	18	0.4	1800	40	254	15	254	0	0	1010	
33	6.40	0.2	0.28	0.38	18	0.4	1800	40	254	15	260	0	0	1050	
34	6.60	0.2	0.28	0.38	5	0.2	500	20	71	8	190	0	0	1070	
35	6.80	0.2	0.28	0.38	5	0.2	500	20	71	8	193	0	0	1090	
36	7.00	0.2	0.28	0.38	4	0.1	400	10	57	4	188	0	0	1100	
37	7.20	0.2	0.28	0.38	14	0.1	1400	10	198	4	247	0	0	1110	
38	7.40	0.2	0.28	0.38	24	0.3	2400	30	339	11	308	0	0	1140	
39	7.60	0.2	0.28	0.38	27	0.3	2700	30	382	11	329	0	0	1170	
40	7.80	0.2	0.28	0.38	30	0.5	3000	50	424	19	354	0	0	1220	
41	8.00	0.2	0.28	0.38	45	0.3	4500	30	636	11	443	0	0	1250	
42	8.20	0.2	0.28	0.38	62	0.3	6200	30	877	11	544	1	544	1280	
43	8.40	0.2	0.28	0.38	60	0.3	6000	30	848	11	537	1	537	1310	
44	8.60	0.2	0.28	0.38	57	0.3	5700	30	806	11	524	1	524	1340	
45	8.80	0.2	0.28	0.38	55	0.5	5500	50	778	19	521	1	521	1390	
46	9.00	0.2	0.28	0.38	89	0.1	8900	10	1258	4	714	1	714	1400	
47	9.20	0.2	0.28	0.38	75	0.1	7500	10	1060	4	637	1	637	1410	
48	9.40	0.2	0.28	0.38	78	0.2	7800	20	1103	8	657	1	657	1430	
49	9.60	0.2	0.28	0.38	85	0.1	8500	10	1202	4	698	1	698	1440	
50	9.80	0.2	0.28	0.38	80	0.2	8000	20	1131	8	673	1	673	1460	
51	10.00	0.2	0.28	0.38	80	0.3	8000	30	1131	11	677	1	677	1490	
52	10.20	0.2	0.28	0.38	105	0.2	10500	20	1484	8	821	1	821	1510	
53	10.40	0.2	0.28	0.38	120	0.2	12000	20	1696	8	909	1	909	1530	
54	10.60	0.2	0.28	0.38	132	0.3	13200	30	1866	11	982	1	982	1560	
55	10.80	0.2	0.28	0.38	115	0.2	11500	20	1626	8	889	1	889	1580	
56	11.00	0.2	0.28	0.38	105	0.2	10500	20	1484	8	835	1	835	1600	
57	11.20	0.2	0.28	0.38	85	0.2	8500	20	1202	8	725	1	725	1620	
58	11.40	0.2	0.28	0.38	75	0.5	7500	50	1060	19	676	1	676	1670	
59	11.60	0.2	0.28	0.38	75	0.2	7500	20	1060	8	679	1	679	1690	
60	11.80	0.2	0.28	0.38	85	0.2	8500	20	1202	8	739	1	739	1710	
61	12.00	0.2	0.28	0.38	95	0.2	9500	20	1343	8	798	1	798	1730	
62	12.20	0.2	0.28	0.38	102	0.1	10200	10	1442	4	839	1	839	1740	
63	12.40	0.2	0.28	0.38	145	0.1	14500	10	2050	4	1084	1	1084	1750	
64	12.60	0.2	0.28	0.38	170	0.2	17000	20	2403	8	1228	1	1228	1770	
65	12.80	0.2	0.28	0.38	160	0.1	16000	10	2262	4	1173	1	1173	1780	
66	13.00	0.2	0.28	0.38	156	0.2	15600	20	2205	8	1154	1	1154	1800	
67	13.20	0.2	0.28	0.38	152	0.1	15200	10	2149	4	1132	1	1132	1810	
68	13.40	0.2	0.28	0.38	127	0.3	12700	30	1795	11	996	1	996	1840	
69	13.60	0.2	0.28	0.38	115	0.3	11500	30	1626	11	932	1	932	1870	
70	13.80	0.2	0.28	0.38	95	0.5	9500	50	1343	19	827	1	827	1920	
71	14.00	0.2	0.28	0.38	108	0.2	10800	20	1527	8	903	1	903	1940	
72	14.20	0.2	0.28	0.38	145	0.1	14500	10	2050	4	1114	1	1114	1950	
73	14.40	0.2	0.28	0.38	170	0.5	17000	50	2403	19	1263	1	1263	2000	
74	14.60	0.2	0.28	0.38	180	0.2	18000	20	2545	8	1322	1	1322	2020	
75	14.80	0.2	0.28	0.38	200	0.2	20000	20	2827	8	1439	1	1439	2040	
76	15.00	0.2	0.28	0.38	218	0.2	21800	20	3082	8	1543	1	1543	2060	
Jumlah													35	31183.20	

Keterangan :

Tahanan penetrasi kerucut statis rata-rata dari 8.D di atas dasar s.d. 4.D di bawah dasar ditentukan dengan menggunakan bantuan faktor pilih untuk menentukan daya dukung ijin yang digunakan (Qall Pakai)

$$Qall \text{ Pakai} = \frac{Pb}{Sf} + Ps$$

Ketrangan:

Ps merupakan hasil kumulatif penjumlahan tahanan selimut diatasnya.

Qall adalah daya dukung ijin tiang yang merupakan penjumlahan antara tahanan ujung tiang dengan tahanan selimut tiang.

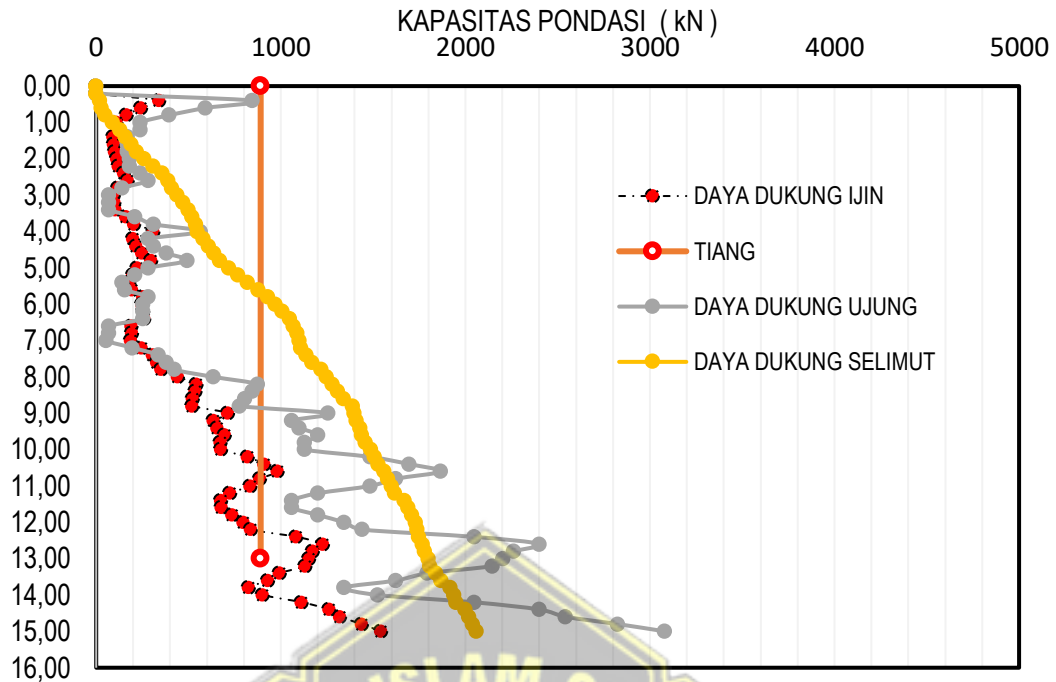
Tahanan penetrasi kerucut statis rata-rata dari 8.D di atas dasar s.d. 4.D di bawah dasar

$$\begin{aligned} 8D &= L - (8 \times D) \\ &= 13 - (8 \times 0,60) \\ &= 8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4D &= L + (4 \times D) \\ &= 13 + (4 \times 0,60) \\ &= 15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qall &= \frac{\text{jumlah Qall paka}}{\text{jumlah faktor pilih}} \\ &= \frac{31183,20}{35} \\ &= 890,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

Grafik daya dukung ijin pondasi berdasarkan Sondir kapasitas Pondasi (kN)



Gambar 4.69 Grafik Kapasitas Pondasi

a. Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang

Dari perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan data sondir. Untuk rekapitulasi perhitungan tahanan aksial tiang dapat dilihat dibawah ini.

- 1 berdasarkan kekuatan bahan = 2869,96 kN
- 3 berdasarkan hasil uji Sondir = 890,95 kN
- Daya dukung aksial terkecil = 890,95 kN
- Berat tiang pancang = 88,22 kN
- Diambil tahanan aksial tiang pancang = 800,00 kN

Berdasarkan data diatas, tahanan aksial digunakan adalah 800,00 kN.

b. Tahanan Lateral Tiang Pancang

a. Tahanan Lateral Tiang Pancang Berdasarkan Defleksi Tiang Maksimum (BROMS)

- Diameter (D) = 0,60 m → 60 cm
- Panjang tiang pancang (L) = 13 m
- Modulus subgrade horizontal (Kh)
 $Kh = 36000 \text{ kN/m}^3$
- Modulus elastis tiang (Ec)

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700 \times \sqrt{f'c'} \times 10^3 \\
 &= 4700 \times \sqrt{52} \times 10^3 \\
 &= 33892182 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

- momen inersia penampang (I_c)

$$\begin{aligned}
 I_c &= \pi / 64 \times D^4 \\
 &= 3,14 / 64 \times (0,60 \text{ m})^4 \\
 &= 0,006362 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

- jarak beban lateral terhadap muka tanah (e)

$$e = 0 \text{ m}$$

- defleksi tiang maksimum (m)

$$y_o = 0,006 \text{ m}$$

- koefisien defleksi tiang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \{kh \times D / (4 \times E_c \times I_c)\}^{0,25} \\
 &= \{36000 \times 0,60 / (4 \times 3389218 \times 0,006362)\}^{0,25} \\
 &= 0,397814 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\beta \times L = 5,17 > 2,5 \text{ maka termasuk tiang (OK)}$$

- Tahanan lateral nominal tiang pancang

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{y_o \times kh \times D}{\{2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)\}} \\
 &= \frac{0,006 \times 36000 \times 0,60}{2 \times 0,397814 \times (1 \times 0,397814 + 1)} \\
 &= 116,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Factor reduksi kekuatan

$$\phi = 0,60 \text{ m}$$

- Tahanan lateral tiang pancang

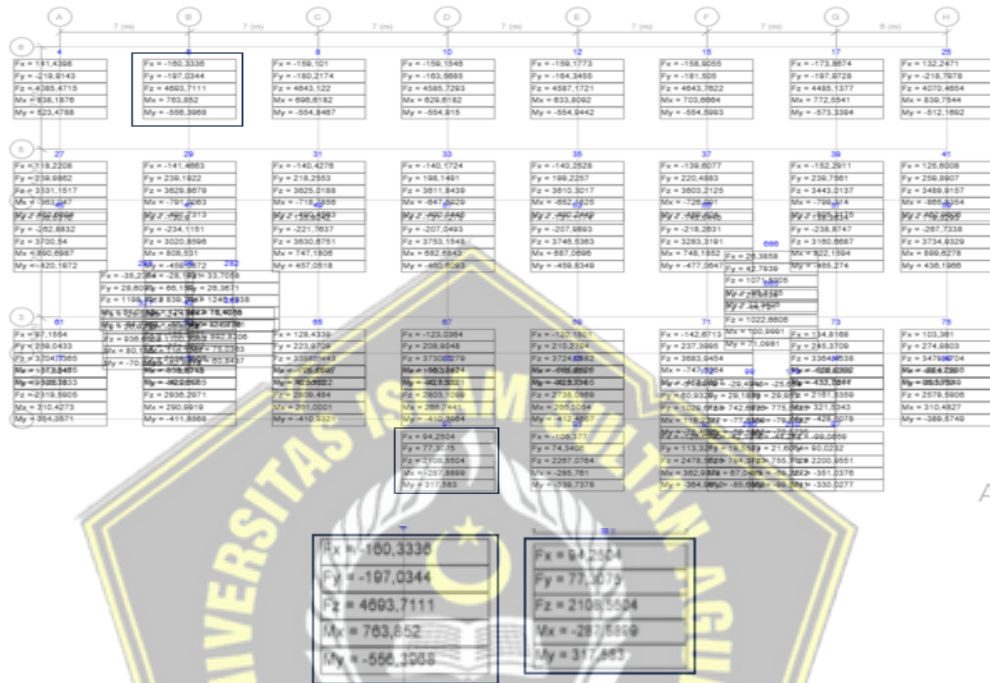
$$\begin{aligned}
 \phi H_n &= 0,60 \times 116,53 \\
 &= 69,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekap Tahanan Lateral Tiang

- Berdasarkan defleksi tiang maksimum (Broms) = 69,92 kN
- Tahanan lateral tiang terkecil = 69,92 kN
- Diambil tahanan lateral tiang pancang = 60,00 kN

4.8.5 Perhitungan Pilecap

Pondasi yang ditinjau pada pengecekan kekuatan pondasi adalah pondasi yang memiliki reaksi tumpuan terbesar. Untuk nilai reaksi tumpuan diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software*. Penentuan nilai reaksi tumpuan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 4.70 Reaksi Tumpuan

Berdasarkan gambar diatas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 4693,71 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 763,85 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 556,40 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 160,33 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 197,03 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 800,00 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 90,00 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral diang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.77 diatas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 9.

4.8.5.1 Data Properti Material PC9

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 9 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini.

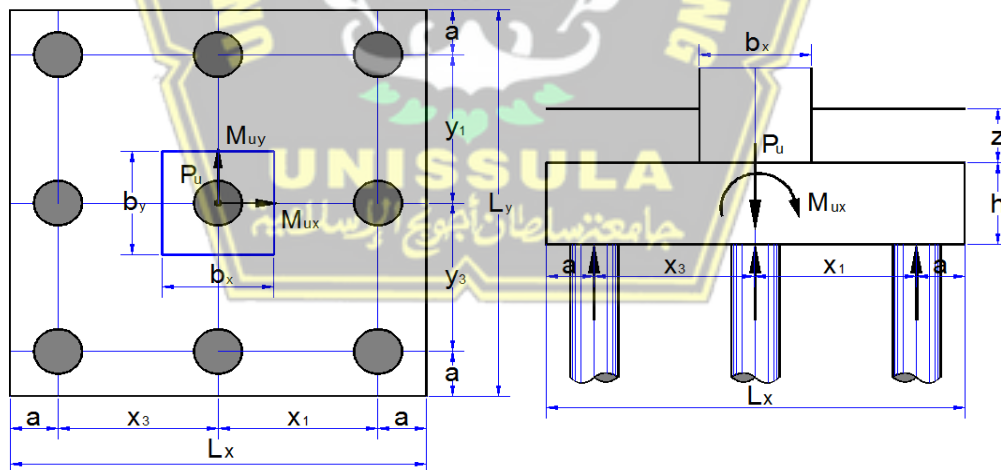
- Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Kuat leleh tulangan polos ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³

Data dimensi Pondasi

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,70 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,90 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal pilecap (h) = 1,00 m
- Tebal tanah diatas pilecap (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah diatas pilecap (W_s) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) α_s = 40

a. Jumlah Susunan Tiang

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.



Gambar 4.71 Jumlah Susunan Pondasi

Data beban pondasi

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 4693.71 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 763.85 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 556.40 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 160.33 kN

- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{ly}) = 197.03 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 800.00 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕH_n) = 90,00 kN

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.

Tabel 4.43 Data Susunan Tiang Pancang

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x ² (m ²)	No.	Jumlah n	y (m)	n * y ² (m ²)
1	3	1,50	6,75	1	3	1,50	6,75
2	3	0,00	0,00	2	3	0,00	0,00
3	3	-1,50	6,75	3	3	-1,50	6,75
n =	9	S x ² =	13,50	n =	9	S y ² =	13,50
Lebar pilecap arah x,						L _x =	4,20 m
Lebar pilecap arah y,						L _y =	4,20 m

b. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada perhitungan dibawah ini.

- Berat tanah diatas pilecap

$$W_s = L_x \times L_y \times Z \times W_s$$

$$= 4,20 \times 4,20 \times 0 \times 18$$

$$= 0 \text{ kN}$$
- Berat pilecap

$$W_c = L_x \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 4,20 \times 4,20 \times 1 \times 24$$

$$= 423,36 \text{ kN}$$
- Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned}
 P_u &= P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c \\
 &= 4693.71 + 1.2 \times 0 + 1.2 \times 423,36 \\
 &= 5201,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat
 $X_{max} = 1.50 \text{ m}$
- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat
 $Y_{max} = 1.50 \text{ m}$
- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat
 $X_{min} = -1.50 \text{ m}$
- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat
 $Y_{min} = -1.50 \text{ m}$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned}
 P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum y^2} \\
 &= \frac{5201,74}{9} + 763,85 \times \frac{1,50}{13,50} + 566,40 \times \frac{1,50}{13,50} \\
 &= 724,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum y^2} \\
 &= \frac{5201,74}{9} + 763,85 \times \frac{-1,50}{13,50} + 566,40 \times \frac{-1,50}{13,50} \\
 &= 431,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= P_{u,max} \leq \phi P_n \\
 &= 724,67 \leq 800,00 \rightarrow \text{AMAN (OK)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari perhitungan diatas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja.

c. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil dari tahanan lateral tiang pancang.

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= \frac{160,33}{9} \\ &= 17,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= \frac{197,03}{9} \\ &= 21,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral kombinasi dua arah

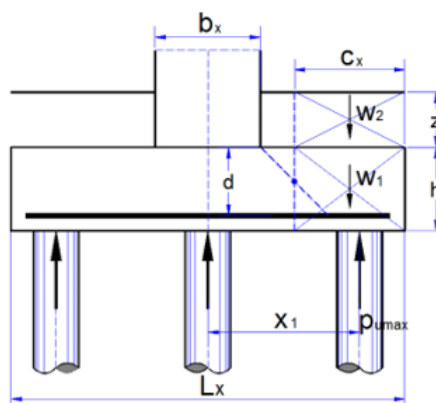
$$\begin{aligned} H_{umax} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= \sqrt{(17,81^2 + 21,81^2)} \\ &= 28,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } h_{umax} \leq \phi Hn$$

$$28,23 < 90,00 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan diatas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, jadi, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.72 Detail Geser Arah X

Kuat geser pilecap pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser pilecap terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut:

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = h - d'$$

$$= 1,00 - 0,100$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$C_x = \frac{Lx - bx - d}{2}$$

$$= \frac{4,20 - 0,70 - 0,900}{2}$$

$$= 1,300 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W_1 = C_x \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 1,300 \times 4,20 \times 1,00 \times 24$$

$$= 131,040 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$W_2 = C_x \times L_y \times z \times W_s$$

$$= 1,300 \times 4,20 \times 0 \times 18,00$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- Gaya geser arah x

$$V_{ux} = 8 \times P_{u,max} - W_1 - W_2$$

$$= 8 \times 724,67 - 131,040 - 0$$

$$= 2042,957 \text{ kN}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$b = L_y$$

$$= 4200 \text{ mm}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = \frac{bx}{by}$$

$$= \frac{0,70}{0,90} = 0,7778$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$V_c = \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1+2}{0,7778} \times \sqrt{30} \times 4200 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 12323,758 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{as \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{40 \times 900}{4200+2} \times \sqrt{30} \times 4200 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 18239,161 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4200 \times 900 \times 10^{-3}$$

$$= 6901,301 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser pilecap

$$\rightarrow V_c = 6901,301 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pilecap

$$\phi V_c = 0,75 \times 6901,301$$

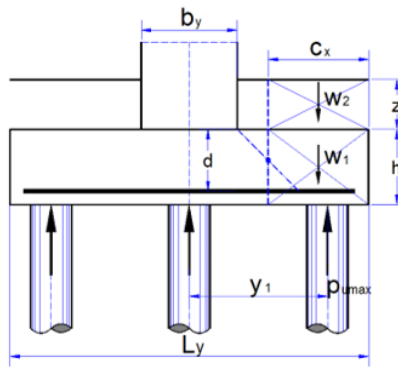
$$= 5175,978 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$5175,978 > 2042,957 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Tinjauan Arah Y



Gambar 4.73 Detail Geser Arah Y

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1,00 - 0,100 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= \frac{4,20 - 0,90 - 0,900}{2} \\ &= 1,200 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,200 \times 4,20 \times 1,00 \times 24 \\ &= 120,960 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,200 \times 4,20 \times 0 \times 18,00 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= 8 \times P_{u,max} - W_1 - W_2 \\ &= 8 \times 724,67 - 120,960 - 0 \\ &= 2053,037 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$b = Ly$$

$$= 4200 \text{ mm}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = \frac{bx}{by}$$

$$= \frac{0,70}{0,90} = 0,7778$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$V_c = \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1+2}{0,7778} \times \sqrt{30} \times 4200 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 12323,758 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{40 \times 900}{4200+2} \times \sqrt{30} \times 4200 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 18239,161 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4200 \times 900 \times 10^{-3}$$

$$= 6901,304 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser pilecap

$$\rightarrow V_c = 6901,304 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pilecap

$$\phi V_c = 0,75 \times 6901,304$$

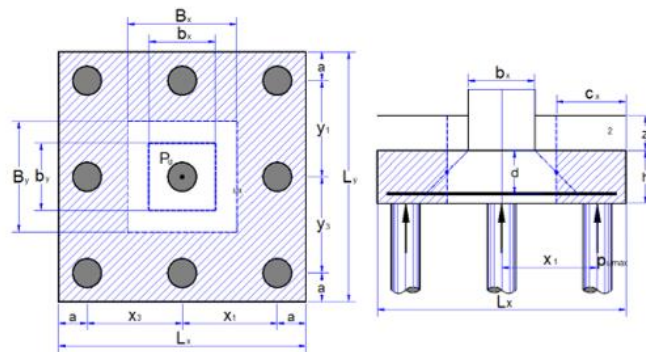
$$= 5157,978 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$5157,978 > 2053,037 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.74 Detail Geser Dua Arah

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = h - d'$$

$$= 1,00 - 0,100$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah x

$$B_x = b_x + d$$

$$= 0,70 + 0,900$$

$$= 1,600 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$B_y = b_y + d$$

$$= 0,90 + 0,900$$

$$= 1,800 \text{ m}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 4693,711 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$A_p = 2 \times (B_x + B_y) \times d$$

$$= 2 \times (1,600 + 1,800) \times 0,900$$

$$= 6,120 \text{ m}^2$$

- Lebar bidang geser pons

$$b_p = 2 \times (B_x + B_y)$$

$$= 2 \times (1,600 + 1,800)$$

$$= 6,800 \text{ m}^2$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}\beta_c &= \frac{bx}{by} \\ &= \frac{0,70}{0,90} \\ &= 0,7778\end{aligned}$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{6} \\ &= \frac{1+2}{0,778} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \\ &= 3,260 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_p &= \frac{\alpha_s \times d}{bp+2} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} \\ &= \frac{40 \times 0,900}{6,800+2} \times \frac{\sqrt{30}}{12} \\ &= 3,329 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \\ &= 1,826 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\begin{aligned}\phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\ &= 0,75 \times 6,120 \times 1,826 \times 10^3 \\ &= 8380,16 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat $\phi V_{np} > P_{uk}$

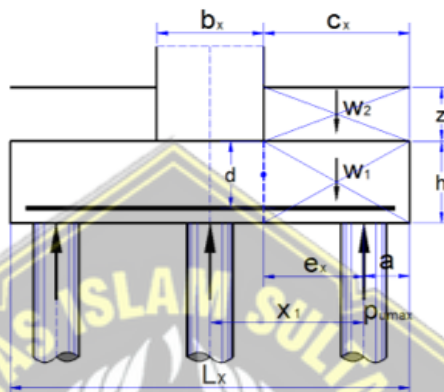
$$8380,155 > 4693,711 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, jadi, kuat geser dua arah pada pilecap aman terhadap gaya geser yang bekerja.

d. Cek Penulangan Lentur Pilecap

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada pilecap dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada pilecap dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tulangan Lentur Arah X



Gambar 4.75 Detail Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{L_x - b_x}{2} \\ &= \frac{4,60 - 0,70}{2} \\ &= 1,750 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_x &= C_x - a \\ &= 1,750 - 0,60 \\ &= 1,150 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,150 \times 4,20 \times 1,0 \times 24 \\ &= 176,400 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,150 \times 4,20 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 8 \times P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{Cx}{2} - W_2 \times \frac{Cx}{2} \\ &= 8 \times 724,67 \times 1,150 - 176,400 \times \frac{1,150}{2} - 0 \times \frac{1,150}{2} \\ &= 2345,747 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal pilecap

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

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,030357143 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= 0,75 \times 0,030357143 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,030357143 \times 420}{0,85 \times 30} \\
 &= 7,770
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\
 &= \frac{2345,747}{0,90} \\
 &= 2606,385 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\
 &= 2606,385 \times \frac{10^6}{4200 \times 900^2} \\
 &= 0,76613
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow (\text{OK})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,76613}{0,85 \times 30}} \right] \\
 &= 0,0019
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= p \times b \times d \\
 &= 0,0025 \times 4200 \times 900 \\
 &= 9450,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

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

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{4200}{9450,00}
 \end{aligned}$$

$$= 169 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

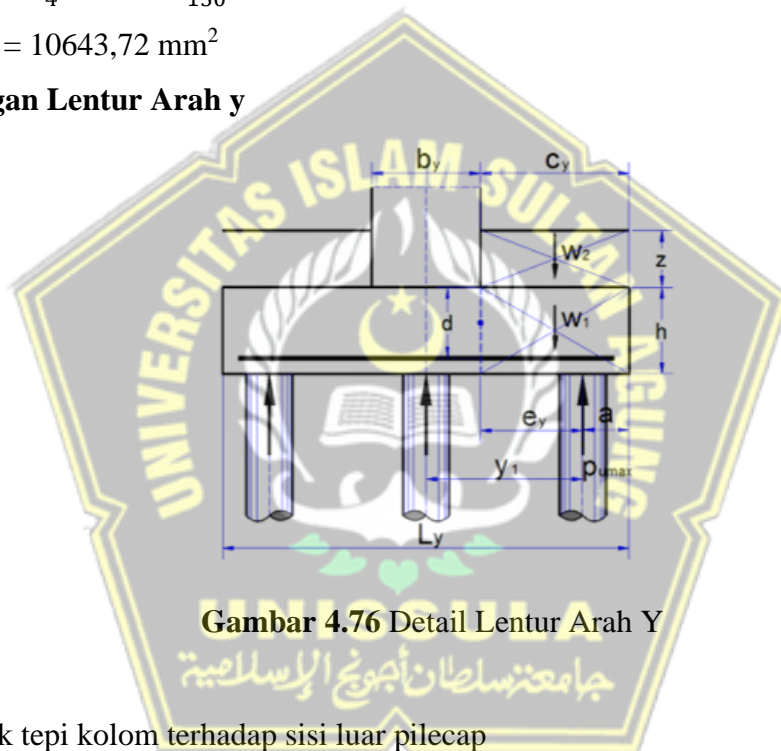
- Digunakan tulangan

$$D 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{4200}{150} \\ &= 10643,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan Lentur Arah y



Gambar 4.76 Detail Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= \frac{4,2 - 0,90}{2} \\ &= 1,650 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,650 - 0,60 \\ &= 1,050 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned}
 W1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\
 &= 1,650 \times 4,20 \times 1,0 \times 24 \\
 &= 166,320 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned}
 W2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\
 &= 1,650 \times 4,20 \times 0 \times 18 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned}
 M_{uy} &= 8 \times P_{umax} \times e_y - W1 \times \frac{C_y}{2} - W2 \times \frac{C_y}{2} \\
 &= 8 \times 724,67 \times 1,050 - 166,320 \times \frac{1,650}{2} - 0 \times \frac{1,650}{2} \\
 &= 2145,483 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$\begin{aligned}
 b &= L_y \\
 &= 4200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tebal pilecap

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

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' \\
 &= 1000 - 100 \\
 &= 900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{30-28}{7}$$

$$= 0,85$$

$$pb = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$$

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600+420}$$

$$= 0,030357143$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,90$$

$$R_{max} = 0,75 \times pb \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times pb \times f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 0,75 \times 0,030357143 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,030357143 \times 420}{0,85 \times 30}$$

$$= 7,770$$

$$M_n = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$= \frac{2145,483}{0,90}$$

$$= 2383,870 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2}$$

$$= 2383,870 \times \frac{10^6}{4200 \times 900^2}$$

$$= 0,70073$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow (\text{OK})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$p = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right]$$

$$= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,70073}{0,85 \times 30}} \right]$$

$$= 0,0017$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 4200 \times 900 \\ &= 9450,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

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

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{4200}{9450,00} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D \ 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{4200}{150} \\ &= 10643,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

e. Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{\min} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} A_{sx} &= P_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 4200 \times 900 \\ &= 5292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= P_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 4200 \times 900 \\ &= 5292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x

$$\begin{aligned}
 s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{4200}{5292} \\
 &= 225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{x,max} = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

$$S_x = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah y

$$\begin{aligned}
 s_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{4200}{5292} \\
 &= 225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{y,max} = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

$$S_y = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan susut arah x

$$D19 - 150$$

- Digunakan tulangan susut arah y

$$D19 - 150$$

4.8.5.2 Data Properti Material PC4

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 4 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini.

- Kuat tekan beton (f_c') = 30 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12 \text{ mm}$)(f_y) = 420 MPa
- Kuat leleh tulangan polos ($\phi > 12 \text{ mm}$) (f_y) = 420 MPa
- Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³

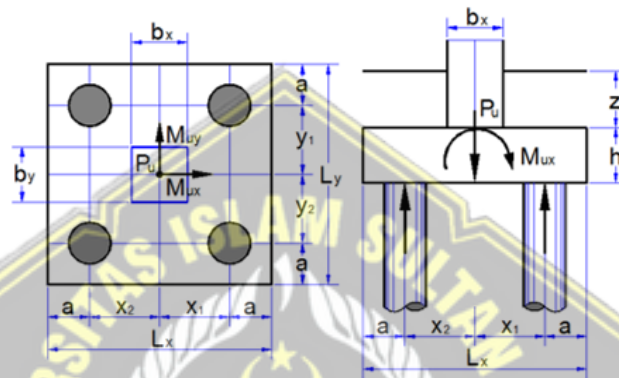
Data dimensi Pondasi

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,70 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,70 m

- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal pilecap (h) = 1,00 m
- Tebal tanah diatas pilecap (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah diatas pilecap (Ws) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) (αs) = 40

a. Jumlah Susunan Tiang

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.



Gambar 4.77 Jumlah Susunan Pondasi

Data beban pondasi

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 2108,55 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 287,89 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 317,58 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 94,25 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 77,31 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 800,00 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕH_n) = 90,00 kN

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang pancang dapat dilihat dibawah ini.

Tabel 4.44 Data Susunan Tiang Pancang

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG							
Susunan tiang pancang arah x:				Susunan tiang pancang arah y:			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1	2	0.75	1.13	1	2	0.75	1.13
2	2	-0.75	1.13	2	2	-0.75	1.13
n =	4	Σ x ² =	2.25	n =	4	Σ y ² =	2.25
Lebar pilecap arah x,						L _x =	2.70 m
Lebar pilecap arah y,						L _y =	2.70m

b. Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada perhitungan dibawah ini.

- Berat tanah diatas pilecap

$$\begin{aligned}
 W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\
 &= 2,70 \times 2,70 \times 0 \times 18 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat pilecap

$$\begin{aligned}
 W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_c \\
 &= 2,70 \times 2,70 \times 1 \times 24 \\
 &= 174,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned}
 P_u &= P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c \\
 &= 2108,55 + 1.2 \times 0 + 1.2 \times 174,96 \\
 &= 2318,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{max} = 0,75 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{max} = 0,75 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{min} = -0,75 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{min} = -0,75 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\Sigma x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{2318,50}{4} + 287,89 \times \frac{0,75}{2,25} + 317,58 \times \frac{0,75}{2,25} \\ &= 781,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\Sigma x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{2318,50}{4} + 287,89 \times \frac{-0,75}{2,25} + 317,58 \times \frac{-0,75}{2,25} \\ &= 377,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat} = P_{u,max} \leq \phi P_n$$

$$= 781,45 \leq 800,00 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari perhitungan diatas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja.

c. Cek Penguatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil dari tahanan lateral tiang pancang.

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= \frac{94,25}{4} \\ &= 23,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$h_{uy} = \frac{H_{uy}}{n}$$

$$= \frac{77,31}{4}$$

$$= 19,33 \text{ kN}$$

- Gaya lateral kombinasi dua arah

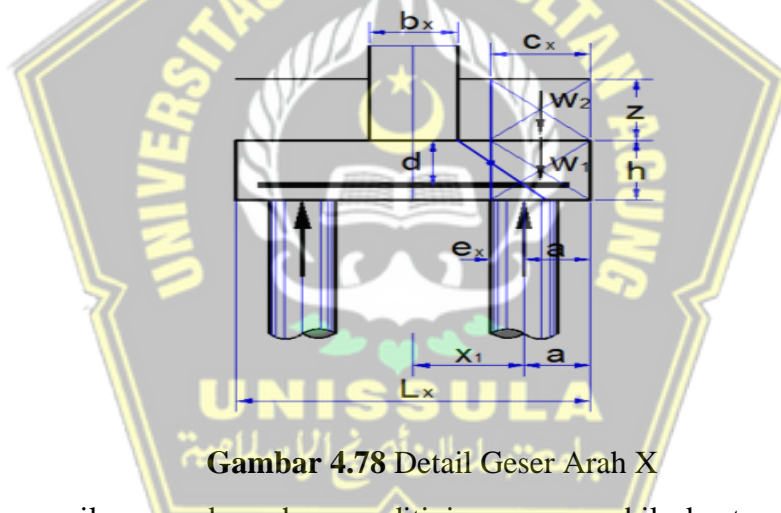
$$\begin{aligned} \text{humax} &= \sqrt{(hux^2 + huy^2)} \\ &= \sqrt{(23,56^2 + 19,33^2)} \\ &= 30,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \text{humax} \leq \phi Hn$$

$$30,47 < 90,00 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan diatas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, jadi, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.78 Detail Geser Arah X

Kuat geser pilecap pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser pilecap terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut:

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = h - d'$$

$$= 1,00 - 0,100$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned}
 Cx &= \frac{Lx-bx-d}{2} \\
 &= \frac{2,70-0,70-0,900}{2} \\
 &= 0,550 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned}
 W1 &= Cx \times Ly \times h \times Wc \\
 &= 0,550 \times 2,70 \times 1,00 \times 24 \\
 &= 35,640 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned}
 W2 &= Cx \times Ly \times z \times Ws \\
 &= 0,550 \times 2,70 \times 0 \times 18,00 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned}
 Vux &= 8 \times Pu.\text{max} - W1 - W2 \\
 &= 8 \times 781,45 - 35,640 - 0 \\
 &= 1527,260 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned}
 b &= Ly \\
 &= 2700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}
 \beta_c &= \frac{bx}{by} \\
 &= \frac{0,70}{0,70} \\
 &= 1.0000
 \end{aligned}$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\
 &= \frac{1+2}{1.0000} \times \sqrt{30} \times 2700 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

$$= 6654,829 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{as \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 900}{2700+2} \times \sqrt{30} \times 2700 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3} \\ &= 17006,785 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 2700 \times 900 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$= 4436,553 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser pilecap

$$\rightarrow V_c = 4436,553 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pilecap

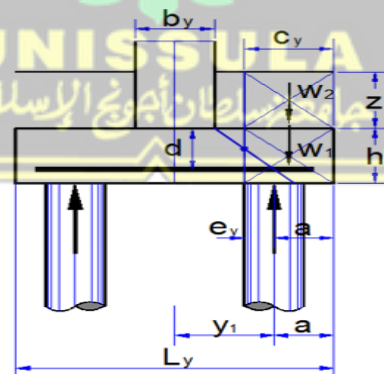
$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 4436,553 \\ &= 3327,415 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$3327,415 > 1527,260 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Tinjauan Geser Arah Y



Gambar 4.79 Detail Geser Arah Y

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 0,80 - 0,100 \\ &= 0,900 \text{ m}\end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned}C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= \frac{2,70 - 0,70 - 0,900}{2} \\ &= 0,550 \text{ m}\end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned}W_1 &= C_y \times L_y \times h \times W_c \\ &= 0,550 \times 2,70 \times 1,00 \times 24 \\ &= 35,640 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned}W_2 &= C_y \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,00 \times 2,70 \times 0 \times 18,00 \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned}V_{uy} &= 2 \times P_{u,max} - W_1 - W_2 \\ &= 2 \times 781,45 - 35,640 - 0 \\ &= 1527,260 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned}b &= L_x \\ &= 2700 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}\beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,70}{0,70} \\ &= 1,0000\end{aligned}$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$V_c = \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1+2}{1.0000} \times \sqrt{30} \times 2700 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 6654,829 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{40 \times 700}{2700+2} \times \sqrt{30} \times 2700 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 17006,785 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 2700 \times 900 \times 10^{-3}$$

$$= 4436,553 \text{ kN}$$

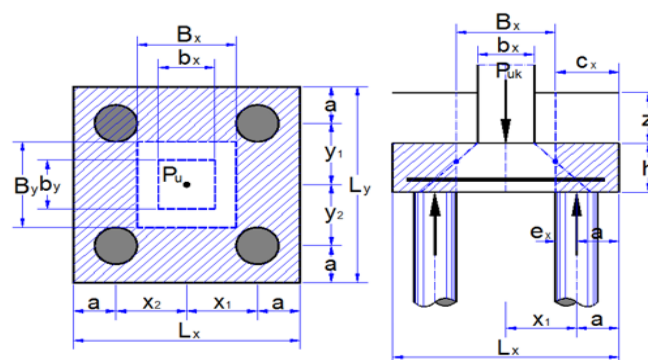
- Diambil, kuat geser pilecap
 $\rightarrow V_c = 4436,553 \text{ kN}$
- Faktor reduksi kekuatan geser
 $\phi = 0,75$
- Kuat geser pilecap
 $\phi V_c = 0,75 \times 4436,553$
 $= 3327,415 \text{ kN}$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$4436,553 > 1527,260 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.80 Detail Geser Dua Arah

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = h - d'$$

$$= 1,00 - 0,100$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah X

$$B_x = b_x + d$$

$$= 0,70 + 0,900$$

$$= 1,600 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah Y

$$B_y = b_y + d$$

$$= 0,70 + 0,900$$

$$= 1,600 \text{ m}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 2108,550 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$A_p = 2 \times (B_x + B_y) \times d$$

$$= 2 \times (1,600 + 1,600) \times 0,900$$

$$= 5,760 \text{ m}^2$$

- Lebar bidang geser pons

$$b_p = 2 \times (B_x + B_y)$$

$$= 2 \times (1,600 + 1,600)$$

$$= 6,400 \text{ m}^2$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = \frac{b_x}{b_y}$$

$$= \frac{0,70}{0,70}$$

$$= 1,0000$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{6} \\
 &= \frac{1+2}{1.0000} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \\
 &= 2,739 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{\alpha_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} \\
 &= \frac{40 \times 0,700}{6,400 + 2} \times \frac{\sqrt{30}}{12} \\
 &= 3,480 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \\
 &= 1,826 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\begin{aligned}
 \phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\
 &= 0,75 \times 6,400 \times 1,826 \times 10^3 \\
 &= 7887,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

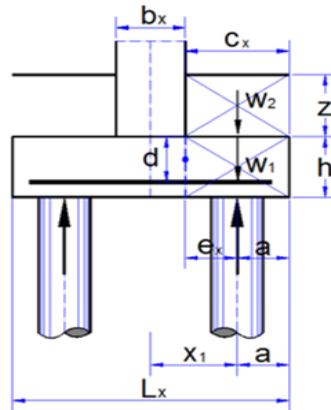
$$7887,20 > 2108,550 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, jadi, kuat geser dua arah pada pilecap aman terhadap gaya geser yang bekerja.

d. Cek Penulangan Lentur Pilecap

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada pilecap dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada pilecap dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

a. Tulangan Lentur Arah X



Gambar 4.81 Detail Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{L_x - b_x}{2} \\ &= \frac{2,70 - 0,70}{2} \\ &= 1,000 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_x &= C_x - a \\ &= 1,000 - 0,60 \\ &= 0,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,000 \times 2,70 \times 1,00 \times 24 \\ &= 64,800 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,000 \times 2,70 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 2 \times P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{C_x}{2} - W_2 \times \frac{C_x}{2} \\ &= 2 \times 781,45 \times 0,400 - 64,800 \times \frac{1,000}{2} - 0 \times \frac{1,000}{2} \\ &= 7592,760 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$b = L_y$$

$$= 2700 \text{ mm}$$

- Tebal pilecap

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

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$d = h - d'$$

$$= 1000 - 100$$

$$= 900 \text{ mm}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7}$$

$$= 0,85$$

$$p_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,0303571$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$R_{max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 0,75 \times 0,030357143 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,030357143 \times 420}{0,85 \times 30}$$

$$= 7,770$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\ &= \frac{7592,760}{0,80} \\ &= 740,950 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 740,950 \times \frac{10^6}{2700 \times 900^2} \\ &= 0,33880 \end{aligned}$$

$R_n < R_{max} \rightarrow$ (OK)

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times 0,33880}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0,000816 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 2700 \times 900 \\ &= 6075,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

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

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{2700}{6075,00} \\ &= 169 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

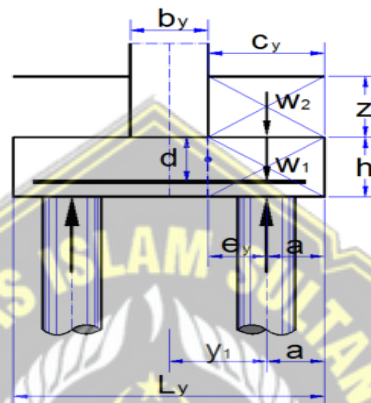
$$S_{max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan
D 22 – 150

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{2700}{150} \\ &= 642,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Tulangan Lentur Arah y



Gambar 4.82 Detail Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= \frac{2,70 - 0,70}{2} \\ &= 1,00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,00 - 0,60 \\ &= 0,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 1,00 \times 2,70 \times 1,00 \times 24 \\ &= 64,800 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 1,00 \times 2,70 \times 0 \times 18 \end{aligned}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 2 \times P_{umax} \times e_y - W1 \times \frac{C_y}{2} - W2 \times \frac{C_y}{2} \\ &= 2 \times 781,45 \times 1,000 - 64,800 \times \frac{1,000}{2} - 0 \times \frac{1,000}{2} \\ &= 592,760 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$\begin{aligned} B &= L_x \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal pilecap

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

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0303571 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= 0,75 \times 0,0303571 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0303571 \times 420}{0,85 \times 30} \\ &= 7,770 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{592,760}{0,80} \\ &= 740,950 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 740,950 \times \frac{10^6}{2700 \times 900^2} \\ &= 0,33880 \end{aligned}$$

$R_n < R_{max} \rightarrow$ (OK)

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,33880}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0,0008 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 2700 \times 900 \\ &= 6075,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

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

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{2700}{6075,00} \\
 &= 169 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D \ 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{2700}{150} \\
 &= 6842,39 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{\min} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= P_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,0014 \times 2700 \times 900 \\
 &= 3402 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= P_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,0014 \times 2700 \times 900 \\
 &= 3402 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x

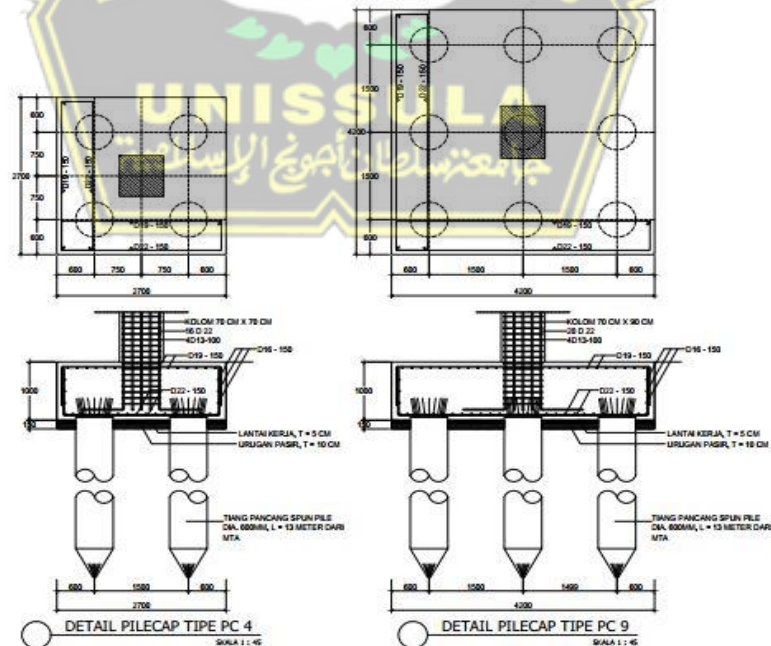
$$\begin{aligned}
 s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{3402} \\
 &= 225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x
 $S_{x,max} = 150 \text{ mm}$
- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan
 $S_x = 150 \text{ mm}$
- Jarak tulangan susut arah y

$$s_y = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{s_y}}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{3402}$$

$$= 225 \text{ mm}$$
- Jarak tulangan susut maksimum arah x
 $S_{y,max} = 150 \text{ mm}$
- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan
 $S_y = 150 \text{ mm}$
- Digunakan tulangan susut arah x
 D19 – 150
- Digunakan tulangan susut arah y
 D19 – 150



Gambar 4.83 Detail Pondasi PC4 dan PC9

4.8.6 Kontrol Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan kontrol penurunan terhadap pondasi tiang dilakukan guna mengantisipasi penurunan tiang yang berlebihan akibat beban yang berlebih sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan kerangka bangunan. Berikut ini adalah data yang diperlukan untuk menganalisis penurunan pondasi.

Lapisan I: kedalaman: - 0.00 m s.d - 5.00 m

Jenis tanah : lempung kelanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\Gamma = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0,12 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 12^0$$

$$e = 1,18$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \text{angka poisson lempung kelanauan tidak padat}$$

$$E1 = \text{modulus elastisitas lempung kelanauan tidak padat}$$

$$= 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Atau} = 10. (N+15) \rightarrow \text{Nrata-rata} = 10,2$$

$$= 10. (10,2+15)$$

$$= 252 \text{ k/ft}^2$$

$$= 1234,8 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} \rightarrow \text{perubahan angka pori}$$

$$= \frac{1,18}{10} = 0,118$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} \rightarrow \text{perubahan tekanan pori}$$

$$= 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_o = \frac{e}{0,42}$$

$$= \frac{1,18}{0,42}$$

$$= 2,8 \text{ (empiris)}$$

$$mv1 = \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_o)} \rightarrow \text{koefisien perubahan volume}$$

$$= \frac{0,118}{10 \times (1+2,8)}$$

$$= 0,0033$$

Lapisan II: kedalaman : - 5.00 m s.d -13.00 m

Jenis tanah : lempung kelanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0,14 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 14^\circ$$

$$e = 1,2$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \text{angka poisson lempung kelanauan tidak padat}$$

$$E1 = \text{modulus elastisitas lempung kelanauan tidak padat} \\ = 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Atau} = 10. (N+15) \rightarrow \text{Nrata-rata} = 12,25 \\ = 10.(12,25+15) \\ = 272,5 \text{ k/ft}^2 = 1335,25 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} \rightarrow \text{perubahan angka pori} \\ = \frac{1,2}{10} = 0,12$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} \rightarrow \text{perubahan tekanan pori} \\ = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = \frac{e}{0,42} \\ = \frac{1,2}{0,42} \\ = 2,8 \text{ (empiris)}$$

$$Mv2 = \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_o)} \rightarrow \text{koefisien perubahan volume} \\ = \frac{0,12}{10 \times (1+2,8)} \\ = 0,003$$

$$L1 = \text{kedalaman pondasi dari muka tanah rencana} = 13 \text{ m}$$

$$D1 = \text{kedalaman lapisan tanah 1 dari muka tanah rencana} = 5 \text{ m}$$

$$D2 = \text{kedalaman lapisan tanah 2 s.d tanah keras} = 13 - 5 \\ = 8 \text{ m}$$

$$\text{Drakit} = \text{kedalaman dasar pondasi rakit dari muka tanah rencana} \\ = \frac{2}{3} \times L \text{ tiang} \\ = \frac{2}{3} \times 13$$

$$\begin{aligned}
&= 8,6 \text{ m} \\
H1 &= \text{Drakit} - D1 \\
&= 8,6 - 5 \\
&= 3,6 \text{ m} \\
H2 &= \frac{D2}{2} \\
&= \frac{8}{2} \\
&= 4 \text{ m} \\
P_{\max} &= P_{\text{actual}} \\
&= 724,67 \text{ ton} \\
B2 &= 4,2 \text{ m} \rightarrow \text{lebar pad} \\
B2' &= 4,2 \text{ m} \rightarrow \text{panjang pad} \\
B &= (B2 + 2) \times \frac{1}{4} \times \text{Drakit} \rightarrow \text{lebar dasar pondasi rakit} \\
&= (4,2 + 2) \times \frac{1}{4} \times 8,6 \\
&= 13,33 \text{ m} \\
L &= (B2' + 2) \times \frac{1}{4} \times D \text{ rakit} \rightarrow \text{panjang dasar pondasi} \\
&= (4,3 + 2) \times \frac{1}{4} \times 8,6 \\
&= 13,33 \text{ m} \\
q_p &= \frac{p_{\max}}{b \times L} \\
&= 4,07 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

A. Penurunan Segera/Awal (*Immediate Settlement*)

Lapisan I : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E1 = 1234,8 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1}{B} = \frac{3,6}{13,33}$$

$$= 0,27$$

$$\frac{L}{B} = \frac{13,33}{13,33}$$

$$= 1$$

$$\frac{\text{Drakit}}{B} = \frac{8,6}{13,33}$$

$$= 0,64$$

$$\mu1 = 0,2$$

$$\begin{aligned}\mu_0 &= 0,8 \\ S1 &= \frac{\mu_1 \times \mu_0 \times qp \times B}{E1} \\ &= 0,00702\text{m}\end{aligned}$$

Lapisan I&II : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E1 = 1335,25 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}\frac{H1+D2}{B} &= \frac{3,6+8}{13,33} \\ &= 0,87\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{L}{B} &= \frac{13,33}{13,33} \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\text{Drakit}}{B} &= \frac{8,6}{13,33} \\ &= 0,64\end{aligned}$$

$$\mu_1 = 0,4$$

$$\mu_0 = 0,75$$

$$\begin{aligned}S2 &= \frac{\mu_1 \times \mu_0 \times qp \times B}{E1} \\ &= 0,01218 \text{ m}\end{aligned}$$

Lapisan I : Tanah lapisan I dianggap mempunyai

$$E2 = 1335,25 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}\frac{H1}{B} &= \frac{3,6}{13,33} \\ &= 0,27\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{L}{B} &= \frac{13,33}{13,33} \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\text{Drakit}}{B} &= \frac{8,6}{13,33} \\ &= 0,64\end{aligned}$$

$$\mu_1 = 0,2$$

$$\mu_0 = 0,8$$

$$\begin{aligned}S1 &= \frac{\mu_1 \times \mu_0 \times qp \times B}{E1} \\ &= 0,0065 \text{ m}\end{aligned}$$

Maka penurunan segera pada lapisan I & II

$$\begin{aligned}
S_i &= S_1 + S_2 - S_1' \\
&= 0,00702\text{m} + 0,01218 - 0,0065 \\
&= 0,0127 \text{ m}
\end{aligned}$$

B. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Lapisan I

$$\begin{aligned}
\Delta p_1 &= \frac{P_{\max}}{(B+0,5xH_1) \times (L + 0,5 \times H_1)} 228,9169 \\
&= 3,165 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_1 &= \Delta p_1 \times m_{v1} \times H_1 \\
&= 0,0376 \text{ m}
\end{aligned}$$

Lapisan II

$$\begin{aligned}
\Delta p_1 &= \frac{P_{\max}}{(B+H_1+H_2) \times (L + 0,5 \times H_1)} \\
&= 1,6 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_2 &= \Delta p_1 \times m_{v2} \times H_1 \\
&= 0,0028 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\beta &= \text{faktor reduksi penurunan konsolidasi untuk lempung kelanauan yang} \\
&\text{terkonsolidasi normal} \\
&= 0,85
\end{aligned}$$

Maka konsolidasi pada lapisan I & II :

$$\begin{aligned}
S_c &= \beta \times (S_1 + S_2) \\
&= 0,85 \times (0,0376 + 0,0028) \\
&= 0,034 \text{ m}
\end{aligned}$$

C. Penurunan Total Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
\text{Penurunan total (S)} &= \text{Penurunan Segera (S}_i\text{)} + \text{Penurunan Konsolidasi (S}_c\text{)} \\
&= 0,0127 + 0,034 \\
&= 0,0467 \text{ m}
\end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
S \text{ (penurunan total)} &< S \text{ ijin (10\% x D)} \\
\mathbf{0,0467 \text{ m}} &< \mathbf{0,06 \text{ m}} \rightarrow \mathbf{OK}
\end{aligned}$$

D. Waktu Penurunan

Diasumsikan Waktu Penurunan t = 5 tahun

- Konsolidasi drainase lapisan tanah lempung kelanauan adalah tidak lolos air sehingga bersifat tunggal dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_t &= H_1 + H_2 \\ &= 3,6 + 4 \\ &= 7,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$t = 5 \text{ tahun}$$

$$\begin{aligned} C_v &= \frac{0,197 \times H t^2}{t} \rightarrow \text{Koefisien konsolidasi kedalaman 0-10 m} \\ &= \frac{0,197 \times 7,6^2}{5} = 2,27 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_v &= \frac{C_v \times t}{H t^2} \rightarrow \text{faktor waktu} \\ &= \frac{2,27 \times 5}{7,6^2} = 0,196 \end{aligned}$$

- Dianggap U (derajat konsolidasi) < 60 %, maka :

$$\begin{aligned} T_u &= \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5} \\ &= \left\{ \frac{4 \times 0,196}{\pi} \right\}^{0,5} = 0,49 < 0,60 \rightarrow \text{asumsi OK} \end{aligned}$$

$$S_c = 0,034 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = 0,016 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi}$$

S_i = penurunan segera dengan faktor koreksi kekakuan pondasi sebesar 0,80 (Menurut SNI 1726-2019)

$$\begin{aligned} S_i &= 0,80 \times (S_1 + S_2 - S') \\ &= 0,00304 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_5 &= (S_i + S_t) \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun} \\ &= 0,00304 + 0,016 \\ &= 0,01904 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka :

$$0,01904 \text{ m} < S \text{ total}$$

$$\mathbf{0,01904 \text{ m} < 0,0467 \text{ m} \rightarrow \text{untuk penurunan 5 tahun pertama}}$$

Diasumsikan Waktu Penurunan $t = 50$ tahun

- Konsolidasi drainase lapisan tanah lempung kelanauan adalah tidak lolos air sehingga bersifat tunggal dengan data sebagai berikut:

$$H_t = H_1 + H_2$$

$$= 3,6 + 4$$

$$= 7,6 \text{ m}$$

$$t = 50 \text{ tahun}$$

$$C_v = \frac{0,197 \times Ht^2}{t} \rightarrow \text{Koefisien konsolidasi kedalaman 0-5 m}$$

$$= \frac{0,197 \times 7,6^2}{50} = 0,2275$$

$$T_v = \frac{C_v \times t}{Ht^2} \rightarrow \text{faktor waktu}$$

$$= \frac{0,2275 \times 5}{7,6^2} = 0,0196$$

- Dianggap U (derajat konsolidasi) > 60 %, maka :

$$T_u = \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= \left\{ \frac{4 \times 0,0196}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= 0,158 > 0,60 \rightarrow \text{asumsi OK}$$

Diasumsikan tanah telah 70% terkonsolidasi sehingga digunakan nilai U sebesar 0,70.

$$S_c = 0,034 \text{ m} \rightarrow \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = S_c \times T_u \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,034 \times 0,7$$

$$= 0,0238 \text{ m}$$

$$S_i = \text{penurunan segera dengan faktor koreksi kekakuan pondasi sebesar 0,80}$$

$$= 0,80 \times (S_1 + S_2 - S')$$

$$= 0,80 \times (0,0376 + 0,0028 - 0,016)$$

$$= 0,0195 \text{ m}$$

$$S_{50} = (S_i + S_t) \rightarrow \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,0195 + 0,0238$$

$$= 0,0433 \text{ m}$$

Maka :

$$0,0433 \text{ m} > S \text{ total}$$

$$\mathbf{0,0433 \text{ m} < 0,0467 \text{ m} \rightarrow \text{untuk penurunan 50 tahun}}$$

4.9 Desain Sloof

Data Perencanaan:

Penampang balok ($b \times h$) = 350 mm x 700 mm

Mutu beton (f_c') = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa ($BjTs$)

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Modulus elastisitas (E) = 25743 MPa

Tebal selimut beton = 30 mm

D tulangan utama = 22 mm

D tulangan sengkang = 10 mm

Penurunan yang diijinkan (δ) = 46 mm = 0,046 m

a. Penulangan Lentur Sloof

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{E \times I \times \delta}{12 \times L^2} \\ &= \frac{25743 \times 0,003125 \times 0,046}{12 \times 7^2} \\ &= 14,989 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{tebal selimut beton} - D \text{ sengkang} - (1/2 \times D \text{ lentur}) \\ &= 700 - 30 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 22\right) \\ &= 649 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol)}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{14,989}{0,9} \\ &= 16,654 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{16654000}{300 \times 442^2} \\ &= 0,131797 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,47059 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,035714$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{bs}$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4 / 420$$

$$= 0,003$$

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

$$= \frac{1}{16,47059} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 16,47057 \times 0,131797}{420} \right)} \right)$$

$$= 0,085349$$

Karena nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu} > \rho_{max}$ maka ρ_{min}

Tulangan Lentur Tarik

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,003 \times 350 \times 649$$

$$= 757,1667 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 300 \times 649$$

$$= 634,771 \text{ mm}^2$$

Atau

$$As_{min} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 300 \times 649}{420}$$

$$= 649 \text{ mm}^2$$

Gunakan $As_{pakai} = 649 \text{ mm}^2$

Maka digunakan 8D22 ($D22 = 380 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur Tarik 2D22 ($As = 760 \text{ mm}^2$)

Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur Tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1. Digunakan tulangan lentur tekan 2D22 ($As = 760 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kapasitas Penampang

- Tinggi Balok Tegangan Persegi Ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{760 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 35,764 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak dari Serat Tekan Terjauh ke Sumbu Netral

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{35,764}{0,85} \\ &= 42,076 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tegangan Tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{757,1667}{42,076} - 1 \right) \\ &= 0,0509 \end{aligned}$$

- Dipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol Tarik)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(442 - \frac{1}{2} 26,479 \right) \\ &= 1806315506 \text{ Nmm} \\ &= 18,06 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 18,06 > Mu = 8,2008 \text{ (OK)}$$

Penulangan Geser

Pembebanan

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,35 \times 0,7 \times 24 \\ &= 5,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$qD = 5,88 \text{ kN/m}$$

$$qu = 1,2 \times qD$$

$$= 7,056$$

- $Vu = 0,5 \times qu \times 5$
 $= 0,5 \times 7,056 \times 5$
 $= 17,64 \text{ kN}$

- $$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0,17\lambda \sqrt{30} \times 350 \times 649) \times 10^{-1} \\ &= 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 300 \times 649) \times 10^{-1} \\ &= 15,86 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u$$

$$7,931 \geq 17,64 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Kekakuan geser balok yang tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum

- $$\begin{aligned}V_{ci} &= 0,33 \sqrt{30} \times b \times d \\ &= 0,333 \sqrt{30} \times 350 \times 649 = 414302.546 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_s \leq V_{ci}$$

$$0 \leq 414302.546 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara

- $$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{649}{2} = 324,5 \text{ mm}$$
- $$S_3 = 150$$

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-150) disepanjang sloof

	TULANGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN
TIE BEAM KODE	TULANGAN ATAS	8 D22	8 D22
	TULANGAN SAMPING	-	-
	TULANGAN BAWAH	8 D22	8 D22
	TULANGAN SENGGANG	D10 - 150	D10 - 150
TB (350/700)	GAMBAR PENULANGAN		

Gambar 4.84 Detail Sloff

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang diperoleh dari penulisan laporan tugas akhir dengan judul “Perancangan Rumah Sakit 10 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019” antara lain,

1. Data Perencanaan

- Mutu Beton : 30 MPa
- Mutu Baja : 420 MPa
- Tebal Pelat : 125 mm (Lantai)
: 120 mm (Atap)
- Jumlah Lantai : 10 Lantai
- Ketinggian Tiap Lantai
 - Lantai 1 = 0 m
 - Lantai 2 = 4 m
 - Lantai 3 = 8 m
 - Lantai 4 = 12 m
 - Lantai 5 = 16 m
 - Lantai 6 = 20 m
 - Lantai 7 = 24 m
 - Lantai 8 = 28 m
 - Lantai 9 = 32 m
 - Lantai 10 Dak = 36 m

2. Desain Kolom dan Balok yang ditinjau dengan menggunakan tulangan sebagai berikut :

- K (700 X 900)
 - Tulangan Utama
 - Tumpuan = 20 D22
 - Lapangan = 20 D22
 - Sengkang Geser
 - Tumpuan = 4 D13 – 100
 - Lapangan = 4 D13 – 150
- K (600 X 800)
 - Tulangan Utama
 - Tumpuan = 20 D22

- Lapangan = 20 D22
- Sengkang Geser
 - Tumpuan = 4 D13 – 100
 - Lapangan = 4 D13 – 150
- K (700 X 700)
 - Tulangan Utama
 - Tumpuan = 20 D22
 - Lapangan = 20 D22
 - Sengkang Geser
 - Tumpuan = 4 D13 – 100
 - Lapangan = 4 D13 – 150
- Balok (350 X 700)
 - Tulangan utama tumpuan
 - Tulangan tumpuan atas = 8 D22
 - Tulangan tumpuan bawah = 5 D22
 - Tulangan tumpuan pinggang = 2 D13
 - Tulangan utama lapangan
 - Tulangan lapangan atas = 5 D22
 - Tulangan lapangan bawah = 7 D22
 - Tulangan lapangan pinggang = 2 D13
 - Tulangan sengkang geser
 - Tulangan sengkang tumpuan = 4 D10 - 100
 - Tulangan sengkang lapangan = 3 D10 – 140
- Balok (300 X 600)
 - Tulangan utama tumpuan
 - Tulangan tumpuan atas = 6 D22
 - Tulangan tumpuan bawah = 4 D22
 - Tulangan tumpuan pinggang = 2 D13
 - Tulangan utama lapangan
 - Tulangan lapangan atas = 4 D22
 - Tulangan lapangan bawah = 6 D22
 - Tulangan lapangan pinggang = 2 D13

Tulangan sengkang geser

- Tulangan sengkang tumpuan = 3 D10 - 100
- Tulangan sengkang lapangan = 3 D10 - 150

• Balok (250 X 500)

Tulangan utama tumpuan

- Tulangan tumpuan atas = 5 D22
- Tulangan tumpuan bawah = 5 D22
- Tulangan tumpuan pinggang = 2 D13

Tulangan utama lapangan

- Tulangan lapangan atas = 3 D22
- Tulangan lapangan bawah = 65 D22
- Tulangan lapangan pinggang = 2 D13

Tulangan sengkang geser

- Tulangan sengkang tumpuan = 3 D10 - 100
- Tulangan sengkang lapangan = 3 D10 - 150

3. Desain pelat

• Plat S1

- Tebal = 125 mm

Tulangan

- Arah X = D10 - 150
- Arah Y = D10 - 150

4. Desain sloof

Dimensi sloof = 350 x 700 mm

Tulangan lentur = 8D22

Tulangan Sengkang = D10-150

5. Tangga

Tebal pelat tangga = 150 mm

Tebal selimut beton = 30 mm

Tulangan lentur = D13

Tulangan susut = D10

6. Desain kerangka bawah yang terdiri dari pondasi, pilecap menghasilkan desain elemen sebagai berikut,

- Pondasi yang digunakan prestressed dengan diameter 60 cm dipancang hingga kedalaman 13 m. tiang pancang yang direncanakan merupakan tiang grup.
- Desain pilecap type 1
Dimensi 2400 x 2400 dengan jumlah 9 tiang grup menggunakan tulangan D22-150 mm pada wilayah tarik dan D22-150 mm di wilayah tekan. Diameter tulangan susut yang digunakan adalah 19-150 mm.
- Desain pilecap type 2
Dimensi 2700 x 2700 dengan jumlah 4 tiang grup menggunakan tulangan D22-150 mm pada wilayah tarik dan D22-150 mm di wilayah tekan. Diameter tulangan susut yang digunakan adalah 19-150 mm.

7. Penurunan konsolidasi pada pondasi dalam jangka waktu 50 tahun sebesar 0,043 m dinyatakan aman.

5.2 Saran

Dalam penulisan Tugas Akhir ini masih belum bisa dikatakan sempurna karena masih banyak kekurangan-kekurangan di dalamnya. Saran dari penulis agar penulisan Tugas Akhir dapat lebih baik berikutnya adalah :

1. Harus ditingkatkan lagi dalam pemahaman materi.
2. Lebih mendalami program bantu yang digunakan seperti ETABS V.21.0.0.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Nongedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 2847:2019 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 1727:2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- 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.