

TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN ULANG GEDUNG ASRAMA PUTRI 10
LANTAI UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

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



Disusun Oleh :

**Abdulloh Mutholib
NIM : 30201900009**

**Bima Aurel Numusawa
NIM : 30201900057**

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

2023

HALAMAN PENGESAHAN

PERANCANGAN ULANG GEDUNG ASRAMA PUTRI 10 LANTAI UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG



Abdulloh Mutholib
NIM : 3020190009



Bima Aurel Numusawa
NIM : 30201900057

Telah disetujui dan disahkan di Semarang,

Tim Penguji

1. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.**
NIDN: 0605046703
2. **Dr. Hj. Hermin Poedjiastoeti, S.Si., M.Si**
NIDN: 0631057002
3. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D**
NIDN: 0607046802



Tanda Tangan

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 15 / A.2 / SA – T / III / 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
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Dr. Hj. Hermin Poedjiastoeti, S.Si., M.Si
Jabatan Akademik : Lektor Kepala
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

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

Abdulloh Mutholib
NIM : 30201900057

Bima Aurel Numusawa
NIM : 30201900057

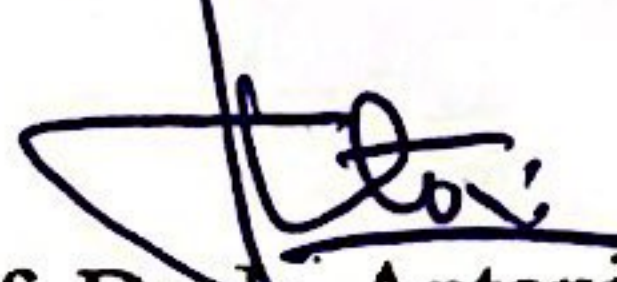
Judul : PERANCANGAN ULANG GEDUNG ASRAMA PUTRI 10 LANTAI
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	8 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

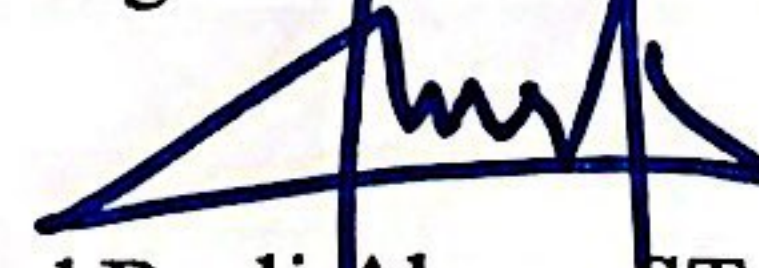
Dosen Pembimbing I


Prof. Dr. Ir. Antonius, MT

Dosen Pembimbing II


Dr. Hj. Hermin Poedjiastoeti, S.Si., M.Si

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Abdulloh Mutholib

NIM : 30201900009

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perancangan Ulang Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Abdulloh Mutholib
NIM : 30201900009

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Bima Aurel Numusawa

NIM : 30201900057

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perancangan Ulang Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Bima Aurel Numusawa

NIM : 30201900057

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Abdulloh Mutholib
NIM : 30201900009
JUDUL TUGAS AKHIR : Perancangan Ulang Gedung Asrama Putri 10 Lantai
Universitas Islam Sultan Agung

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

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

Demikian pernyataan ini saya buat.



Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Abdulloh Mutholib

NIM : 30201900009

PERNYATAAN KEASLIAN

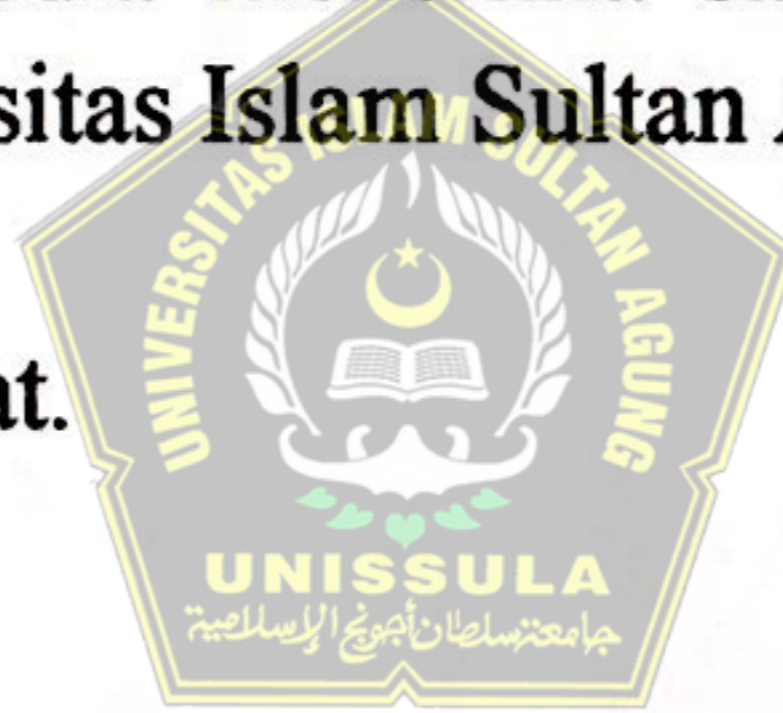
Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Bima Aurel Numusawa
NIM : 30201900057
JUDUL TUGAS AKHIR : Perancangan Ulang Gedung Asrama Putri 10 Lantai
Universitas Islam Sultan Agung

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

Demikian pernyataan ini saya buat.



Semarang,

Yang membuat pernyataan,



Bima Aurel Numusawa

NIM : 30201900057

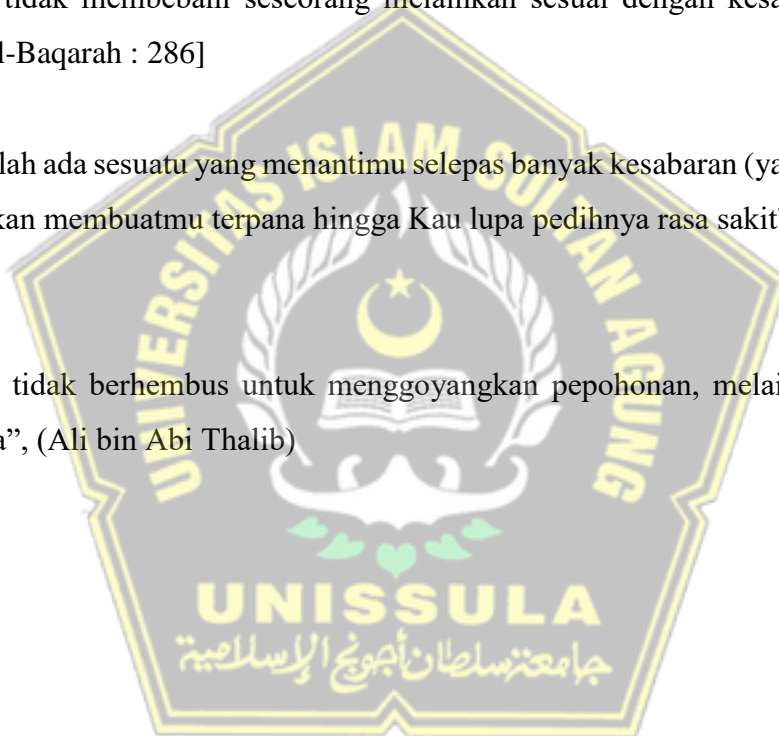
MOTTO

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

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

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

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



PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadirat 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 Paiman dan Ibu Zumrotun, serta kakak-kakak saya 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. Antonuis. dan Ibu Dr. Hj. Hermin Poedjiastoeti, S.Si., M.Si selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Dosen-dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah mengajarkan saya tentang ilmu-ilmu keteknikan yang sebelumnya saya tidak ketahui dan selalu memberikan motivasi dan arahan kepada saya.
4. Lintang Enggartiasto, ST.,MT. terimakasih sudah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
5. Fairuz Izdihar Athallah, ST. terimakasih sudah memberikan ilmunya serta pengalaman kepada kami.
6. Bima Aurel Numusawa selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Chilfah Syarifah (30201900062) terimakasih atas waktu, support, dan doa dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
8. Teman-teman saya yang termasuk penghuni kontrakan "YELLOW", kontrakan "MOBAT-MABIT", kontrakan "PALKON", Arlisa Jikti Khairina, Bayu Jaya Pratama, Totti Aditya Susanto dan Zoggy Ardi Eka Saputra yang telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.
9. Teman-teman saya dalam satu bimbingan Tugas Akhir yang sudah membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

10. Teman-teman Fakultas Teknik UNISSULA angkatan 2019 dan yang lainnya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu.

Abdulloh Mutholib

30201900009



PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadirat 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 Muskan dan Ibu Nurul Hidayati, serta adik saya 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. Antonius. dan Ibu Dr. Hj. Hermin Poedjiastoeti, S.Si.,M.Si selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Dosen-dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah mengajarkan saya tentang ilmu-ilmu keteknikan yang sebelumnya saya tidak ketahui dan selalu memberikan motivasi dan arahan kepada saya.
4. Lintang Enggartiasto, ST.,MT. dan Fairuz Izdihar Athallah, ST. terimakasih sudah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
5. Abdulloh Mutholib selaku rekan dan sahabat yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
6. Karena Candra Mustika terimakasih atas waktu, support, dan doa dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
7. Teman-teman saya penghuni kontrakan "YELLOW", kontrakan "MOBAT-MABIT", kontrakan "PALKON", Bayu Jaya Pratama, Totti Aditya Susanto, Zoggy Ardi Eka Saputra dan teman-teman Fakultas Teknik UNISSULA angkatan 2019 yang telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.
8. Teman-teman saya dalam satu bimbingan Tugas Akhir yang sudah membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

Bima Aurel Numusawa

30201900057

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 ULANG GEDUNG ASRAMA PUTRI 10 LANTAI UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG”. 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 terimakasih 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 Mudiyono, 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. Ibu Dr. Hj. Hermin Poedjiastoeti, S.Si., M.Si 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	iv
PERNYATAAN KEASLIAN.....	vi
MOTTO	viii
PERSEMBAHAN.....	ix
KATA PENGANTAR.....	xii
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR GAMBAR.....	xviii
DAFTAR NOTASI.....	xxii
DAFTAR LAMPIRAN	xxix
ABSTRAK	xxx
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Maksud dan Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Sistematika Penulisan	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Tinjauan Umum	7
2.2 Pembebanan Gedung	7
2.3 Perancangan Struktur Bangunan Gedung	13
2.4 Perancangan Struktur Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019	14
2.4.1 Gempa Rencana	14
2.4.2 Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa.....	15
2.4.3 Klasifikasi Situs	16
2.4.4 Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Tertarget	17
2.4.5 Parameter Percepatan Spektral Desain	20
2.4.6 Spektrum Respon Desain.....	20
2.4.7 Kategori Desain Seismik	22
2.4.8 Kombinasi Sistem Pemikul Gaya Seismik pada Arah yang Berbeda	23
2.4.9 Periode Fundamental Pendekatan	24
2.4.10 Gaya Geser Dasar Seismik	25
2.4.11 Simpangan Antar Tingkat	27
2.4.12 Pengaruh P-Delta.....	28
2.4.13 Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur.....	29

2.5 Perencanaan Elemen Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2019	35
2.6 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	36
2.6.1 Perencanaan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	37
2.6.2 Perencanaan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	39
2.6.3 Perencanaan Pelat Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	41
2.6.4 Joint Rangka Momen Khusus (Hubungan Kolom-Balok)	43
2.7 Klasifikasi Sistem Dinding Struktur	43
2.7.1 Perencanaan Dinding Struktural	44
2.8 Sistem Ganda (<i>Dual System</i>)	47
2.9 Desain Pelat	48
2.10 Perencanaan Struktur Bawah	49
2.10.1 Pondasi Tiang Pancang	49
2.10.2 Kontrol Beban Maksimum	50
2.10.3 Kontrol Gaya Lateral	51
2.11 Kerangka Berfikit Penelitian	53
BAB III MERODE PERANCANGAN	55
3.1 Lokasi Proyek	55
3.2 Pengumpulan Data	56
3.3 Langkah-langkah Perencanaan	56
3.4 Standar Yang Digunakan	59
3.5 Software Yang Digunakan	59
BAB IV PERHITUNGAN STRUKTUR	103
4.1 Analisa Struktur	103
4.1.1 Pembebanan Gravitasi	103
4.1.2 Pembebanan Gempa pada Struktur	110
4.1.3 Gaya Lateral Ekuivalen	120
4.2 Analisa Penampang	167
4.2.1 Desain Komponen Struktur Balok	168
4.2.2 Desain Komponen Struktur Kolom SRPMK	184
4.2.3 Perancangan Pelat	206
4.2.4 Perancangan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)	215
4.2.5 Perhitungan Tangga	228
4.3 Perhitungan Atap	250
4.3.1 Perhitungan Desain Struktur Atap	250
4.3.2 Perhitungan Landasan Gording	258
4.3.3 Perhitungan Kuda-Kuda	262
4.3.4 Perhitungan <i>Overstack</i> Kuda-kuda	270
4.3.5 Perhitungan Kolom Baja	277
4.4 Perhitungan Pondasi	282

4.5 Perhitungan Pilecap	289
4.6 Perhitungan Desain Tie Beam.....	339
4.7 Rekapitulasi Hasil Analisis dan Perancangan.....	343
BAB V PENUTUP.....	354
5.1 Kesimpulan	354
5.2 Saran	355

DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan Dan Komponen Gedung	8
Tabel 2.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_0 Dan Beban Hidup Terpusat Minimum	9
Tabel 2.3 Faktor Arah Angin	10
Tabel 2.4 Faktor Reduksi Kekuatan	12
Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non-Gedung Untuk Beban Gempa	15
Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa	16
Tabel 2.7 Klasifikasi Situs	16
Tabel 2.8 Koefisien Situs (F_a)	19
Tabel 2.9 Koefisien Situs (F_v)	20
Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Yang Didasarkan Pada Parameter Respon Spektal Percepatan Desain Periode Pendek (S_d)	22
Tabel 2.11 Kategori Desain Seismik Yang Didasarkan Pada Parameter Respon Spektal Percepatan Desain Periode 1 Detik (S_{d1})	23
Tabel 2.12 Faktor R , C_a , Dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	23
Tabel 2.13 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung (C_u)	24
Tabel 2.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t Dan X	25
Tabel 2.15 Simpangan Antar Tingkat Izin	28
Tabel 2.16 Ketidakberaturan Horizontal	30
Tabel 2.17 Ketidakberaturan Vertikal	33
Tabel 2.18 Transversal Kolom SRPMK	38
Tabel 2.19 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang Tanpa Balok Interior	42
Tabel 2.20 A_{smin} Untuk Pelat Dua Arah Nonprategang	42
Tabel 4.1 Beban Mati Tambahan Pada Pelat	103
Tabel 4.2 Beban Mati Tambahan Pada Dinding	104
Tabel 4.3 Beban Hidup	104
Tabel 4.4 Rekapitulasi Beban Tiap Lantai	110
Tabel 4.5 Interpolasi Linear	111
Tabel 4.6 Interpolasi Linear	111
Tabel 4.7 Cek Periode Getar	116
Tabel 4.8 Cek Periode Getar	117
Tabel 4.9 Partisipasi Massa Struktur	118
Tabel 4.10 Analisis Gempa	118
Tabel 4.11 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen	122
Tabel 4.12 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik	123
Tabel 4.13 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X	124
Tabel 4.14 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y	126
Tabel 4.15 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai	128
Tabel 4.16 Perhitungan Gempa Statik	131
Tabel 4.17 Rekapitulasi Beban Gempa Statik	133
Tabel 4.18 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik	134
Tabel 4.19 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain	136
Tabel 4.20 Simpangan Antar Lantai Arah X	138

Tabel 4.21	Simpangan Antar Lantai Arah Y	140
Tabel 4.22	Kontrol Efek P Delta	143
Tabel 4.23	Cek Ketidakberaturan Torsi 1a Dan Torsi 1b	146
Tabel 4.24	Perhitungan Pada Lantai 1-2	147
Tabel 4.25	Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	148
Tabel 4.26	Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal	149
Tabel 4.27	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat.....	150
Tabel 4.28	Perhitungan Ketidakberaturan Massa.....	151
Tabel 4.29	Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal.....	152
Tabel 4.30	Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat	153
Tabel 4.31	Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal	153
Tabel 4.32	Momen Torsi Arah X	154
Tabel 4.33	Momen Torsi Arah Y	155
Tabel 4.34	Cek Sistem Ganda	157
Tabel 4.35	Faktor Redundansi.....	158
Tabel 4.36	Perskalaan Redundansi.....	159
Tabel 4.37	Cek Redundansi Dinding Geser/ <i>Shearwall</i>	160
Tabel 4.38	Cek Redundansi Kehilangan Tahanan Momen Frame X.....	162
Tabel 4.39	Cek Redundansi Kehilangan Tahanan Momen Frame Y	164
Tabel 4.40	Kombinasi Pembebanan Ultimit	166
Tabel 4.41	Kombinasi Pembebanan Layan	167
Tabel 4.42	Rekapitulasi Perancangan Balok	182
Tabel 4.43	Hasil Interaksi <i>Software Spcolumn</i>	188
Tabel 4.44	Rekapitulasi Perancangan Kolom	205
Tabel 4.45	Momen Pelat Persegi Akibat Beban Merata Kondisi Tumpuan Bebas Dan Terjepit Penuh.....	208
Tabel 4.46	Hasil Analisis Interaksi <i>Spcolumn</i> Arah X.....	220
Tabel 4.47	Hasil Analisis Interaksi <i>Spcolumn</i> Arah Y	220
Tabel 4.48	Kombinasi Pembebanan Pada Atap	253
Tabel 4.49	Kombinasi Pembebanan Pada Gording	260
Tabel 4.50	Hasil Pengujian Spt	284
Tabel 4.51	Data Susunan Tiang Pancang	291
Tabel 4.52	Data Susunan Tiang Pancang	311
Tabel 4.53	Rekapitulasi Tulangan Balok	350
Tabel 4.54	Rekapitulasi Tulangan Kolom.....	350
Tabel 4.55	Rekapitulasi Tulangan Pelat.....	351
Tabel 4.56	Rekapitulasi Tulangan Sistem Dinding Struktur Khusus (Sdsk)	351
Tabel 4.57	Rekapitulasi Tulangan Pelat Bordes Dan Pelat Tangga.....	351
Tabel 4.58	Rekapitulasi Tulangan Balok Bordes	352
Tabel 4.59	Rekapitulasi Pada Atap	352
Tabel 4.60	Rekapitulasi Tulangan Pilecap	353

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Peta Gempa Indonesia Berdasarkan Parameter Gerak Tanah S_s Gempa Maksimum.....	18
Gambar 2.2 Peta Gempa Indonesia Berdasarkan Parameter Gerak Tanah S_l Gempa Maksimum.....	19
Gambar 2.3 Grafik Spektrum Respons Desain.....	21
Gambar 2.4 Peta Transisi Periode Panjang Wilayah Indonesia	22
Gambar 2.5 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	27
Gambar 2.6 Ketidakberaturan Horizontal (A) Ketidakberaturan Torsi Dan Ketidakberaturan Torsi Berlebih, (B) Ketidakberaturan Sudut Dalam, (C) Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma, (D) Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang, (E) Ketidakberaturan Sistem Nonparalel.....	32
Gambar 2.7 Ketidakberaturan Vertikal (A) Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Dan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan, (B) Ketidakberaturan Berat (Massa), (C) Ketidakberaturan Geometri Vertical, (D) Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertical Pemikul Gaya Lateral, (E) Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekakuan Lateral Tingkat Dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat.....	35
Gambar 2.8 Penulangan Transversal Kolom.....	39
Gambar 2.9 Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (<i>Wide Beam</i>) Dan Persyaratan Tulangan Transversal.....	40
Gambar 2.10 Sengkang Tertutup Yang Dipasang Bertumpuk Dan Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal	41
Gambar 2.11 Persyaratan Komponen Batas (<i>Boundary Element</i>)	45
Gambar 2.12 Tulangan Geser Pada Dinding Struktural	46
Gambar 2.13 Kerangka Berfikir Penelitian	54
Gambar 3.1 Lokasi Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang Dilihat Dari Google Maps.....	55
Gambar 3.2 Diagram Alur Perencanaan Struktur Bangunan	64
Gambar 3.3 Pemodelan 3d Struktur	60
Gambar 3.4 Potongan Struktur Portal As - O.....	61
Gambar 3.5 Potongan Struktur Portal As - B	62
Gambar 3.6 Potongan Struktur Portal As - C	63
Gambar 3.7 Potongan Struktur Portal As - D	64
Gambar 3.8 Potongan Struktur Portal As - E.....	65
Gambar 3.9 Potongan Struktur Portal As - F.....	66
Gambar 3.10 Potongan Struktur Portal As - G	67
Gambar 3.11 Potongan Struktur Portal As - H	68
Gambar 3.12 Potongan Struktur Portal As - I.....	69
Gambar 3.13 Potongan Struktur Portal As - J	70
Gambar 3.14 Potongan Struktur Portal As - K	71
Gambar 3.15 Potongan Struktur Portal As - L.....	72
Gambar 3.16 Potongan Struktur Portal As - M	73

Gambar 3.17 Potongan Struktur Portal As – N	74
Gambar 3.18 Potongan Struktur Portal As – 1	75
Gambar 3.19 Potongan Struktur Portal As – 3	76
Gambar 3.20 Potongan Struktur Portal As – 4	77
Gambar 3.21 Potongan Struktur Portal As – 6	78
Gambar 3.22 Potongan Struktur Portal As – 8	79
Gambar 3.23 Potongan Struktur Portal As – 9	80
Gambar 3.24 Denah Kolom Lantai 1	81
Gambar 3.25 Denah Kolom Lantai 2	82
Gambar 3.26 Denah Kolom Lantai 3	83
Gambar 3.27 Denah Kolom Lantai 4	84
Gambar 3.28 Denah Kolom Lantai 5	85
Gambar 3.29 Denah Kolom Lantai 6	86
Gambar 3.30 Denah Kolom Lantai 7	87
Gambar 3.31 Denah Kolom Lantai 8	88
Gambar 3.32 Denah Kolom Lantai 9	89
Gambar 3.33 Denah Kolom Lantai 10	90
Gambar 3.34 Denah Kolom Top Atap	91
Gambar 3.35 Denah Balok Lantai 1	92
Gambar 3.36 Denah Balok Lantai 2	93
Gambar 3.37 Denah Balok Lantai 3	94
Gambar 3.38 Denah Balok Lantai 4	95
Gambar 3.39 Denah Balok Lantai 5	96
Gambar 3.40 Denah Balok Lantai 6	97
Gambar 3.41 Denah Balok Lantai 7	98
Gambar 3.42 Denah Balok Lantai 8	99
Gambar 3.43 Denah Balok Lantai 9	100
Gambar 3.44 Denah Balok Lantai 10	101
Gambar 3.45 Denah Balok Top Atap	102
Gambar 4.1 Contoh Input Beban Mati Tambahan Pada Pelat	105
Gambar 4.2 Beban Mati Tambahan Pada Dinding	106
Gambar 4.3 Beban Hidup	107
Gambar 4.4 Rekapitulasi Beban Tiap Lantai	109
Gambar 4.5 Input Beban Hidup Di Atap	109
Gambar 4.6 Input Beban Angin Di Atap	109
Gambar 4.7 Grafik Desain Respon Spektrum	112
Gambar 4.8 Grafik Respons Spektrum Rencana	114
Gambar 4.9 Mode 1 Translasi Arah X	115
Gambar 4.10 Mode 2 Translasi Arah Y	115
Gambar 4.11 Mode 3 Rotasi	116
Gambar 4.12 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X	125
Gambar 4.13 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y	127
Gambar 4.14 Gaya Geser Per Lantai Akibat Beban Gempa Desain	130
Gambar 4.15 Diagram Geser Kumulatif Arah X	134
Gambar 4.16 Diagram Geser Kumulatif Arah Y	135
Gambar 4.17 Gaya Lateral Desain	137
Gambar 4.18 Simpangan Antar Lantai Arah X	139
Gambar 4.19 Simpangan Antar Lantai Arah Y	141

Gambar 4.20	Simpangan Antar Lantai Arah X Dan Y	141
Gambar 4.21	Efek P-Delta.....	144
Gambar 4.22	Diagram Ketidakberaturan Torsi 1a Dan 1b Arah X Dan Y	146
Gambar 4.23	Ketidakteraturan Sudut Dalam Pada Lantai 1-2	148
Gambar 4.24	Area <i>Shearwall</i>	156
Gambar 4.25	Area <i>Frame</i>	156
Gambar 4.26	Area Keseluruhan	156
Gambar 4.27	Faktor Redundansi	158
Gambar 4.28	Persentase Faktor Redundansi	159
Gambar 4.29	Pelepasan Dinding Geser/ <i>Shearwall</i>	160
Gambar 4.30	Denah Pelepasan Dinding Geser	161
Gambar 4.31	Cek Redundansi Akibat Kehilangan Tahanan Momen Frame X	162
Gambar 4.32	Denah Frame X Akibat Kehilangan Tahanan Momen	163
Gambar 4.33	Cek Redundansi Akibat Kehilangan Tahanan Momen Frame Y	164
Gambar 4.34	Denah Frame Y Akibat Kehilangan Tahanan Momen	165
Gambar 4.35	Sampel Perhitungan Balok	168
Gambar 4.36	<i>Input</i> Data Geometri Balok.....	168
Gambar 4.37	A Dan B Detail Balok.....	183
Gambar 4.38	Sketsa Posisi Kolom	185
Gambar 4.39	Diagram Interaksi <i>Software SPcolumn</i>	188
Gambar 4.40	A Dan B Detal Kolom	206
Gambar 4.41	Tipe Pelat Yang Ditinjau	207
Gambar 4.42	<i>Two Way Slab</i>	207
Gambar 4.43	Detail Penulangan Pelat.....	215
Gambar 4.44	Denah Dinding Struktur Khusus.....	216
Gambar 4.45	Penampang Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK).....	218
Gambar 4.46	Diagram Interaksi <i>Sp Column</i> Arah X.....	219
Gambar 4.47	Diagram Interaksi <i>Sp Column</i> Arah Y.....	219
Gambar 4.48	Detail Penulangan SDSK.....	227
Gambar 4.49	Denah Tangga	228
Gambar 4.50	Potongan Tangga	229
Gambar 4.51	Detail Pelat Tangga.....	229
Gambar 4.52	Pembebanan Pada Tangga.....	231
Gambar 4.53	Penulangan Pelat Tangga.....	234
Gambar 4.54	Penulangan Pelat Bordes	238
Gambar 4.55	Balok Bordes Bawah	241
Gambar 4.56	Balok Bordes Atas	245
Gambar 4.57	Detail Penulangan Tangga Dari Atas	249
Gambar 4.58	Detail Penulangan Tangga Dari Samping.....	249
Gambar 4.59	Desain Struktur Atap	250
Gambar 4.60	Reaksi Dan Beban Pada Gording	257
Gambar 4.61	Reaksi Tumpuan	289
Gambar 4.62	Jumlah Susunan Pondasi	291
Gambar 4.63	Tinjauan Geser Arah X.....	294
Gambar 4.64	Tinjauan Geser Arah Y.....	296
Gambar 4.65	Tinjauan Geser Duan Arah (Pons).....	298
Gambar 4.66	Tulangan Lentur Arah X.....	300
Gambar 4.67	Tulangan Lentur Arah Y.....	304

Gambar 4.68 Detail Pc 8.....	308
Gambar 4.69 Detail Potongan Pc 8	309
Gambar 4.70 Reaksi Tumpuan	309
Gambar 4.71 Jumlah Susunan Pondasi	311
Gambar 4.72 Tinjauan Geser Arah X.....	314
Gambar 4.73 Tinjauan Geser Arah Y	316
Gambar 4.74 Tinjauan Geser Dua Arah (Pons).....	318
Gambar 4.75 Tulangan Lentur Arah X.....	320
Gambar 4.76 Tulangan Lentur Arah Y.....	324
Gambar 4.77 Detail Pc 9.....	328
Gambar 4.78 Detail Potongan Pc 9	329
Gambar 4.79 Detail Penulangan Tiebeam.....	343



DAFTAR NOTASI

a	= Tinggi balok 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 transversal tertutup terluar (mm^2)
A_s	= Luas tulangan tarik longitudinal nonprategang (mm^2)
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm^2)
A_{sh}	= Luas penampang total tulangan transversal (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 longitudinal nonprategang (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 interior kolom ke tepi pelat yang diukur parallel terhadap c_1 , tetapi tidak melebihi c_1 (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 respons seismik
C_u	= Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung
C_v	= Koefisien vertical
d	= Tinggi efektif pelat; jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal (mm)
d'	= Jarak serat tekan jauh ke pusat tulangan tekan longitudinal (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
Lr	= 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 joint, 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 joint 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}_{ch}	= 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 respons
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 kohesif i di dalam lapisan 30 m paling atas
S_a	= Respons spektra percepatan
S_{DS}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek
S_{D1}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik
S_{MS}	= Parameter percepatan respons spektral MCE_R pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	= Percepatan percepatan respons spektral MCE_R pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_s	= Parameter percepatan respons spektral MCE_R dari peta gempa pada periode pendek
S_1	= Parameter percepatan respons spektral MCE_R 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	= Perioda fundamental pendekatan
T_{cr}	= Momen retak torsi (N-mm)
T_L	= Peta transisi perioda 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	= ELF gaya geser dasar pada arah X
V_Y	= ELF 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 balok 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 b_d ; 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 : Perhitungan Beban Per Lantai
- Lampiran 2 : Data Tanah
- Lampiran 3 : Gambar Kerja
- Lampiran 4 : Berita Acara Seminar Proposal Tugas Akhir
- Lampiran 5 : Berita Acara Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 6 : Daftar Hadir Dosen Penguji Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 7 : Daftar Hadir Seminar Hasil Tugas Akhir
- Lampiran 8 : Lembar Koreksi Tugas Akhir
- Lampiran 9 : Lembar Bimbingan Tugas Akhir
- Lampiran 10 : Turnitin



PERANCANGAN ULANG GEDUNG ASRAMA PUTRI 10 LANTAI UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG

ABSTRAK

Peraturan mahasiswa untuk tinggal di asrama mulai diterapkan di Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) pada tahun 2022. Terbatasnya jumlah ruang tempat tidur di asrama sehingga tidak dapat menampung seluruh mahasiswa serta terdapat permasalahan keterbatasan lahan sehingga menjadi persoalan baru. Penambah jumlah kamar yang awalnya 78 kamar yang terbagi menjadi 4 lantai menjadi 10 lantai dengan 200 kamar.

Perancangan Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung yang memiliki 10 lantai dirancang menggunakan struktur rangka beton betulang. Gedung ini memiliki fungsi sebagai tempat tinggal dan beraktivitas mahasiswa/i Universitas Islam Sultan Agung. Perancangan Gedung ini menggunakan sistem ganda yaitu, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK). Dalam perancangan gedung ini menggunakan beberapa acuan antara lain : SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, dan SNI 1727:2020. Pemodelan, analisis, dan desain struktur menggunakan bantuan program ETABS V21.0.0

Hasil analisis simpangan antar tingkat pada arah X maksimum sebesar 34,183 mm dan pada arah Y maksimum sebesar 27,544 mm. Sistem ganda pada arah X rangka pemikul momen sebesar 98% sedangkan pada arah Y rangka pemikul momen sebesar 47%. Dimensi elemen struktur *Strong Column Weak Beam* direncanakan menggunakan balok dengan ukuran 300×600 mm dan kolom 700×700 mm, 800×800 mm, 900×900 mm. Jenis pondasi yang digunakan pondasi *square pile* dengan panjang sisi 45 cm dengan kedalaman pondasi 45 m. Penurunan total kelompok tiang sebesar 30,4 mm.

Kata Kunci : Gedung ; Sistem Ganda ; SDSK ; SRPMK

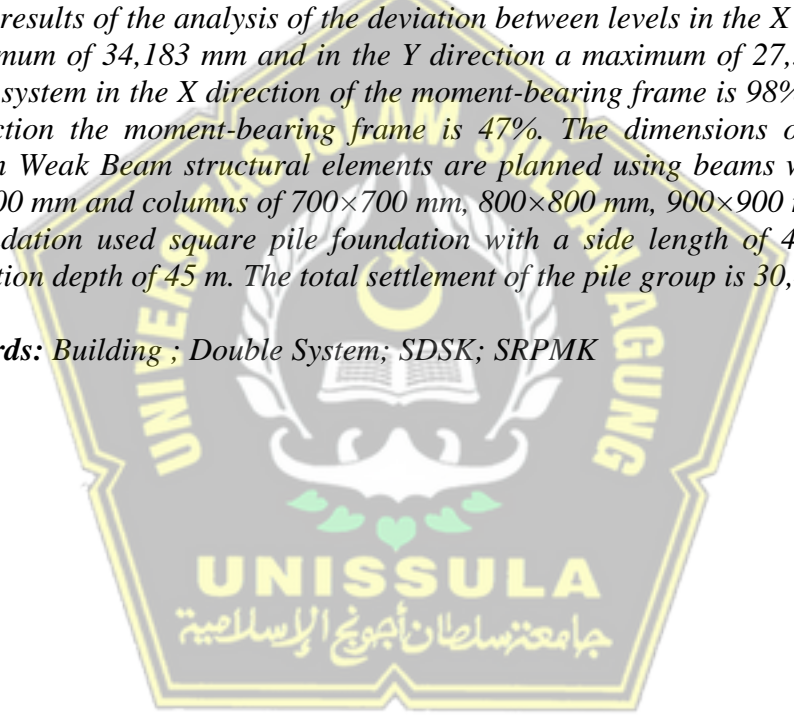
ABSTRACT

The regulation of students to live in dormitories began to be implemented at Sultan Agung Islamic University (UNISSULA) in 2022. The limited number of bed spaces in the dormitory so that it cannot accommodate all students and there is a problem of limited land so that it becomes a new problem. Increase the number of rooms from 78 rooms divided into 4 floors to 10 floors with 200 rooms.

The design of the Women's Dormitory Building of Sultan Agung Islamic University which has 10 floors is designed using a reinforced concrete frame structure. This building has a function as a place to live and do activities for students of Sultan Agung Islamic University. The design of this building uses a dual system, namely, Special Moment Bearing Frame System (SRPMK) and Special Structure Wall System (SDSK). In designing this building using several references including: SNI 1726: 2019, SNI 2847: 2019, and SNI 1727: 2020. Modeling, analysis, and structural design using the help of the ETABS V21.0.0 program.

The results of the analysis of the deviation between levels in the X direction are a maximum of 34,183 mm and in the Y direction a maximum of 27,544 mm. The double system in the X direction of the moment-bearing frame is 98% while in the Y direction the moment-bearing frame is 47%. The dimensions of the Strong Column Weak Beam structural elements are planned using beams with a size of 300×600 mm and columns of 700×700 mm, 800×800 mm, 900×900 mm. The type of foundation used square pile foundation with a side length of 45 cm with a foundation depth of 45 m. The total settlement of the pile group is 30,4 mm.

Keywords: *Building ; Double System; SDSK; SRPMK*



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada tahun 2022 Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) memperbarui persyaratan untuk mahasiswa dan mahasiswinya menjadi wajib tinggal di asrama. Aturan ini mulai berlaku bagi mahasiswa dan mahasiswi baru yang terdaftar pada tahun 2022. Berdasarkan data Biro Administrasi Akademik (BAAK) jumlah mahasiswa baru UNISSULA pada tahun 2022 adalah 4223 orang yang terdiri dari 1815 mahasiswa dan 2408 mahasiswi. Diperkirakan akan terjadi penambahan jumlah mahasiswa tiap tahunnya.

Pada awal pembangunan tahun 2019, gedung asrama putri menyediakan 78 kamar dengan kapasitas 312 tempat tidur yang terbagi menjadi 4 lantai. Namun, setelah meninjau kembali jumlah mahasiswi UNISSULA yang terdaftar pada tahun 2022, ternyata jumlah kamar yang tersedia tidak mampu menampung jumlah mahasiswi. Oleh sebab itu, dilakukan penambahan sebanyak 120 kamar dengan tujuan untuk memenuhi kebutuhan kamar asrama yang semula sistem bergantian setiap 2 bulan oleh mahasiswi menjadi setiap 4 bulan oleh mahasiswi. Selain itu, penambahan jumlah kamar juga dapat menjadi persiapan menghadapi prediksi meningkatnya jumlah mahasiswi yang masuk ke UNISSULA beberapa tahun ke depan. Namun, saat ini UNISSULA sedang dihadapkan dengan permasalahan keterbatasan lahan sehingga penambahan fasilitas kamar dengan pembangunan gedung baru menjadi persoalan lain. Dengan demikian solusi permasalahan tersebut, dilakukan perencanaan ulang gedung asrama putri menjadi 10 lantai dengan daya tampung 800 mahasiswi terdiri dari 200 kamar tidur.

Bangunan asrama putri ini terletak di kawasan kampus Universitas Islam Sultan Agung Semarang. Lokasi ini berada di sebelah jalur jalan pantura tepatnya di pesisir pantai utara pulau Jawa. Berdasarkan hasil data uji *bor log* yang di peroleh dari laboratorium tanah UNISSULA, lokasi ini memiliki jenis tanah aluvial (tanah lunak). Tanah aluvial merupakan salah satu jenis lapisan yang berasal dari proses endapan material – material yang terbawa oleh aliran air sungai (Munir, Moch. 2003).

Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan oleh Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010, wilayah dengan lokasi berdekatan dengan sumber gempa sesar aktif sangat rawan terhadap peristiwa gempa. Kota Semarang merupakan kota dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi karena kota Semarang dikelilingi oleh beberapa sesar aktif. Sesar aktif adalah retakan atau patahan di permukaan bumi di mana pergerakan lempeng tektonik terjadi secara teratur. Gempa bumi sering kali terjadi di sepanjang sesar aktif karena ketegangan yang terakumulasi di zona pertemuan lempeng dilepaskan dalam bentuk getaran atau gempa.

Dalam memilih besarnya gempa dapat dilihat dari nilai S_{DS} dan S_{D1} , yang diperoleh melalui data rsa ciptakarya dan peta gempa yang terdapat di SNI 1726:2019. S_{DS} merupakan parameter percepatan respons spektral pada periode pendek, redaman 5%. S_{D1} merupakan parameter percepatan respons spectral pada periode 1 detik, redaman 5%. Pada lokasi ini UNISSULA terletak pada koordinat lintang -6,9538 dan bujur 110,4565 sehingga diperoleh nilai S_{DS} sebesar 0,65 dan S_{D1} sebesar 0,59. Sesuai nilai yang diperoleh, maka nilai S_{DS} lebih dari 0,50, nilai S_{D1} lebih dari 0,20, dan termasuk kategori risiko II, sehingga tergolong pada kategori desain seismik kelas D. Pada perencanaan sebelumnya memakai metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) tanpa dinding geser.

Dalam merencanakan ulang gedung ini, metode yang digunakan adalah sistem ganda; Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK). Penambahan dinding geser beton bertulang berfungsi untuk menambah kekakuan struktur dan menyerap gaya geser yang besar seiring dengan semakin tingginya struktur

bangunan. Pemilihan metode SRPMK diharapkan struktur gedung memiliki tingkat daktilitas tinggi. Struktur daktail yaitu struktur yang mampu mengalami simpangan pasca elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama dan mampu mempertahankan kekuatan struktur sehingga struktur tetap berdiri walaupun berada diambang keruntuhan (Pradipta, dkk, 2017). Sistem ini direncanakan menggunakan desain kapasitas berupa kolom kuat balok lemah (*strong column-weak beam*) sehingga struktur kolom dibuat lebih kuat dari struktur balok, agar pada bagian balok terjadi sendi plastis terlebih dahulu. Sehingga bangunan ini tidak sampai mengalami keruntuhan total pada saat terjadi gempa kuat.

Dalam proses perencanaan ini menggunakan bantuan aplikasi ETABS 21.0.0 untuk pembuatan permodelan gedung dan menghitung secara manual untuk perencanaan dimensi, pembebanan dan lain sebagainya dengan mengacu pada pedoman Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020). Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019), dan persyaratan beton structural untuk bangunan Gedung (SNI 2847:2019).

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan utama dari penyusunan Tugas Akhir ini ialah bagaimana cara merencanakan ulang sebuah struktur Gedung Asrama Putri 10 Lantai. Pertanyaan penelitian secara rinci tentang Tugas Akhir ini ialah sebagai berikut:

1. Bagaimana merancang sistem struktur Gedung Asrama 10 lantai berdasarkan SNI 1726:2019?
2. Bagaimana merencanakan struktur gedung sistem ganda; Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)?

3. Bagaimana cara merancang dimensi, tulangan lentur, dan geser dari elemen-elemen dan gaya statik strukturnya sehingga gedung dapat bertahan dengan kokoh, aman, dan efisien?
4. Bagaimana cara merencanakan pondasi serta penurunan pada Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang?

1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan penulisan Tugas Akhir ini secara umum merupakan untuk mengetahui hasil dari perencanaan ulang struktur Gedung Asrama Putri 10 Lantai. Tujuan secara rinci dari penyusunan Tugas Akhir ini ialah sebagai berikut:

1. Mengetahui rancangan sistem struktur Gedung Asrama Putri 10 Lantai berdasarkan SNI 1726:2019.
2. Mengetahui rancangan struktur sistem ganda ; Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK).
3. Menganalisis dan mempertimbangkan dimensi tulangan yang akan digunakan pada struktur Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
4. Merencanakan pondasi dan penurunan pada Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari penyusunan Tugas Akhir ini ialah sebagai berikut:

1. Struktur gedung difungsikan sebagai bangunan asrama.
2. Analisis dan perencanaan menggunakan *Software* ETABS V21.0.0
3. Struktur basement yang ada pada perencanaan sebelumnya dihilangkan.
4. Analisa struktur bangunan hanya terbatas pada struktur atas dan pondasi.
5. Desain tidak termasuk instalasi plumbing, kelistrikan dan mekanikal.

6. Tidak ada tinjauan analisis biaya dan metode pelaksanaan, serta manajemen konstruksi.
7. Peraturan yang digunakan dalam Perancangan Gedung Asrama 10 lantai ini sebagai berikut:
 - a. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020)
 - b. Persyaratan beton structural untuk bangunan Gedung (SNI 2847:2019)
 - c. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019)

1.5 Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan yang digunakan dalam menyusun Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini berisikan tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah serta sistematika penulisan dari penyusunan Tugas Akhir.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menjelaskan mengenai konsep analisis beban gempa, persyaratan struktur tahan gempa, Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK).

BAB III METODE PERANCANGAN

Bab ini menjelaskan tentang pengumpulan data, langkah-langkah perencanaan, diagram alir, standar yang digunakan, serta *software* yang digunakan.

BAB IV PERHITUNGAN STRUKTUR

Bab ini menyebutkan tentang hasil dari perhitungan secara manual maupun program yang telah di analisis oleh penyusun.

BAB V PENUTUP

Bab ini berisikan tentang kesimpulan dari perancangan ulang struktur gedung 10 lantai serta saran maupun kritik dari penyusun.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Gedung bertingkat merupakan suatu struktur yang memiliki lebih dari satu tingkat dan dirancang secara vertikal. Dalam perencanaan struktur gedung bertingkat, penting untuk memperhatikan ketahanan struktur terhadap berbagai beban yang akan dialami oleh struktur tersebut, seperti beban sendiri atau berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. Oleh karena itu, dalam perencanaan struktur gedung bertingkat, harus mempertimbangkan aspek-aspek ini guna memastikan bahwa struktur bangunan mampu menanggung beban-beban tersebut dengan aman dan efektif.

Dalam perencanaan struktur gedung bertingkat diperlukan acuan dari peraturan-peraturan yang ada agar dihasilkan suatu struktur yang aman dan kokoh. Beberapa acuan yang digunakan antara lain:

- a. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020)
- b. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019)
- c. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019)

2.2 Pembebanan Gedung

Menurut Standar Nasional Indonesia 1727:2020, beban merupakan gaya atau aksi lainnya yang bekerja pada suatu struktur akibat berbagai faktor seperti berat seluruh bahan bangunan/berat sendiri bangunan, penghuni dan barang-barang yang dimilikinya, efek lingkungan, perbedaan pergerakan, serta gaya kekangan akibat perubahan dimensi. Secara sederhana, beban dapat diartikan sebagai gaya yang diterapkan pada suatu area atau luasan struktur. SNI 1727:2020 memberikan panduan mengenai

beban minimum yang harus diterapkan pada struktur bangunan agar memenuhi persyaratan keamanan, kenyamanan, dan kekuatan struktur yang diinginkan.

Pembebanan pada struktur gedung bertingkat dapat diklasifikasikan menjadi dua kategori berdasarkan arah bekerjanya, yaitu beban vertikal (gravitasi) dan beban horizontal (lateral). Beban vertikal mencakup beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*). Sementara itu, beban horizontal meliputi beban gempa (*earthquake*), beban angin (*wind load*). Berikut ini adalah penjelasan mengenai berbagai jenis beban yang memengaruhi struktur bangunan :

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan hasil dari berat semua elemen konstruksi yang dipasang pada bangunan dan bersifat tetap atau tidak berubah. Beban mati juga mencakup perlengkapan tambahan yang bersifat statis, contohnya dinding, lantai, atap, kolom, balok, struktur baja atau beton, serta bahan konstruksi lain yang digunakan dalam pembangunan. Berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

No.	Jenis Beban Mati	Beban (kN/m ²)
1.	Beban pasir setebal 1 cm	0,16
2.	Beban spesi setebal 3 cm	0,66
3.	Beban keramik setebal 1 cm	0,22
4.	Beban plafond	0,20
5.	Beban mekanikal & elektrikal	0,25

(Sumber : SNI 1727:2020)

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Berdasarkan SNI 1727:2020 Beban hidup pada sebuah struktur merupakan beban yang diakibatkan dari pengguna dan penghuni pada bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan,

beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup bisa bersifat tetap, seperti peralatan yang selalu ditempatkan di suatu ruangan, atau bersifat dinamis, seperti orang yang berjalan atau mobil yang bergerak. Besarnya beban hidup biasanya ditetapkan berdasarkan jenis dan fungsi bangunan serta peraturan yang berlaku. Adapun beban hidup yang diperhitungkan dalam perencanaan asrama putri ini dapat dilihat dalam Tabel 2.2

Tabel 2.2 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_0 dan beban hidup terpusat minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata L_0 psf (kN/m ²)	Terpusat l_b (kN)
Ruang hunian	40 (1,92)	
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1,000 (4,45)
Gudang	125 (6,00)	
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	

(Sumber : SNI 1727:2020)

3. Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin (*Wind Load*) adalah beban yang mempengaruhi bangunan akibat perbedaan tekanan udara. Beban angin ini bekerja secara tegak lurus terhadap bangunan. Nilai terbesar untuk beban angin berada pada bagian atas bangunan. Sehingga semakin tinggi suatu bangunan maka semakin besar juga nilai beban anginnya. Faktor arah angin bisa dilihat di Tabel 2.3

Tabel 2.3 Faktor Arah Angin

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin K_d
Bangunan gedung	
Sistem penahan gaya angin utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan klading (K&K)	0,85
Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap, dan panel petunjuk solid yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat	0,85

(Sumber : SNI 1727:2020)

4. Beban Gempa (*Earthquake*)

Beban gempa merujuk pada beban lateral atau horizontal yang timbul akibat pergerakan tanah akibat gempa bumi, yang di mana arahnya dapat bervariasi seiring waktu. Beban ini dapat menghasilkan getaran pada struktur bangunan dan merupakan salah satu faktor penting dalam perencanaan struktur bangunan gedung, terutama di daerah-daerah yang beresiko gempa. SNI 1726:2019 adalah peraturan yang mengatur persyaratan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan di Indonesia.

Beban gempa bisa mengakibatkan kerusakan pada struktur gedung jika bangunan tersebut melampaui batas aman simpangan horizontal yang telah diatur dalam perencanaan. Besar nilai beban geser dasar nominal statik ekuivalen akibat gempa (V) yang bekerja pada bangunan dapat diketahui dengan persamaan berikut:

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

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

5. Faktor Beban dan Kombinasi Beban

Penggunaan beban terfaktor sangat penting dalam proses perancangan struktur untuk memastikan keamanan dan kehandalan struktur dalam jangka waktu yang lama. Faktor keamanan yang diberlakukan pada setiap beban akan memperhitungkan ketidakpastian dan variasi yang mungkin terjadi pada beban selama umur penggunaan struktur. Dalam perencanaan struktur, faktor keamanan ini juga berguna untuk mempertimbangkan kemungkinan terjadinya beban yang bersamaan dan mengurangi risiko kegagalan struktur. Kombinasi dan faktor beban yang diaplikasikan dalam perencanaan struktur gedung tahan gempa dapat mengacu pada panduan dalam SNI 1727:2020 seperti yang dijelaskan dibawah ini:

$$1,4D \dots\dots\dots (2.2)$$

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

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2.4)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.5)$$

$$0,9D + 1,0W \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup di atap

R = beban hujan

W = beban angin

6. Kombinasi Beban Gempa

Sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019, rangkaian kombinasi beban gempa digunakan untuk memperhitungkan evaluasi beban gempa ketika merancang struktur bangunan bertingkat tinggi. Dibawah ini disajikan daftar kombinasi beban gempa yang diterapkan :

$$1,2D + E_v + E_h + L \dots\dots\dots (2.7)$$

$$0,9D - E_v + E_h \dots\dots\dots (2.8)$$

$$1,2D + E_v + E_{mh} + L \dots\dots\dots (2.9)$$

$$0,9D - E_v + E_{mh} \dots\dots\dots (2.10)$$

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

E_v = pengaruh gaya seismik vertikal

E_h = pengaruh gaya seismik horizontal

E_{mh} = pengaruh gaya seismik horizontal dengan faktor kuat lebih

7. Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan dimanfaatkan dalam perancangan struktur untuk memperhitungkan potensi penurunan kekuatan pada material dan dimensi saat struktur sedang dibangun. Faktor ini juga mempertimbangkan berbagai aspek lain yang dapat memengaruhi kemampuan kekuatan struktur. Aspek-aspek tersebut mencakup penyederhanaan dan asumsi dalam perhitungan desain, tingkat daktilitas, potensi mode kegagalan dari komponen, kebutuhan keandalan, dan signifikansi kegagalan. Perhitungan faktor reduksi kekuatan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang telah ditetapkan oleh standar perencanaan dan pembebanan yang berlaku. Penggunaan faktor reduksi kekuatan berguna untuk memastikan bahwa struktur memiliki ketahanan yang memadai untuk menahan beban yang berlaku selama masa pakai struktur. Faktor reduksi kekuatan yang digunakan dalam perancangan dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Faktor Reduksi Kekuatan

Gaya atau elemen struktur		ϕ	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik

Gaya atau elemen struktur		ϕ	Pengecualian
			(pretension) dimana strand belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan 21.2.3
b)	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4
c)	Torsi	0,75	
d)	Tumpu (<i>bearing</i>)	0,65	
e)	Zona angkur pascatarik (<i>post-tension</i>)	0,85	
f)	Bracket dan korbel	0,75	
g)	Strut, ties, zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan <i>strut-and-tie</i> di Pasal 23	0,75	
h)	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,9	
i)	Beton polos	0,6	
j)	Angkur dalam elemen beton	0,45 – 0,75 sesuai Pasal 17	

(Sumber : SNI 2847:2019)

2.3 Perancangan Struktur Bangunan Gedung

Standar SNI 2847:2019 dan SNI 1726:2019 merupakan standar yang digunakan dalam perancangan struktur bangunan gedung di Indonesia. SNI 2847:2019 mengatur Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, sedangkan SNI 1726:2019 mengatur Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung.

Selain itu, analisis struktur juga sangat penting dalam perancangan bangunan gedung karena dapat menghasilkan gaya-gaya seperti momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial yang menjadi acuan dalam mendesain elemen-elemen struktur sehingga mampu menahan semua beban yang ada, termasuk beban akibat gempa.

2.4 Perancangan Struktur Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

Dalam perancangan bangunan tahan gempa, perlu dilakukan analisis struktural dengan mempertimbangkan parameter-parameter seperti beban gempa, karakteristik tanah tempat bangunan berdiri, dan karakteristik material bangunan. Selain itu, dalam perancangan juga perlu memperhitungkan faktor-faktor seperti tingkat kerusakan yang dapat diterima, kapasitas struktur, dan kemampuan struktur untuk menyerap energi gempa melalui mekanisme daktilitas. Perencanaan bangunan tahan gempa juga harus mempertimbangkan adanya risiko tsunami, khususnya untuk bangunan yang berada di dekat pantai. Dengan memperhatikan faktor-faktor ini dan mengacu pada standar perencanaan yang berlaku yaitu SNI 1726:2019 mengenai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, diharapkan bangunan tahan gempa dapat dirancang dengan baik sehingga mampu bertahan dan melindungi penghuninya saat terjadi gempa.

2.4.1 Gempa Rencana

Gempa rencana merupakan proyeksi gempa yang digunakan dalam perencanaan dan penilaian struktur bangunan, baik yang bersifat gedung maupun bukan gedung, beserta fasilitasnya. Gempa rencana ini didasarkan pada probabilitas kemungkinan terjadinya gempa dengan besarnya yang telah ditetapkan selama umur struktur bangunan, biasanya 50 tahun. Dalam hal ini, gempa rencana yang umumnya digunakan memiliki kemungkinan terlampaui besarnya sebesar 2%. Hal ini berarti bahwa besar gempa yang akan terjadi selama umur struktur bangunan adalah sebesar atau lebih kecil dari besar gempa rencana yang telah ditetapkan.

2.4.2 Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Pentingnya dalam perencanaan ketahanan gempa sebuah struktur dinyatakan oleh kategori risiko dan faktor keutamaan gempa. Kategori risiko digunakan untuk menentukan besaran beban gempa yang harus ditanggung oleh struktur berdasarkan risiko terjadinya gempa yang tidak dapat diterima. Di sisi lain, faktor keutamaan gempa memperhitungkan tingkat risiko yang terkait dengan keselamatan jiwa, kesehatan, serta kesejahteraan terkait kerusakan properti atau hilangnya fungsi dari suatu fasilitas. Faktor keutamaan mempengaruhi besaran beban gempa yang harus ditanggung oleh struktur, dan seringkali memperhitungkan penggunaan struktur, nilai properti, dan kepentingan sosial atau ekonomi lainnya. Oleh karena itu, kategori risiko dan faktor keutamaan menjadi faktor penting dalam menentukan beban gempa yang harus ditanggung oleh suatu struktur.

Berdasarkan peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur. Kategori risiko bangunan gedung ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatannya.

Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none">- Perumahan- Rumah toko dan rumah kantor- Pasar- Gedung perkantoran- Gedung apartemen/ rumah susun	II

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> - Pusat perbelanjaan/ <i>mall</i> - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	

(Sumber : SNI 1726:2019)

Penentuan nilai Faktor Keutamaan Gempa dapat ditentukan setelah mengetahui Kategori Resiko Gempa dengan mengacu pada Tabel 2.6

Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.3 Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs digunakan untuk mengetahui besaran getaran gempa dari dasar tanah ke permukaan tanah di suatu lokasi. Sebelum membuat kriteria desain seismik untuk bangunan, terlebih dahulu menentukan jenis tanahnya. Berdasarkan peraturan yang telah ditentukan yaitu SNI 1726:2019 sebagaimana dijelaskan pada Tabel 2.7

Tabel 2.7 Klasifikasi Situs

Kelas situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanha keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanha lunak)	< 175	< 15	< 50

Kelas situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $P_l > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ 3. Kuat geser niralir, $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber : SNI 1726-2019)

Keterangan :

\bar{v}_s = Kecepatan rata-rata gelombang geser

\bar{N}_s = Tahanan penetrasi standar rata-rata

\bar{S}_u = Kuat geser niralir rata-rata

2.4.4 Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Tertarget

Faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik diperlukan untuk menentukan respons spektral percepatan gempa tertarget (MCER). Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v). Nilai F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9. Parameter Respons Spektral Percepatan pada Periode Pendek (S_{MS}) dan Periode 1 detik (S_{M1}) yang sesuai dengan pengaruh klasifikasi situs dapat ditentukan melalui Persamaan 2.11 dan Persamaan 2.12.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.11)$$

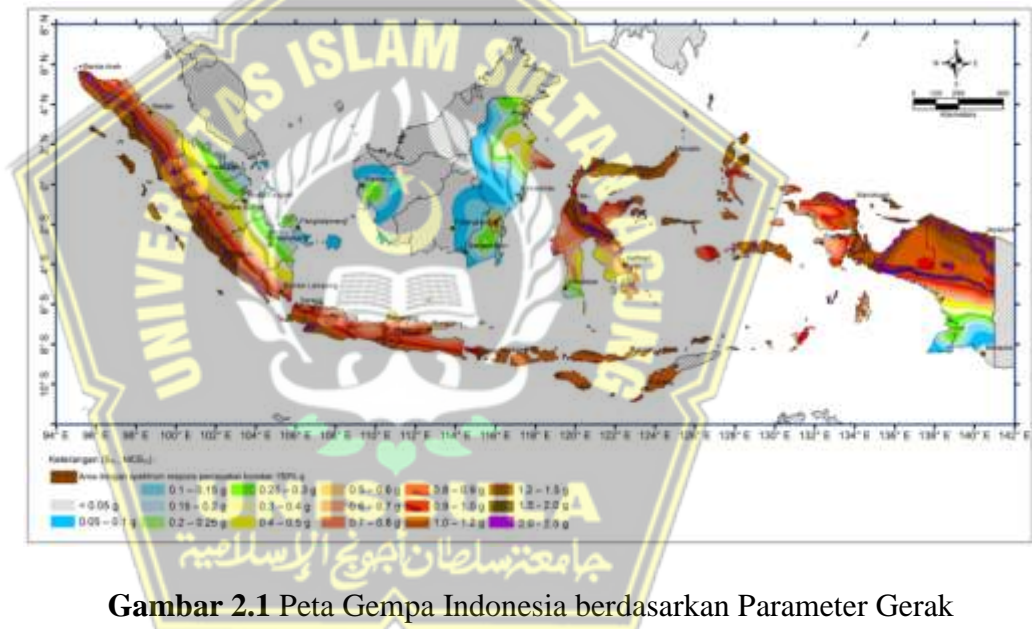
$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.12)$$

Keterangan :

S_s =Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R)
terpetakan untuk periode pendek (dapat dilihat pada Gambar
2.1)

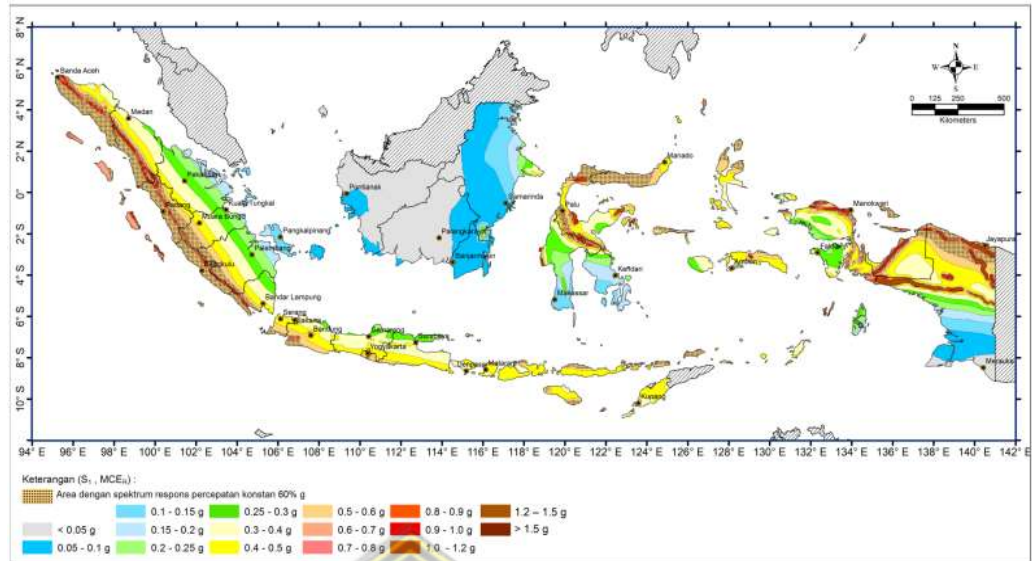
S_1 =Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R)
terpetakan untuk periode 1 detik (dapat dilihat pada Gambar
2.2)

Nilai Parameter Gerak Tanah S_s gempa maksimum dan Parameter
Gerak Tanah S_1 gempa maksimum dapat dilihat di Peta Gempa
Indonesia pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2



Gambar 2.1 Peta Gempa Indonesia berdasarkan Parameter Gerak
Tanah S_s Gempa maksimum

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2.2 Peta Gempa Indonesia berdasarkan Parameter Gerak Tanah S_1 Gempa maksimum

(Sumber : SNI 1726:2019)

Berdasarkan aturan dalam SNI 1729:2019, nilai koefisien situs F_a dan koefisien situs F_v ditentukan pada Table 2.8 dan Tabel 2.9

Tabel 2.8 Koefisien Situs (F_a)

Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0.25$	$S_1 = 0.5$	$S_1 = 0.75$	$S_1 = 1.0$	$S_1 = 1.25$	$S_1 \leq 1.5$
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	2.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
SE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
SF	$SS^{(a)}$					

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2.9 Koefisien Situs (F_v)

Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko - tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I = 0.5$	$S_I \leq 0.6$
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					

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Nilai parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.13)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan :

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

S_{M1} = Parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik

2.4.6 Spektrum Respon Desain

Besaran spectrum respon percepatan desian (S_a) dapat dihitung dengan rumus-rumus berikut sesuai dengan aturan SNI 1726-2019 Pasal 6.4 :

a. Nilai $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \dots\dots\dots (2.15)$$

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

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots (2.16)$$

c. Nilai $T_s \leq T \leq TL$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.17)$$

d. Nilai $TL \leq T$

$$S_a = \frac{S_{D1} \times TL}{T^2} \dots\dots\dots (2.18)$$

Keterangan :

T = Periode getar fundamental struktur (detik)

S_a = Nilai respons spectrum desain

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

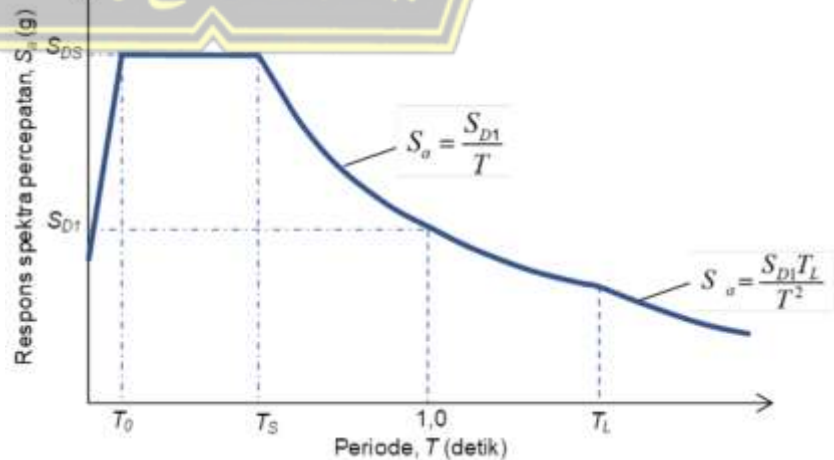
S_{D1} = Parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik

TL = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 2.3 yang nilainya diambil dari Gambar 2.4

Nilai T_0 dan T_s diperoleh dari :

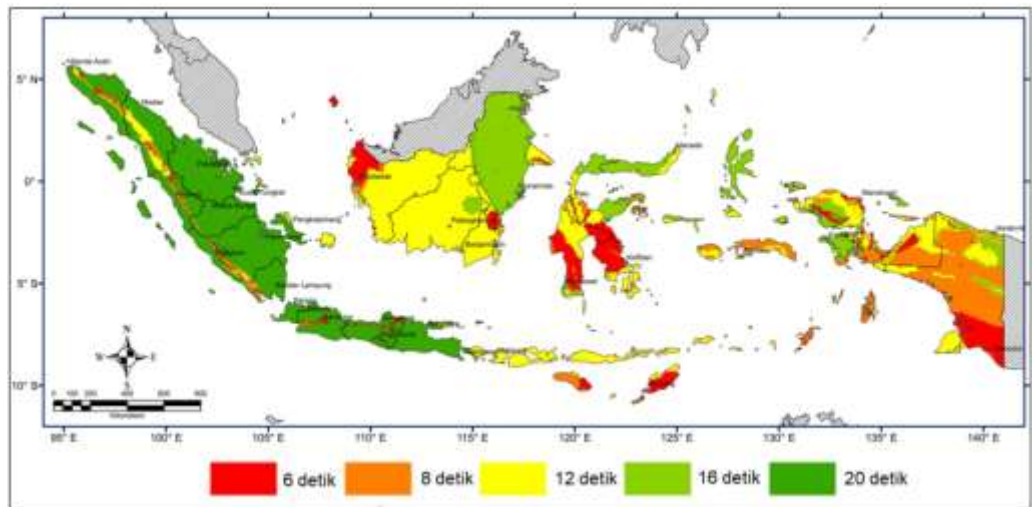
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.19)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.20)$$



Gambar 2.3 Grafik Spektrum Respons Desain

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2.4 Peta Transisi Periode Panjang Wilayah Indonesia

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.7 Kategori Desain Seismik

Penentuan kategori desain seismik pada suatu bangunan didasarkan pada nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan. Semakin tinggi kategori risiko bangunan, semakin besar nilai S_{DS} dan S_{D1} yang dibutuhkan untuk merancang bangunan yang tahan gempa. Hal ini disebabkan oleh fakta bahwa risiko gempa semakin besar pada bangunan dengan kategori risiko yang lebih tinggi. Oleh karena itu, kategori desain seismik harus ditentukan dengan cermat untuk memastikan bahwa bangunan tahan gempa dan dapat melindungi keselamatan dan kesejahteraan penghuninya. Tabel 2.10 dan Tabel 2.11 merupakan kategori desain seismic berdasarkan aturan SNI 1726:2019 Pasal 6.5.

Tabel 2.10 Kategori desain seismik yang didasarkan pada Parameter respon spektral percepatan desain periode pendek (S_{Ds})

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

Kategori Resiko		Nilai S_{Ds}
IV	I, II, III	
D	D	$0,50 \leq S_{Ds}$

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2.11 Kategori desain seismik yang didasarkan pada Parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik (S_{D1})

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

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.8 Kombinasi Sistem Pemikul Gaya Seismik pada Arah yang Berbeda

Sistem pemikul gaya seismik yang berbeda dapat digunakan untuk menahan gaya gempa pada setiap arah dari dua sumbu orthogonal struktur. Nilai koefisien R , C_d , dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem bila menggunakan sistem tersebut. Ketentuan nilai R , C_d , dan Ω_0 dapat dilihat pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12 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 pembebasan defleksi i, 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. Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2^{1/2}$	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.9 Periode Fundamental Pendekatan

Faktor krusial yang perlu dipertimbangkan ketika merancang konstruksi bangunan yang mampu bertahan dari gempa adalah periode dasar (T). Sifat struktural dan deformasi dari bagian pendukung dalam analisis yang diuji dapat digunakan untuk menentukan nilai periode dasar struktur. Periode Pendekatan (T_a) juga dapat langsung digunakan untuk menentukan nilai periode dasar (T). Menurut SNI 1726:2019, nilai T_a dapat dicari dengan menggunakan persamaan berikut:

$$T_{\max} = C_u \times T_a \dots\dots\dots (2.21)$$

$$T_a = C_t \times H_n^x \dots\dots\dots (2.22)$$

Di bawah ini adalah persamaan yang digunakan sebagai patokan untuk menentukan periode desain yang akan digunakan:

- a. Jika $T_c < T_a$, maka yang diambil adalah dari perhitungan manual T_a
- b. Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka yang diambil adalah perhitungan software T_c
- 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)

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung (C_u)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.10 Gaya Geser Dasar Seismik

Menurut peraturan tentang pedoman perencanaan ketahanan gempa bagi struktur, nilai gaya dasar seismik dapat hitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.23)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Nilai Koefisien Respons Seismik (C_s) yang dihitung menggunakan Persamaan 2.24

$$C_s = \frac{(S_{Ds})}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots(2.24)$$

Keterangan:

S_{Ds} =Parameter percepatan respons spektral desain rentang periode pendek

R =Koefisien modifikasi respons

I_e =Faktor keutamaan gempa

Nilai Koefisien Respons Seismik (C_s) yang dihitung menggunakan Persamaan 2.24 tidak diharuskan melebihi:

a. Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{(S_{D1})}{T \times (\frac{R}{I_e})} \dots\dots\dots (2.25)$$

b. Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{(S_{D1} \times T_L)}{T^2 \times (\frac{R}{I_e})} \dots\dots\dots (2.26)$$

Nilai Koefisien Respons Seismik (C_s) diharuskan tidak kurang dari:

$$C_{s \text{ min}} = 0,004 \times S_{Ds} \times I_e > 0,001 \dots\dots\dots (2.27)$$

Untuk lokasi struktur yang berada di daerah dimana nilai S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka nilai C_s dapat dicari berdasarkan Persamaan 2.28.

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots(2.28)$$

Keterangan :

S_{D1} = Parameter percepatan respons spektral desain pada periode 1,0 detik

T = Periode fundamental struktur (detik)

S_1 = Parameter percepatan respon spektral maksimum yang dipetakan

2.4.11 Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat desain (Δ) bertujuan untuk mengetahui perbedaan simpangan pada pusat massa yang berada di atas dan di bawah tingkat. Simpangan antar tingkat dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

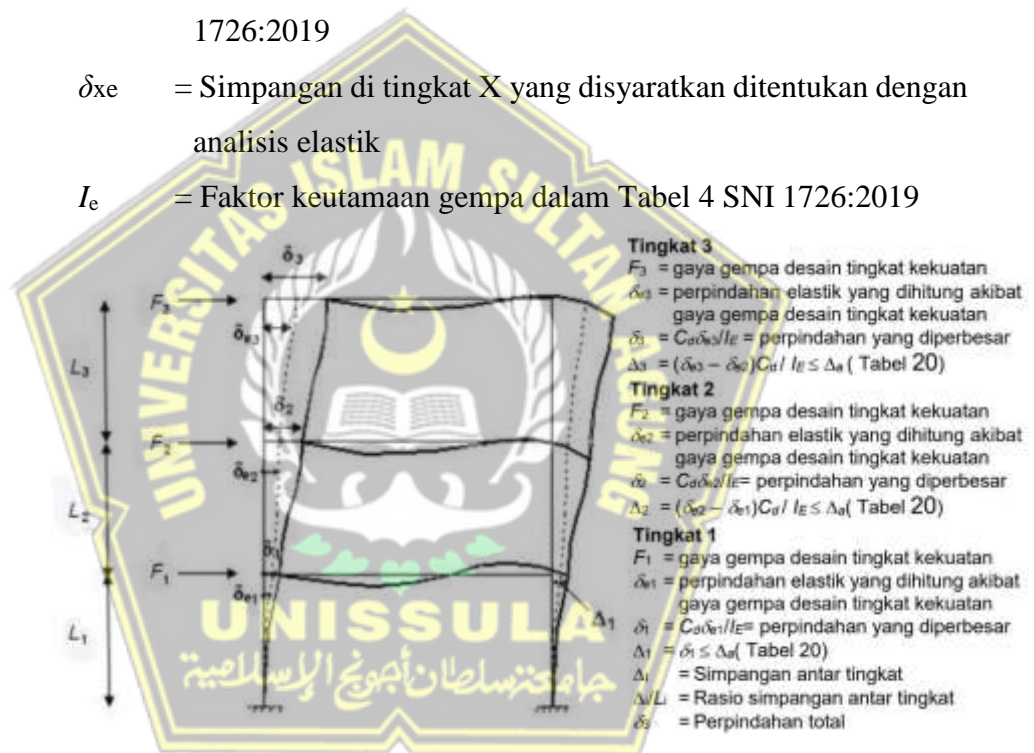
$$\delta = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.29)$$

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 2.5 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber : SNI 1726:2019)

Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak diperbolehkan melampaui simpangan antar tingkat izin (Δ_a) yang dapat dilihat pada Tabel 2.15

Tabel 2.15 Simpangan Antar Tingkat Iizin

Struktur	Kategori resiko		
	I, II	III	IV
Struktur, selain shear wall batu bata, 4 tingkt / kurang dengan dinding interior, partisi, langit – langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesign untuk mengakomodasi antar tingkat.	0,025 h _{sx}	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}

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.4.12 Pengaruh P-Delta

Analisis pengaruh P-Delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan apabila koefisien stabilitas (θ) sama dengan atau kurang dari 0,10 Koefisien stabilitas (θ) pada SNI 1726-2019 dapat diketahui dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots \dots \dots (2.30)$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertical total di atas tingkat X

Δ = Simpangan antar tingkat desain

I_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya gesek 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

Apabila koefisien stabilitas (θ) \leq 0,10, maka perhitungan dampak P-Delta pada geser dan momen tingkat, tekanan dan momen yang dihasilkan dari elemen struktur atau akibat simpangan antar tingkat tidak perlu diperhitungkan.

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

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta c d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.31)$$

Dengan β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat X dan X- β ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

2.4.13 Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur

Ketidakberaturan struktur adalah suatu kondisi dimana suatu struktur tidak memenuhi syarat keberaturan (*regularity*) yang ditetapkan oleh standar perencanaan gempa. Kondisi ini dapat mempengaruhi perilaku struktur saat terjadi gempa, sehingga perlu diperhitungkan dengan cermat dalam perancangan struktur tahan gempa. Klasifikasi ketidakberaturan struktur dibagi menjadi beberapa jenis, yaitu:

1. Ketidakberaturan Horizontal

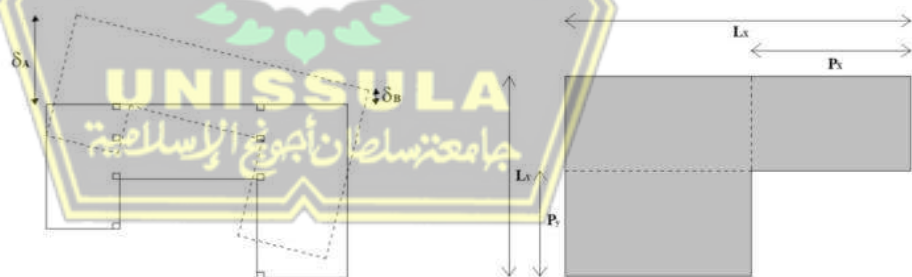
Ketidakberaturan horizontal adalah ketidakberaturan yang terjadi pada susunan lantai atau atap suatu bangunan gedung yang tidak simetris atau tidak teratur dalam susunan horizontal. Ketidakberaturan horizontal dapat terjadi karena adanya penambahan bangunan di atas bangunan yang sudah ada atau karena kebutuhan desain ruang yang tidak simetris. Kondisi ini dapat mempengaruhi perilaku struktur bangunan dalam menahan beban gempa, sehingga perlu diperhitungkan dalam perencanaan ketahanan gempa bangunan gedung. Sesuai aturan SNI 1726:2019 untuk Tipe dan penjelasan ketidakberaturan dijelaskan pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Ketidakberaturan Horizontal

	Pasal reverensi	Penerapan kategori design seismik	Tipe dan penjelasan ketidak-beraturan
1a	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 12.2.2	D.E.F B.C.D.E.F C.D.E.F C.D.E.F D.E.F B.C.D.E.F	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ketika refleksi lantai max. yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x=1,0$ pada salah satu ujung struktur yang tegak lurus sumbu besar dari 1,2 kalisimpangan antar tingkat rata – rata pada kedua ujung struktur. Syarat diafragma kaku atau semi kaku.
1b	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 12.2.2	E.F D B.C.D C.D D B.C.D	Ketidakberaturan torsi berlebihan terjadi ketika defleksi tingkat max yang dihitung, termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x =1,0$ pada salah satu ujung struktur yang tegak lurus terhadap sumbu besar dari 1,4 kalo defleksi tingkat rata – rata pada kedua ujung struktur. Syarat diafragma kaku atau semi kaku.
2.	7.3.3.4 Tabel 16	D.E.F D.E.F	Ketidakberaturan sudut dalam di tentukan ketika dua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam berada pada arah yang ditunjukkan lebih dari 15% dari dimensi denah struktur dalam arah yang dituju.
3.	7.3.3.4 Tabel 16	D.E.F D.E.F	Ketidakberaturan diskontnuitas diafragma didefinisikan ada ketika diafragma mengalami diskontnuitas atau perubahn kekakuan, termasuk yang memiliki area terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma

	Pasal referensi	Penerapan kategori design seismik	Tipe dan penjelasan ketidak-beraturan
			efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.
4.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16	B.C.D.E.F D.E.F B.C.D.E.F D.E.F B.C.D.E.F	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan sebagai yang terjadi ketika diskontinuitas gaya lateral ada di lintasan, seperti perpindahan tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya suatu elemen vertical pemikul gaya lateral.
5.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 12.2.2	C.D.E.F B.C.D.E.F D.E.F B.C.D.E.F	Ketidakberaturan sistem non-pararel didefinisikan ada jia elemen vertical pemikul gaya lateral tidak pararel terhadap sumbu – sumbu <i>orthogonal</i> utama sistem pemikul gaya seismic.

(Sumber : SNI 1726:2019)

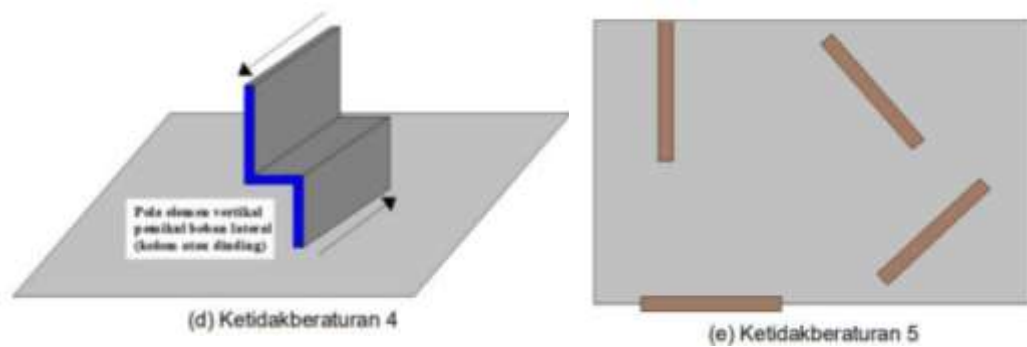


(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

(b) Ketidakberaturan 2



(c) Ketidakberaturan 3



Gambar 2.6 Ketidakberaturan Horizontal (a) ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih, (b) ketidakberaturan sudut dalam, (c) ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, (d) ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang, (e) ketidakberaturan sistem nonparalel

(Sumber : SNI 1726:2019)

2. Ketidakberaturan Vertikal

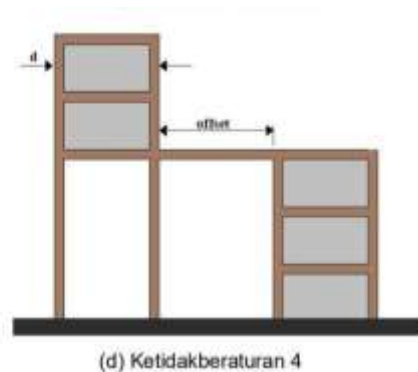
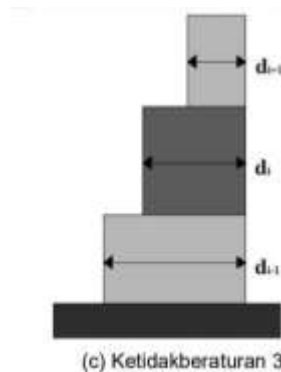
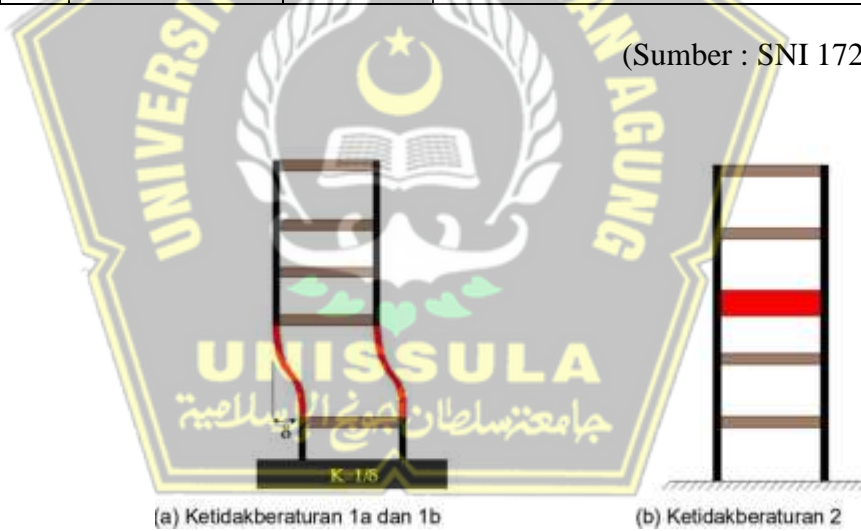
Ketidakteraturan vertikal adalah ketidakberaturan pada ketinggian lantai atau tinggi bangunan yang dapat mempengaruhi perilaku struktur saat menerima beban gempa. Contoh dari ketidakberaturan vertikal adalah jika terdapat perubahan jumlah atau ketinggian lantai pada struktur, seperti adanya lantai yang dihilangkan atau tambahan lantai pada struktur yang sebelumnya telah dirancang. Hal ini dapat mempengaruhi pengaruh gempa pada struktur dan mempengaruhi koefisien reduksi respons spektrum yang diperlukan dalam perencanaan tahan gempa. Oleh karena itu, ketidakberaturan vertikal juga harus diperhitungkan dalam perencanaan tahan gempa untuk memastikan keselamatan struktur dan penghuni bangunan. Sesuai aturan SNI 1726:2019 untuk Tipe dan penjelasan ketidakberaturan dijelaskan pada Tabel 2.17.

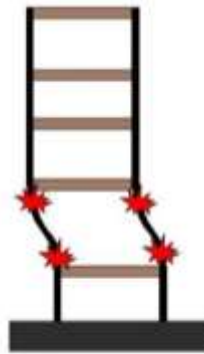
Tabel 2.17 Ketidakberaturan Vertikal

	Penerapan kategori design seismik	Pasal referensi	Tipe dan penjelasan ketidak-beraturan
1a.	D.E.F	Tabel 16	Penyimpangan kekuatan lapisan lunak didefinisikan sebagai ada jika terdapat lapisan dengan yang kekuatan lateralnya kurang dari 80% dari kekuatan rata – rata tiga tingkat diatasnya.
1b.	E.F D.E.F	0 Tabel 16	Ketidak-beraturan kekuatan lapisan yang terlalu lunak dianggap ada jika kekuatan lateral lapisan kurang dari 60 % kekuatan lateral lapisan atas atau kurang dari 70 % kekuatan rata – rata tiga lapisan atas.
2.	D.E.F	Table 16	Ketidakberaturan berat (massa) terjadi ketika massa efektif dilapisan manapun lebih besar dari 150 % massa sebenarnya dari lapisan yang berdekatan. Tidak perlu mempertimbangkan atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya.
3.	D.E.F	Tabel 16	Ketidak-beraturan geometri vertical terjadi ketika dimensi horizontal system pemikul gaya seismic disetiap tingkat lebih besar dari 130 % dimensi horizontal system pemikul gaya seismic tingkat dibawahnya.
4.	B.C.D.E.F D.E.F D.E.F	0 0 Tabel 16	Penyimpanan karena diskontinuitas bidang pada elemen vertical pemikul gaya lateral terjadi ketika perpindahan dalam bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen atau kekuatan elemen penahan berkurang.

	Penerapan kategori design seismik	Pasal referensi	Tipe dan penjelasan ketidak-beraturan
5a.	E.F D.E.F	0 Tabel 16	Ketidakberaturan tingkat yang lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan sebagai adanya kekuatan lateral suatu tingkat kurang 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.
5b.	D.E.F B.C D.E.F	0 Tabel 16	Ketidakberaturan tingkat yang terlalu lemah karena diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dikatakan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

(Sumber : SNI 1726:2019)





(e) Ketidakberaturan 5a dan 5b

Gambar 2.7 Ketidakberaturan Vertikal (a) ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, (b) ketidakberaturan berat (massa), (c) ketidakberaturan geometri vertikal, (d) ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral, (e) ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekakuan lateral tingkat dan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat.

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.5 Perancangan Elemen Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2019

Elemen struktur bangunan adalah beberapa bagian dari struktur bangunan yang dirancang untuk menahan beban dan meneruskannya ke bawah tanah. Beberapa contoh elemen struktur bangunan antara lain:

1. Kolom adalah unsur struktural dalam sebuah bangunan yang memiliki tujuan utama untuk menanggung beban vertikal dari struktur di atasnya dan meneruskan beban tersebut ke lapisan bawah tanah.
2. Balok merupakan komponen struktural dalam bangunan yang berperan penting dalam menahan beban horizontal dari struktur di atasnya dan meneruskannya ke kolom.

3. Pelat merujuk pada elemen datar struktur bangunan yang digunakan untuk menopang beban dari bagian atas struktur dan meneruskannya ke balok serta kolom.

Perancangan elemen struktural dalam bangunan wajib memenuhi persyaratan kekuatan, kekakuan, dan kestabilan yang ditetapkan dalam standar dan peraturan yang berlaku, seperti SNI 2847:2019 mengenai Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung digunakan sebagai pedoman dalam perancangan elemen struktur bangunan.

2.6 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) merupakan desain struktur beton bertulang yang memiliki tingkat daktilitas yang tinggi. Pada sistem ini direncanakan untuk daerah yang termasuk pada desain seismik kategori D dan E. Berdasarkan Pasal 18.6 SNI 2847:2019, menjelaskan syarat-syarat mengenai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK):

- a. SNI 2847:2019 Pasal 18.6 ini menjelaskan tentang sistem tahan gempa pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
- b. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) pada komponen struktur

$$P_u < A_g \times \frac{f_{c'}}{10} \dots\dots\dots (2.32)$$

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

$$l_n > 4d \dots\dots\dots (2.33)$$

- d. Lebar komponen (b_w)

$$b_w > 0,3h \dots\dots\dots (2.34)$$

$$250 \text{ mm} < b_w < c + 2 \times \left(\frac{3}{4} h\right) \dots\dots\dots (2.35)$$

Keterangan :

- P_u = Gaya tekan aksial terfaktor
- A_g = Luas penampang beton
- $f_{c'}$ = Kekuatan tekan beton yang disyaratkan
- d = Tinggi efektif
- l_n = Bentang bersih komponen struktur

- b_w = Lebar komponen
- h = Tinggi keseluruhan komponen struktur

2.6.1 Perencanaan Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2019 pasal 18.7 tentang kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), kolom-kolom harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- a. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.3.2 dijelaskan bahwa kolom harus memiliki kekuatan lentur yang memenuhi persyaratan sesuai dengan persamaan 2.36. Hal ini dilakukan untuk menerapkan prinsip *Strong Column Weak Beam*, dimana tujuannya adalah untuk mengurangi potensi kegagalan yang berhubungan dengan lemahnya kolom dalam perbandingan dengan balok. Prinsip ini membantu menghindari risiko melelehnya kolom yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya seismik. Dalam kasus di mana kolom tidak lebih kuat daripada balok yang berada dalam sambungan, kemungkinan terjadinya perilaku *inelastic* dapat meningkat. Kondisi paling kritis terjadi pada kolom yang lebih lemah, di mana keruntuhan lentur dapat berlangsung di kedua ujung kolom pada satu lantai tertentu, membentuk mekanisme kegagalan kolom yang berpotensi menyebabkan keruntuhan seluruh bangunan.

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \dots\dots\dots (2.36)$$

Keterangan:

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

Sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.4 luas tulangan longitudinal Ast tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ dan tidak lebih dari $0,06 A_g$. Pada kolom-kolom yang sengkangnya bundar, jumlah batang tulangan longitudinalnya minimum 6. Sambungan mekanisme harus memenuhi pasal 18.2.7 dan sambungan las harus memenuhi pasal 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal. Batas bawah luas tulangan longitudinal digunakan untuk mengontrol deformasi jangka panjang dan untuk memiliki momen leleh melebihi momen retaknya.

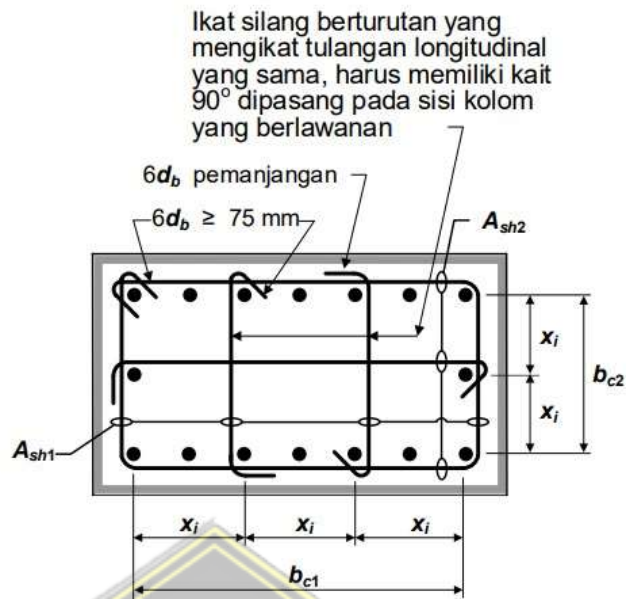
Sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.5 tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_0 dari masing-masing muka joint dan pada kedua sisi sembarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari:

- Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi.
- Seperenam tinggi bersih kolom.
- 450 mm.

Tabel 2.18 Transversal Kolom SRPMK

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
$A_{sh}/s b_c$ untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g - 1}{A_{ch}} \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2k f_c' n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g - 1}{A_{ch}} \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35k f_c' \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

(Sumber : SNI 2847-2019)



Gambar 2.8 Penulangan Transversal Kolom

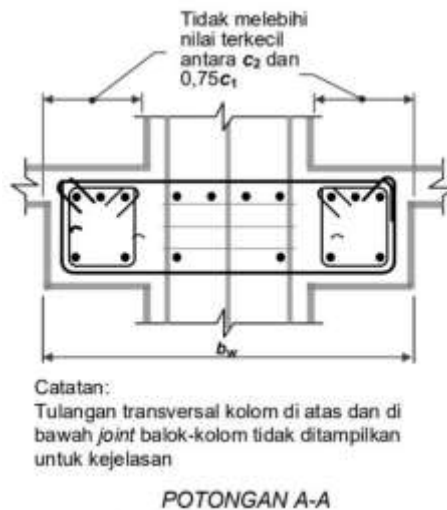
(Sumber : SNI 2847:2019)

2.6.2 Perencanaan Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sesuai dengan aturan SNI 2847:2019 syarat dimensi penampang kolom SRPMK sebagai berikut:

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





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

(Sumber : SNI 2847:2019)

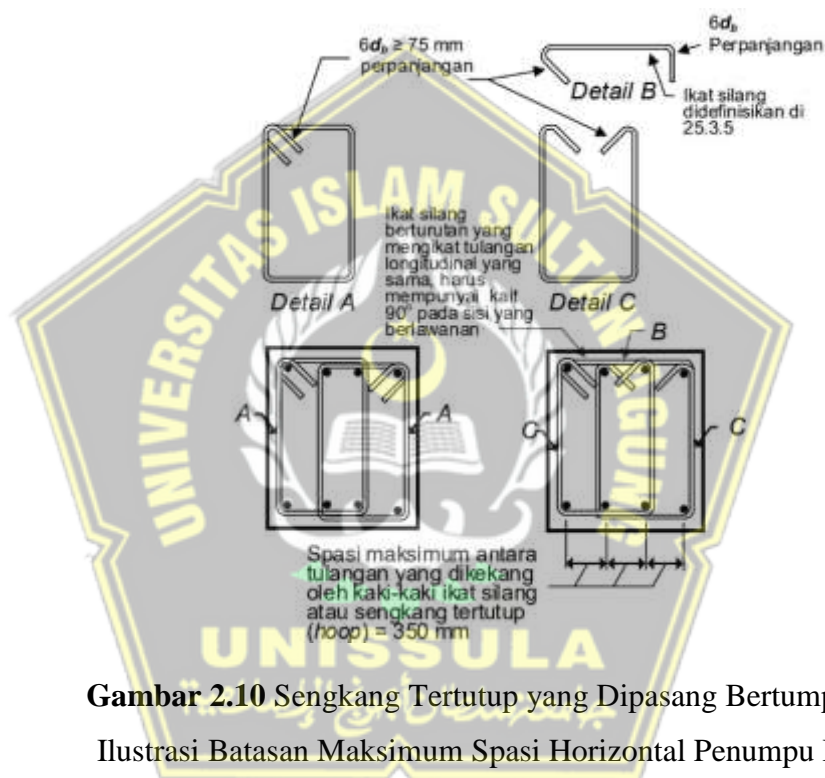
Sesuai SNI 2847:2019 tulangan longitudinal pada balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada pertimbangan kerapatan tulangan dan secara langsung membatasi tegangan geser balok dengan proporsi tipikal maka batasan rasio tulangan adalah 0,025. Sambungan 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 pengekan 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 di sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi penampang.

Sengkang dengan kait seismik pada kedua ujungnya, dua batang tulangan dan pengikat silang untuk penutup dapat digunakan sebagai pengikat pada balok. Sengkang pengekang pertama ditempatkan tidak lebih 50 mm dari muka kolom penumpu. Jarak sengkang pengekang tidak boleh lebih besar 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 terkecil tulangan lentur utama
- 150 mm



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

(Sumber : SNI 2847:2019)

2.6.3 Perencanaan Pelat Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Pelat beton bertulang merupakan struktur tipis dari bahan beton bertulang dengan arah bidang horizontal yang tegak lurus beban yang bekerja pada bidang tersebut. Bidang pelat beton bertulang mempunyai ketebalan yang relatif sangat kecil dibandingkan dengan bentang panjang maupun lebarnya. Pelat beton bertulang mempunyai sifat sangat kaku dan arahnya horizontal yang berfungsi sebagai diafragma atau unsur pengaku horizontal pada

bangunan gedung untuk mendukung ketegaran balok portal (Asroni. A, 2014a: 161).

Ketebalan minimum pelat tidak tergantung pada pembebanan dan Modulus elastisitas beton yang mempunyai pengaruh signifikan pada lendutan. Batasan ketebalan minimum pelat yang digunakan dalam merencanakan dimensi pelat dapat dilihat berdasarkan ketentuan pada Tabel 2.19 dan Tabel 2.20.

Tabel 2.19 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non prategang Tanpa Balok Interior

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

(Sumber : SNI 2847:2019)

Tabel 2.20 A_{smin} untuk Pelat Dua Arah Nonprategang

Tipe Tulangan	f_y (MPa)	A_s min	
Batang Ulir	< 420	0,00020 A_g	
Batang Ulir/ Kawat Las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0,0014 A_g

(Sumber : SNI 2847:2019)

2.6.4 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 (SRPMK).

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 untuk mencegah tekuk pada tulangan longitudinal kolom. Luas kaki tulangan transversal pada *joint* balok – kolom berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 15.4.2 diambil dari :

$$0,062 \times \sqrt{F_c'} \times \frac{bs}{f_y} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$0,35 \times \frac{bs}{f_y} \dots\dots\dots (2.38)$$

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

2.7 Klasifikasi Sistem Dinding Struktur

Sistem dinding struktur adalah dinding yang diproporsikan untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang ditimbulkan gempa. (Iswandi dan Fajar, 2014). Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding structural dibedakan menjadi 3 jenis, yaitu:

- a. **Bearing wall**, sebagian besar gaya gravitasinya dapat dipikul oleh jenis ini, karena dinding structural jenis ini menggunakan dinding partisi yang berdekatan.
- b. **Frame wall**, beban gravitasi berasal dari frame beton bertulang yang merupakan bagian dinding geser itu sendiri, hal ini yang membuat jenis ini berbeda dengan *bearing wall*.
- c. **Core walls**, merupakan dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung yang biasanya terletak pada poros *lift* dan tangga, dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi

ganda dalam stabilitas maupun arsitektur bangunan dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.

Jenis dinding geser juga dibagi berdasarkan perbandingan antara lebar dan tinggi:

- a. **Short Shear Wall**, dinding struktural ini memiliki perbandingan tinggi dan lebarnya kurang dari 1 ($H/D < 1$).
- b. **Squat Shear Wall**, dinding struktural yang memiliki perbandingan tinggi dan lebarnya lebih dari 1 tetapi kurang dari 3 ($1 < H/D < 3$).
- c. **Cantilever Shear Wall**, dinding struktural yang memiliki nilai perbandingan lebih dari 3 ($H/D > 3$) dan biasanya dapat disebut dengan dinding langsing.

2.7.1 Perencanaan Dinding Struktural

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 kuat geser nominal dinding struktural ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_n = A_{cv} \times (a_c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} + \rho_t \times f_y) \dots\dots\dots (2.39)$$

Keterangan :

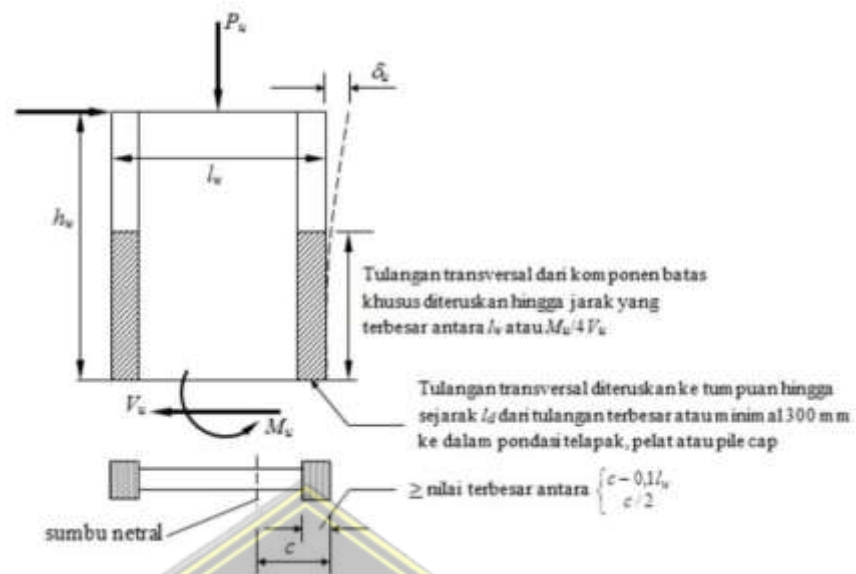
- a_c = 0,25 untuk $h_w/l_w \leq 1,5$
 = 0,17 untuk $h_w/l_w \geq 2,0$
 = interpolasi linear antara 0,25-0,17 untuk h_w/l_w diantara 1,5 dan 2,0
- h_w = tinggi dinding
- l_w = panjang dinding

Dalam perencanaan dinding struktural perlu ditinjau mengenai tebal minimum. Berdasarkan peraturan SNI 2847:2019 pasal 11.3.1.1 dinding yang disyaratkan sebagai penumpu $\leq 1/25$ tinggi atau panjang dinding dan tidak boleh < 100 mm. Dalam penentuan dimensi dinding dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$t > \frac{1}{25} \times h \dots\dots\dots (2.40)$$

Keterangan :

- h = tinggi lantai yang akan dipasang dinding struktural



Gambar 2.11 Persyaratan Komponen Batas (*Boundary Element*)

(Sumber : SNI 2847:2019)

Pada dinding struktural elemen pembatas (*boundary element*) dipasang pada setiap ujung suatu dinding struktural yang bersifat sebagai pengekang sehingga dapat menerima beban yang cukup besar. Pada SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2 sistem dinding struktural yang menerus dari dasar struktur hingga puncak gedung dan didesain memiliki penampang kritis tunggal untuk gaya aksial dan lentur harus diperkuat dengan elemen batas khusus apabila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{1,5 \times \delta_u}{h_w}\right)} ; \frac{\delta_u}{h_w} > 0,005 \dots\dots\dots (2.41)$$

Keterangan :

c = jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral yang dihitung untuk beban aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal.

l_w = panjang keseluruhan dinding struktural.

h_w = tinggi dinding struktural.

δ_u = perpindahan rencana.

Jika nilai $c < \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{1,5 \times \delta_u}{h_w}\right)}$ maka dinding struktural tidak memerlukan

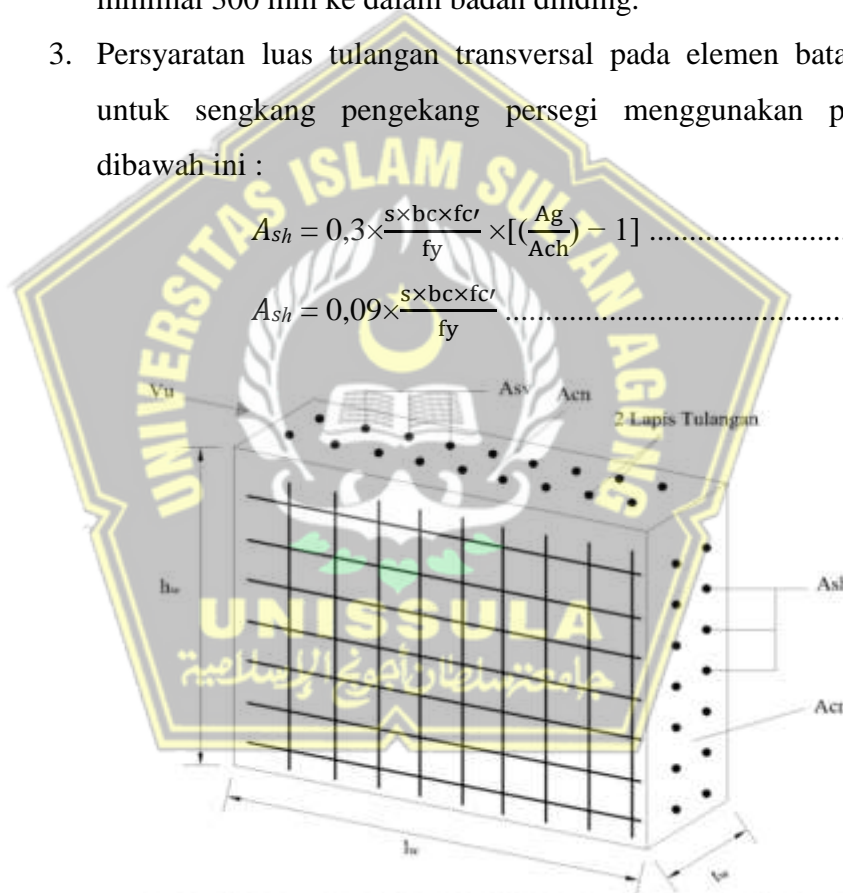
tulangan pengekang.

Apabila suatu dinding struktural memerlukan elemen batas, maka harus dipenuhi beberapa persyaratan sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 sebagai berikut:

1. Komponen batas harus menerus secara horizontal dari sisi serat tekan terluar hingga sejarak tidak kurang dari :
 - a. $c - 0,1 \times l_w$
 - b. $c/2$
2. pada daerah penampang bersayap, elemen batas harus mencakup lebar efektif sayap pada sisi tekan dan harus menerus diperpanjang minimal 300 mm ke dalam badan dinding.
3. Persyaratan luas tulangan transversal pada elemen batas khusus untuk sengkang pengekang persegi menggunakan persamaan dibawah ini :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s \times b_c \times f_c'}{f_y} \times \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (2.42)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{s \times b_c \times f_c'}{f_y} \dots\dots\dots (2.43)$$



Gambar 2.12 Tulangan Geser Pada Dinding Struktural.

(Sumber : SNI 2847:2019)

Penulangan pada dinding struktural diberikan pada dua arah tegak lurus pada bidang dinding. Rasio minimum tulangan arah horizontal dan vertical ditentukan sebagai berikut :

1. Apabila gaya geser desain, $V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'}$, maka rasio penulangan ρ_1 dan ρ_t tidak boleh kurang dari 0,0025, nilai ρ_1 dan ρ_t dapat dilihat di rumus berikut :

$$\rho_1 = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \quad \text{dan} \quad \rho_t = \frac{A_{sn}}{A_{cn}}$$

Keterangan:

ρ_1 = rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang tegak lurus bidang A_{cv} , terhadap luas gross beton A_{cv} .

ρ_t = rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang paralel bidang A_{cv} , terhadap luas gross beton yang tegak lurus terhadap tulangan tersebut.

2. Rasio luas tulangan vertikal minimum terhadap luas bruto beton, ρ_p , ditentukan seperti dibawah ini:
 - a. 0,0012 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa, atau
 - b. 0,0015 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
 - c. 0,0012 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari \emptyset -16 atau D-16.
3. Rasio luas tulangan horizontal minimum terhadap luas beton ρ_t , harus:
 - a. 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 Mpa, atau
 - b. 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
 - c. 0,0020 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besari dari \emptyset -16 atau D-16
4. Jarak tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh diambil melebihi 450 mm.

2.8 Sistem Ganda (Dual Sistem)

Sistem ganda merupakan gabungan dari sistem struktur rangka dan dinding struktur. Istilah lainnya adalah *hybrid structure* atau *wall frame structure*. gabungan struktur ini sangat menguntungkan karena interaksi antara rangka yang daktail (*frame system*) dan dinding struktur (*structural wall*) akan

memberikan mekanisme disipasi (penyerapan) energi yang lebih besar. Berdasarkan SNI 1726:2019 persyaratan sistem ganda dalam perencanaan dijelaskan dalam poin berikut ini:

- a. Beban gravitasi dipikul oleh sistem struktur rangka ruang lengkap, sedangkan kombinasi SRPMK dan dinding struktur memikul tahanan terhadap beban gempa.
- b. SRPMK pada sistem ganda minimal mampu memikul 25% gaya seismik desain. Dengan cara distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya, kombinasi SRPMK dan dinding struktural dapat memikul tahanan gaya seismik total.
- c. Berdasarkan kekakuan relatifnya, V (beban dasar geser nominal) ditahan secara harmonis oleh SRPMK dan SDSK.

Dengan adanya kekakuan dinding struktur yang besar, perilaku struktur bangunan gedung saat terjadi gempa lebih terkontrol. Hal ini dibuktikan dari nilai *story drift* yang lebih kecil bilamana dibandingkan dengan nilai *story drift* struktur rangka murni.

2.9 Desain Pelat

Pelat yang terdapat pada sebuah bangunan memiliki 2 macam bagian yaitu pelat yang hanya memiliki satu sisi dan juga pelat yang memiliki kedua sisi. Pelat yang menggunakan lapisan beton yang memiliki tulangan dilakukan pemasangan yang melintang, pelat tersebut dilakukan pemasangan yang tidak memiliki kelenturan dan juga tidak nempel.

1. Pelat satu arah (*One Way Slab*)

Pelat satu arah merupakan sistem perencanaan pelat dengan tulangan pokok satu arah. Ciri-ciri pelat satu arah adalah pelat ditumpu pada sisi yang saling berhadapan dengan perbandingan antar sisi yaitu $L_y/L_x \geq 2$ sesuai dengan Tabel 7.3.1.1.1. hingga Tabel 7.3.1.1.3.

2. Pelat dua arah (*Two Way Slab*)

Pelat satu arah merupakan sistem perencanaan pelat dengan tulangan pokok dua arah. Pelat dengan sistem dua arah memiliki

empat sisi dan di setiap sisinya diberikan tumpuan menggunakan balok serta benda lainnya yang memiliki berat yang mampu menumpu pelat serta diarahkan tegak lurus. (Dispohusnodo, 1996). Pelat bisa dikatakan dua arah apabila $L_y/L_x \leq 2$ ketebalan minimum pelat dua arah ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019.

2.10 Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan struktur bawah di sini meliputi pondasi, *pile cap*, dan *sloof*. Kerangka yang memiliki fungsi sebagai penopang sebuah bangunan disebut pondasi. Sub bab ini terdiri dari perhitungan fondasi tiang pancang (*pile cap*).

2.10.1. Pondasi Tiang Pancang

1. Daya dukung fondasi tiang pancang dari uji penetrasi standard (spt) menurut mayerhoff

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil ujung SPT. Rumus umum dalam kapasitas ultimit tiang pancang dapat dilihat pada persamaan 2.44

$$Q_u = Q_b + Q_s \dots\dots\dots (2.44)$$

Keterangan :

Q_u = Kapasitas dukung tiang (kN)

Q_b = Tahanan ujung bawah ultimit (kN)

Q_s = Tahanan gesek ultimit (kN)

Menurut Mayerhoff (1976) untuk menghitung tahanan ujung tiang menggunakan persamaan :

$$Q_b = 40 \times N_b \times A_b \dots\dots\dots (2.45)$$

$$N_b = \frac{N_1 + N_2}{2} \dots\dots\dots (2.46)$$

Sedangkan untuk menghitung tahanan gesek menggunakan persamaan :

$$Q_s = 0,5 \times N_s \times A_p \dots\dots\dots (2.47)$$

Dimana :

A_b = Luas penampang tiang pancang (m^2)

N_b = Harga N-SPT rata-rata

A_p = Luas penampang dasar tiang pancang (m^2)

N_1 = N rata-rata yang dihitung 8D keatas dari dasar tiang (m)

N_2 = N rata-rata yang dihitung 4D kebawah dari dasar tiang (m)

N_s = Harga N-SPT rata-rata

2. Fondasi tiang kelompok (*pile group*)

Perkiraan jumlah kebutuhn tiang pancang tanpa efisiensi :

$$n = \frac{P_u}{Q_{all}} \dots\dots\dots (2.48)$$

Efisiensi kelompok tiang pancang dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$Q_{all\ total} = Eff \times n \times Q_{all} \dots\dots\dots (2.49)$$

$$Eff = 1 - \frac{\phi}{90} \times \left[\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{m \times n} \right] \dots\dots\dots (2.50)$$

Keterangan :

m = Jumlah baris

n = Jumlah tiang

ϕ = $\tan^{-1}(d/s)$

d = Diameter tiang pancang (cm)

s = Jarak antar tiang pancang (cm)

Jika $Q_{all\ total} = P_{group}$ maka kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok harus dicek dengan total beban yang diterima dari pondasi dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

1. Jarak antar A_s

$$2,5 D < s < 3D$$

2. Jarak A_s ke tepi

$$s = 0,5 D + 0,15 m$$

2.10.2. Kontrol Beban Maksimum

Untuk yang menghitung gaya aksial maka harus ditinjau dari sumbu X dan sumbu Y dengan persamaan sebagai berikut :

$$P_{max/min} = \frac{p}{n} \pm \frac{M_x \times X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_y \times Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \dots\dots\dots (2.51)$$

Keterangan :

P = Beban aksial yang bekerja pada tiang pancang

M_X = Momen luar sumbu X

M_Y = Momen luar sumbu Y

a_{qw} = Jarak antar tiang pancang terjauh dari sumbu X

Y_{\max} = Jarak antar tiang pancang terjauh dari sumbu Y

ΣX^2 = Jumlah kuadrat jarak antar tiang pancang sumbu X

ΣY^2 = Jumlah kuadrat jarak antar tiang pancang sumbu Y

2.10.3. Kontrol Gaya Lateral

Tiang yang diperhitungkan akan menerima gaya horizontal hendaknya direncanakan sehingga baik tegangan-tegangan maupun perpindahan-perpindahan ujung atas tiang (kepala tiang) tidak akan melebihi ketentuan-ketentuan yang diijinkan pada pondasi tiang diperoleh berdasarkan salah satu dari dua kriteria berikut :

1. Beban lateral ijin ditentukan dengan membagi beban ultimit dengan suatu faktor keamanan.
2. Beban lateral ditentukan berdasarkan defleksi maksimum yang diijinkan (Rahardjo, 2005).

Untuk perhitungan gaya lateral ini menggunakan metode momen maksimum (Brinch Hansen).

Kuat lentur beton tiang pancang

$$f_b = 0,40 \times f_c' \times 10^3$$

Momen inersia penampang

$$I_e = \frac{D^4}{12}$$

Tahanan momen

$$W = \frac{I_c}{\frac{D}{2}}$$

Momen maksimum

$$M_y = f_b \times W$$

Kohesi tanah rata-rata

$$C_u = \frac{\Sigma [C_u \times L_1]}{\Sigma L_1}$$

Dari persamaan kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal (H_n)

$$\text{Pers. 1} \quad \Rightarrow f = \frac{H_n}{[9 \times C_u \times D]}$$

$$\text{Pers. 2} \Rightarrow g = L - (f + 1,5 \times D)$$

$$\text{Pers. 3} \Rightarrow M_y = H_n \times (e + 1,5 \times D + 0,5 \times f)$$

$$\text{Pers. 4} \Rightarrow M_y = \frac{9}{4} \times D \times C_u \times g^2$$

Apabila Nilai $M_{\max} > M_y$ maka termasuk jenis tiang panjang

$$\text{Dari pers. 3 } M_y = H_n \times (e + 1,5 \times D + 0,5 \times f)$$

Tahanan lateral tiang pancang $\left(\frac{H_n}{SF}\right)$

Dimana :

f_b = Kuat lentur beton tiang pancang

f_c' = Mutu beton

I_e = Momen inersia penampang

W = Tahanan momen

M_y = Momen maksimum

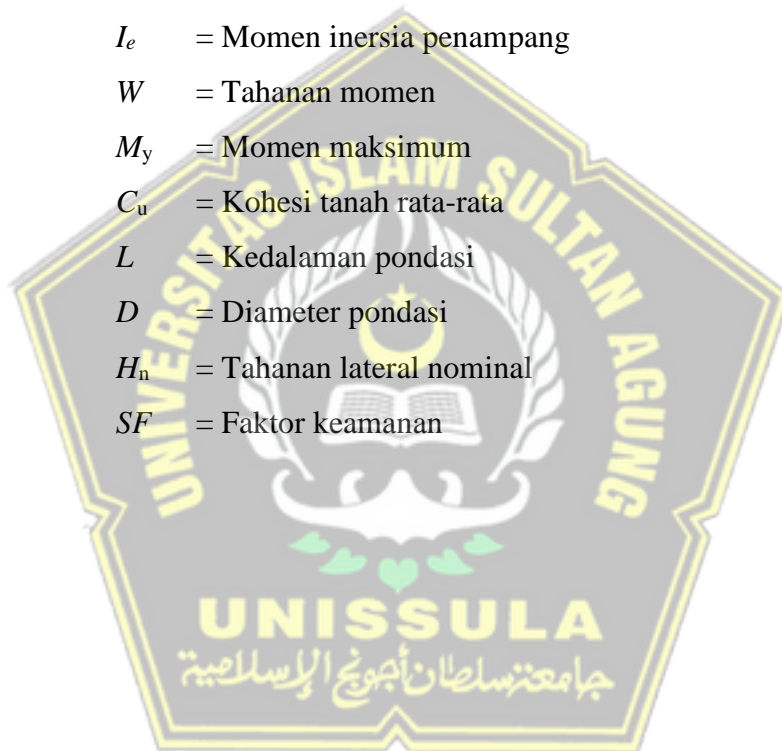
C_u = Kohesi tanah rata-rata

L = Kedalaman pondasi

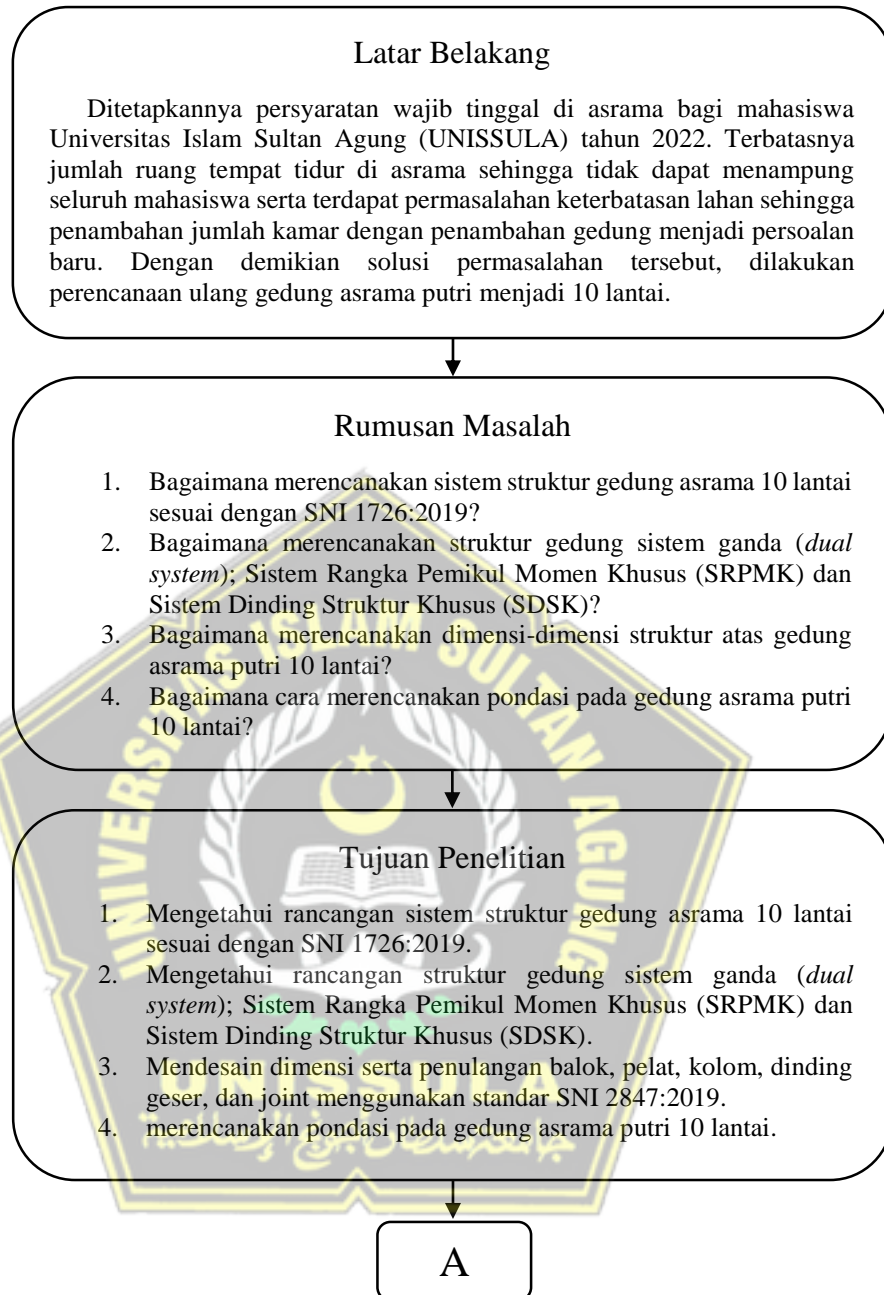
D = Diameter pondasi

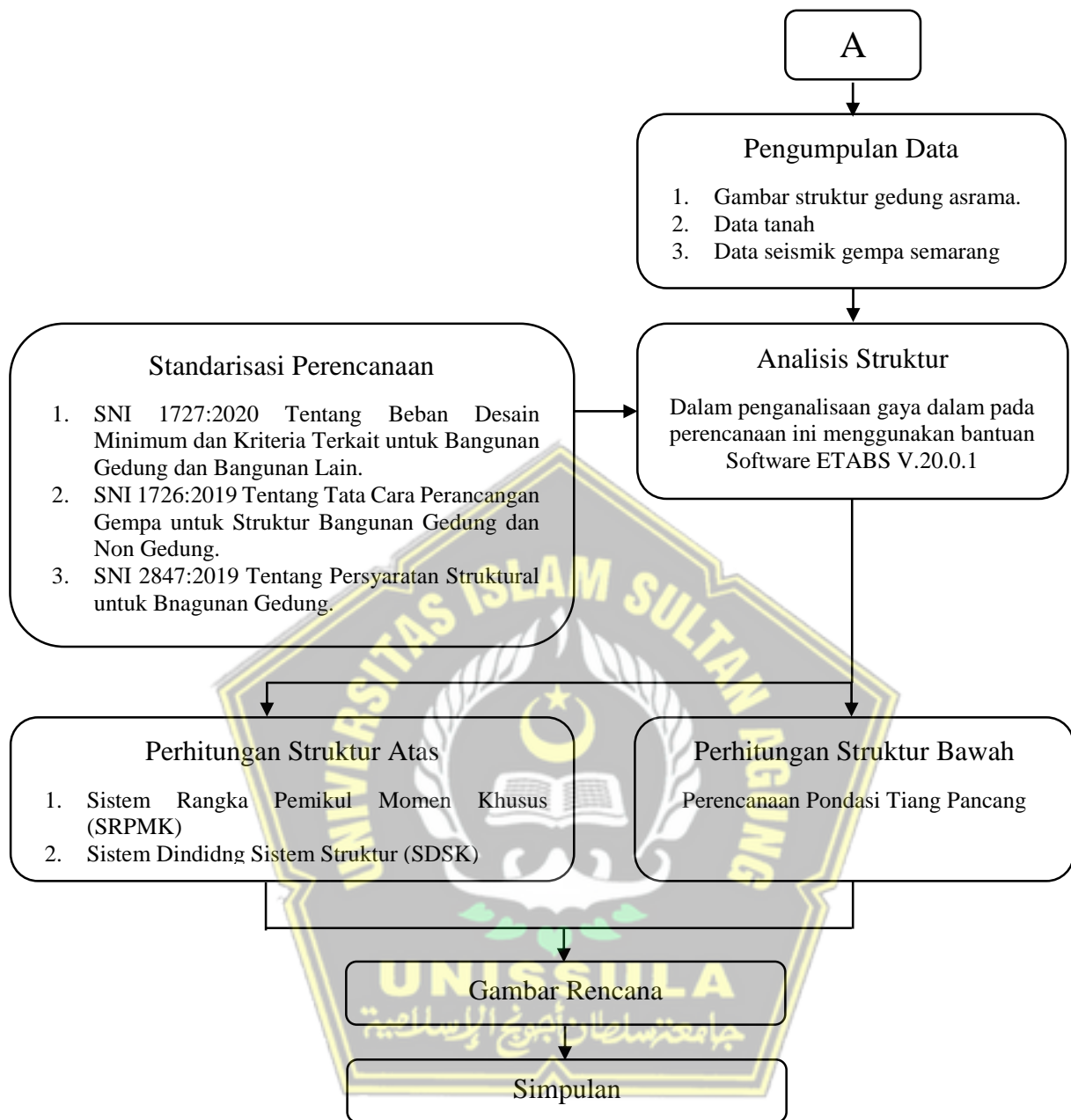
H_n = Tahanan lateral nominal

SF = Faktor keamanan



2.11 Kerangka Berfikir Penelitian





Gambar 2.13 Kerangka Berfikir Penelitian

BAB III

METODE PERANCANGAN

3.1 Lokasi Proyek

Perancangan bangunan memiliki kriteria sebagai berikut:

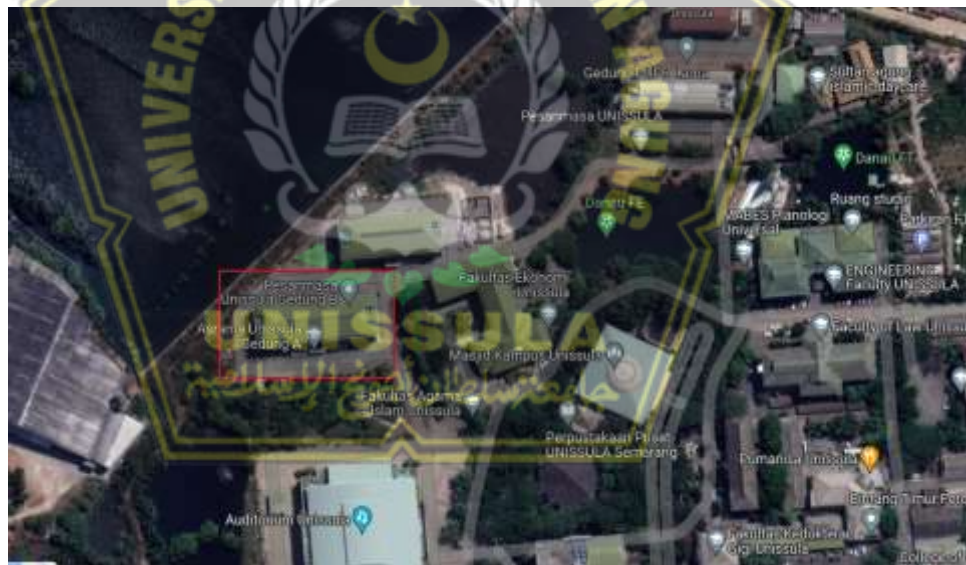
Nama Bangunan : Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Lokasi Bangunan : Kawasan kampus Universitas Islam Sultan Agung Semarang yang beralamat di Jl. Kaligawe Raya No.Km.4, Terboyo Kulon, Kec. Genuk, Kota Semarang, Jawa tengah 50112.

Jumlah Lantai : 4 lantai.

Redesain : 10 lantai

Fungsi Bangunan : Gedung Sekolah dan Fasilitas Pendidikan



Gambar 3.1 Lokasi Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang, dilihat dari *Google Maps*.

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data merupakan sebagian proses analisis dan perancangan perhitungan struktur. Kegunaan dari data tersebut adalah untuk membantu proses desain struktur. Data yang dimaksud meliputi:

- a. Gambar struktur Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang yang diperoleh dari bidang pembangunan dan aset UNISSULA.
- b. Data tanah yang mengacu dari data sondir dan *bor log* yang diperoleh dari laboratorium mekanika tanah Fakultas Teknik UNISSULA.
- c. Data seismik gempa daerah Semarang yang diperlukan sebagai berikut :
 1. Parameter percepatan respon spectral pada periode pendek, redaman 5% (S_{DS})
 2. Parameter percepatan respon spectral pada periode 1 detik, redaman 5% (S_{D1})

Data diatas bersumber dari peta parameter gerak tanah pada SNI 1726: 2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung dan Desain Spektra Indonesia (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>)

3.3 Langkah – Langkah Perancangan

Perancangan pada srtuktur Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung memiliki beberapa tahapan, yaitu :

a. Pemodelan Struktur Gedung

Pada pemodelan Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung ini menggunakan *Software* ETABS V.21.0.0. Pemodelan menggunakan *software* ETABS ini berfungsi untuk menentukan gaya lintang, gaya momen dan gaya normal akibat pembebanan.

b. Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan struktur Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung mengacu pada SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur

Lain dan pada perhitungan beban gempa mengacu pada SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

c. Perancangan dan Pemodelan Elemen Struktur

Perancangan dan pemodelan struktur ini hanya berfokus pada struktur atas yang merupakan struktur yang terletak dibagian atas tanah. Perancangan ini meliputi:

1. Perancangan Pelat Lantai

- a) Menentukan beban pelat lantai berdasarkan SNI 2874:2019 dapat dilihat pada Tabel 2.19 merupakan Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior.
- b) Menghitung Mlx , Mly , Mtx dan Mty .
- c) Merencanakan tulangan pelat.

2. Perancangan Balok

- a) Membuat pemodelan menggunakan *Software* ETABS V.21.0.0.
- b) Menentukan dimensi balok dengan tulangan.
- c) Merencanakan penulangan lentur, penulangan transversal dan torsi.
- d) Mengumpulkan data dari momen, gaya geser dan torsi.

3. Perancangan Kolom

- a) Mengetahui data gaya aksial dan gaya lateral dari *Software* ETABS V.21.0.0.
- b) Menentukan dimensi kolom.
- c) Mendesain tulangan longitudinal.
- d) Melakukan perhitungan pada momen kapasitas kolom.
- e) Melakukan kontrol pada *Strong Column Weak Beam*.
- f) Menghitung tulangan transversal.
- g) Menghitung gaya geser desain (V_e).

4. Perancangan Hubungan Balok – Kolom (*Joint*)

- a) Menghitung gaya geser pada *joint*.

b) Menghitung keperluan tulangan transversal.

5. Perancangan Dinding Geser (*Shear Wall*)

a) Membuat pemodelan dengan *Software* ETABS V.21.0.0.

b) Mengumpulkan data gaya dalam aksial – lentur.

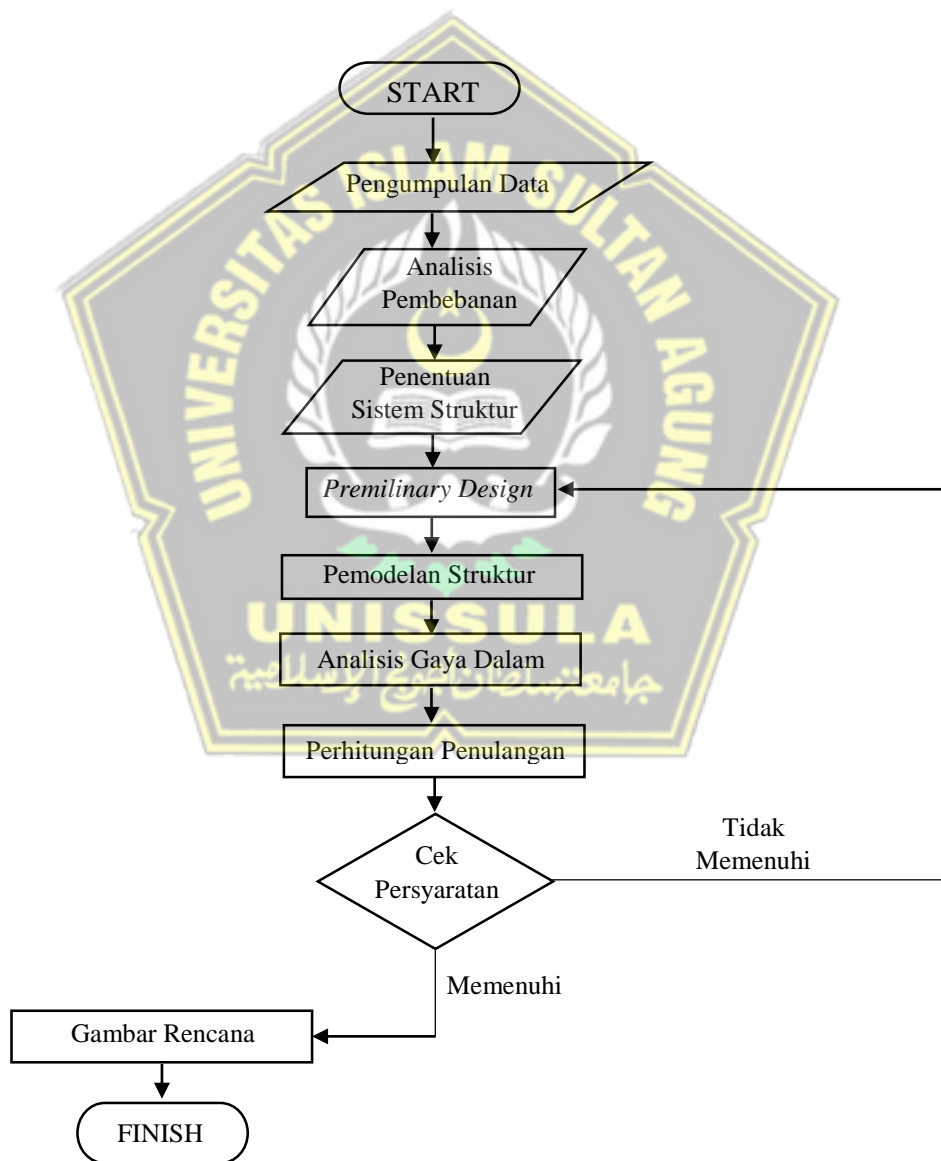
c) Menentukan elemen batas khusus.

d) Merencanakan penulangan lentur.

e) Merencanakan penulangan transversal.

f) Merencanakan penulangan longitudinal.

g) Merencanakan elemen batas khusus.



Gambar 3.2 Diagram Alur Perencanaan Struktur Bangunan

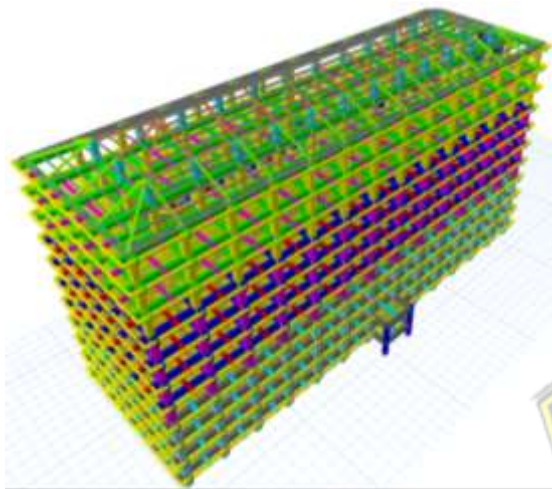
3.4 Standar yang Digunakan

Perencanaan Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung menggunakan beberapa acuan dalam menentukan pembebanan dan perhitungan sebagai berikut :

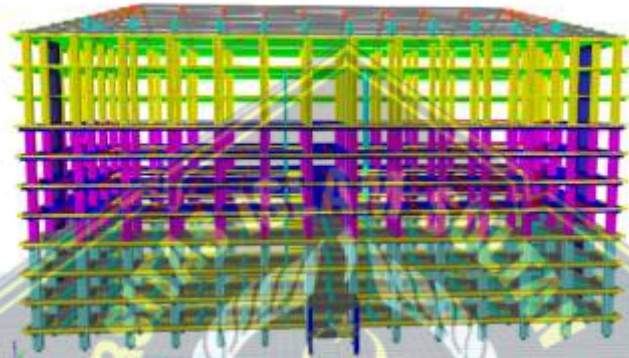
- a. SNI 1727:2020: Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain. Menjelaskan tentang beban-beban yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan, termasuk beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa, dan beban air hujan. Juga memberikan kriteria untuk kekuatan material dan faktor keamanan yang harus dipenuhi oleh struktur bangunan.
- b. SNI 1726:2019: Tata Cara Perancangan Ketahanan gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Menjelaskan tentang tata cara perencanaan dan analisis ketahanan gempa pada struktur bangunan gedung dan non gedung. Juga memberikan kriteria dan persyaratan yang harus dipenuhi oleh struktur bangunan agar dapat menahan beban gempa secara efektif.
- c. SNI 2847:2019: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Menjelaskan tentang persyaratan untuk penggunaan beton sebagai bahan struktural dalam bangunan gedung, termasuk syarat kualitas beton, desain dan pelaksanaan struktur beton, serta pengujian beton.
- d. Standar peraturan yang berlaku di Indonesia.

3.5 Software yang Digunakan

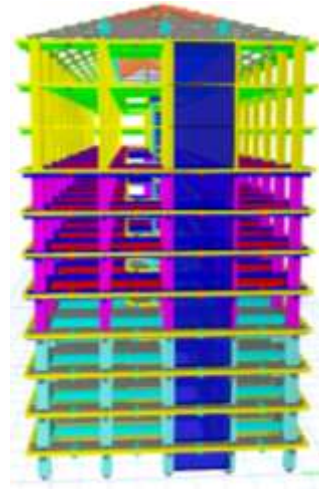
Analisa struktur bangunan Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung dilakukan dengan komputer berbasis elemen hingga (*finite element*) untuk berbagai kombinasi pembebanan yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa dengan pemodelan struktur 3D (*space frame*). Pemodelan struktur dilakukan dengan program ETABS V21.0.0 seperti terlihat pada gambar di bawah ini.



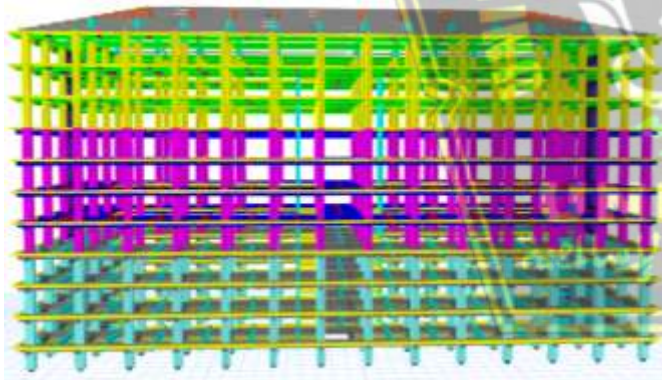
a. Permodelan 3D Isometri



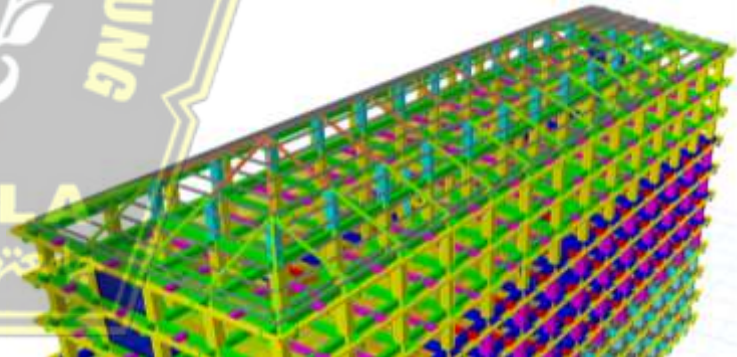
b. Permodelan 3D Tampak Depan



c. Permodelan 3D Tampak Samping

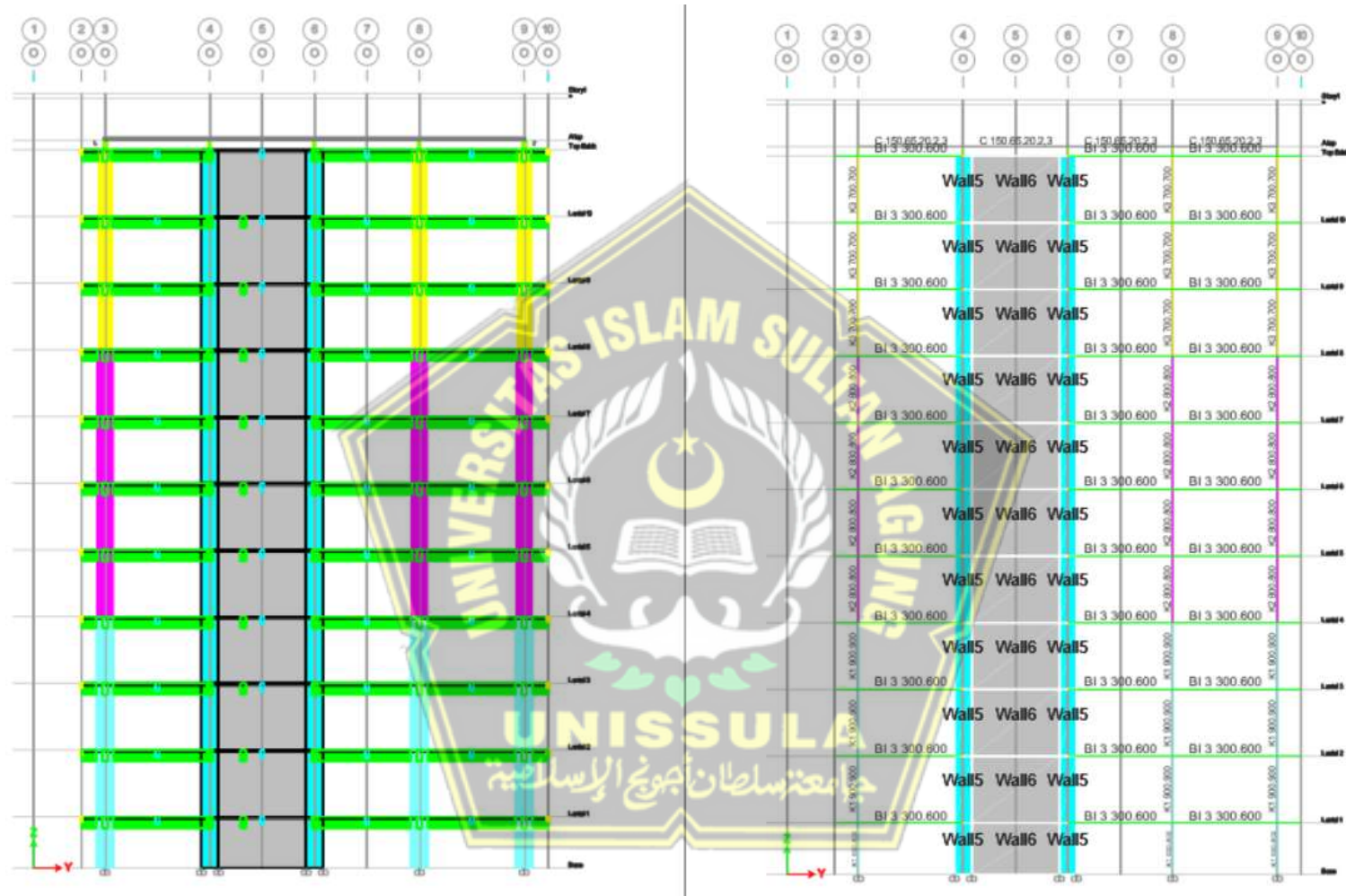


d. Permodelan 3D Tampak Belakang

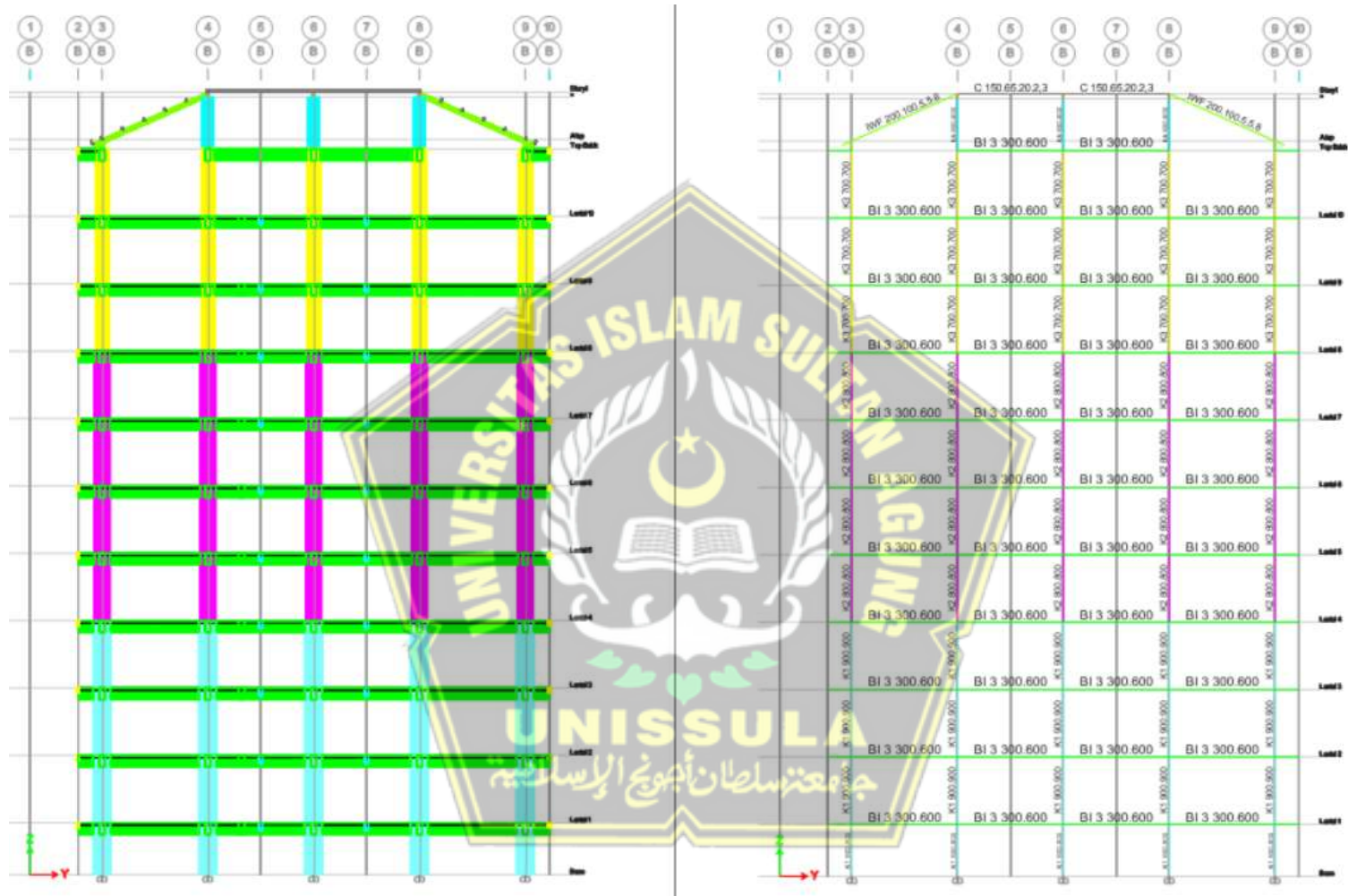


e. Permodelan Atap

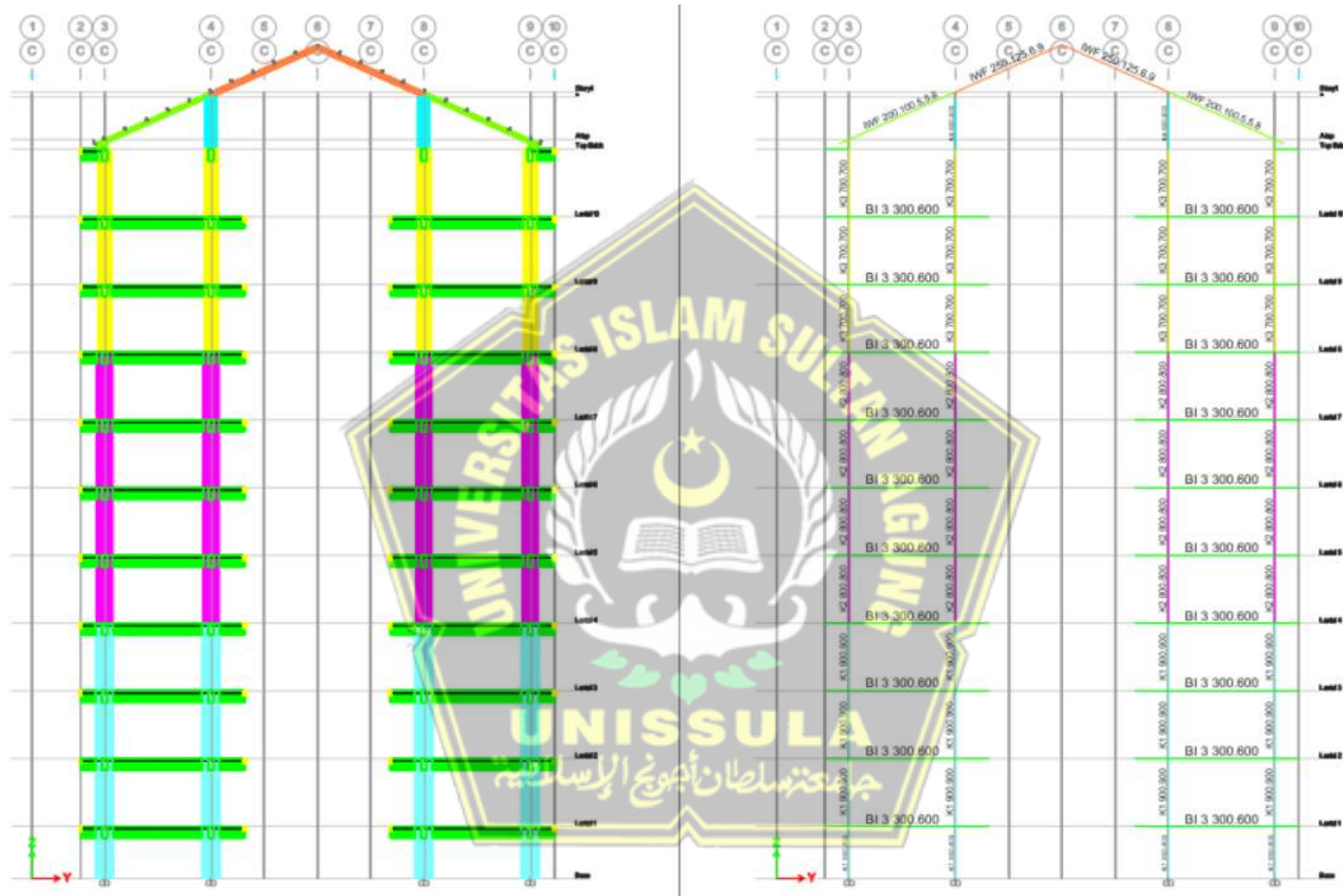
Gambar 3.3 Permodelan 3D Struktur



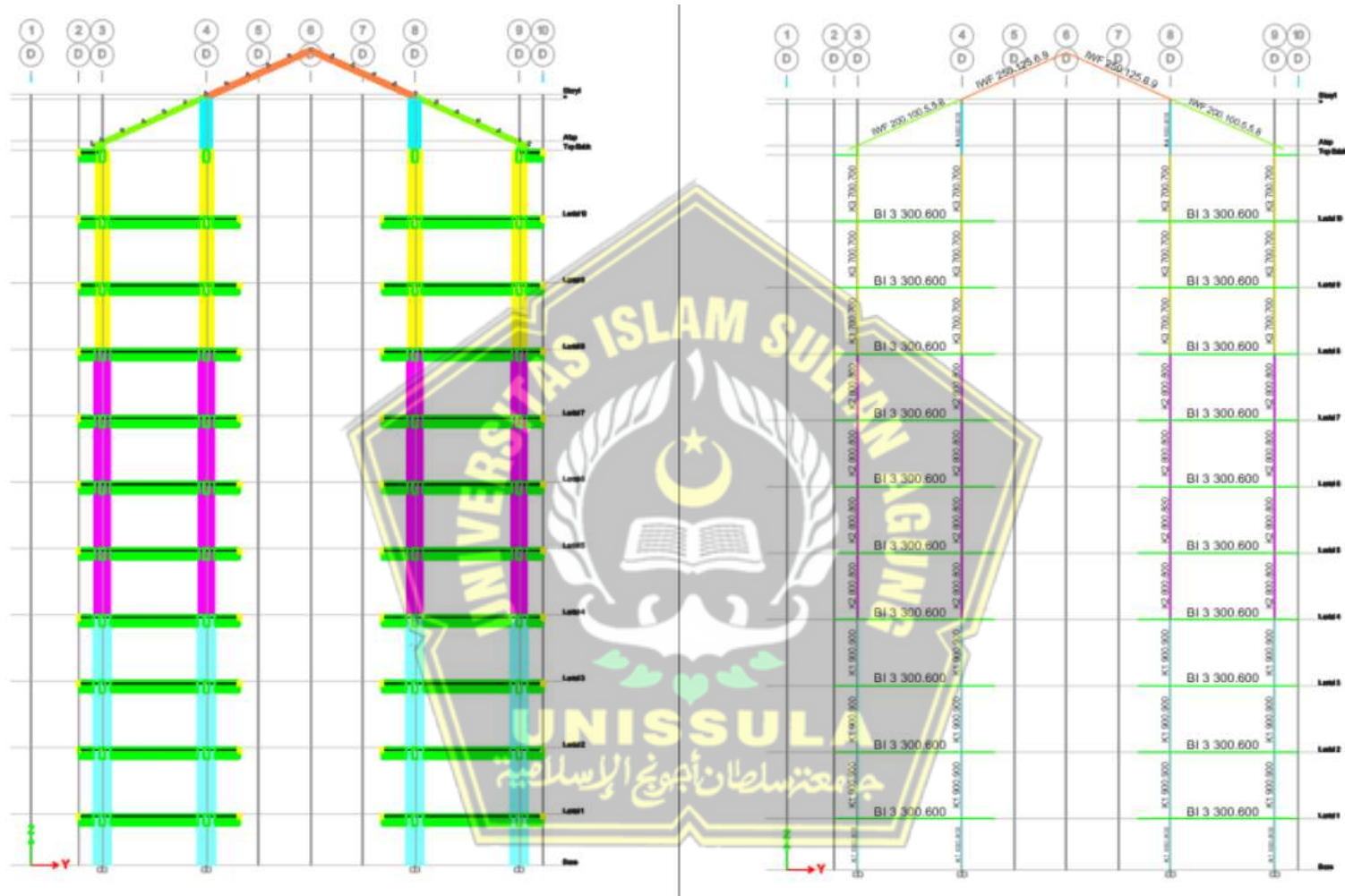
Gambar 3.4 Potongan Struktur Portal As - O



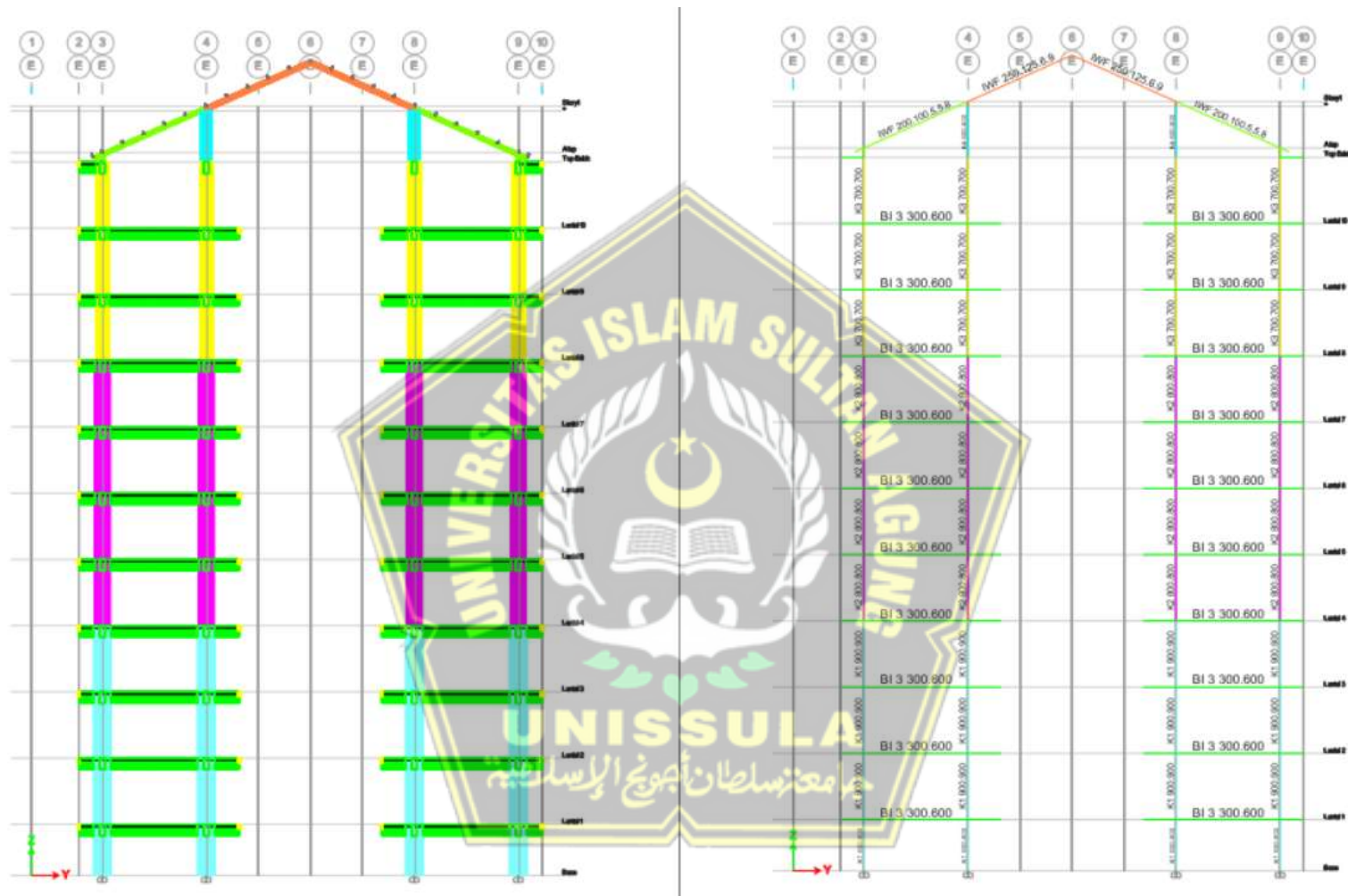
Gambar 3.5 Potongan Struktur Portal As - B



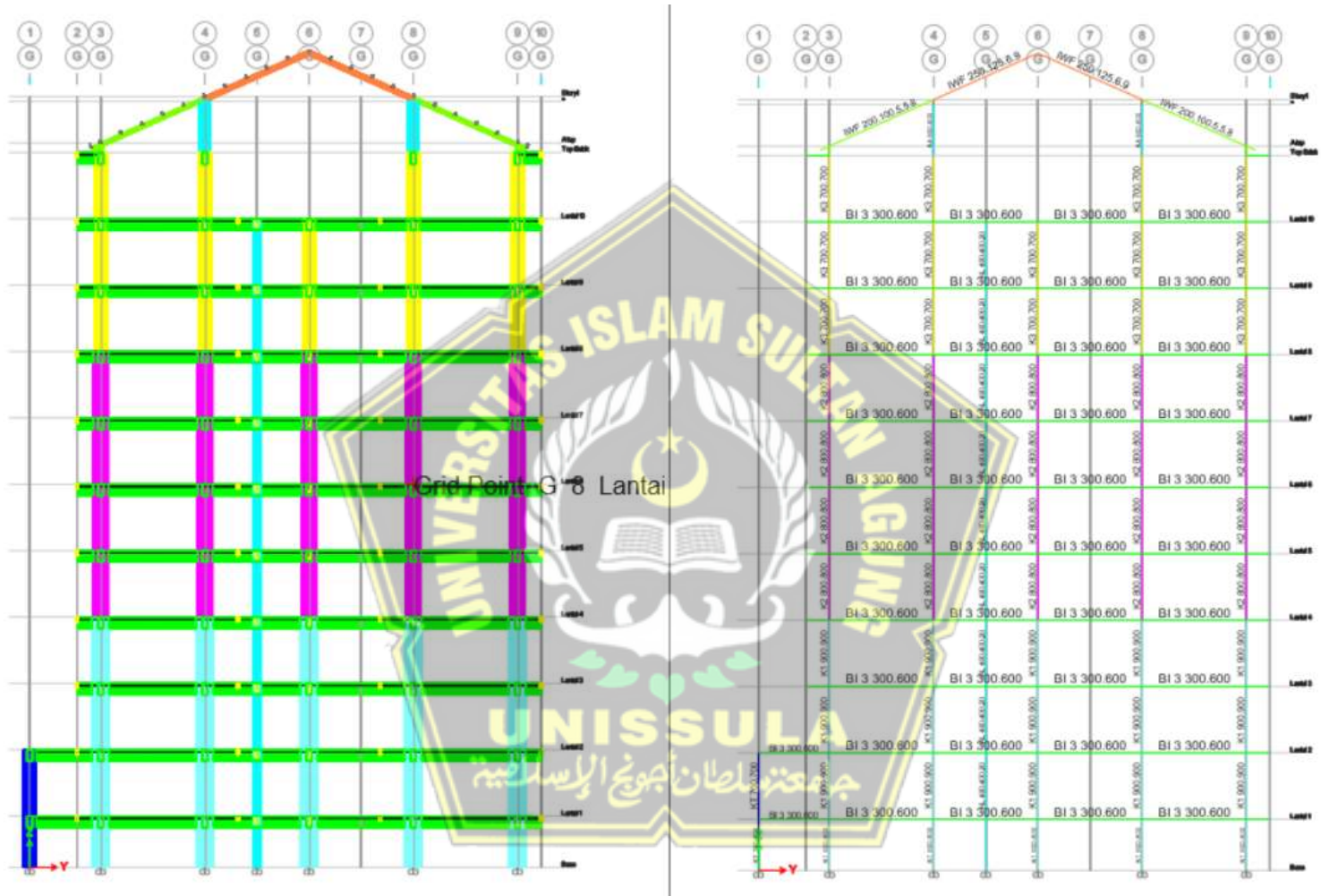
Gambar 3.6 Potongan Struktur Portal As – C



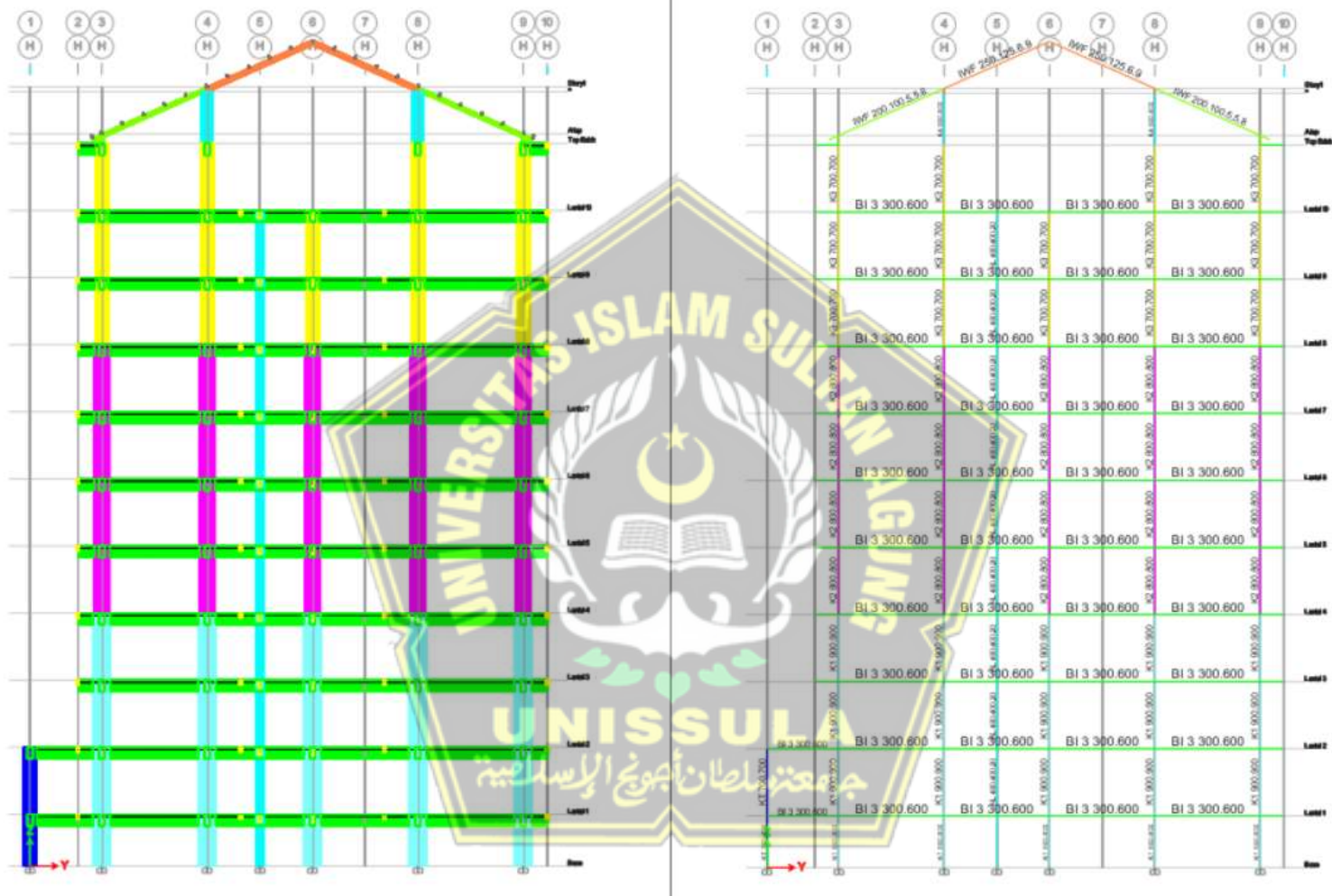
Gambar 3.7 Potongan Struktur Portal As – D



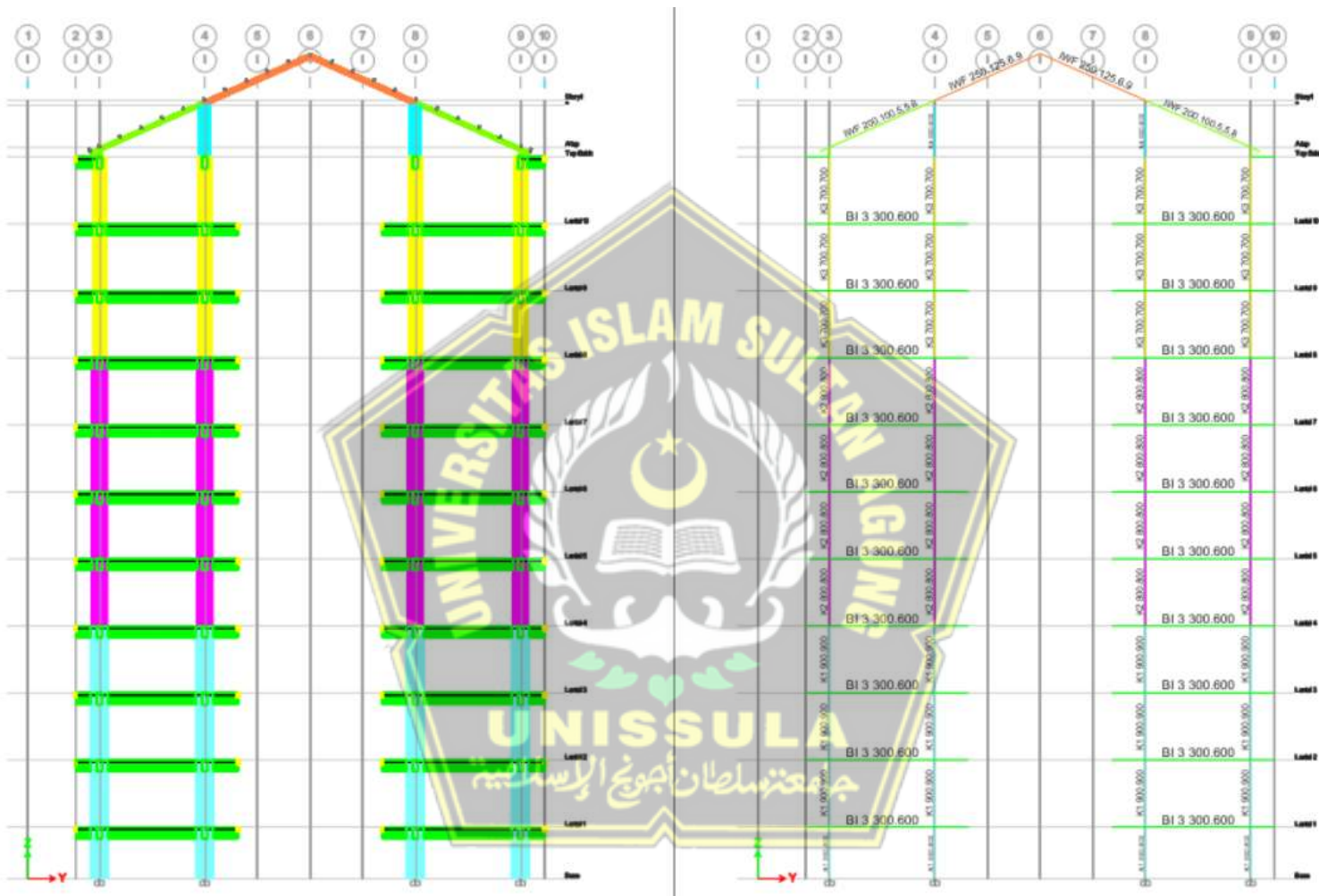
Gambar 3.8 Potongan Struktur Portal As – E



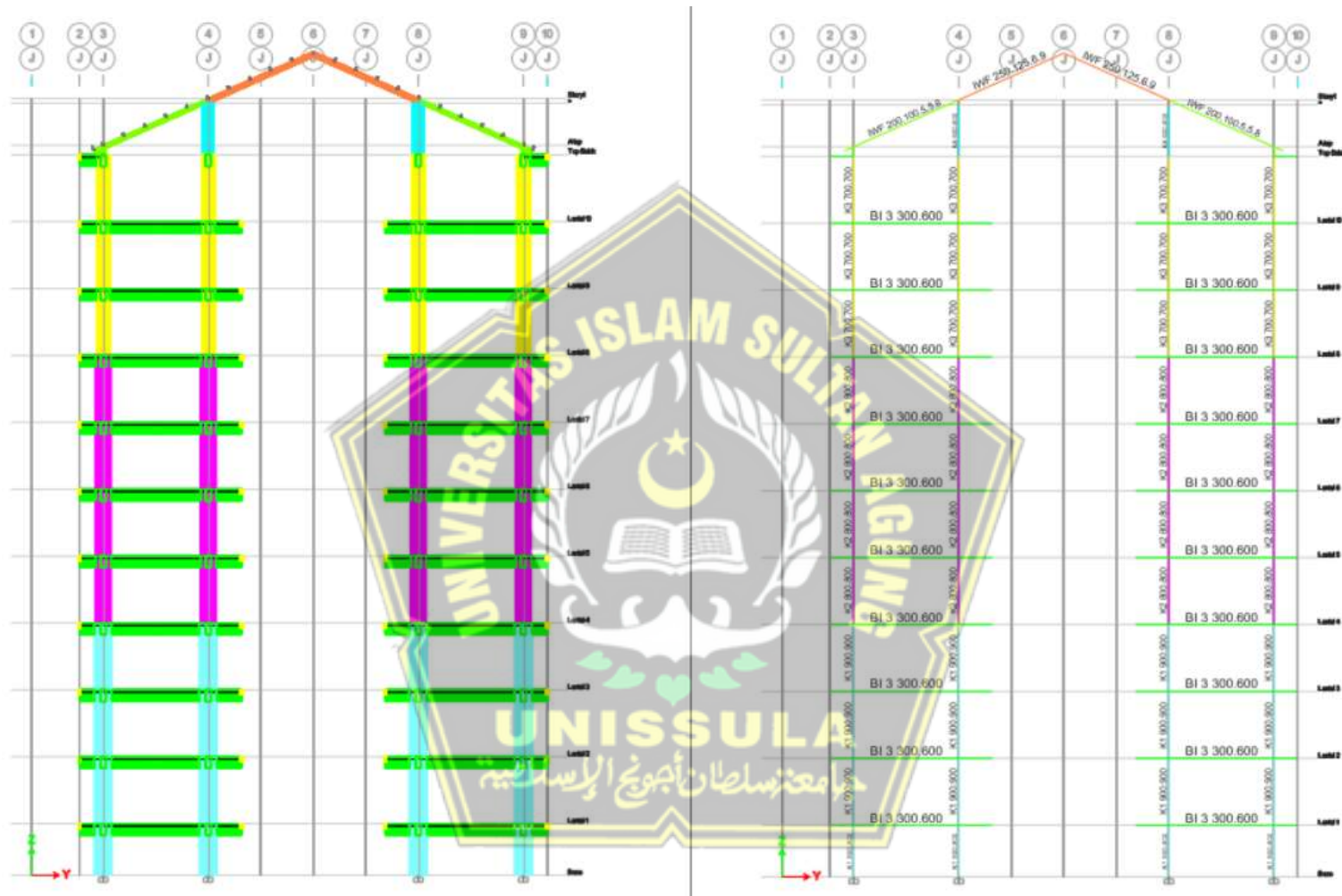
Gambar 3.10 Potongan Struktur Portal As – G



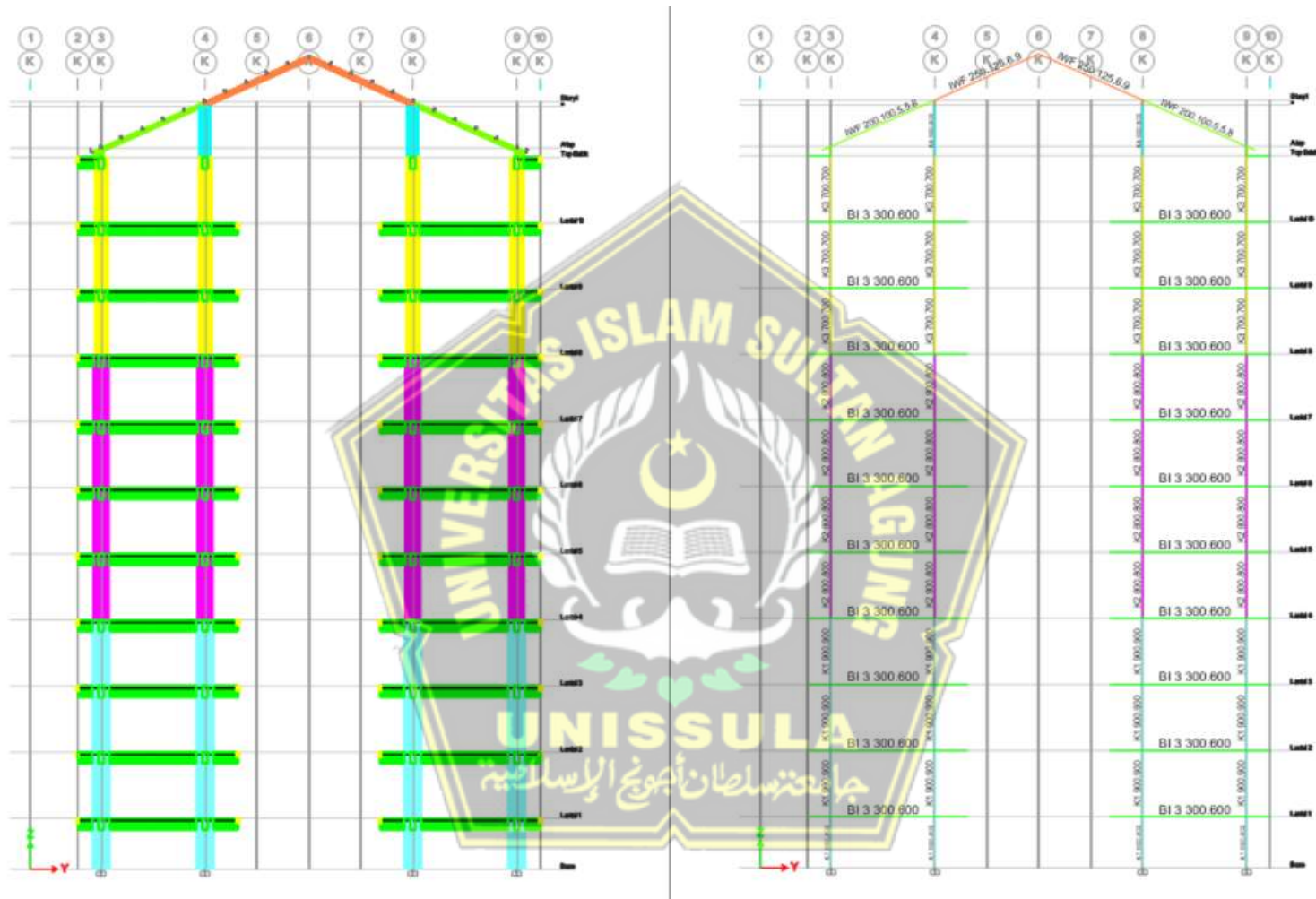
Gambar 3.11 Potongan Struktur Portal As – H



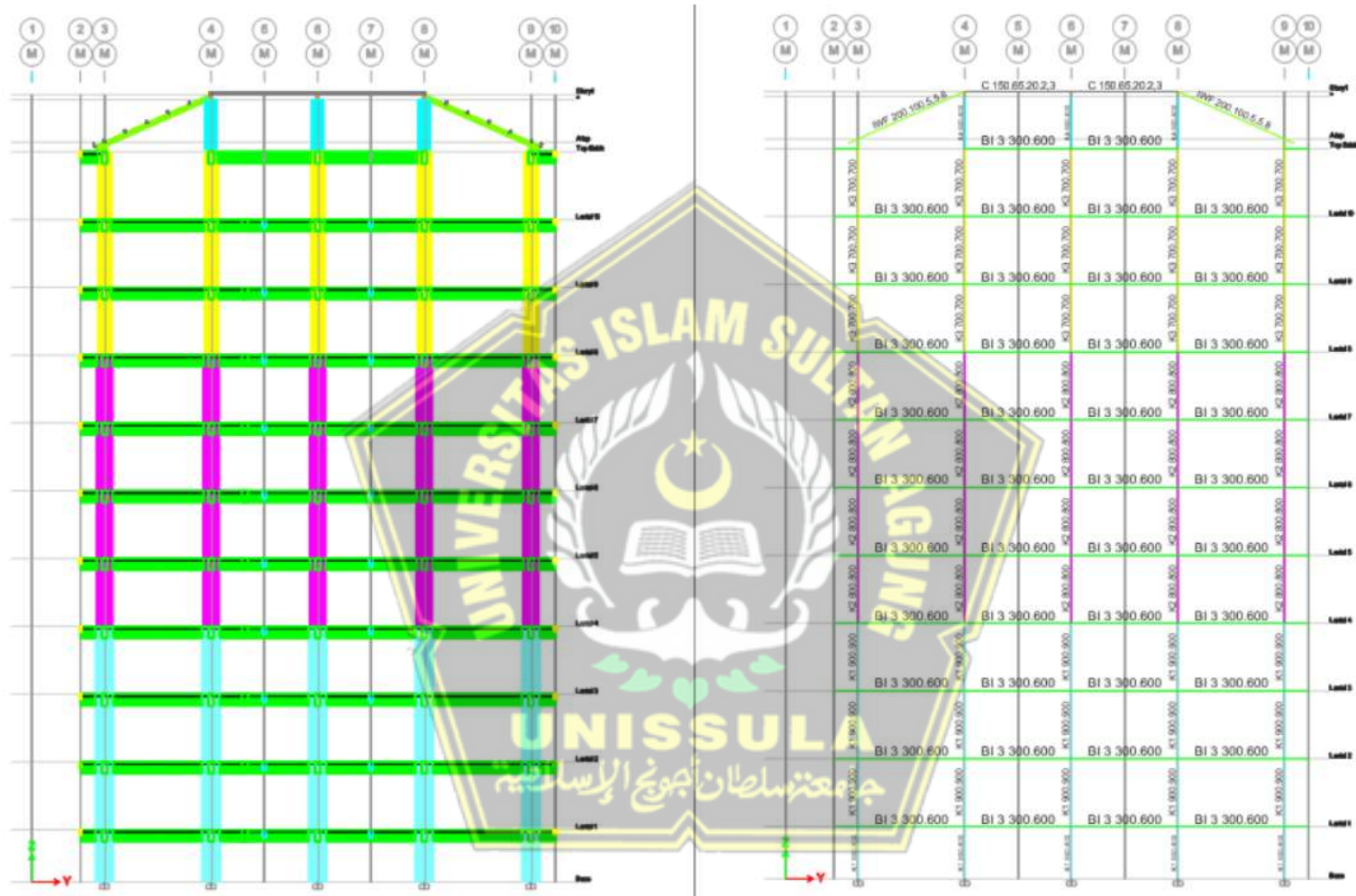
Gambar 3.12 Potongan Struktur Portal As – I



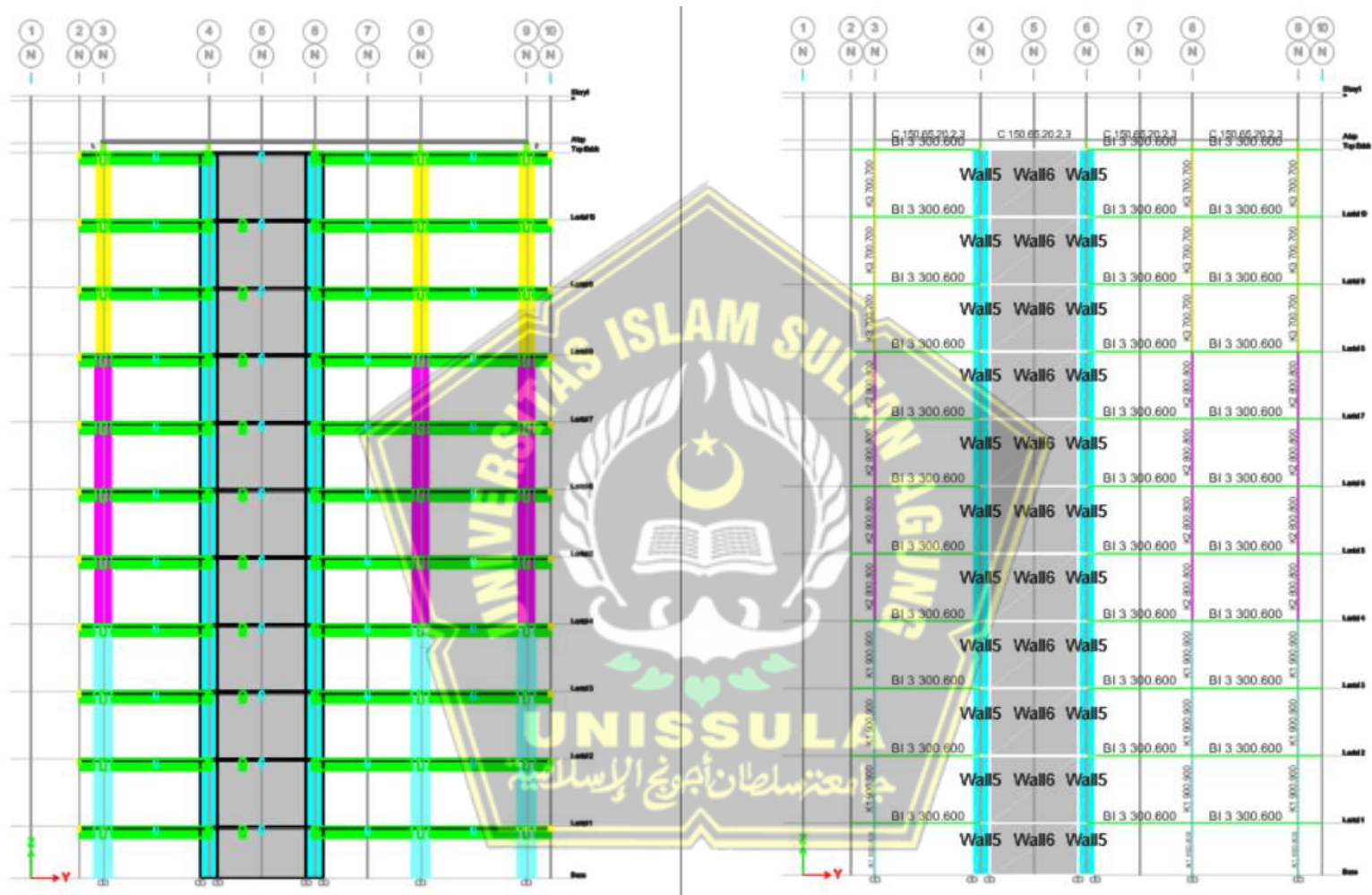
Gambar 3.13 Potongan Struktur Portal As – J



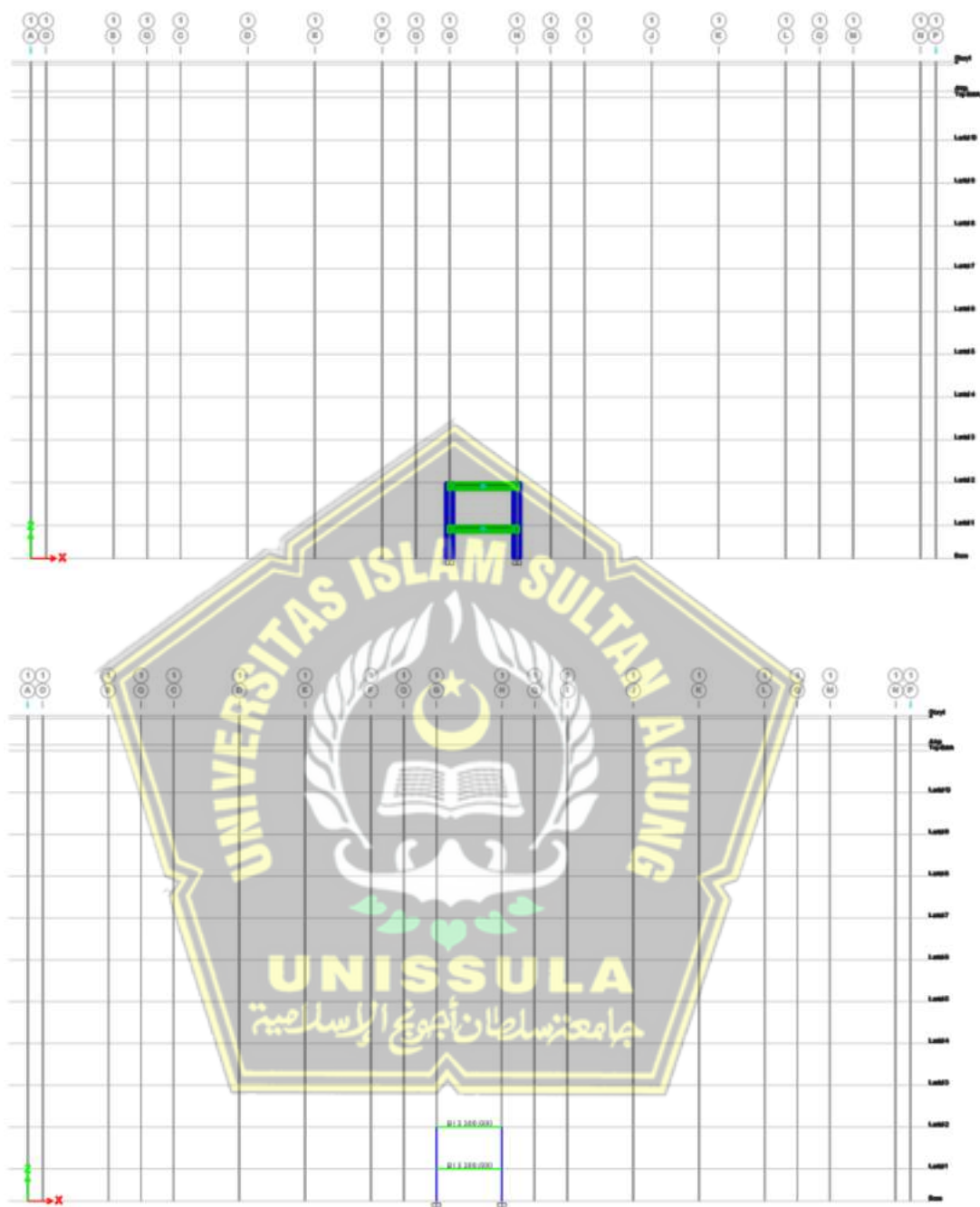
Gambar 3.14 Potongan Struktur Portal As – K



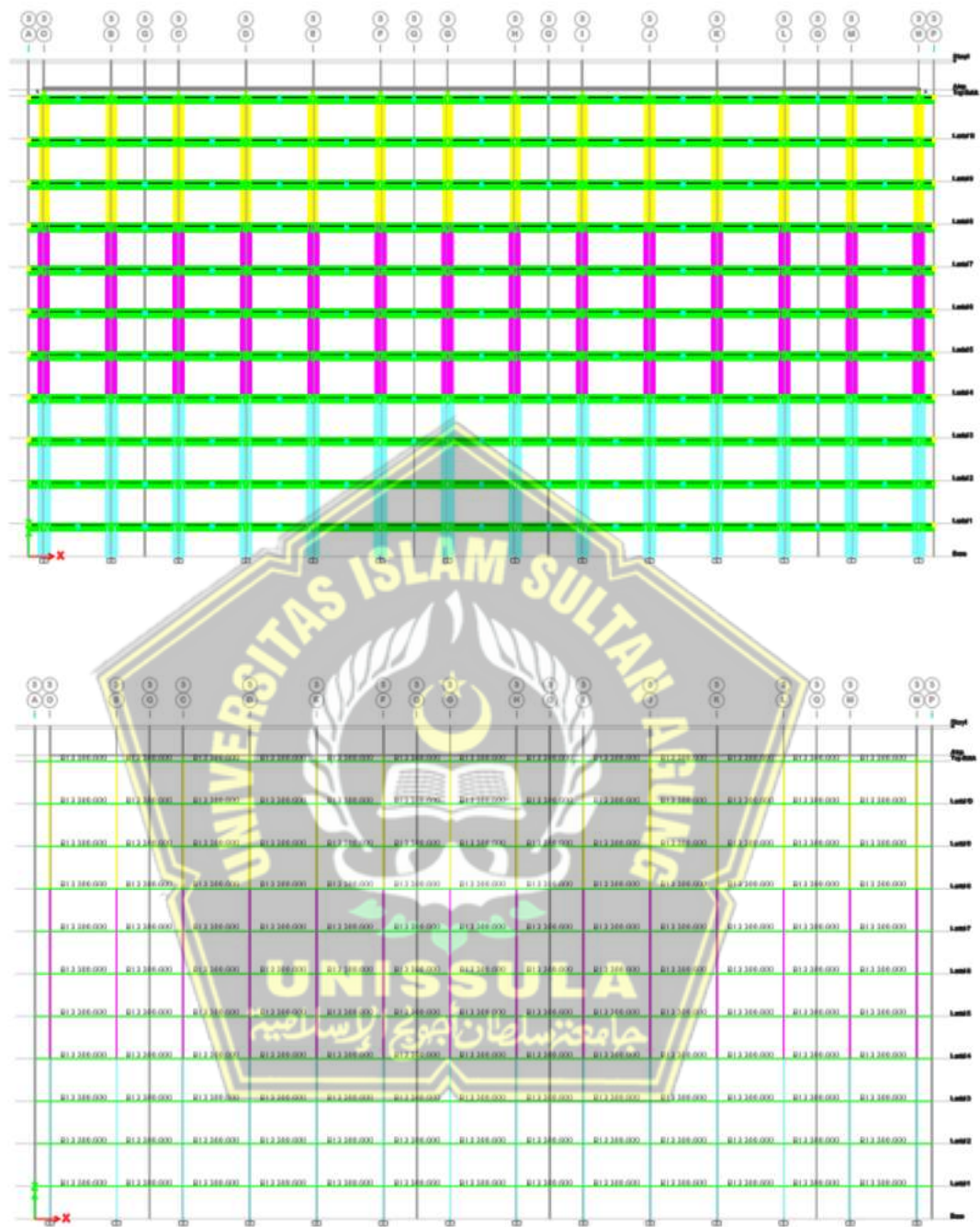
Gambar 3.16 Potongan Struktur Portal As – M



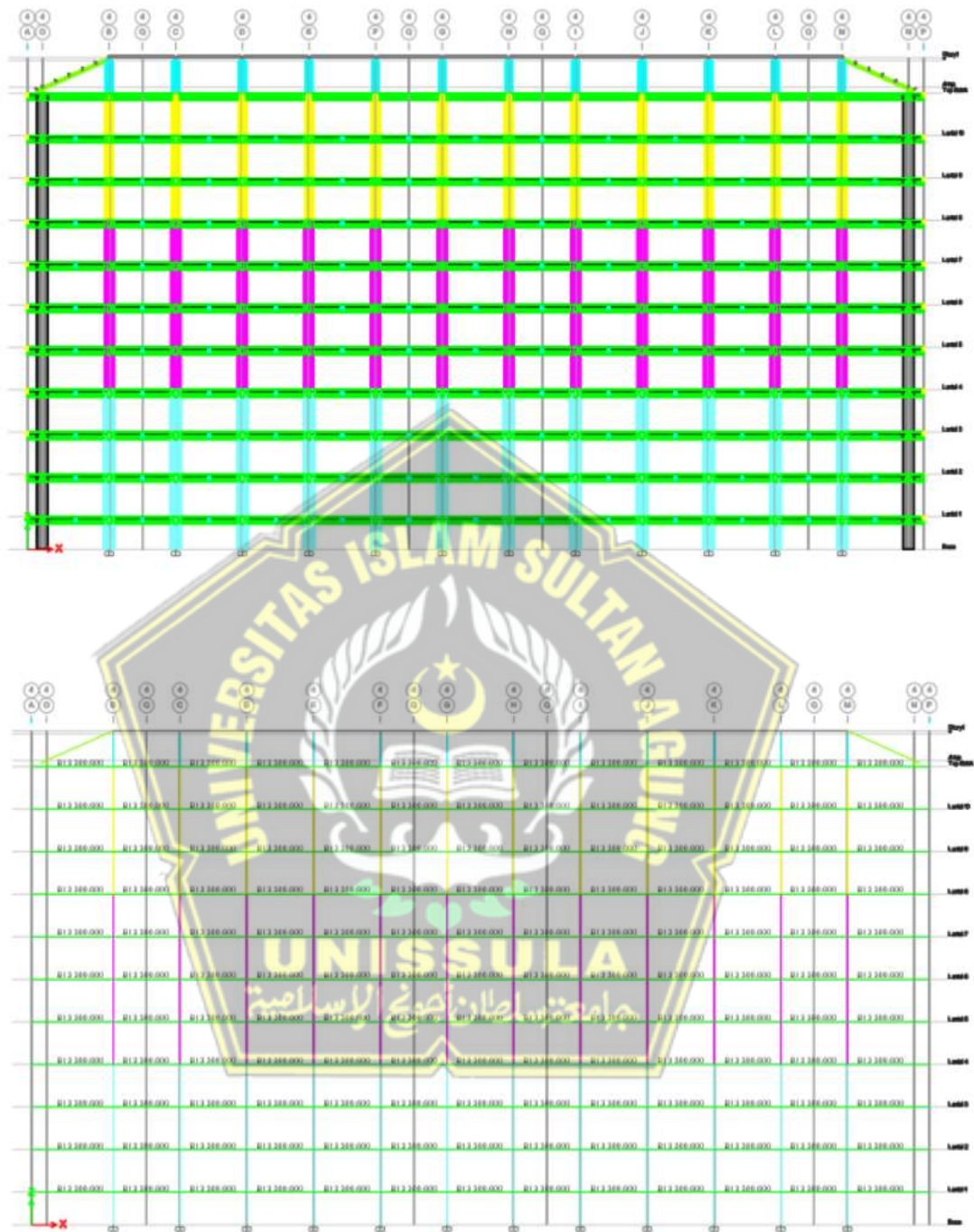
Gambar 3.17 Potongan Struktur Portal As – N



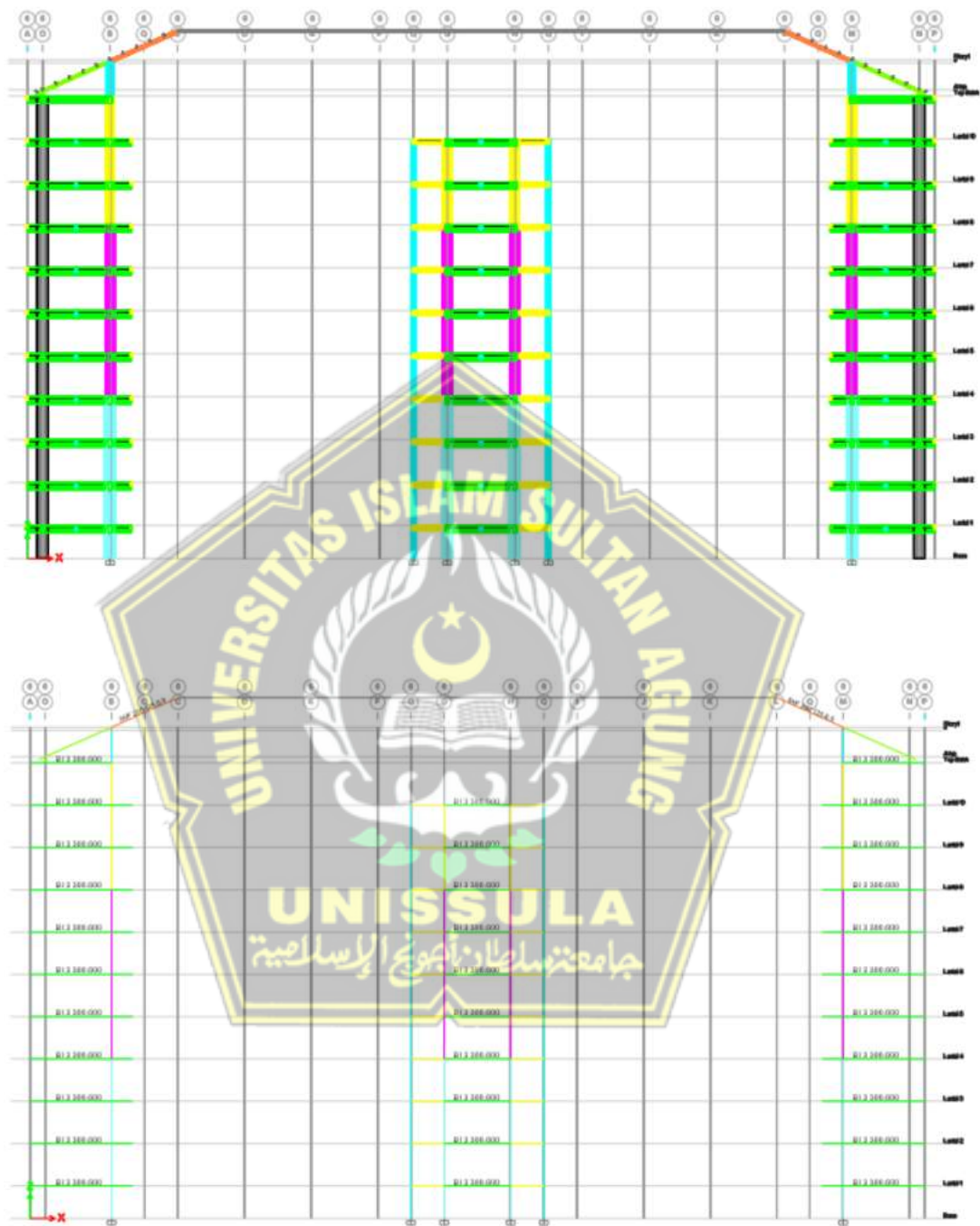
Gambar 3.18 Potongan Struktur Portal As – 1



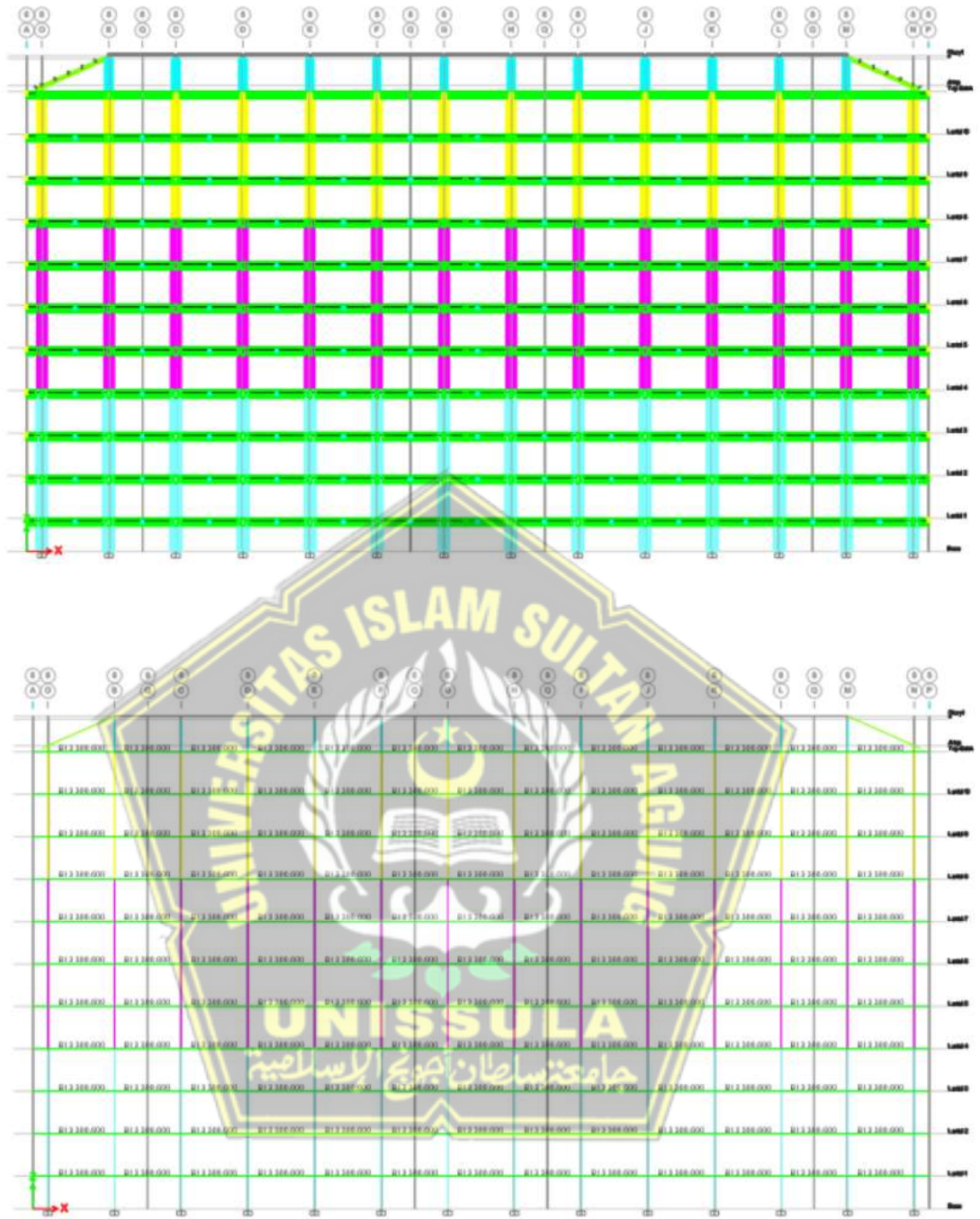
Gambar 3.19 Potongan Struktur Portal As – 3



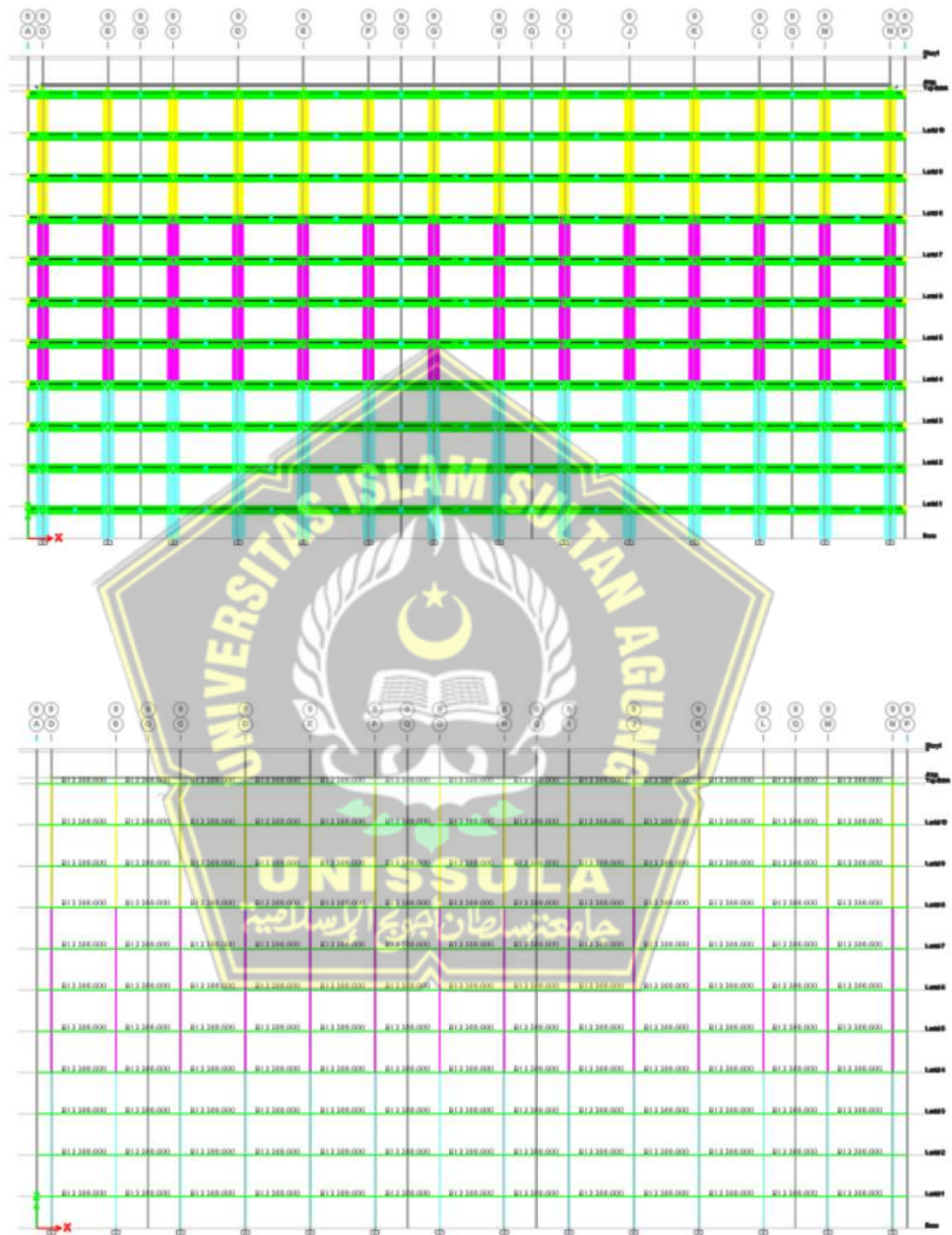
Gambar 3.20 Potongan Struktur Portal As – 4



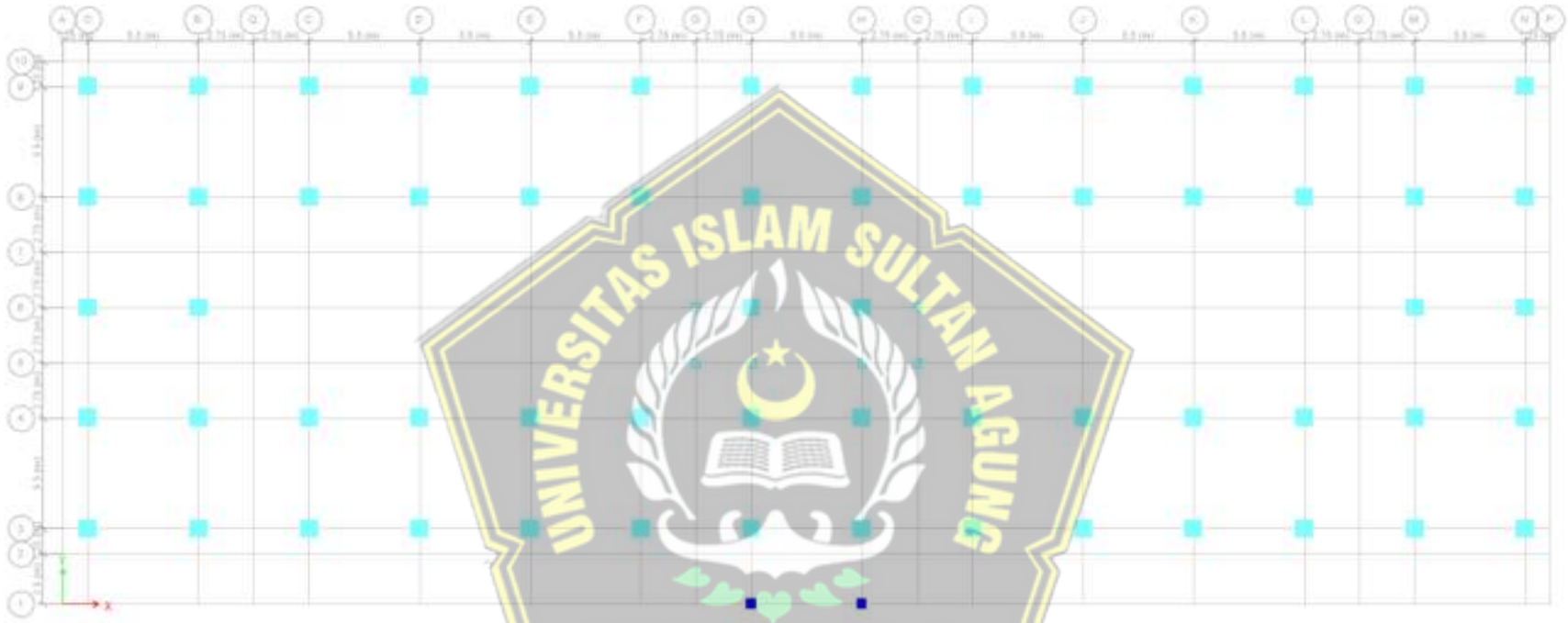
Gambar 3.21 Potongan Struktur Portal As – 6




Gambar 3.22 Potongan Struktur Portal As – 8



Gambar 3.23 Potongan Struktur Portal As – 9



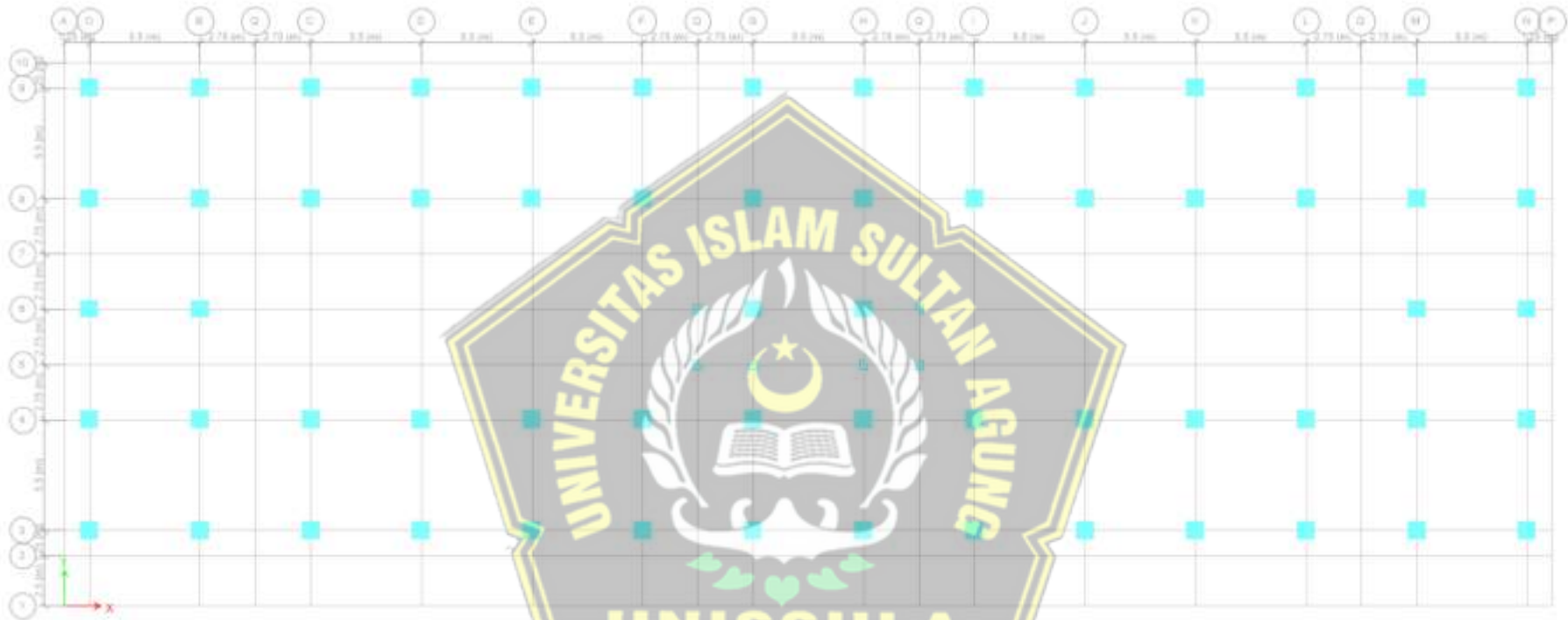
Gambar 3.24 Denah kolom Lantai 1

Keterangan	
	K1 900 x 900
	KT 700 x 700
	KL 400 x 400 x 200





Gambar 3.25 Denah kolom Lantai 2

Keterangan	
	K1 900 x 900
	KT 700 x 700
	KL 400 x 400 x 200





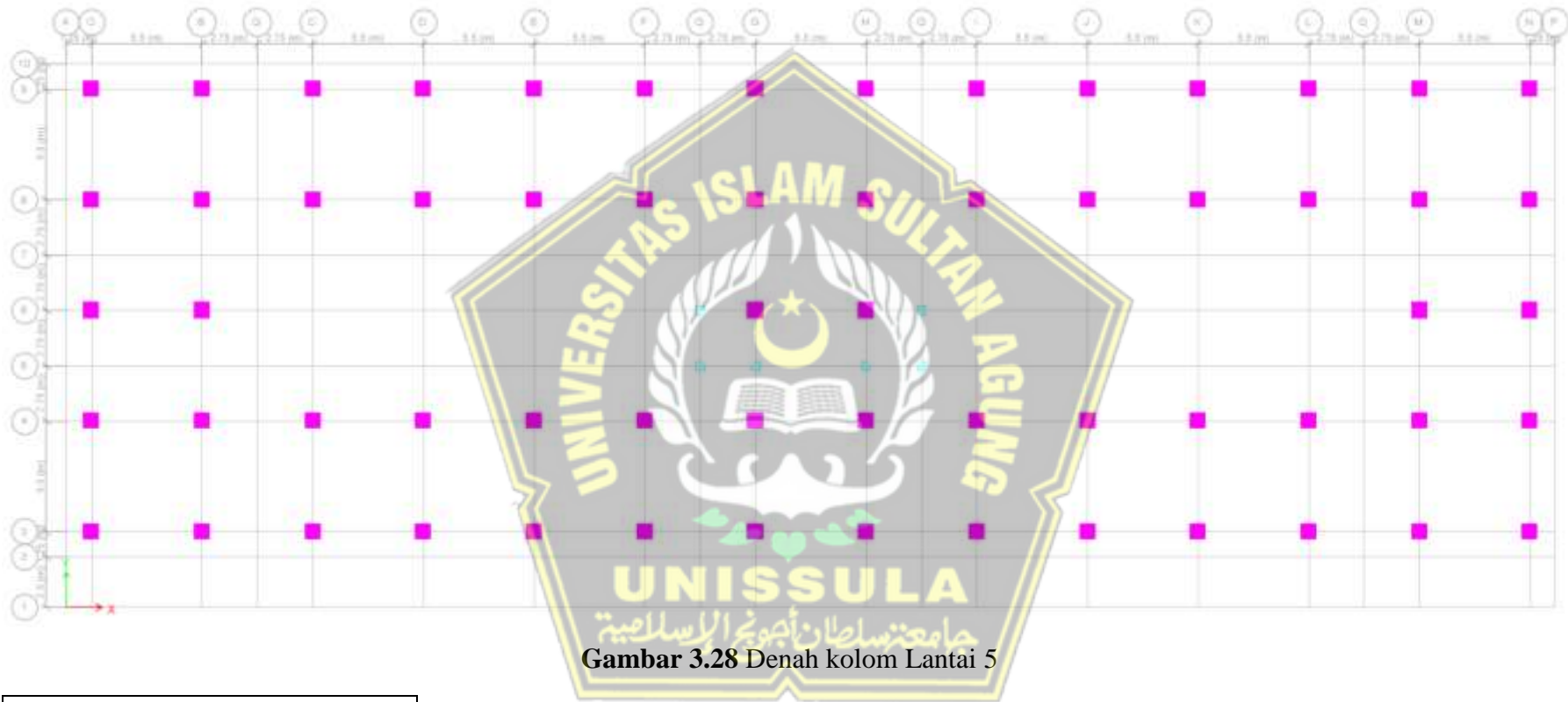
Gambar 3.26 Denah kolom Lantai 3

Keterangan	
	K1 900 x 900
	KL 400 x 400 x 200

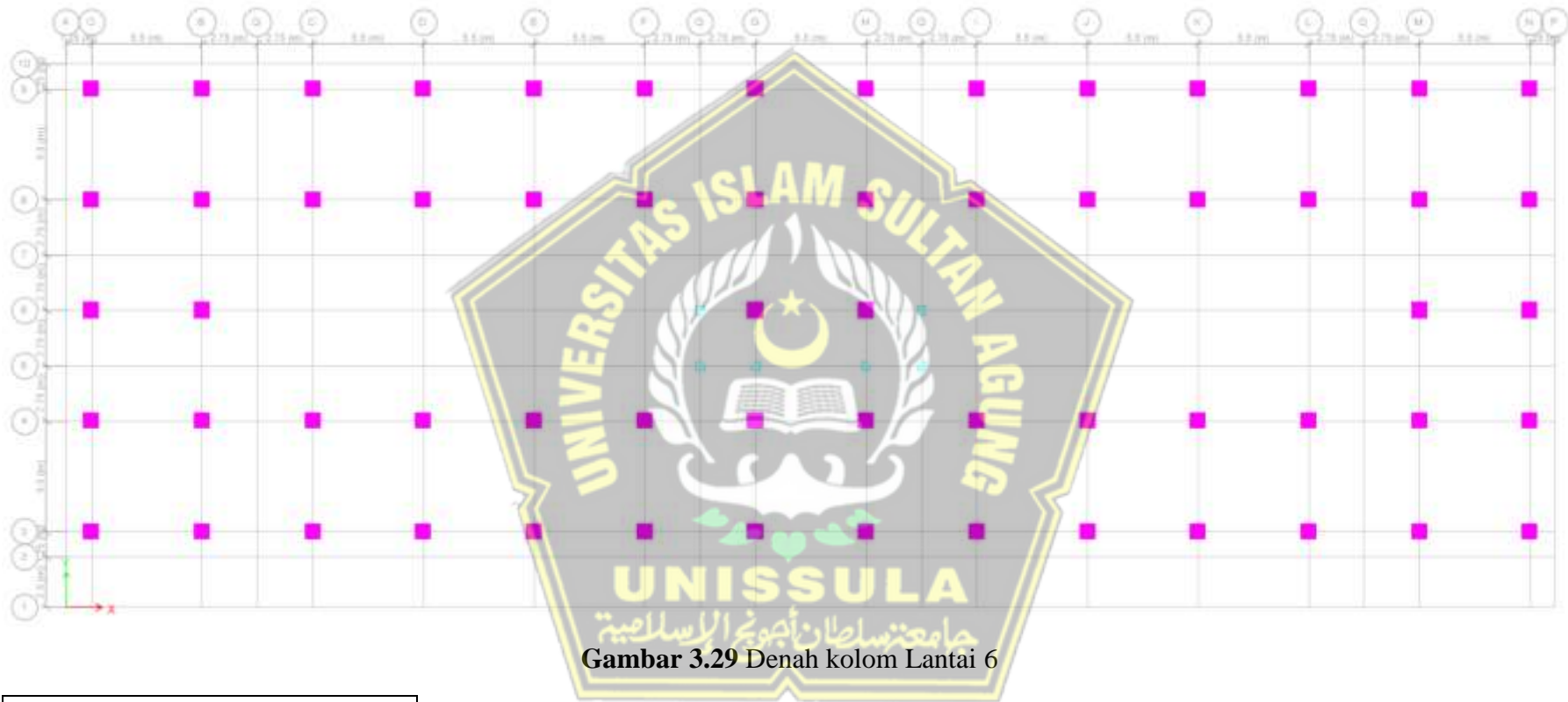


Gambar 3.27 Denah kolom Lantai 4



Keterangan	
	K1 900 x 900
	KL 400 x 400 x 200

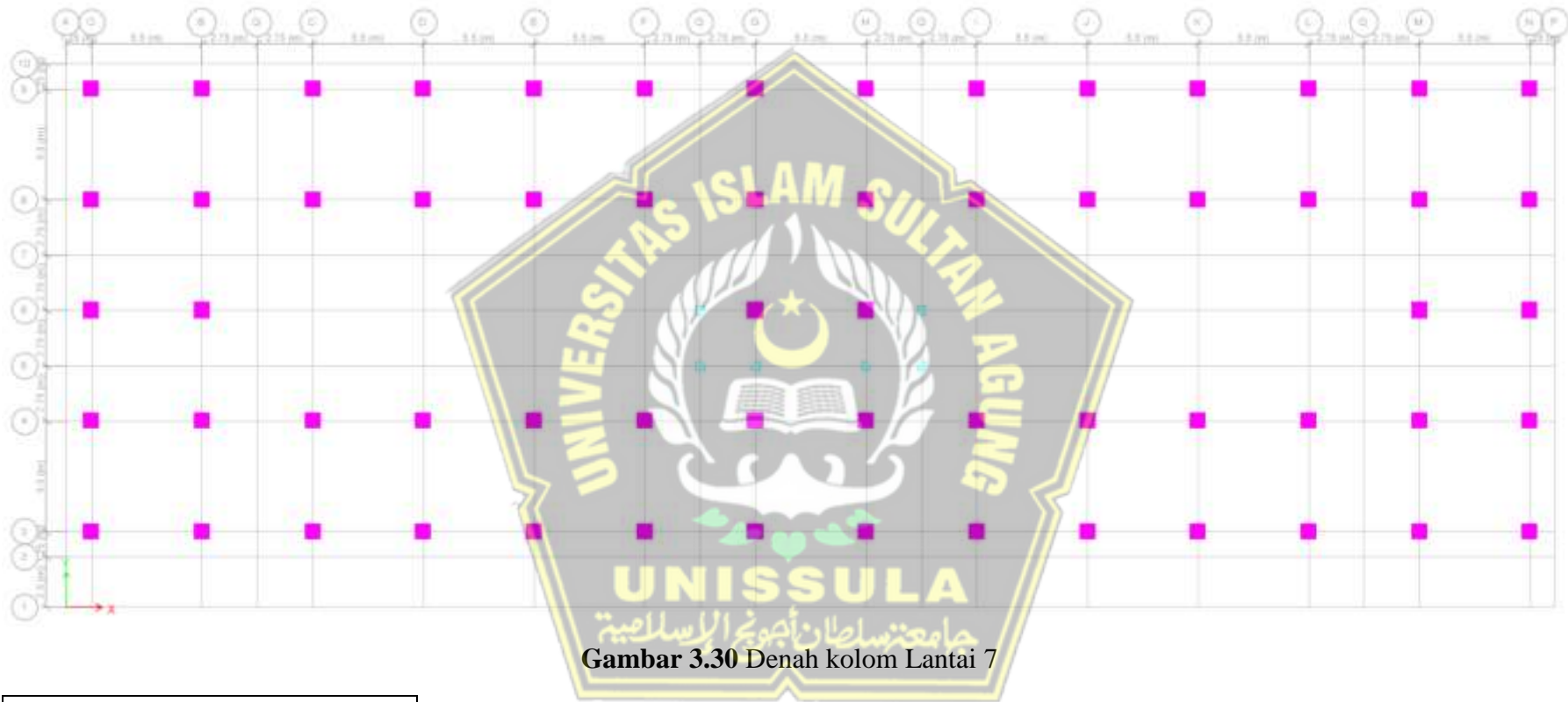


Keterangan	
■	K2 800 x 800
└	KL 400 x 400 x 200

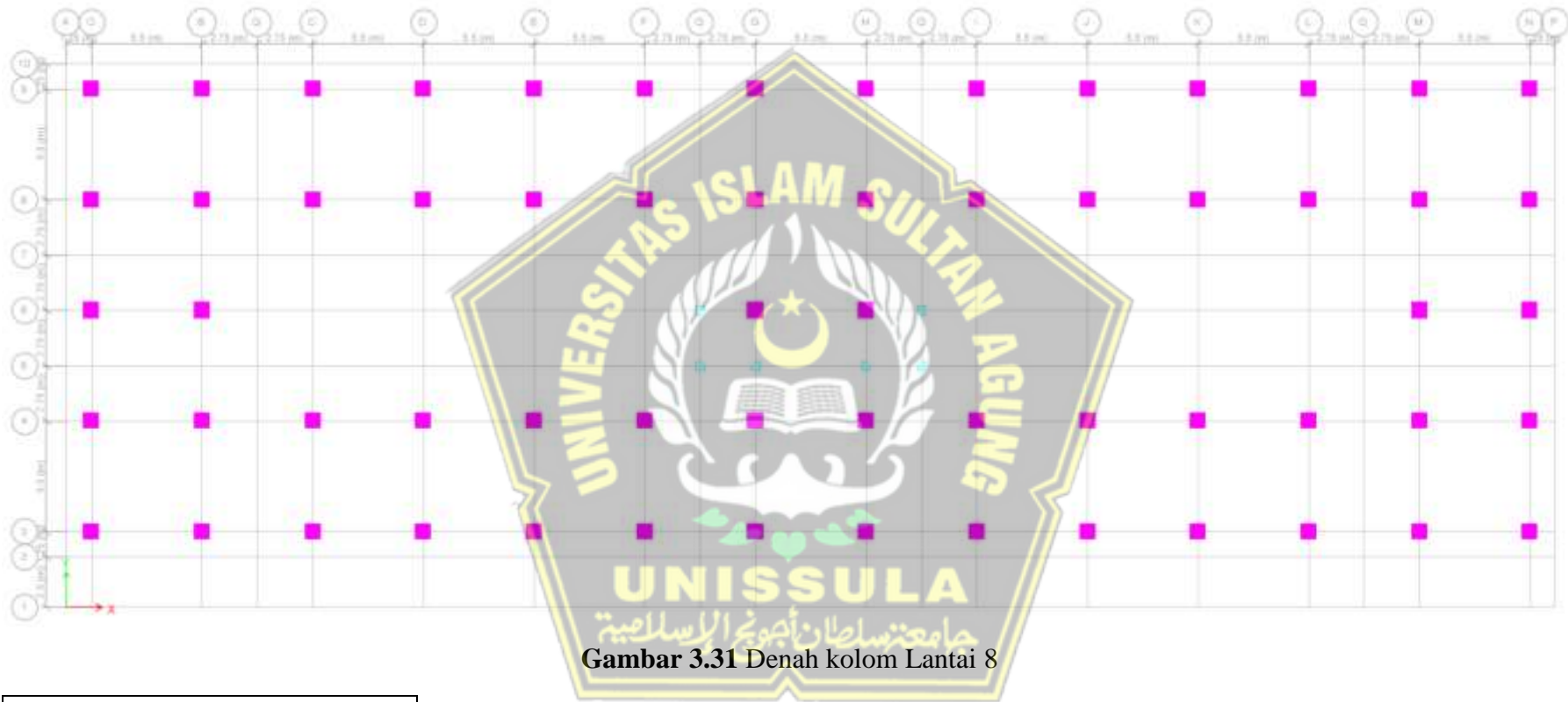


Gambar 3.29 Denah kolom Lantai 6



Keterangan	
	K2 800 x 800
	KL 400 x 400 x 200



Keterangan	
■	K2 800 x 800
└	KL 400 x 400 x 200

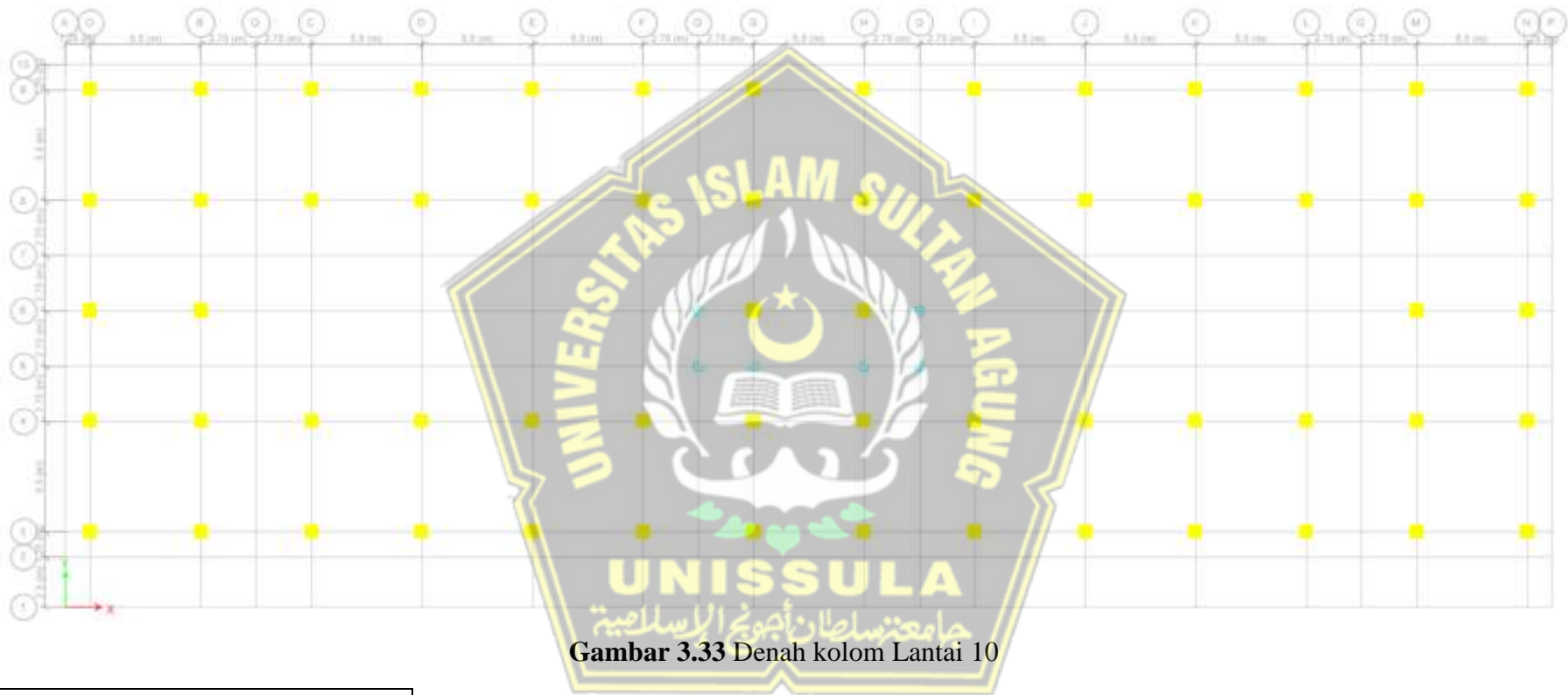


Gambar 3.31 Denah kolom Lantai 8

Keterangan	
	K2 800 x 800
	KL 400 x 400 x 200



Keterangan	
■	K3 700 x 700
⌓	KL 400 x 400 x 200

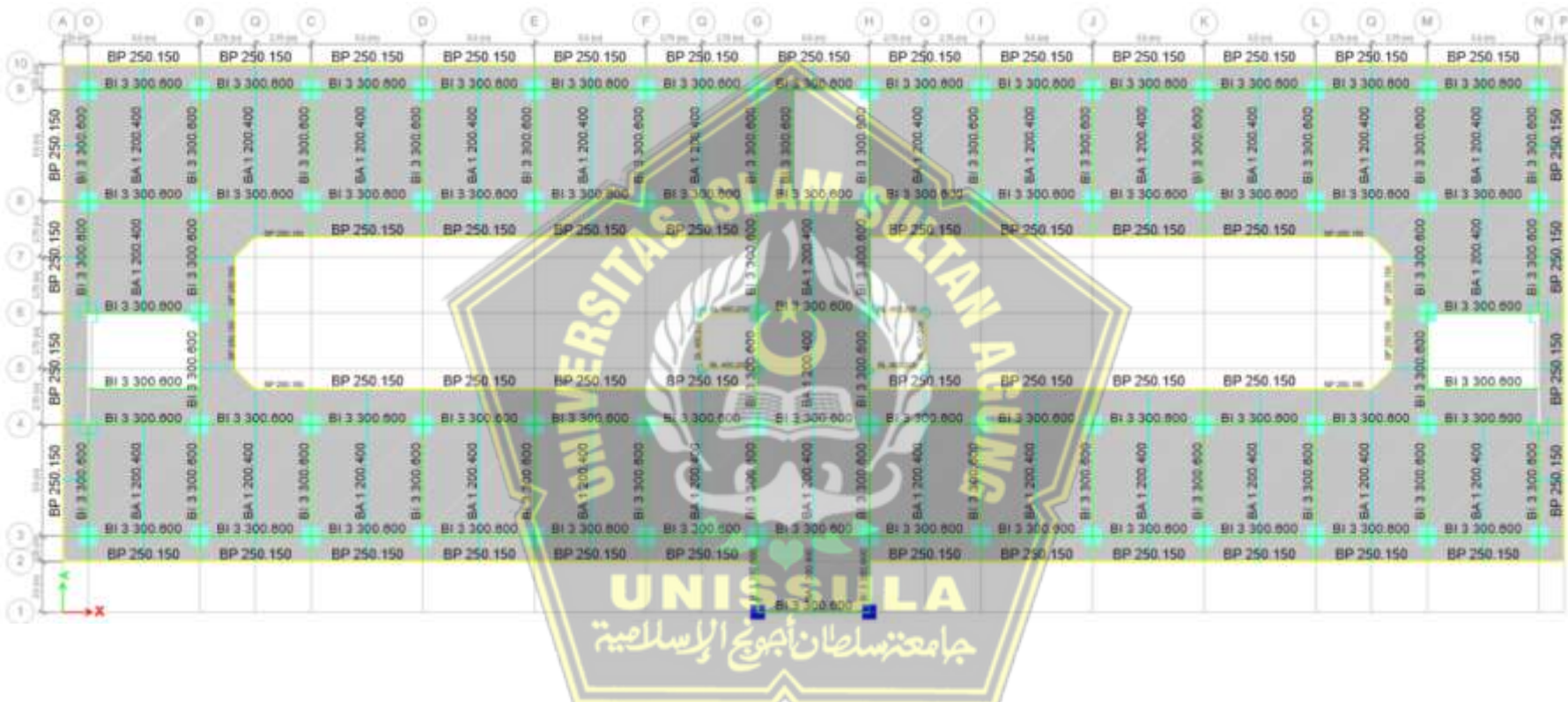


Keterangan	
■	K3 700 x 700
└	KL 400 x 400 x 200

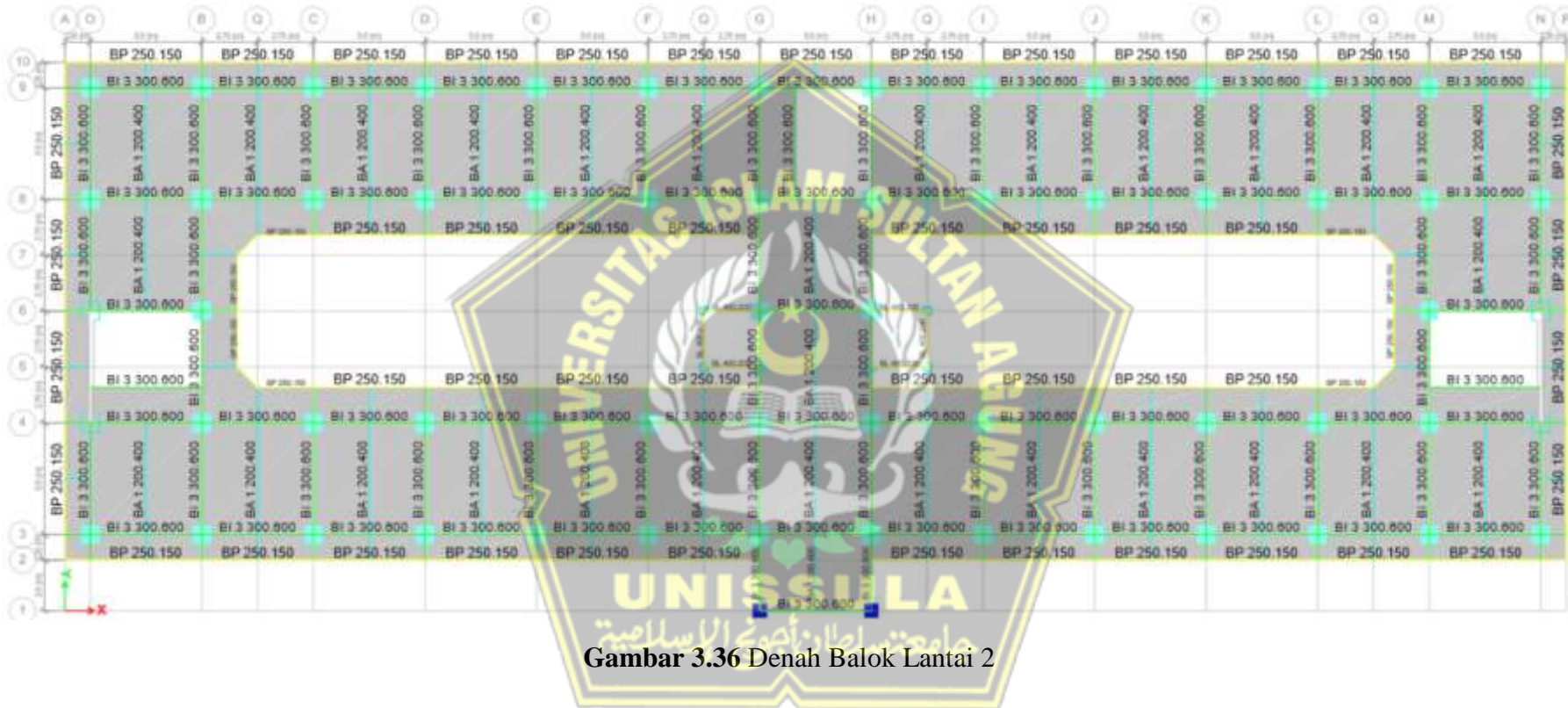


Gambar 3.34 Denah kolom Top Atap

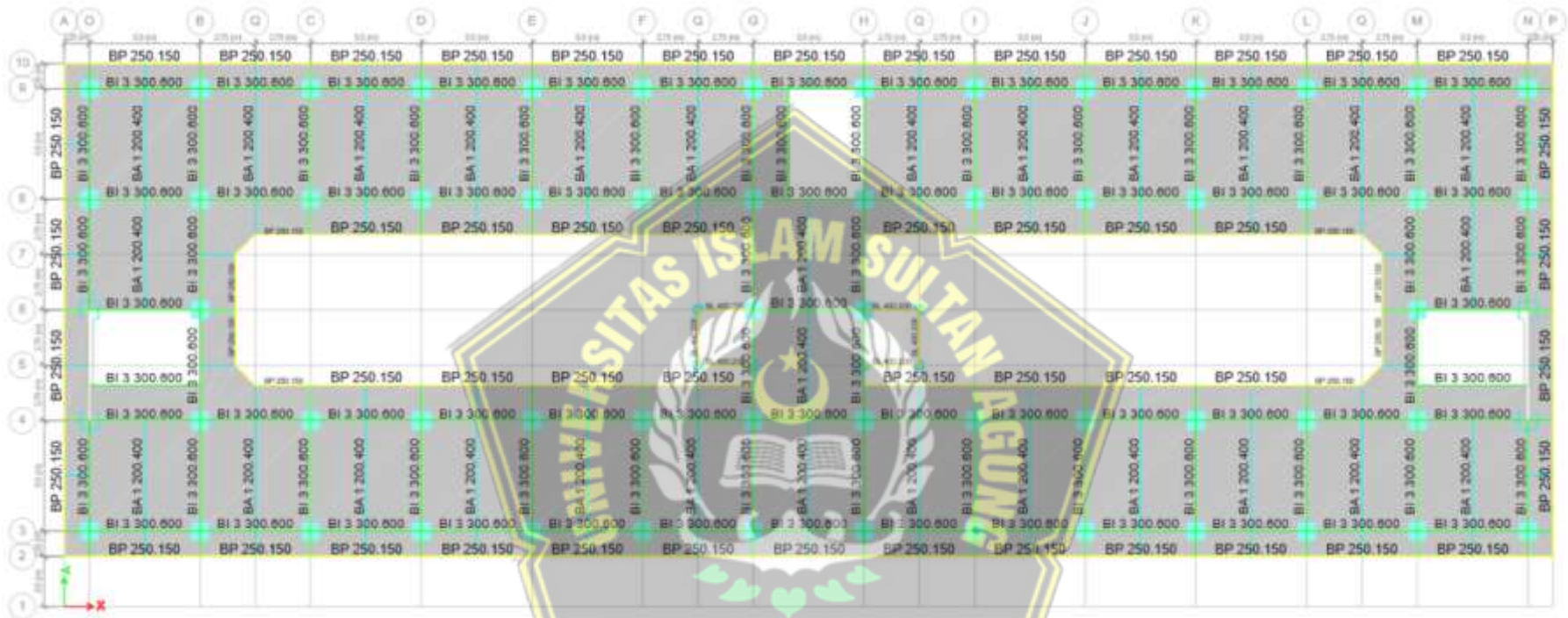
Keterangan	
■	K3 700 x 700



Gambar 3.35 Denah Balok Lantai 1



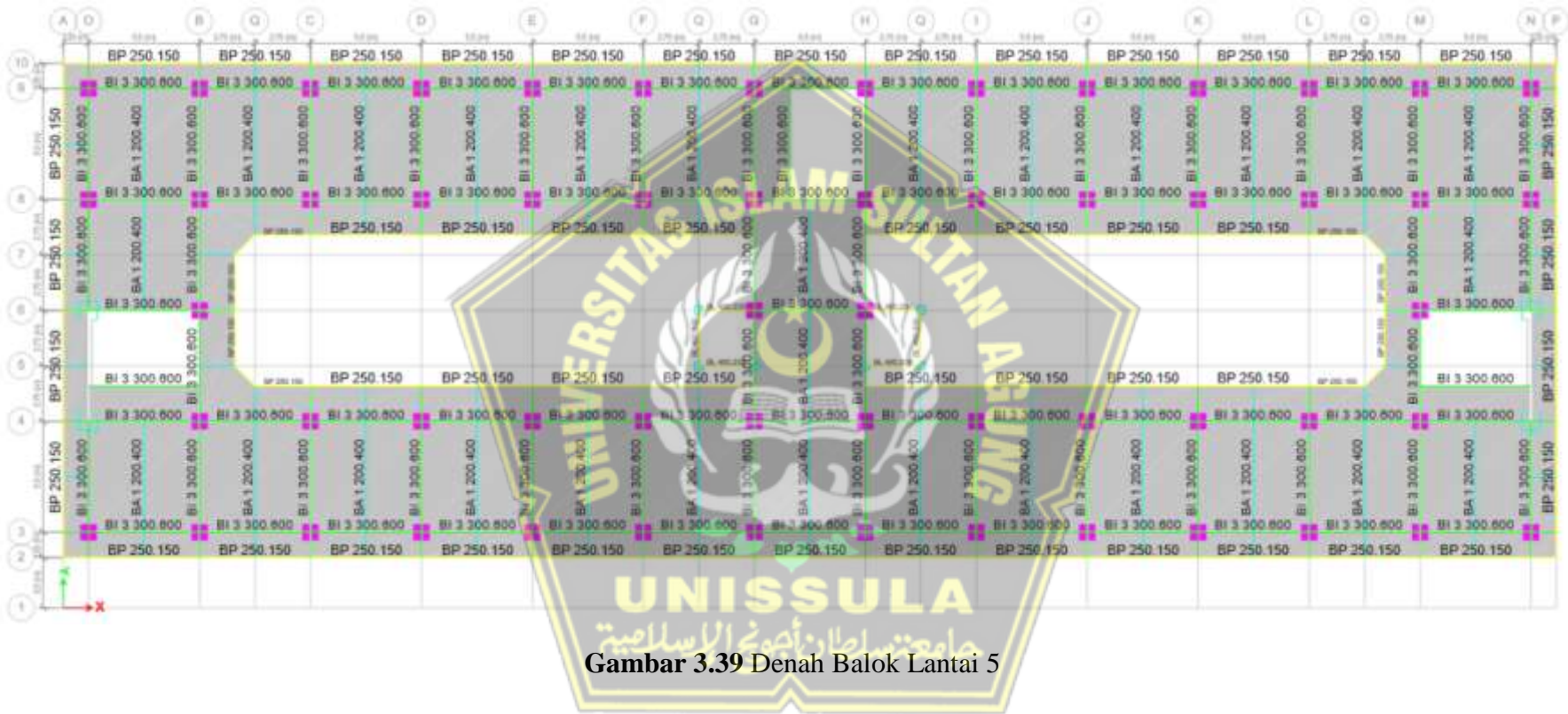
Gambar 3.36 Denah Balok Lantai 2

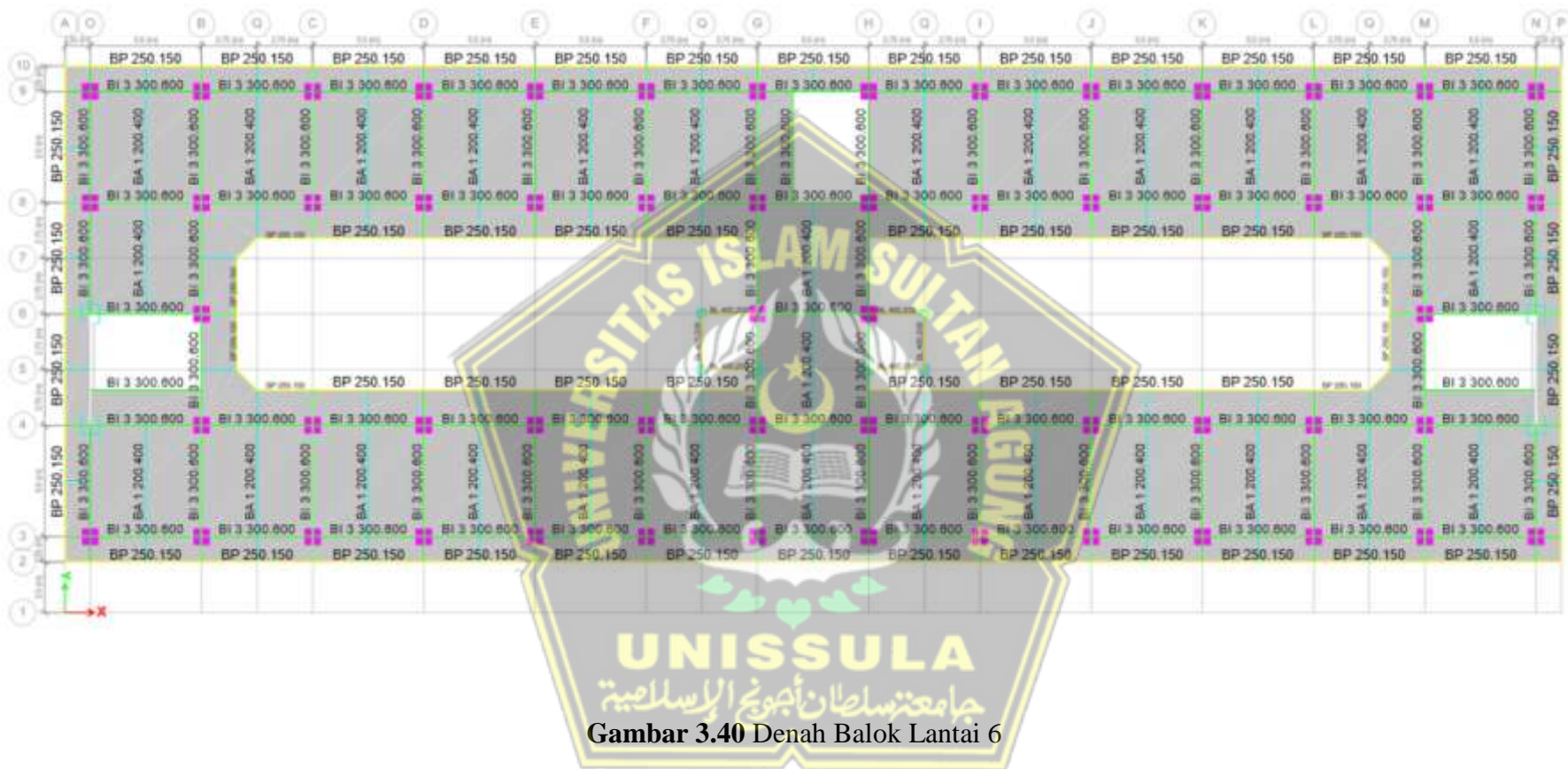


Gambar 3.37 Denah Balok Lantai 3

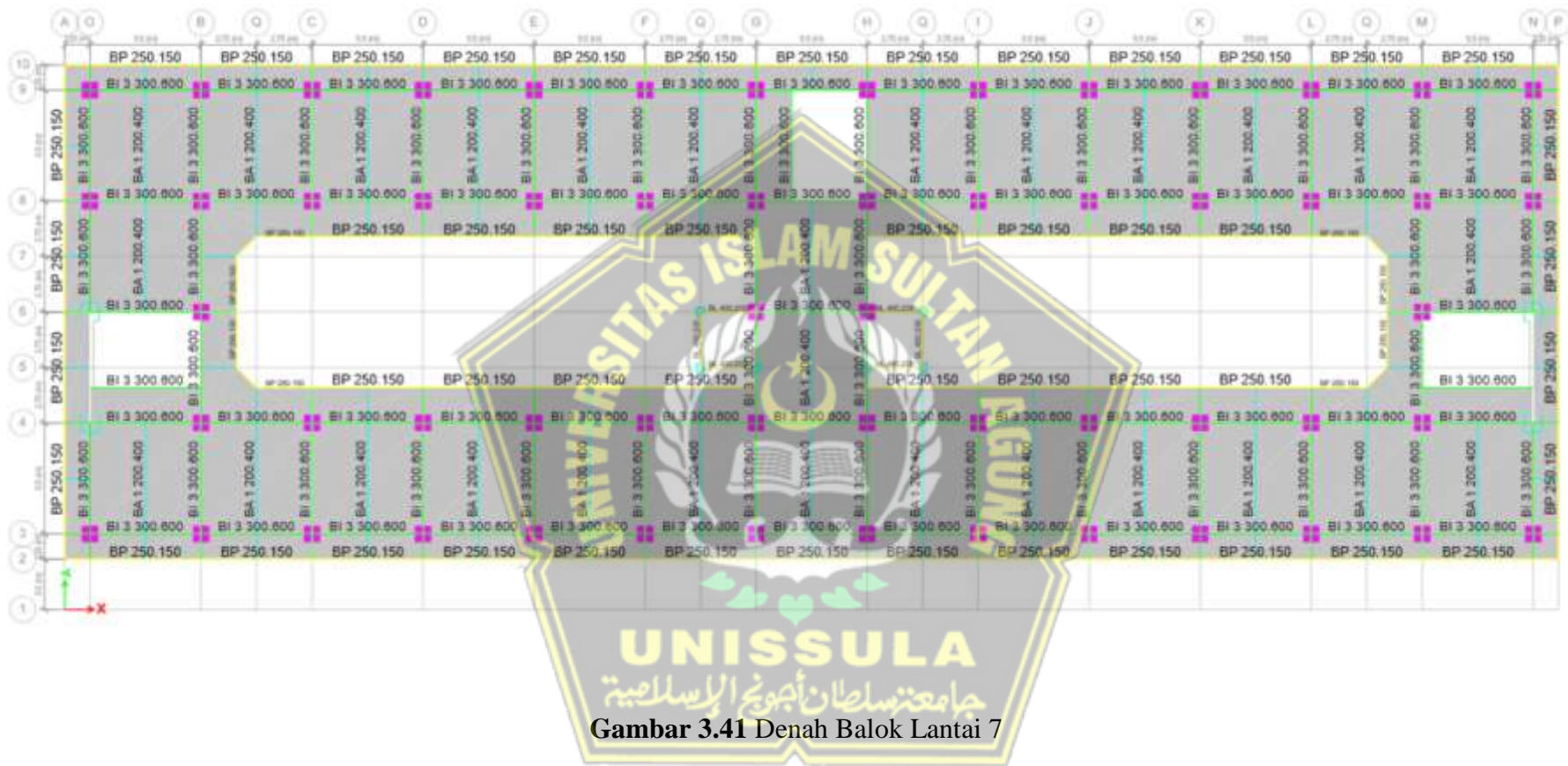


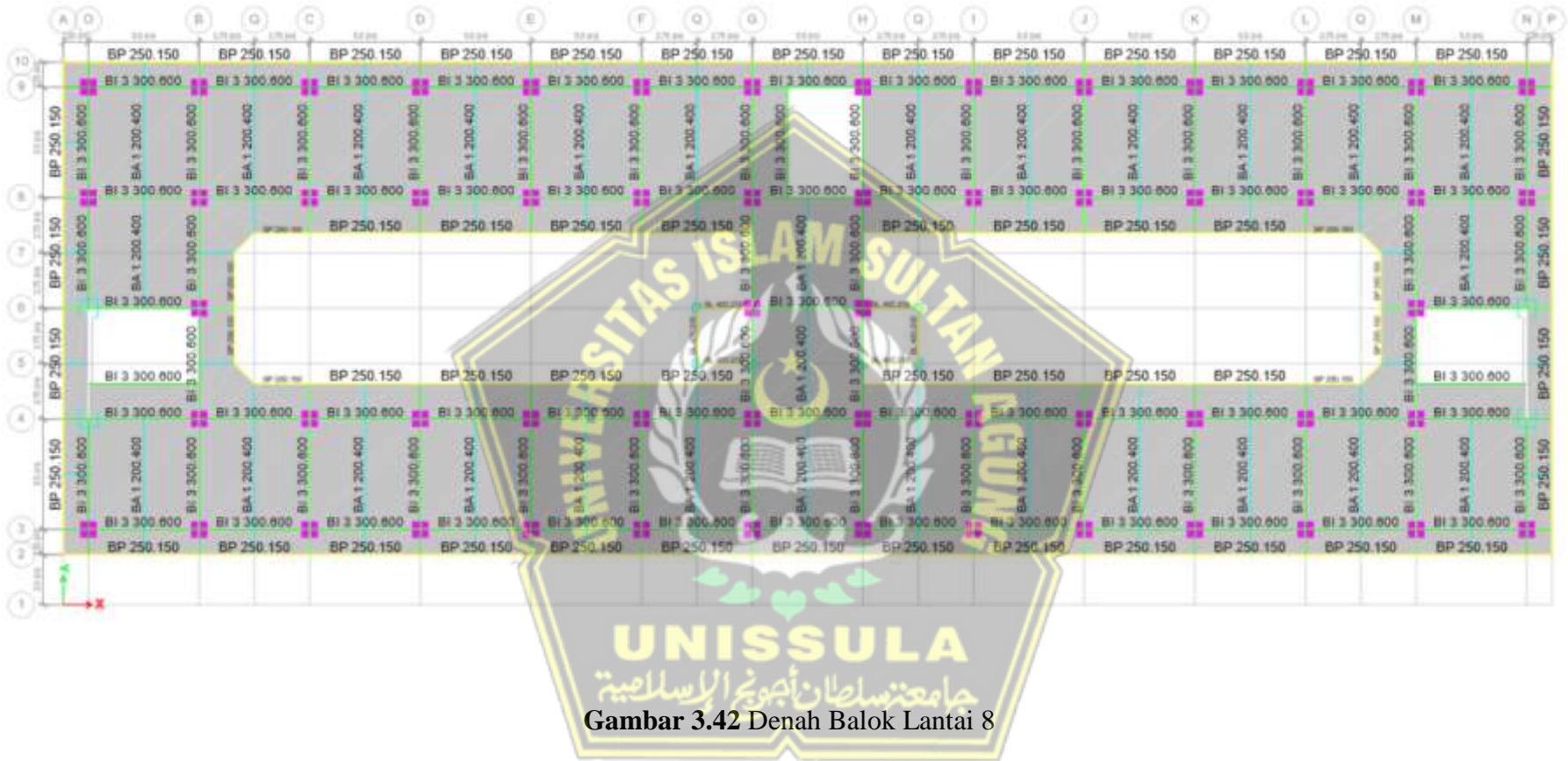
Gambar 3.38 Denah Balok Lantai 4



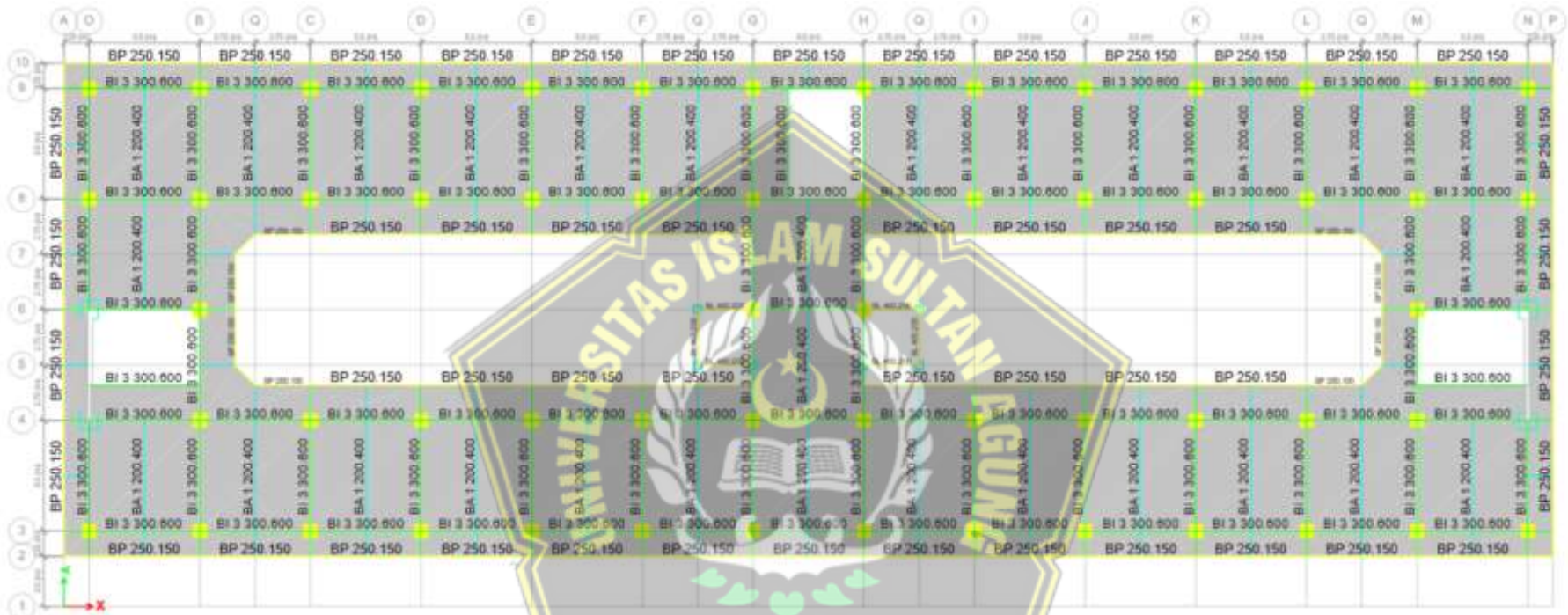


Gambar 3.40 Denah Balok Lantai 6

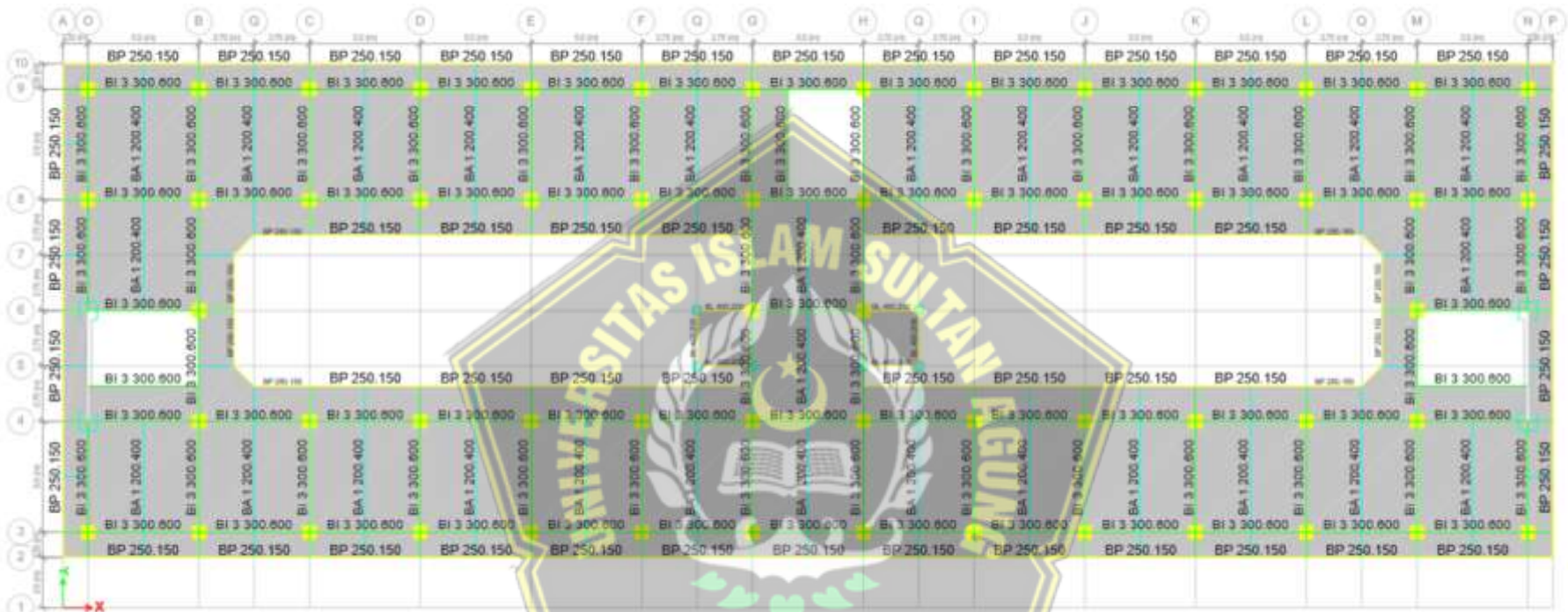




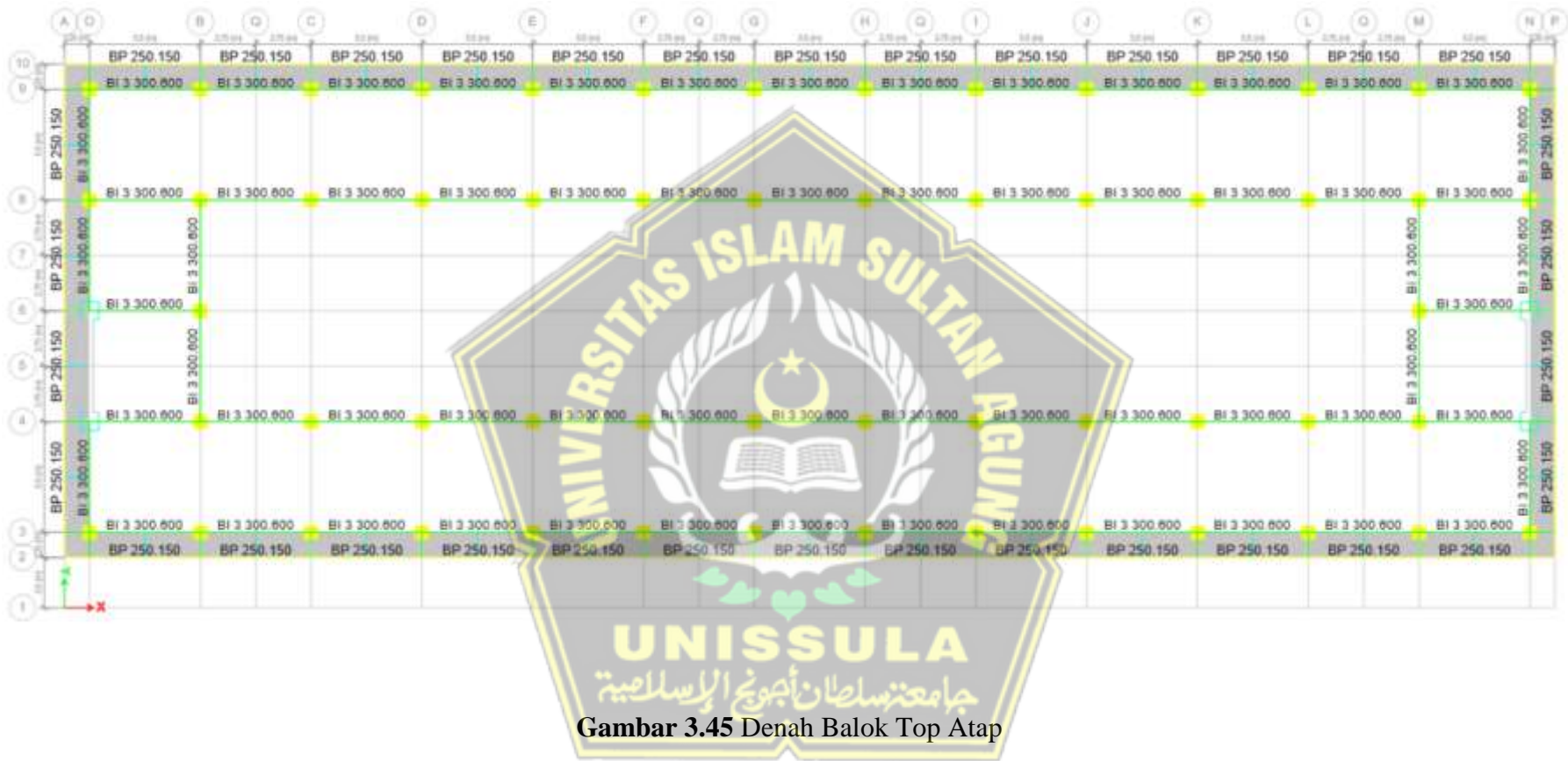
Gambar 3.42 Denah Balok Lantai 8



UNISSULA
 جامعة سلطان أبو جعفر الإسلامية
 Gambar 3.43 Denah Balok Lantai 9



Gambar 3.44 Denah Balok Lantai 10



Gambar 3.45 Denah Balok Top Atap

BAB IV

PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Analisa Struktur

4.1.1 Pembebanan Gravitasi

Beberapa beban gravitasi dalam struktur bangunan ditentukan berdasarkan pertimbangan fungsi dari masing-masing ruangan dan disesuaikan dengan rencana gambar yang telah dibuat. Peraturan atau standar data menggunakan acuan besaran beban yaitu SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Adapun beban yang tidak terlampir pada persyaratan itu maka beban di tentukan dari spesifikasi perhitungan material yang ada pada peraturan beban Indonesia terdahulu.

a. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah beban yang dihasilkan dari beban mati akibat dari adanya tambahan beban yang dibentuk dari elemen-elemen tambahan, yang dimaksud beban mati tambahan di sini adalah beban mati tambahan pada pelat lantai dan dinding.

Tabel 4.1 Beban Mati Tambahan pada Pelat

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Berat (kN/m ²)
1	Beban pasir setebal 1 cm	0,16
2	Beban spesi setebal 3 cm	0,66
3	Beban keramik setebal 1 cm	0,22
4	Beban plafond	0,20
5	Beban mekanikal & elektrik	0,25
Total		1,5

(Sumber : SNI 1727:2020)

Untuk penginputan beban mati tambahan pelat pada *software* ETABS dapat dilihat pada Gambar 4.1

Tabel 4.2 Beban Mati Tambahan pada Dinding

NO	Beban Dinding Setengah Bata		Total Beban (kN/m ²)
	2,5 (kN/m ²)		
1	Tinggi Dinding	3,5	8,75
2	Dinding Pagar	1,2	3

(Sumber : PPIUG, 1983)

Untuk penginputan beban mati tambahan dinding pada *software* ETABS dapat dilihat pada Gambar 4.2

b. Beban Hidup

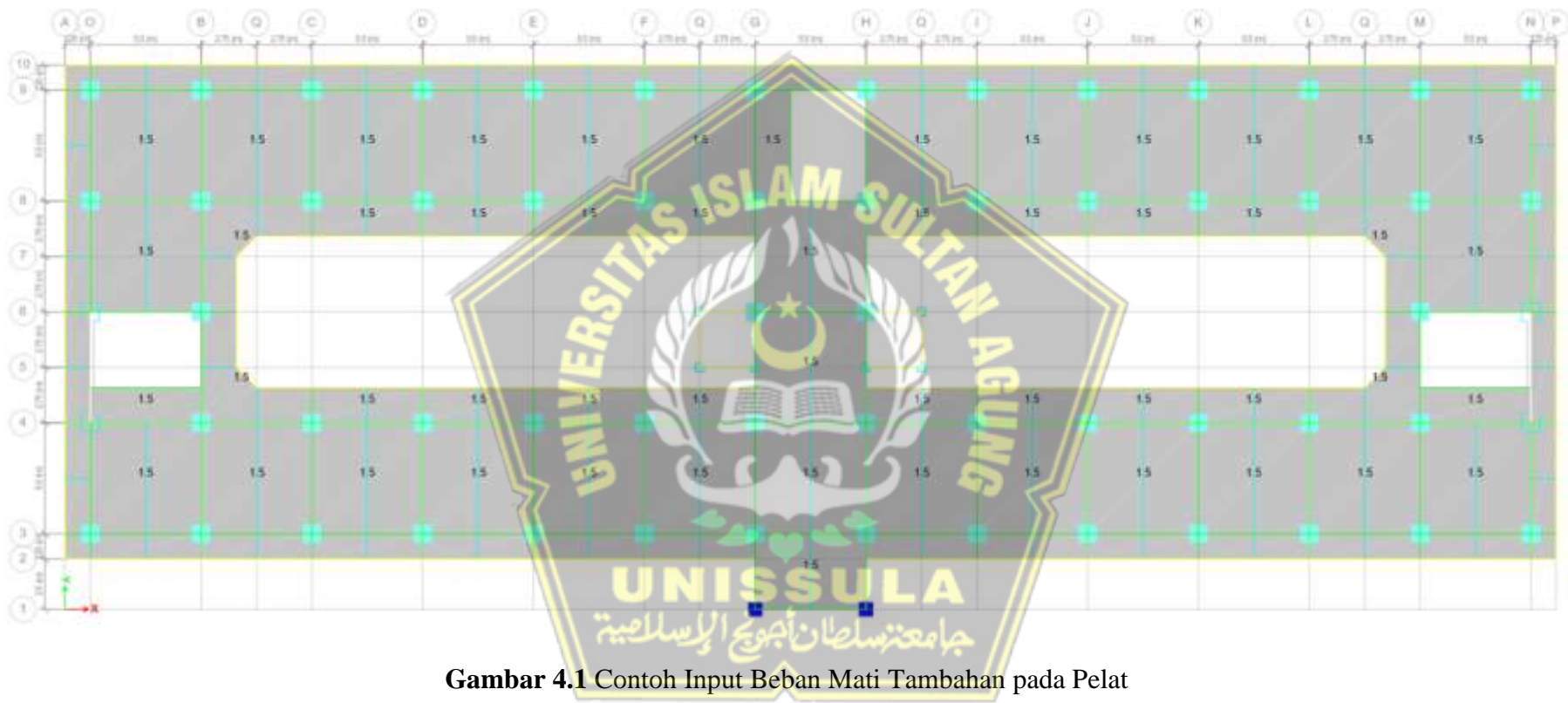
Beban hidup yang diperhitungkan dalam perencanaan bangunan gedung dan struktur lainnya seharusnya mewakili nilai maksimum beban yang diperkirakan timbul akibat aktivitas dan penggunaan bangunan. Namun, beban ini tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang telah ditetapkan dalam SNI 1727:2020 pada tabel 4.3-1. Jenis beban hidup yang digunakan dalam perencanaan ini sesuai Tabel 4.3

Tabel 4.3 Beban Hidup

NO	Beban Hidup	Beban (kN/m ²)
1	Ruang Hunian	1,92
2	Koridor di atas lantai pertama	3,83
3	Gudang	6
4	Atap Datar	0,96

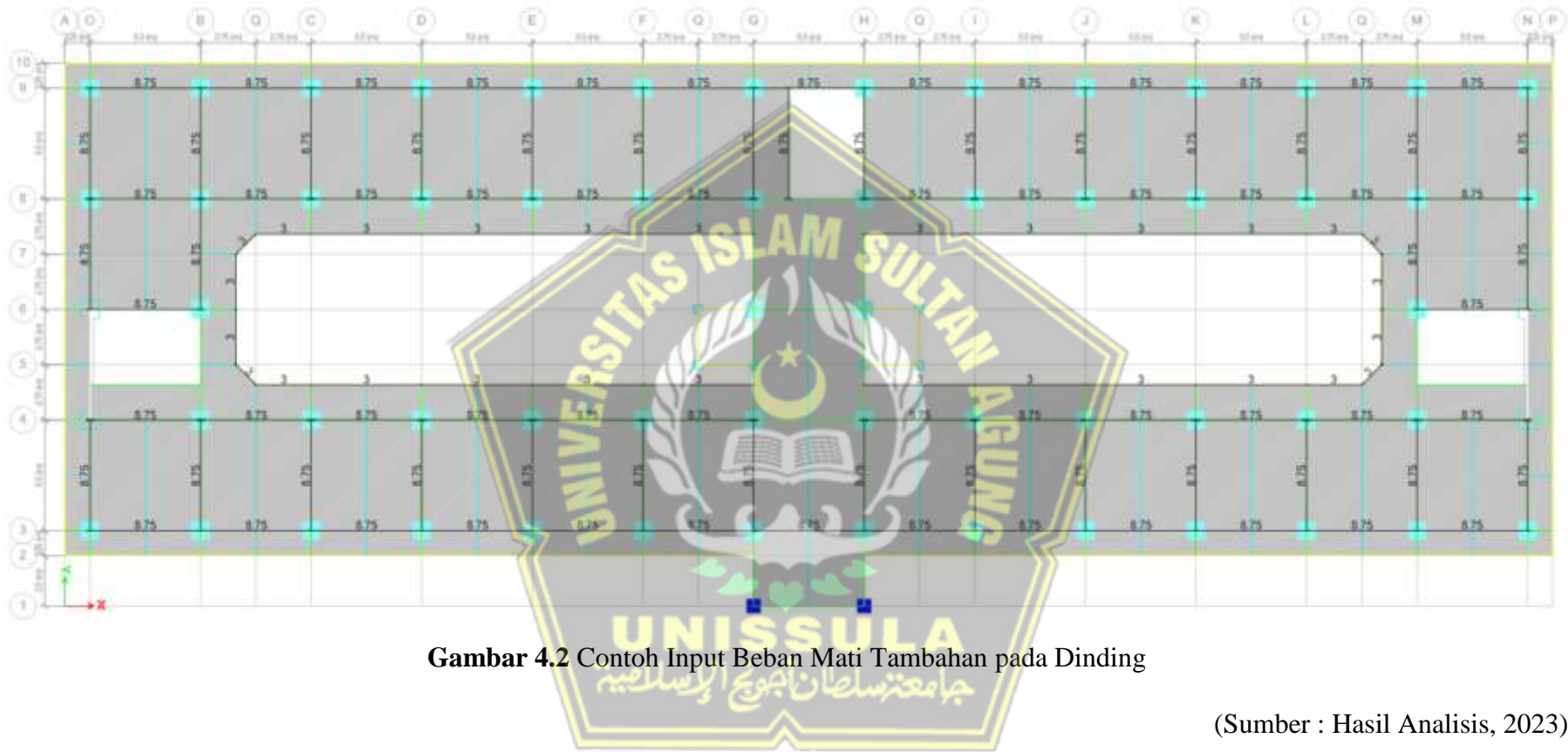
(Sumber : SNI 1727:2020)

Berat beban hidup diatas disalurkan sesuai dengan kegunaan tiap ruangnya masing-masing pada suatu bangunan, selanjutnya didistribusikan sebagai beban area pada pelat. Untuk penginputan beban hidup pada *software* ETABS dapat dilihat pada Gambar 4.3



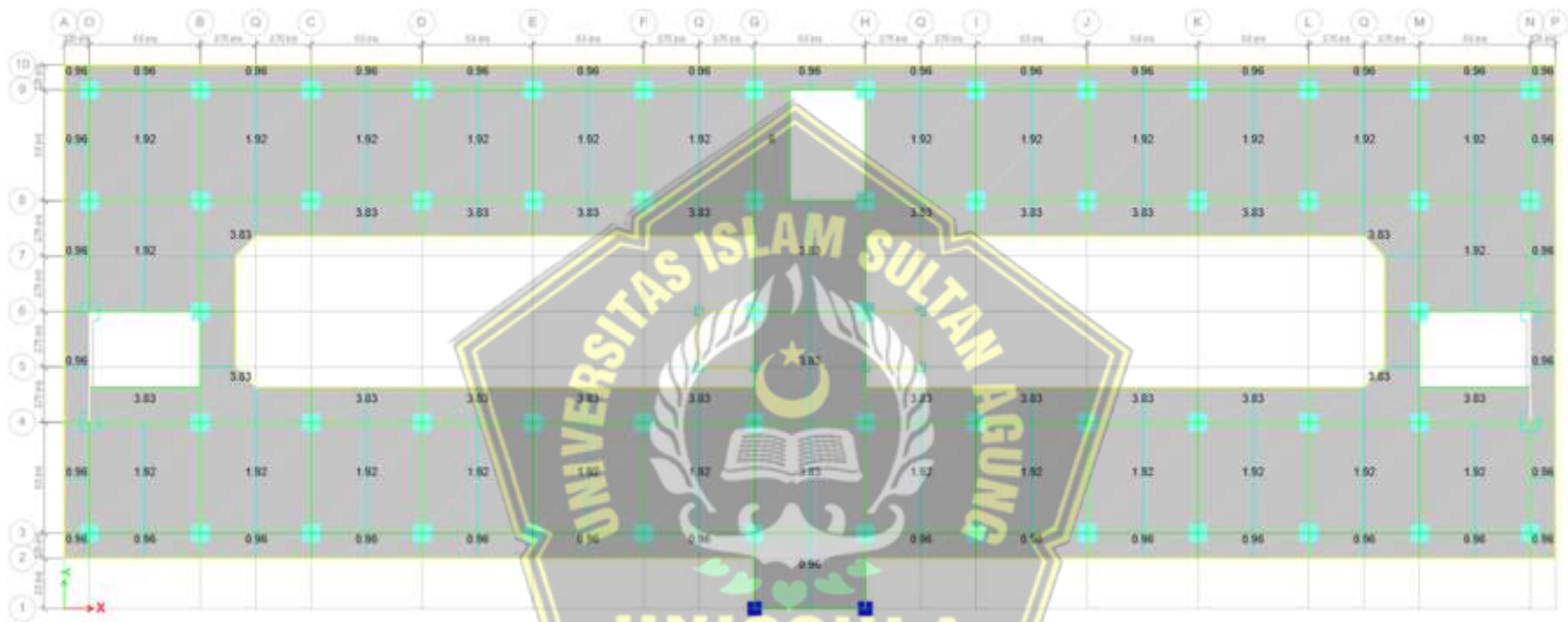
Gambar 4.1 Contoh Input Beban Mati Tambahan pada Pelat

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.2 Contoh Input Beban Mati Tambahan pada Dinding

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.3 Contoh Input Beban Hidup

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

c. Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda

Data perencanaan :

- Bentang kuda-kuda = 22 m
Jarak antar kuda-kuda = 5,5 m
Kemiringan atap = 24°
Jarak gording = 1,2 m
Jenis penutup atap = atap galvalum

Perhitungan pembebanan :

Beban pekerja = 100 kg/m
= 0,1 kN/m

Beban akibat berat material atap :

Berat atap galvalum = 6 kg/m²

Beban penutup atap = beban atap × jarak antar kuda-kuda
= 6 × 5,5
= 33 kg/m
= 0,33 kN/m

Asumsi beban angin yang bekerja = 0,4 kN/m²

Beban angin tekan :

Koefisien pada angin tekan (Cq) = (0,02 × α) – 0,4
= (0,02 × 24) – 0,4
= 0,08

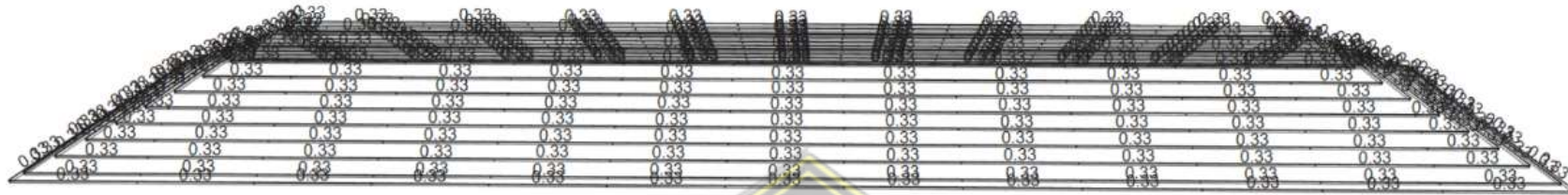
Beban angin tekan = koef × jarak antar kuda-kuda × beban angin
= 0,08 × 5,5 × 0,4
= 0,176 kN/m

Beban angin hisap :

Koefisien pada angin hisap (Cq) = -0,4

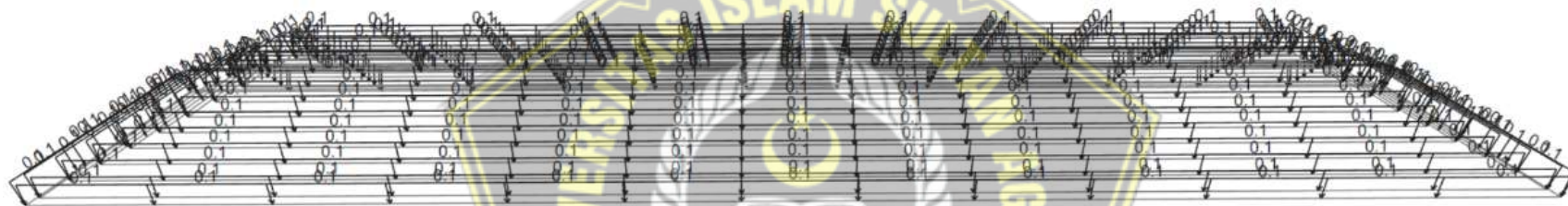
Beban angin hisap = koef × jarak antar kuda-kuda × beban angin
= -0,4 × 5,5 × 0,4
= -0,88 kN/m

Untuk penginputan beban pada atap sebagai berikut :



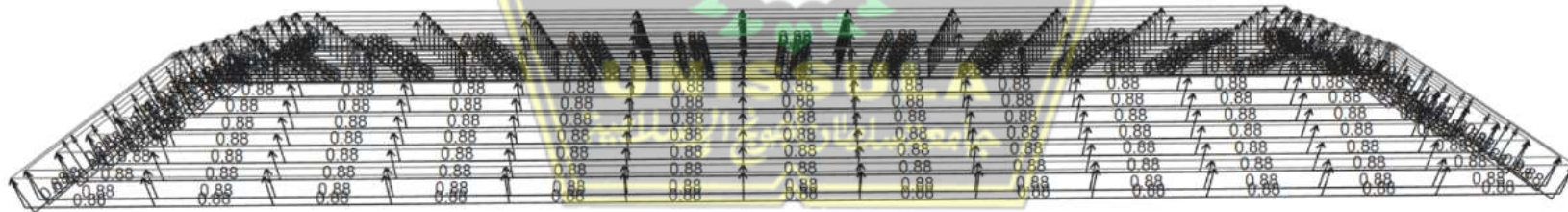
Gambar 4.4 Input Beban Mati Tambahan di Atap

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.5 Input Beban Hidup di Atap

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.6 Input Beban Angin di Atap

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

d. Beban Per Lantai

Rekapitulasi pembebanan beban per lantai dapat dilihat di tabel bawah ini.

Tabel 4.4 Rekapitulasi Beban Tiap Lantai

Lantai	Balok	Kolom	Pelat	Shearwall	Plester Keramik	Plafond	MEP	Dinding	Beban Hidup	Total Berat
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	3449,00	4455,53	3893,07	595,56	59,24	227,85	284,82	4389,42	824,39	18179,72
2	3449,00	4299,84	3893,07	595,56	59,24	227,85	284,82	4389,42	824,39	18027,98
3	3392,84	4167,72	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	17707,32
4	3392,84	3823,06	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	17620,49
5	3392,84	3350,04	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	17265,09
6	3392,84	3350,40	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	17265,09
7	3392,84	3350,40	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	17265,09
8	3392,84	3350,40	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	16906,99
9	3392,84	2569,20	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	16601,69
10	3392,84	2569,20	3786,15	595,56	58,17	223,73	279,66	4389,42	824,39	16565,17

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.1.2 Pembebanan Gempa pada Struktur

a. Kategori kelas situs tanah

Klasifikasi tanah digunakan untuk mengetahui besaran percepatan gempa dari dasar tanah ke permukaan tanah disuatu daerah. Berdasarkan peraturan yang ditentukan yaitu SNI 1726-2019, tanah di lokasi pembangunan gedung asrama putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang termasuk pada kelas situs tanah lunak atau SE.

b. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Untuk parameter respons spectral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan rumus berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

Keterangan :

F_a = Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek;

F_v = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran 1 detik;

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

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

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

Tabel 4.5 Interpolasi Linear

S_s	F_a
0,5	1,7
0,75	1,3
0,7260	1,3384

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Koefisien situs, F_a dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini :

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

$$F_a = 1,7 + (1,3 - 1,7) \times \frac{(0,726 - 0,5)}{(0,75 - 0,5)}$$

$$F_a = 1,3384$$

Dari hasil interpolasi linear antara nilai $S_s = 0,7260$ dan nilai $F_a = 1,3384$

Tabel 4.6 Interpolasi Linear

S_1	F_v
0,3	2,8
0,4	2,4
0,3270	2,692

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Koefisien situs, F_a dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini :

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

$$F_v = 2,8 + (2,4 - 2,8) \times \frac{(0,327 - 0,3)}{(0,4 - 0,3)}$$

$$F_v = 2,692$$

Dari hasil interpolasi linear antara nilai $S_1 = 0,3270$ dan nilai $F_v = 2,6920$

c. Parameter percepatan spektral desain

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

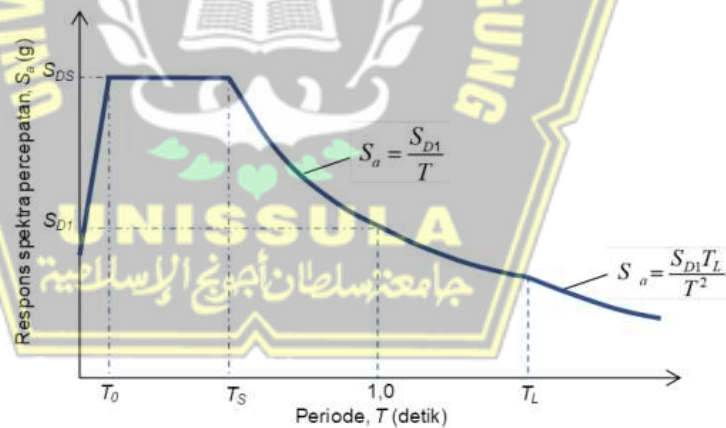
$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times F_a \times S_s = \frac{2}{3} \times 1,3384 \times 0,7260 = 0,648 \text{ detik}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times F_v \times S_1 = \frac{2}{3} \times 2,6920 \times 0,3270 = 0,587 \text{ detik}$$

d. Kategori desain seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.5 untuk kategori resiko II dan nilai S_{DS} $0,5 \leq 0,648$, struktur masuk ke kategori desain seismik D. Untuk kategori resiko II dan nilai S_{D1} $0,2 \leq 0,587$, struktur masuk ke kategori desain seismik D.

e. Spektrum respons desain



Gambar 4.7 Grafik Desain Respon Spektrum

(Sumber : SNI 1726:2019)

Apabila diperlukan untuk memperoleh spektrum respons desain sesuai dengan pedoman ini dan metode pergerakan tanah dari situs tertentu tidak diterapkan, maka kurva spektrum respons desain harus dihasilkan sesuai dengan pedoman pada gambar di atas dan mengikuti ketentuan berikut:

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

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

Contoh penjabaran :

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = 0,1812$$

$$T = 0,010 \text{ detik}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= 0,679 \times (0,4 + 0,6 \times \frac{0,010}{0,181}) \\ &= 0,281 \text{ detik} \end{aligned}$$

1. 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}

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,587}{0,648} = 0,906 \text{ detik}$$

2. Untuk periode lebih dasar dari T_s tetapi kecil dari atau sama dengan TL , respons spectral percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{d1}}{T}$$

Contoh penjabaran :

$$T = 0,181 \text{ detik}$$

$$S_{D1} = 0,587 \text{ detik}$$

Sehingga

$$S_a = \frac{0,587}{0,181}$$

$$= 3,24 \text{ detik}$$

3. Untuk periode lebih besar dari TL , respons spectral percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1} \times TL}{T^2}$$

Contoh penjabaran

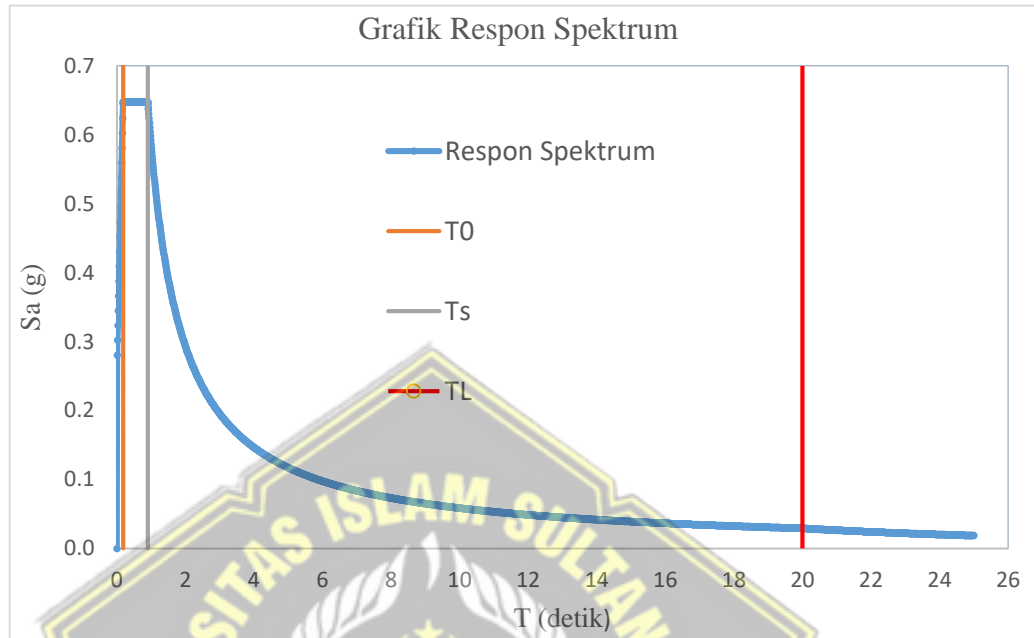
$$S_{D1} = 0,59 \text{ detik}$$

$$T = 0,010 \text{ detik}$$

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

Sehingga

$$S_a = \frac{0,59 \times 20}{0,010^2} = 0,029 \text{ detik}$$



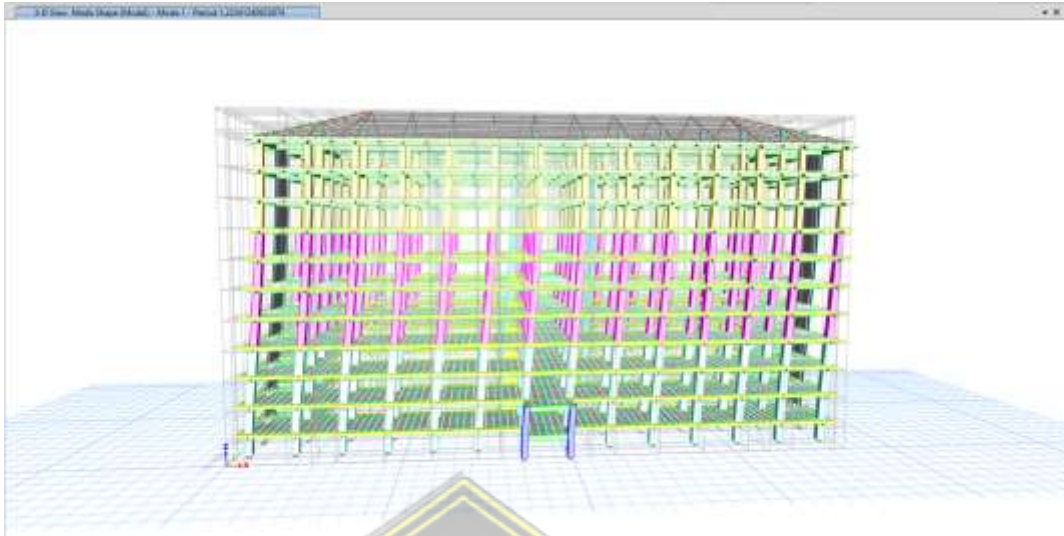
Gambar 4.8 Grafik Respon Spektrum Rencana

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

- f. Faktor R , Ω_0 dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa
Ketika sebuah bangunan semakin tinggi, kebutuhan akan sistem penahan gaya gempa akan mempertimbangkan batasan dari sistem struktur dan juga batasan ketinggian struktur. Beberapa faktor yang mempengaruhi sistem penahan gaya gempa yaitu koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d).

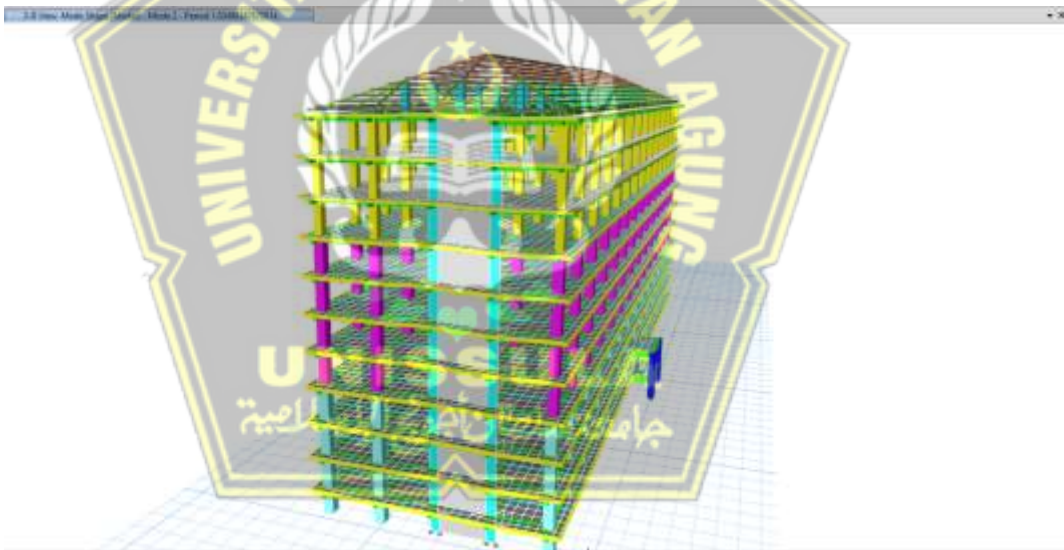
Sistem penahan gaya gempa yang diterapkan pada Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang adalah sistem ganda yaitu kerja sama antara Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Dinding Geser yang mana sistem pemikul momen khusus harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik sedangkan 75% ditahan oleh dinding geser. Sehingga nilai koefisien modifikasi respons (R) yaitu 7, nilai faktor kuat lebih sistem (Ω_0) yaitu 2,5 dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) yaitu 5,5.

g. Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur



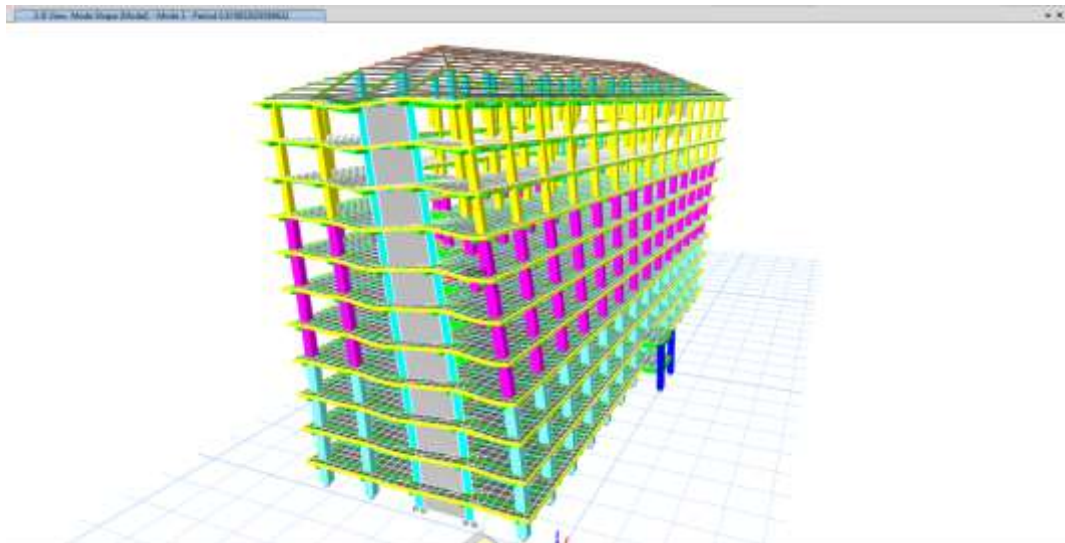
Gambar 4.9 Mode 1 Translasi Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.10 Mode 2 Translasi Arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.11 Mode 3 Rotasi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.7 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	1,223	1	0	0	0
Modal	2	1,035	0	1	0	0
Modal	3	0,819	0	0	0	1

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Untuk cek periode getar hanya menggunakan hasil Modal 1,2 dan Modal 3. Untuk keseluruhan hasil terdapat pada lampiran.

h. Periode Getar Struktur

Periode dasar struktur, T , pada arah yang sedang dipertimbangkan harus ditentukan melalui evaluasi karakteristik struktural dan deformasi dari elemen penahan dalam analisis yang telah diuji. Periode dasar struktur, T , tidak diperbolehkan melebihi hasil dari perkalian koefisien batas atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode pendekatan dasar T_a . Nilai T_a ditentukan berdasarkan jenis sistem struktur, percepatan 1 detik S_{D1} dan ketinggian bangunan sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.8.2.

Berdasarkan percepatan respons spectral desain pada 1 detik, S_{D1} didapatkan nilai 0,59. Sehingga untuk nilai koefisien (C_u) yaitu 1,4. Tipe

struktur yang digunakan Gedung Asrama Putri Universitas Islam Sultan Agung Semarang adalah sistem ganda. Data data yang diperoleh yaitu :

Tipe struktur : Semua sistem struktur lainnya

$$C_t : 0,0488$$

$$x : 0,75$$

1. Penentuan Batas Bawah Periode Getar Struktur

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

C_t = koefisien batas bawah

Hn = ketinggian total struktur (m)

x = koefisien tipikal struktur

Sehingga :

$$\begin{aligned} T_a \text{ min} &= 0,0488 \times 43,1^{0,75} \\ &= 0,819 \text{ detik} \end{aligned}$$

2. Penentuan Batas Atas Periode Getar Struktur

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

Keterangan

$T_a \text{ maks}$ = periode batas atas

T_a = periode batas bawah (s)

C_u = koefisien batas atas

Sehingga :

$$\begin{aligned} T_a \text{ maks} &= 1,4 \times 0,819 \\ &= 1,147 \text{ detik} \end{aligned}$$

Tabel 4.8 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1,223	0,817	5,1358	26,3763
Modal	2	1,035	0,966	6,0708	36,8547
Modal	3	0,819	1,221	7,6732	56,8773

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan tabel diatas, didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Periode getar arah X = 1,223 > $T_a \text{ maks}$ = 1,147
2. Periode getar arah Y = 1,035 < $T_a \text{ maks}$ = 1,147

3. Periode getar arah X = 1,223 > T_a min = 0,819
4. Periode getar arah Y = 1,035 > T_a min = 0,819

Periode getar arah X > T_a maks, dengan demikian periode batas atas = 1,147 detik. Sedangkan untuk periode getar arah Y berada antara T_a min < Y < T_a max, dengan demikian periode yang digunakan ialah periode batas bawah = 1,035 detik

i. Partisipasi Massa Struktur

Analisis harus dilaksanakan untuk mengidentifikasi variasi ragam getar alami struktur. Dalam analisis tersebut, harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi mencapai 100% dari massa struktur. Tabel di bawah ini menggambarkan bagaimana partisipasi massa ragam terkombinasi mencapai total 100% dari massa struktur, sesuai dengan ketentuan yang terdapat dalam SNI 1726:2019.

Tabel 4.9 Partisipasi Massa Struktur

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

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan Tabel partisipasi masa struktur diatas sudah mencapai 100% sehingga sudah memenuhi syarat pada SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.1

Tabel 4.10 Analisis Gempa

ANALISIS GEMPA MENURUT SNI 1726:2019			
Data Parameter Gempa			Keterangan
Kategori Resiko		II	4.1.1 tabel 3
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	1.0	4.1.2 tabel 4
Faktor Kuat Lebih Sistem	Ω_0	2,50	7.2.2 tabel 12

Faktor Pembesaran Defleksi	Cd	5.50	7.2.2 tabel 12
Koefisien Modifikasi Respon	R	7	7.2.2 tabel 12
Kategori Desain Seismik	KDS	D	6.5 tabel 8 dan 9
Kelas Situs Tanah		SE	5.3 tabel 5
Data Parameter Gempa			Keterangan
Spektral Percepatan Periode Pendek	S_s	0,726	RSA 2021
Spektral Percepatan Periode 1 Detik	S_1	0,327	RSA 2021
Koefisien Situs	F_a	1,3384	Interpolasi
	F_v	2,6920	Interpolasi
Percepatan Desain Periode Pendek	$S_{DS} = 2/3 * F_a * S_s$	0,648	6.3
Percepatan Desain Periode 1 Detik	$S_{D1} = 2/3 * F_v * S_1$	0,587	6.3
	$T_0 = 0,2 * S_{D1} / S_{DS}$	0,181	6.4
	$T_s = S_{D1} / S_{DS}$	0,906	6.4
Data Parameter Gempa			Keterangan
Percepatan Desain Periode 1 Detik	S_{D1}	0,587	
Koefisien untuk Batas Periode	C_u	1,4	7.8.2 tabel 17
	C_t	0,0488	7.8.2.1 tabel 18
	x	0,75	7.8.2.1 tabel 18
Tinggi Bangunan (Seismik)	h	43	
Periode Fundamental Pendekatan/ T Bawah	$T_a = C_t * h^x$	0,819	
Periode Maksimum/ T atas	$T_{max} = C_u * T_a$	1,147	
Tx Model		1,223	Hasil analisis

Ty Model		1,035	Hasil analisis
Periode Pakai Arah X		1,147	
Periode Pakai Arah Y		1,035	
Rekapitulasi Analisis Respon Spektrum			Keterangan
	S_{DS}	0,648	
	S_{D1}	0,587	
	T_0	0,1812	
	T_s	0,906	
	TL	20	RSA 2021

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.1.3 Gaya Lateral Ekuivalen

a. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

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

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{l_e}\right)}$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik desain

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

R = Koefisien modifikasi respons

l_e = Faktor keutamaan gempa

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,648$$

$$R = 7$$

$$l_e = 1,0$$

Sehingga :

$$C_s = \frac{0,648}{\frac{7}{1,0}} = 0,093$$

1. Perhitungan C_s maks arah X

$$C_{S_{\max x}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Keterangan :

- $C_{S_{\max x}}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X
 S_{D1} = Parameter percepatan respons spektral desain pada periode 1 detik
 R = Koefisien modifikasi respons
 I_e = Faktor keutamaan gempa
 T = Periode arah X yang digunakan $T \geq T_{\min}$

Diketahui :

$$S_{D1} = 0,587$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1,0$$

$$T = 1,147$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} C_{S_{\max x}} &= \frac{0,587}{1,147 \times \left(\frac{7}{1,0} \right)} \\ &= 0,073 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $C_{S_{\max x}} = C_{S_{\text{desain}}}$, karena nilai C_s maks arah X sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah X dapat digunakan.

2. Perhitungan C_s maks arah Y

$$C_{S_{\max y}} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Keterangan :

- $C_{S_{\max Y}}$ = Koefisien respons seismic untuk arah Y
 S_{D1} = Parameter percepatan respons spektral desain pada periode 1 detik
 R = Koefisien modifikasi respons
 I_e = Faktor keutamaan gempa
 T = Periode arah Y yang digunakan

Diketahui,

$$S_{D1} = 0,587$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1,0$$

$$T = 1,035$$

Sehingga :

$$C_{S_{\max y}} = \frac{0,587}{1,035 \times \left(\frac{7}{1,0}\right)}$$

$$= 0,081$$

Didapatkan hasil $C_{S_{\max y}} = C_S$ desain, karena nilai $C_{S_{\max}}$ arah y sama dengan C_S desain dengan demikian C_S arah Y dapat digunakan.

3. Penentuan Nilai k

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

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

$$k_x = 0,5 \times 1,147 + 0,75$$

$$k_x = 1,324$$

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

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

$$k_y = 0,5 \times 1,035 + 0,75$$

$$k_y = 1,268$$

Tabel 4.11 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen

Analisis Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respon Seismik	$C_s = S_{DS}/(R/I_e)$	0,093	
	$C_{s_{\max x}} = S_{D1}/(T \times (R/I_e))$	0,073	
	$C_{s_{\max y}} = S_{D1}/(T \times (R/I_e))$	0,081	
	$C_{s_{\min}} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e$	0,029	
	$K_x = 0,5 < T < 2,5$	1,324	
	$K_y = 0,5 < T < 2,5$	1,268	

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

b. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik, V , pada arah yang spesifik harus dihitung menggunakan persamaan berikut sesuai dengan ketentuan yang terdapat dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.1:

$$V = C_s \times W$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismic yang dipakai

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

Tabel 4.12 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Lantai	X	Y
Lantai 10	16565,17	16565,17
Lantai 9	16601,69	16601,69
Lantai 8	16907,00	16907,00
Lantai 7	17265,09	17265,09
Lantai 6	17265,09	17265,09
Lantai 5	17265,09	17265,09
Lantai 4	17620,50	17620,50
Lantai 3	17707,32	17707,32
Lantai 2	18027,98	18027,98
Lantai 1	18179,72	18179,72
Jumlah	173404,64	173404,64

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Dari tabel diatas didapatkan hasil berat efektif bangunan total sebesar 173404,64 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} V_x &= C_{s \text{ arah } x} \times W \\ &= 0,073 \times 173404,64 \\ &= 12672 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= C_{s \text{ arah } y} \times W \\ &= 0,081 \times 173404,64 \\ &= 14046,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat

Distribusi gaya gempa lateral (F) pada setiap tingkat, sesuai dengan pedoman yang diberikan dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.3 dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

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

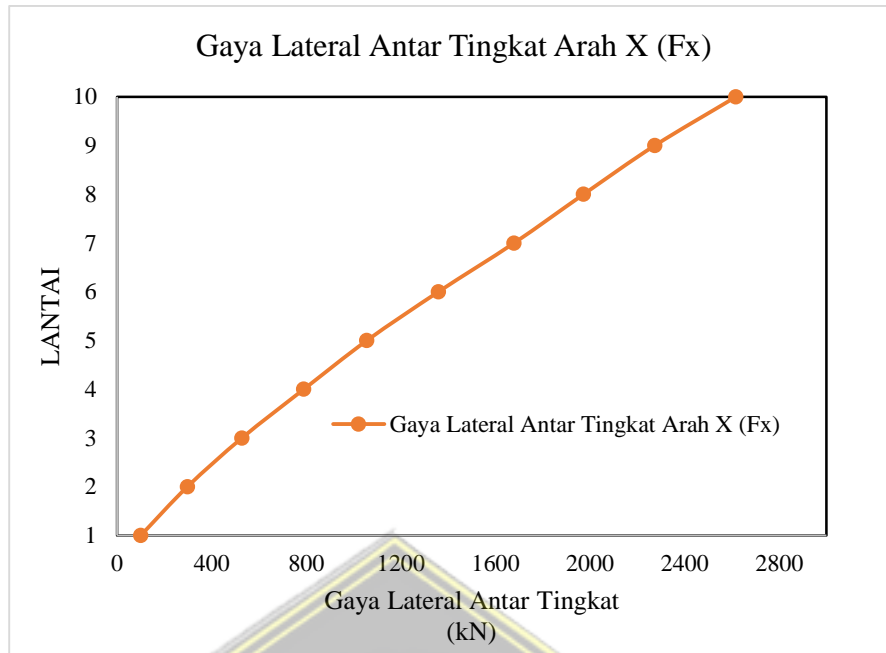
$$C_v = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

1. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

Tabel 4.13 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

Gaya Geser Antar Tingkat						
ARAH X						
Lantai	h _i	W _i	k	W _i *h _i ^k	C _v	F _x
	m	kN		kN/m		C _v *V
10	34,2	16565,17	1.324	1776860,30	0,2065	2617,29
9	30,7	16601,69		1543648,20	0,1794	2273,77
8	27,2	16907,00		1339309,40	0,1556	1972,78
7	23,7	17265,09		1139735,20	0,1324	1678,81
6	20,2	17265,09		922463,53	0,1072	1358,77
5	16,7	17265,09		717088,17	0,0833	1056,26
4	13,2	17620,50		536073,91	0,0623	789,63
3	9,7	17707,32		358308,44	0,0416	527,78
2	6,2	18027,98		201728,52	0,0234	297,14
1	2,7	18179,72		67693,35	0,0078	99,71
JUMLAH		173404,64		8602909	1	12671,99

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.12 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,324$$

$$h_i = 2,7 \text{ (lantai 1)}$$

$$W_i = 18179,72 \text{ kN/m}$$

$$V_x = 12672 \text{ kN}$$

Dicari :

- Momen $W_i \times h_i^k$
- C_v ,
- Lateral arah X

Jawaban :

$$\begin{aligned} \text{a. Momen} &= W_i \times h_i^k \\ &= 18179,72 \times 2,7^{1,324} \\ &= 67693,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } C_v &= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}} \\ &= \frac{67693,3}{8602909} \\ &= 0,00787 \text{ kN} \end{aligned}$$

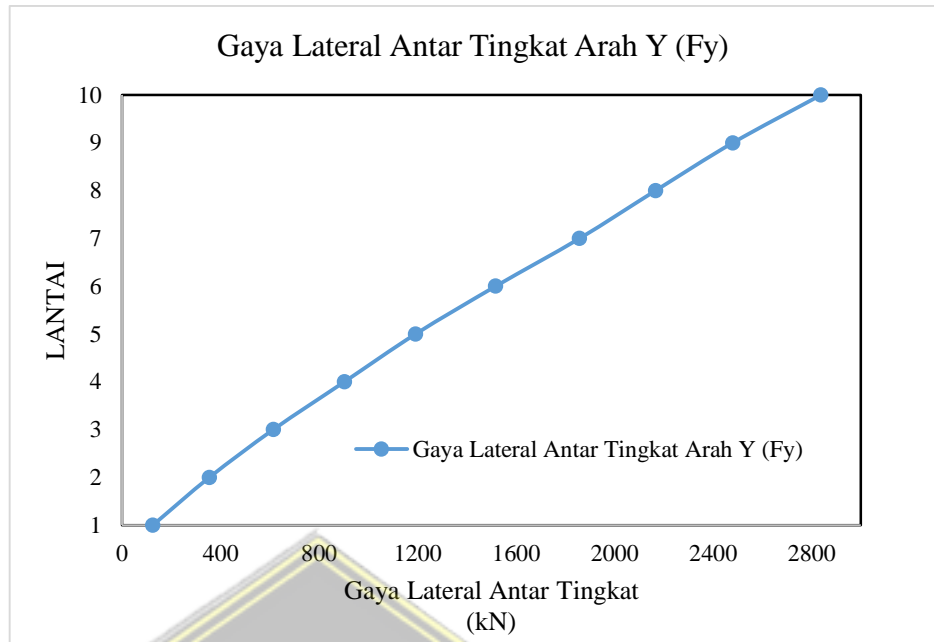
$$\begin{aligned}
 \text{c. Lateral Arah X} &= C_v \times V_x \\
 &= 0,00787 \times 12672 \\
 &= 99,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

Tabel 4.14 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

Gaya Geser Antar Tingkat						
ARAH Y						
Lantai	hi	Wi	k	Wi*hi ^k	Cv	Fy
	m	kN		kN/m		Cv*V
10	34,2	16565,17	1,268	1457384,1	0,2019	2837,17
9	30,7	16601,69		1273797,6	0,1765	2479,77
8	27,2	16907,00		1112711,4	0,1542	2166,18
7	23,7	17265,09		954250,3	0,1322	1857,69
6	20,2	17265,09		779294,6	0,1080	1517,09
5	16,7	17265,09		612296,7	0,0848	1191,99
4	13,2	17620,50		463815,9	0,0642	902,93
3	9,7	17707,32		315417,7	0,0437	614,04
2	6,2	18027,98		182097,3	0,0252	354,49
1	2,7	18179,72		64023,7	0,0088	124,63
JUMLAH		173404,6		7215088	1	14046,04

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.13 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y
(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,268$$

$$h_i = 2,7 \text{ (lantai 1)}$$

$$W_i = 18179,72 \text{ kN/m}$$

$$V_y = 14046,04 \text{ kN}$$

Dicari :

- Momen $W_i \times h_i^k$
- C_v ,
- Lateral arah Y

Jawaban :

$$\begin{aligned} \text{a. Momen} &= W_i \times h_i^k \\ &= 18179,72 \times 2,7^{1,268} \\ &= 64023,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } C_v &= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}} \\ &= \frac{64023,7}{7215088} \\ &= 0,0088 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Lateral Arah Y} &= C_v \times V_y \\
 &= 0,0088 \times 14046,04 \\
 &= 124,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya geser yang terjadi pada setiap lantai akibat beban gempa desain bisa dihitung sesuai panduan yang dijelaskan dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.4, menggunakan rumus sebagai berikut :

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

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

Tabel 4.15 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya Geser Per Lantai				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	F_x (kN)	V_x (kN)	F_y (kN)	V_y (kN)
10	2617,29	2617,29	2837,17	2837,17
9	2273,77	4891,07	2479,77	5316,95
8	1972,78	6863,86	2166,18	7483,13
7	1678,81	8542,68	1857,69	9340,82
6	1358,77	9901,46	1517,09	10857,93
5	1056,26	10957,72	1191,99	12049,92
4	789,63	11747,36	902,93	12952,86
3	527,78	12275,14	614,04	13566,90
2	297,14	12572,28	354,49	13921,40
1	99,71	12672,00	124,63	14046,04

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

1. Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser lantai 10, } V_{10} &= F_{10} &&= 2617,29 \\
 \text{Gaya geser lantai 9, } V_9 &= V_{10} + F_9 &&= 2617,29 + 2273,77 \\
 &&&= 4891,07 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser lantai 8, } V_8 &= V_9 + F_8 &&= 4891,07 + 1972,78 \\
 &&&= 6863,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

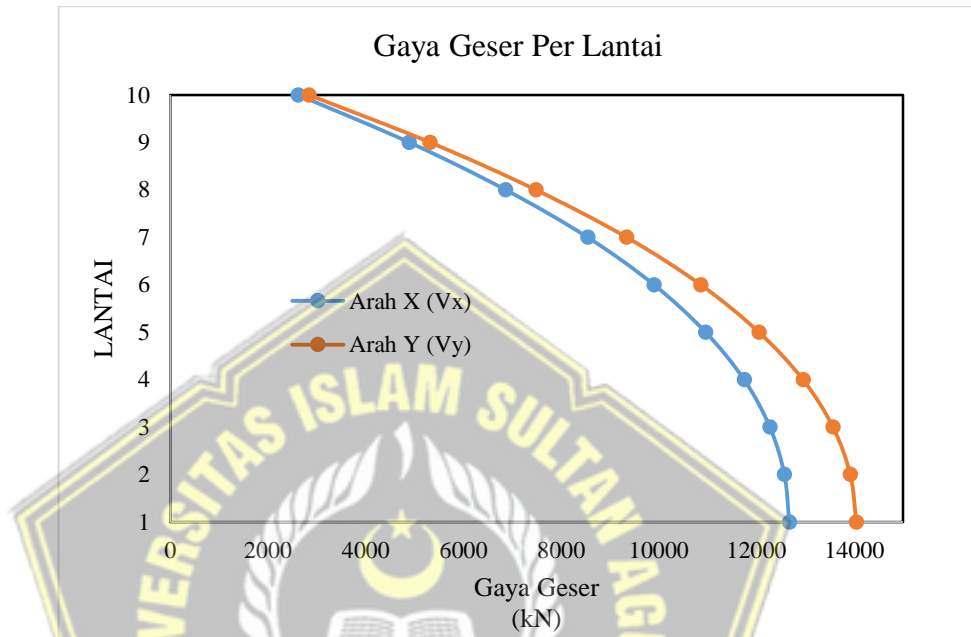
$$\begin{aligned}
\text{Gaya geser lantai 7, } V_7 &= V_8 + F_7 && = 6863,86 + 1678,81 \\
&&& = 8542,68 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 6, } V_6 &= V_7 + F_6 && = 8542,68 + 1358,77 \\
&&& = 9901,46 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 5, } V_5 &= V_6 + F_5 && = 9901,46 + 1056,26 \\
&&& = 10957,72 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 &= V_5 + F_4 && = 10957,72 + 789,63 \\
&&& = 11747,36 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 &= V_4 + F_3 && = 11747,36 + 527,78 \\
&&& = 12275,14 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 2, } V_2 &= V_3 + F_2 && = 12275,14 + 297,14 \\
&&& = 12572,28 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 1, } V_1 &= V_2 + F_1 && = 12572,28 + 99,711 \\
&&& = 12672 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2. Perhitungan Gaya Geser Per Lantai Arah Y

$$\begin{aligned}
\text{Gaya geser lantai 10, } V_{10} &= F_{10} && = 2837,17 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 9, } V_9 &= V_{10} + F_9 && = 2837,17 + 2479,77 \\
&&& = 5316,95 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 8, } V_8 &= V_9 + F_8 && = 5316,95 + 2166,18 \\
&&& = 7483,13 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 7, } V_7 &= V_8 + F_7 && = 7483,13 + 1857,69 \\
&&& = 9340,82 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 6, } V_6 &= V_7 + F_6 && = 9340,82 + 1517,09 \\
&&& = 10857,93 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 5, } V_5 &= V_6 + F_5 && = 10857,93 + 1191,99 \\
&&& = 12049,92 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 4, } V_4 &= V_5 + F_4 && = 12049,92 + 902,93 \\
&&& = 12952,86 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser lantai 3, } V_3 &= V_4 + F_3 && = 12952,86 + 614,04 \\
&&& = 13566,9 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser lantai 2, } V_2 &= V_3 + F_2 &&= 13566,9 + 124,63 \\ &&&= 13921,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser lantai 1, } V_1 &= V_2 + F_1 &&= 13921,4 + 185,592 \\ &&&= 14046,04 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.14 Gaya Geser Per Lantai Akibat Beban Gempa Desain
(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

- e. Penskalaan Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statik – Dinamik
- Dalam bagian pasal 7.9.1.4.1 dari SNI 1726:2019, dijelaskan apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_i) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung menggunakan metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan rasio V/V_i , dimana V adalah gaya geser dasar yang dihitung menggunakan metode statik ekuivalen dan V_i adalah gaya geser dasar yang dihasilkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

Berdasarkan pernyataan pasal tersebut, gaya gempa dinamik harus lebih besar atau sama dengan gaya gempa statik. Untuk perhitungan gaya gempa dinamik dilakukan dengan menggunakan hasil perhitungan dari input spektrum respon dinamik pada ETABS, sedangkan untuk perhitungan gaya gempa statik dilakukan dengan perhitungan manual pada tabel dibawah.

Tabel 4.16 Perhitungan Gempa Statik

Lantai	Statik (Manual)		Dinamik	
	V _x	V _y	V _x	V _y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	2617,29	2837,17	2280,10	2824,00
9	4891,07	5316,95	3703,50	4462,20
8	6863,86	7483,13	4958,20	5835,80
7	8542,68	9340,82	6080,00	7004,60
6	9901,46	10857,93	7051,60	7986,60
5	10957,72	12049,92	7868,40	8803,80
4	11747,36	12952,86	8537,70	9464,60
3	12275,14	13566,90	9045,10	9945,70
2	12572,28	13921,40	9348,50	10221,40
1	12672,00	14046,04	9436,30	10303,30

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Dari tabel rekapitulasi di atas 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 :

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

Keterangan :

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/s²)

I_e = Faktor keutamaan gempa (1,5)

R = Koefisien modifikasi respons (7)

Sehingga :

$$\begin{aligned} Scale\ Factor &= \frac{9,8 \times 1,5}{7} \\ &= 1,401 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Koreksi Skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

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

Keterangan :

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Perhitungan koreksi skala arah X

Diketahui :

$$V \text{ lantai 1} = 12672 \text{ kN}$$

$$V_t \text{ lantai 1} = 9436,3 \text{ kN}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction X} &= \frac{12672}{9436,3} \\ &= 1,343 \end{aligned}$$

Perhitungan koreksi skala arah Y

Diketahui :

$$V \text{ lantai 1} = 14046,04 \text{ kN}$$

$$V_t \text{ lantai 1} = 10303,3 \text{ kN}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction Y} &= \frac{14046,04}{10303,3} \\ &= 1,362 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Skala Baru

Untuk perhitungan skala baru digunakan persamaan :

$$\text{Scale Factor Correction} = \text{Scale Factor} \times \frac{V}{V_1}$$

Keterangan :

Scale Factor = Skala awal

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Perhitungan skala baru arah X

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,401$$

$$V \text{ lantai 1} = 12672 \text{ kN}$$

$$V_t \text{ lantai 1} = 9436,3 \text{ kN}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction X} &= 1,401 \times \frac{12672}{9436,3} \\ &= 1,881 \end{aligned}$$

Perhitungan skala baru arah Y

Diketahui :

$$\text{Scale Factor} = 1,401$$

$$V \text{ lantai 1} = 14046,04 \text{ kN}$$

$$V_t \text{ lantai 1} = 10303,3 \text{ kN}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction X} &= 1,401 \times \frac{14046,04}{10303,3} \\ &= 1,908 \end{aligned}$$

Tabel 4.17 Rekapitulasi Beban Gempa Statik

Lantai	Statik		Dinamik		Skala Awal (x)	Skala Awal (y)	Koreksi Skala (x)	Koreksi Skala (y)	Skala Baru (x)	Skala Baru (y)
	Vx	Vy	Vx	Vy						
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)						
10	2617,29	2837,17	2280,06	2823,99	1,401	1,401	1,343	1,362	1,881	1,908
9	4891,07	5316,95	3703,49	4462,24						
8	6863,86	7483,13	4958,18	5835,78						
7	8542,68	9340,82	6080,01	7004,59						
6	9901,46	10857,93	7051,64	7986,63						
5	10957,72	12049,92	7868,42	8803,79						
4	11747,36	12952,86	8537,66	9464,61						
3	12275,14	13566,90	9045,13	9945,66						
2	12572,28	13921,40	9348,45	10221,42						
1	12672,00	14046,04	9436,31	10303,27						

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik dengan Koreksi Skala

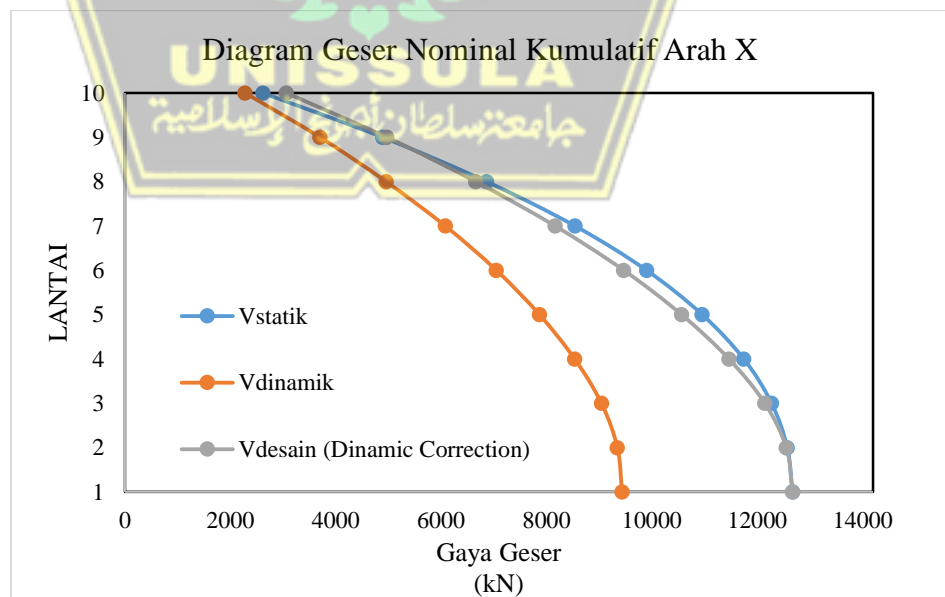
$$\begin{aligned} \text{Dinamik correction Arah X} &= \text{Dinamik arah X} \times \text{Koreksi skala X} \\ &= 9436,31 \times 1,343 \\ &= 12672 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dinamik correction Arah Y} &= \text{Dinamik arah Y} \times \text{Koreksi skala Y} \\
 &= 10303,27 \times 1,362 \\
 &= 14032,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.18 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik

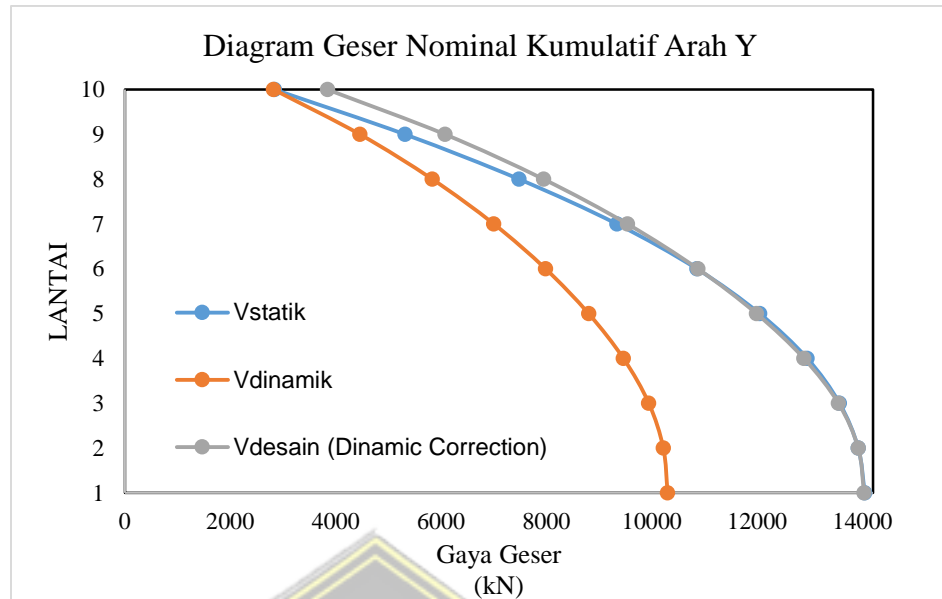
Lantai	Statik		Dinamik		Dinamik Correction	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	2617,29	2837,17	2280,10	2823,99	3061,90	3846,20
9	4891,07	5316,95	3703,50	4462,24	4973,40	6077,50
8	6863,86	7483,13	4958,20	5835,78	6658,30	7948,20
7	8542,68	9340,82	6080,00	7004,59	8164,80	9540,10
6	9901,46	10857,93	7051,60	7986,63	9469,60	10877,70
5	10957,72	12049,92	7868,40	8803,79	10566,50	11990,60
4	11747,36	12952,86	8537,70	9464,61	11465,20	12890,60
3	12275,14	13566,90	9045,10	9945,66	12146,70	13545,80
2	12572,28	13921,40	9348,50	10221,42	12554,00	13921,40
1	12672,00	14046,04	9436,30	10303,27	12672,00	14032,90

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.15 Diagram Geser Komulatif Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.16 Diagram Geser Komulatif Arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

Berdasarkan hasil gaya geser desain antar tingkat pada Tabel 4.18 , digunakan untuk perhitungan gaya lateral desain. Gaya lateral desain merupakan pengurangan dari gaya geser desain tiap lantai.

a. Perhitungan gaya lateral desain arah X

$$F_{10} = V_{10} = 3061,88 \text{ kN}$$

$$F_9 = V_9 - V_{10} = 4973,4 - 3061,88 = 1911,52 \text{ kN}$$

$$F_8 = V_8 - V_9 = 6658,32 - 4973,4 = 1684,92 \text{ kN}$$

$$F_7 = V_7 - V_8 = 8164,82 - 6658,32 = 1506,50 \text{ kN}$$

$$F_6 = V_6 - V_7 = 9469,63 - 8164,82 = 1304,80 \text{ kN}$$

$$F_5 = V_5 - V_6 = 10566,47 - 9469,63 = 1096,84 \text{ kN}$$

$$F_4 = V_4 - V_5 = 11465,19 - 10566,47 = 898,72 \text{ kN}$$

$$F_3 = V_3 - V_4 = 12146,68 - 11465,19 = 681,49 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 12554,01 - 12146,68 = 407,33 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_1 - V_2 = 12672 - 12554,01 = 117,98 \text{ kN}$$

b. Perhitungan gaya lateral desain Arah Y

$$F_{10} = V_{10} = 3846,22 \text{ kN}$$

$$F_9 = V_9 - V_{10} = 6077,49 - 3846,22 = 2231,28 \text{ kN}$$

$$F_8 = V_8 - V_9 = 7948,23 - 6077,49 = 1870,74 \text{ kN}$$

$$F_7 = V_7 - V_8 = 9540,13 - 7948,23 = 1591,90 \text{ kN}$$

$$F_6 = V_6 - V_7 = 10877,66 - 9540,13 = 1337,52 \text{ kN}$$

$$F_5 = V_5 - V_6 = 11990,61 - 10877,66 = 1112,96 \text{ kN}$$

$$F_4 = V_4 - V_5 = 12890,64 - 11990,61 = 900,03 \text{ kN}$$

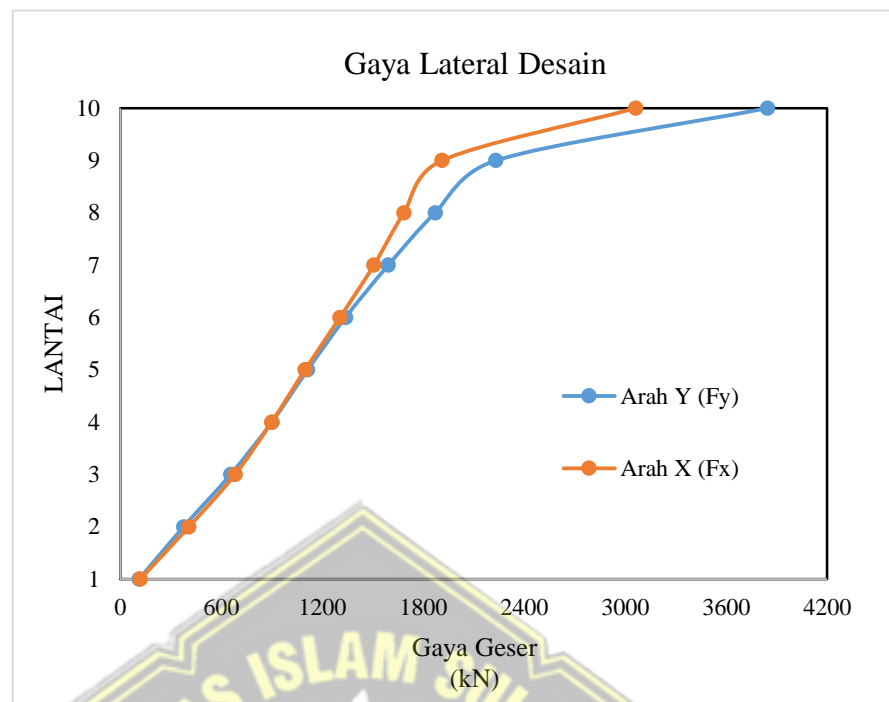
$$F_3 = V_3 - V_4 = 13545,82 - 12890,64 = 655,18 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_2 - V_3 = 13921,4 - 13545,82 = 375,58 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_1 - V_2 = 14032,88 - 13921,4 = 111,48 \text{ kN}$$

Tabel 4.19 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain

Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
V_x	V_y	F_x	F_y
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3061,88	3846,22	3061,88	3846,22
4973,40	6077,49	1911,52	2231,28
6658,32	7948,23	1684,92	1870,74
8164,82	9540,13	1506,50	1591,90
9469,63	10877,66	1304,80	1337,52
10566,47	11990,61	1096,84	1112,96
11465,19	12890,64	898,72	900,03
12146,68	13545,82	681,49	655,18
12554,01	13921,40	407,33	375,58
12672,00	14032,88	117,98	111,48



Gambar 4.17 Gaya Lateral Desain

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

f. Simpangan Antar Lantai

Ditinjau dari SNI 1726:2019 pasal 7.8.6, perhitungan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah setiap tingkat. Namun, Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak diperbolehkan melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a).

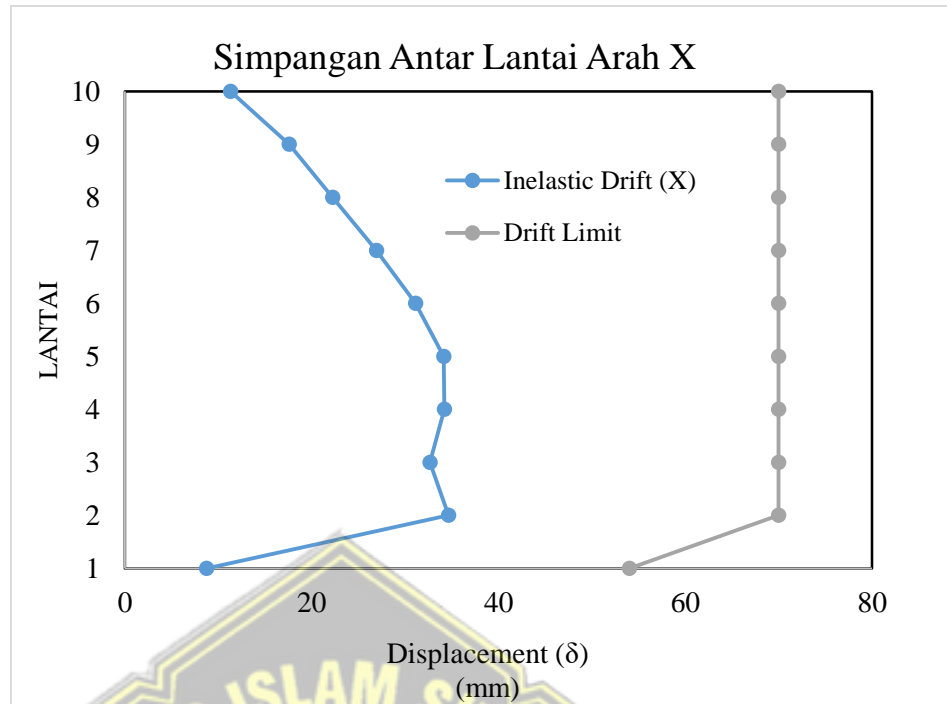
Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.12.1 Tabel 20, untuk kategori tipe struktur, digunakan kategori semua sistem struktur lainnya dengan nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a) 0,01. Faktor redundansi, ρ , perlu diterapkan pada setiap arah ortogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain seismik D, ρ , harus sebesar 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1,0.

1. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X

Tabel 4.20 Simpangan Antar Lantai Arah X

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH X						
Simpangan Antar Tingkat Izin		Δa	0.02	hsx		
Faktor Redundansi		ρ	1	KDS "D"		
Story Drift Inelastik Izin		Δ_{max}	Δ/ρ			
			0.02			
Faktor Pembesaran Defleksi		C_d	5.50			
Faktor Keutamaan Gempa		I_e	1.00			
Story Drift Inelastik		Δ	$\delta * C_d / I_e$			
Stoty	h	Displacement (δe)	Elastic Drift (δe)	Inelastic Drift (Δ)	Drift Limits (Δ_{izin})	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	3500	44,508	2,055	11,303	70	Memenuhi
9	3500	42,453	3,197	17,584	70	Memenuhi
8	3500	39,256	4,045	22,248	70	Memenuhi
7	3500	35,211	4,895	26,923	70	Memenuhi
6	3500	30,316	5,656	31,108	70	Memenuhi
5	3500	24,660	6,207	34,139	70	Memenuhi
4	3500	18,453	6,215	34,183	70	Memenuhi
3	3500	12,238	5,940	32,670	70	Memenuhi
2	3500	6,298	6,298	34,639	70	Memenuhi
1	2700	1,587	1,587	8,729	54	Memenuhi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.18 Simpangan Antar Lantai Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah X (Lantai 10)

Diketahui :

$$h = 3500 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,50$$

$$I_e = 1,0$$

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga : جامعته سلطان أبوعبوع الإسلامية

$$\begin{aligned} \Delta_{izin}/\text{Drift limit} &= \frac{h \times 0,02}{1,0} \\ &= \frac{3500 \times 0,02}{1,0} \end{aligned}$$

$$= 70 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{xe}/\text{Elastic Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 44,508 - 42,453 \\ &= 2,055 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_x/\text{Inelastic Drift}_{10} &= \Delta_{xe}_{10} \times C_d \\ &= 2,055 \times 5,5 \\ &= 11,303 \text{ mm} \end{aligned}$$

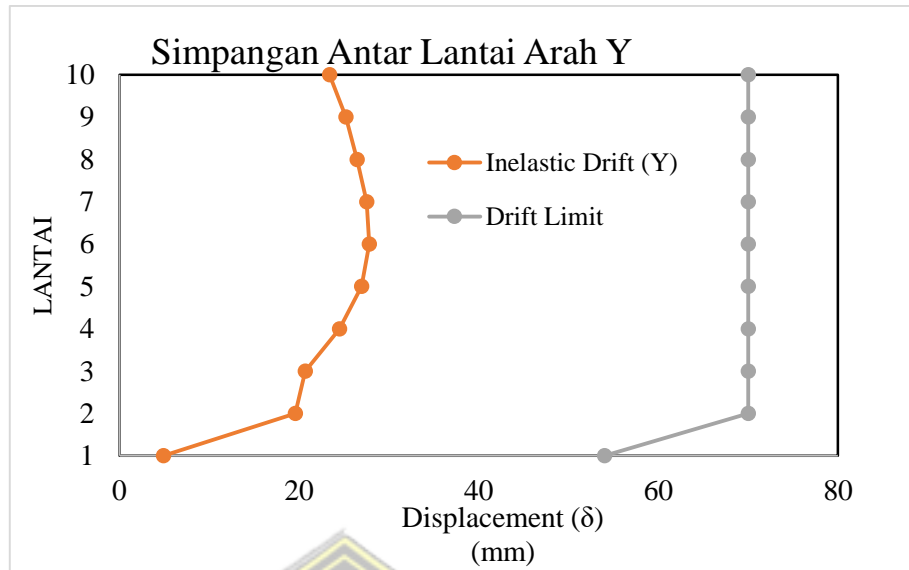
Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan AMAN apabila
 $\Delta_i \leq \Delta_{izin}$

2. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

Tabel 4.21 Simpangan Antar Lantai Arah Y

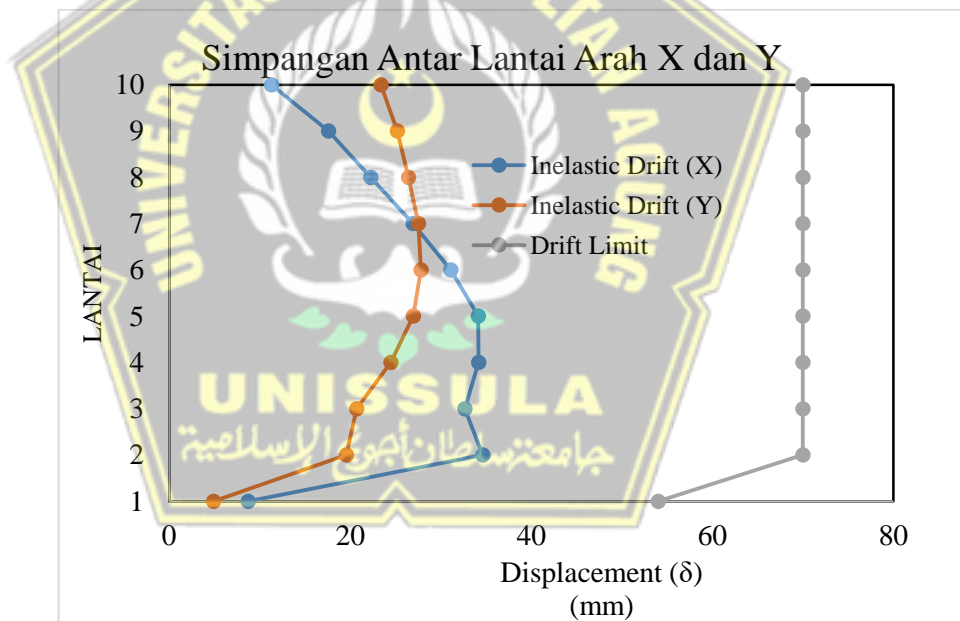
SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH Y						
Simpangan Antar Tingkat Izin		Δa	0.02	hsx		
Faktor Redundansi		ρ	1	KDS "D"		
Story Drift Inelastik Izin		Δ_{max}	Δ/ρ			
			0.02			
Faktor Pembesaran Defleksi		C_d	5.50			
Faktor Keutamaan Gempa		I_e	1.00			
Story Drift Inelastik		Δ	$\delta \cdot C_d / I_e$			
Stoty	h	Displacement (δ_e)	Elastic Drift (δ_e)	Inelastic Drift (Δ)	Drift Limits (Δ_{izin})	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	3500	40,385	4,251	23,381	70	Memenuhi
9	3500	36,134	4,582	25,201	70	Memenuhi
8	3500	31,552	4,809	26,450	70	Memenuhi
7	3500	26,743	5,008	27,544	70	Memenuhi
6	3500	21,735	5,057	27,814	70	Memenuhi
5	3500	16,678	4,904	26,972	70	Memenuhi
4	3500	11,774	4,452	24,486	70	Memenuhi
3	3500	7,322	3,762	20,691	70	Memenuhi
2	3500	3,560	3,560	19,580	70	Memenuhi
1	2700	0,888	0,888	4,884	54	Memenuhi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.19 Simpangan Antar Lantai Arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.20 Simpangan Antar Lantai Arah X dan Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah Y (Lantai 10)

Diketahui :

$$h = 3500 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,50$$

$$I_e = 1,0$$

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned} \Delta_{izin}/Drift \text{ limit} &= \frac{h \times 0,02}{1,0} \\ &= \frac{3500 \times 0,02}{1,0} \\ &= 70 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{xe}/Elastic \text{ Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 40,385 - 36,134 \\ &= 4,251 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{x}/Inelastic \text{ Drift}_{10} &= \Delta_{xe}_{10} \times C_d \\ &= 2,055 \times 5,5 \\ &= 11,303 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada tahapan pengecekan dapat dikatakan AMAN apabila

$$\Delta_i \leq \Delta_{izin}$$

g. Cek Kestabilan Struktur Akibat Gempa

Untuk mengetahui layak bangunan tidak hanya dari menentukan simpangan antar lantai tetapi juga harus mengetahui tingkat kestabilan struktur yang terjadi akibat gempa. Efek P-delta pada pergeseran tingkat dan momen, serta gaya dan momen yang dihasilkan oleh elemen struktural, serta simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan apabila nilai koefisien stabilitas (θ) sebagaimana yang dihitung oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{P \times \Delta_{le}}{V \times h_s \times C_d}$$

Keterangan :

$$P_x = \text{Hasil Analisis } \textit{software} \text{ ETABS}$$

$$V_x \text{ dan } V_y = \text{Gaya gempa dinamik desain}$$

I_e = Faktor keutamaan gempa (1)

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai 3500 mm

Δ = Simpangan antar tingkat desain

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

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

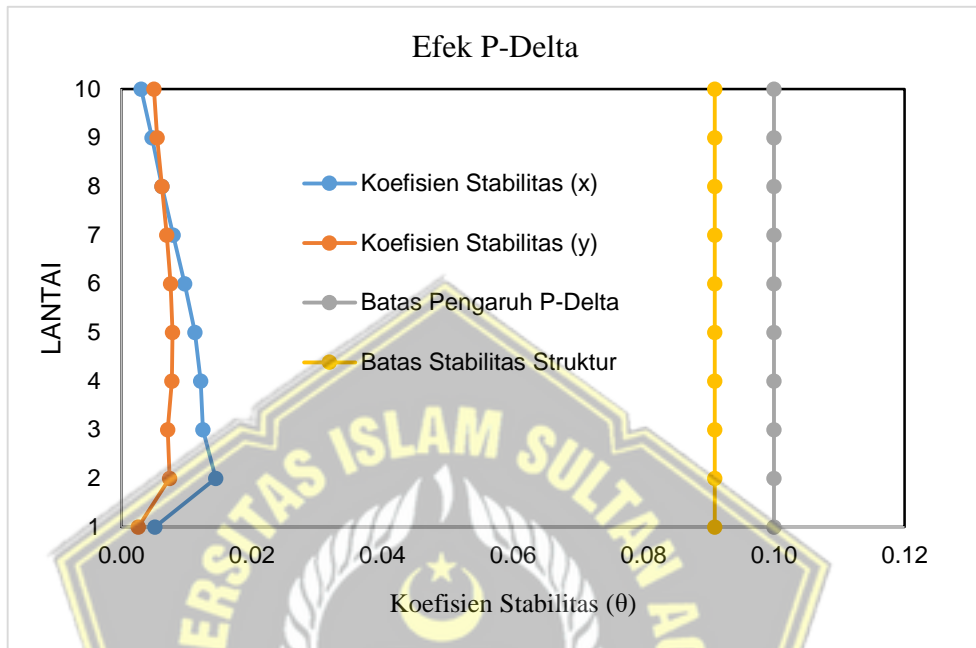
Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0

Tabel 4.22 Kontrol efek P Delta

KONTROL EFEK P-DELTA												
Rasio Kebutuhan Geser										β	1	
Batas Koefisien Stabilitas										θ_{max}	$\frac{0,5}{\beta * C_d} \leq 0,25$	
										=	0.0909	
Faktor Keutamaan Gempa										I_e	1.00	
Faktor Pembesaran Defleksi										C_d	5.50	
Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh h P-Delta	Batas Pengaruh h Struktur	Cek	
	Δx	Δy	P	V_x	V_y		x	y				
	mm	mm	kN	kN	kN		mm					
10	11,303	23,381	15777,21	3061,88	3846,22	3500	0,003	0,005	0,10	0,0909	OK	
9	17,584	25,201	25522,60	4973,40	6077,50	3500	0,004	0,005	0,10	0,0909	OK	
8	22,248	26,450	35935,74	6658,32	7948,23	3500	0,006	0,006	0,10	0,0909	OK	
7	26,923	27,544	46348,89	8164,83	9540,14	3500	0,007	0,007	0,10	0,0909	OK	
6	31,108	27,814	56762,04	9469,63	10877,66	3500	0,009	0,007	0,10	0,0909	OK	
5	34,139	26,972	67175,19	10566,47	11990,61	3500	0,011	0,007	0,10	0,0909	OK	
4	34,183	24,486	78351,65	11465,19	12890,64	3500	0,012	0,007	0,10	0,0909	OK	
3	32,670	20,691	89528,12	12146,68	13545,82	3500	0,012	0,007	0,10	0,0909	OK	
2	34,639	19,580	100862,55	12554,01	13921,40	3500	0,014	0,007	0,10	0,0909	OK	
1	8,729	4,884	111167,80	12672,00	14032,88	2700	0,005	0,002	0,10	0,0909	OK	

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, nilai koefisien stabilitas struktur arah X (θ_x) dan arah Y (θ_y) tidak boleh melebihi batas pengaruh struktur (θ_{max}). dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa AMAN.



Gambar 4.21 Efek P-Delta

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Contoh perhitungan cek kestabilan struktur akibat beban gempa

1. Perhitungan Arah X (θ_x) Lantai 10

Diketahui : $\text{جامعنا سلطان أبوبوع الإسلاميتة}$

$$P_{x10} = 15777,21 \text{ kN}$$

$$V_{x10} = 3061,88 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x10} = 11,303 \text{ mm}$$

$$I_e = 1,0$$

$$C_d = 5,50$$

$$h = 3500 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\theta = \frac{P \times \Delta \times I_e}{V \times h_s \times C_d}$$

$$\theta = \frac{15777,21 \times 11,303 \times 1,0}{3061,88 \times 3500 \times 5,50}$$

$$= 0,003$$

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

$$0,003 \leq \left(\frac{0,5}{\beta \times cd} \leq 0,25 \right)$$

$$0,003 \leq \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25$$

$$0,003 \leq 0,0909 \text{ (Memenuhi)}$$

2. Perhitungan Arah Y (θ_Y) Lantai 10

Diketahui :

$$P_{x10} = 15777,21 \text{ kN}$$

$$V_{x10} = 3846,22 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x10} = 23,381 \text{ mm}$$

$$I_e = 1,0$$

$$C_d = 5,50$$

$$H = 3500 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\theta = \frac{P \times \Delta \times I_e}{V \times h_s \times C_d}$$

$$\theta = \frac{15777,21 \times 23,381 \times 1,0}{3846,22 \times 3500 \times 5,50}$$

$$= 0,005$$

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

$$0,005 \leq \left(\frac{0,5}{\beta \times cd} \leq 0,25 \right)$$

$$0,005 \leq \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25$$

$$0,005 \leq 0,0909 \text{ (Memenuhi)}$$

h. 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.

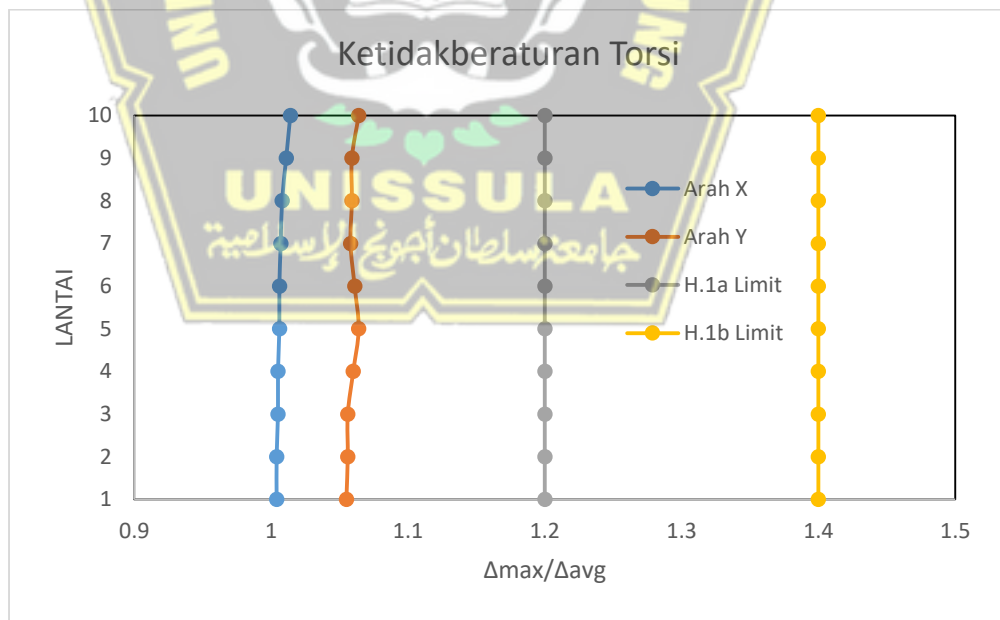
1. Ketidakberaturan Horizontal

a. Ketidakberaturan Torsi 1A dan Torsi 1B

Tabel 4.23 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan Torsi 1B

Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
10	1,014	Sesuai	1,064	Sesuai	1,2	1,4
9	1,011	Sesuai	1,059	Sesuai	1,2	1,4
8	1,008	Sesuai	1,059	Sesuai	1,2	1,4
7	1,007	Sesuai	1,058	Sesuai	1,2	1,4
6	1,006	Sesuai	1,061	Sesuai	1,2	1,4
5	1,006	Sesuai	1,064	Sesuai	1,2	1,4
4	1,005	Sesuai	1,06	Sesuai	1,2	1,4
3	1,005	Sesuai	1,056	Sesuai	1,2	1,4
2	1,004	Sesuai	1,056	Sesuai	1,2	1,4
1	1,004	Sesuai	1,055	Sesuai	1,2	1,4

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.22 Diagram Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

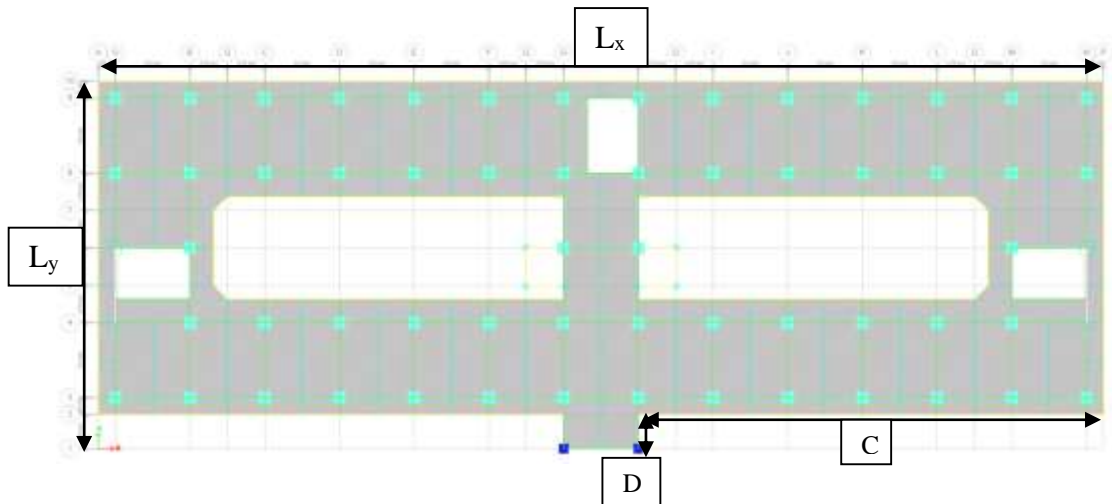
Berdasarkan hasil analisis dari tabel, dapat disimpulkan bahwa :

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 1a. Dari hasil analisis pada tabel, tidak ditemukan hasil $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ lebih dari 1,2 di seluruh lantai pada arah X. Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi 1a 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 1b. Dari hasil analisis pada tabel, tidak ditemukan hasil $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ lebih dari 1,4. Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi 1b didefinisikan tidak ada. Dikarenakan tidak ada tingkat yang tergolong masuk pada ketidakberaturan 1a dan 1b maka struktur gedung asrama putri UNISSULA tidak masuk pada ketidakberaturan 1a dan 1b.
- b. Ketidakberaturan Sudut Dalam
- Ketidakberaturan ini terjadi ketika dimensi proyeksi denah struktur dari sudut dalam yang diberikan lebih besar 15% dari dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.

Tabel 4.24 Perhitungan pada Lantai 1-2

L_x	74	m	
L_y	27	m	
	1998	m ²	
C	34,25	46%	Ada
D	3,75	14%	Tidak ada

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.23 Ketidakteraturan Sudut Dalam pada Lantai 1-2

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan dari hasil analisis diatas, salah satu dimensi proyek denah dari struktur dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dari arah yang akan ditinjau. Dengan demikian, struktur Gedung Asrama Putri UNISSULA memiliki ketidakteraturan sudut dalam.

c. Ketidakteraturan Diskontinuitas Diafragma

Dinyatakan terjadi apabila suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar 50% dari total daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan signifikan dalam kekuatan diafragma efektif yang melebihi 50% dari satu tingkat ke tingkat berikutnya.

Tabel 4.25 Perhitungan Ketidakteraturan Diskontinuitas

Diafragma

Lantai	A total m ²	A bukaan m ²	50%	%	Keterangan
			A total m ²		
10 sampai 3	1773,8	424,4	886,9	24%	Tidak ada
1 sampai 2	1784,8	424,4	892,4	24%	Tidak ada

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

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

- d. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang
Dinyatakan terjadi apabila terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran yang bergerak tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal yang berfungsi sebagai pemikul gaya lateral.

Dalam struktur bangunan ini, kolomnya memiliki kontinuitas dari bawah ke atas, sehingga tidak ada ketidakaturan yang disebabkan oleh pergeseran tegak lurus terhadap bidang.

- e. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Pada pembangunan gedung ini bersifat paralel atau tegak lurus terhadap sumbu X dan Y. ketidakberaturan poin ini di khususnya apabila elemen vertikal seperti kolom dan shearwall tidak tegak lurus terhadap sumbu X dan Y. dengan demikian pembangunan ini “tidak ada” ketidakberaturan sistem non parallel.

Tabel 4.26 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal

REKAPITULASI KETIDAKBRATURAN HORIZONTAL		
No	Ketidakberaturan Horizontal	Keterangan
1	Ketidakberaturan torsi 1a	Tidak ada
	Ketidakberaturan torsi 1b	Tidak ada
2	Ketidakberaturan sudut dalam	Ada
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	Tidak ada
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	Tidak ada
5	Ketidakberaturan sistem non paralel	Tidak ada

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

2. Ketidakberaturan Vertikal

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Dinyatakan ada apabila pada suatu tingkat yang kekakuan lateralnya lebih rendah dari 70% kekakuan lateral tingkat yang berada di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata dari tiga tingkat yang berada di atasnya.

b. Ketidakberaturan Kekakuan tingkat Lunak Berlebihan

Dikatakan ada apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat yang berada di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan lateral rata-rata dari tiga tingkat yang berada di atasnya.

Tabel 4.27 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat

Lantai	Arah X	Cek	Arah Y	Cek
	kN/m		kN/m	
10	1318583,58		718249,89	
9	1459560,02	Aman	1218390,57	Aman
8	1585670,55	Aman	1606923,84	Aman
7	1630607,58	Aman	1902266,69	Aman
6	1650958,27	Aman	2168431,68	Aman
5	1687938,86	Aman	2465512,18	Aman
4	1832837,39	Aman	2907395,26	Aman
3	2025703,67	Aman	3595212,17	Aman
2	2639536,13	Aman	5186388,49	Aman
1	7930872,83	Aman	15730265,00	Aman

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

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% sehingga tidak terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak untuk 1a.
2. Untuk ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan juga didefinisikan tidak ada karena tidak ditemukan suatu tingkat yang

kekakuannya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Dengan demikian, menurut SNI 1726:2019 pada tabel 16 ketidakberaturan tingkat lunak 1a dan 1b tidak ada pada struktur Gedung Asrama Putri UNISSULA.

c. Ketidakberaturan Massa

Didefinisikan ada ketika massa efektif di sebarang tingkat melebihi 150% dari massa efektif pada tingkat yang berdekatan. Tidak perlu mempertimbangkan atap yang memiliki massa lebih ringan daripada lantai dibawahnya.

Tabel 4.28 Perhitungan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	Kg	
10	1696401,64	Memenuhi syarat
9	1697169,64	Memenuhi syarat
8	1728314,04	Memenuhi syarat
7	1764854,04	Memenuhi syarat
6	1764854,04	Memenuhi syarat
5	1764854,04	Memenuhi syarat
4	1801110,59	Memenuhi syarat
3	1842690,84	Memenuhi syarat
2	1858174,29	Memenuhi syarat
1	1809816,69	Memenuhi syarat

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel diatas tidak terdapat massa efektif lantai yang lebih besar 150% dari massa efektif pada tingkat di dekatnya. Dengan demikian, untuk ketidakberaturan massa didefinisikan tidak ada pada struktur Gedung Asrama Putri UNISSULA.

d. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Didefinisikan ada ketika dimensi horizontal dari sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat melebihi 130% dari dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada tingkat yang berdekatan.

Tabel 4.29 Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	Kolom	Cek
	mm	
10	700	
9	700	Sesuai
8	700	Sesuai
7	700	Sesuai
6	800	Sesuai
5	800	Sesuai
4	800	Sesuai
3	900	Sesuai
2	900	Sesuai
1	900	Sesuai

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Dengan demikian, ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan tidak ada karena dimensi kolom tersebut tidak melebihi 130% lantai di atasnya dan untuk *shearwall* menerus dari lantai dasar hingga lantai atas.

e. Ketidakberaturan 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 di tingkat bawahnya.

Untuk elemen vertikal seperti kolom dan shearwall pada struktur Gedung Asrama Putri bersifat menerus dari lantai dasar ke atas. Poin ini berlaku apabila ada kolom atau shearwall yang memiliki pergeseran ke kanan atau ke kiri dan tidak menerus. Dengan demikian,

ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan tidak ada pada struktur Gedung Asrama Putri UNISSULA.

f. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Suatu kondisi dianggap ada apabila kekuatan lateral suatu tingkat tertentu kurang dari 80% dari kekuatan lateral yang berada di tingkat atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah jumlah keseluruhan dari kekuatan elemen pemikul seismik yang saling mendukung dalam arah geser pada tingkat yang sedang dipertimbangkan.

Tabel 4.30 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
10	2342,8997		2539,7266	
9	4378,2949	Sesuai	4759,5225	Sesuai
8	6144,2567	Sesuai	6698,6014	Sesuai
7	7647,0678	Sesuai	8361,5363	Sesuai
6	8863,3928	Sesuai	9719,5827	Sesuai
5	9808,9177	Sesuai	10786,6083	Sesuai
4	10515,7642	Sesuai	11594,8822	Sesuai
3	10988,2159	Sesuai	12144,5483	Sesuai
2	11254,2074	Sesuai	12461,8823	Sesuai
1	11343,4652	Sesuai	12573,4539	Sesuai

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.31 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal

REKAPITULASI KETIDAKBRATURAN VERTIKAL		
No	Ketidakberaturan Vertikal	Keterangan
1	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak	Tidak ada
	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan	Tidak ada

2	Ketidakteraturan berat (massa)	Tidak ada
3	Ketidakteraturan geometri vertikal	Tidak ada
4	Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral	Tidak ada
5	Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat	Tidak ada
	Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat	Tidak ada

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

g. Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga (Cek Eksentrisitas)

Struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, di mana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam SNI 1726:2019 tabel 13 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x) dan ditentukan dengan persamaan berikut:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \times \delta_{Avg}} \right)^2$$

Keterangan :

δ_{max} = perpindahan maksimum ditingkat X (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

δ_{Avg} = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat X yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

Tabel 4.32 Momen Torsi Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,014	0,714	3,6%	0,785
9	1,011	0,710	3,5%	0,781
8	1,008	0,706	3,5%	0,776
7	1,007	0,704	3,5%	0,775
6	1,006	0,703	3,5%	0,773
5	1,006	0,703	3,5%	0,773
4	1,005	0,701	3,5%	0,772
3	1,005	0,701	3,5%	0,772

2	1,004	0,700	3,5%	0,770
1	1,004	0,700	3,5%	0,770

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.33 Momen Torsi Arah Y

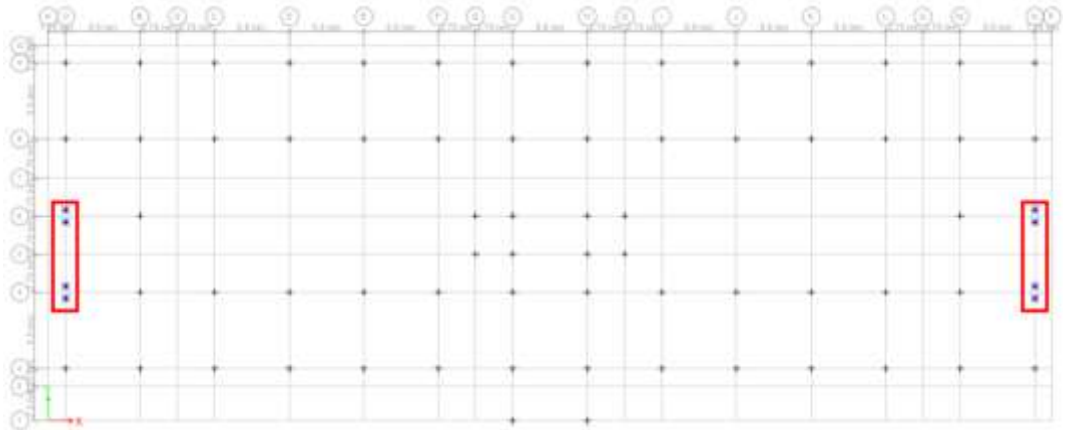
Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,064	0,786	3,9%	1,415
9	1,059	0,779	3,9%	1,402
8	1,059	0,779	3,9%	1,402
7	1,058	0,777	3,9%	1,399
6	1,061	0,782	3,9%	1,407
5	1,064	0,786	3,9%	1,415
4	1,060	0,780	3,9%	1,405
3	1,056	0,774	3,9%	1,394
2	1,056	0,774	3,9%	1,394
1	1,055	0,773	3,9%	1,391

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, struktur gedung Asrama 10 Lantai berada di kategori desain seismik D dan tidak terjadi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga.

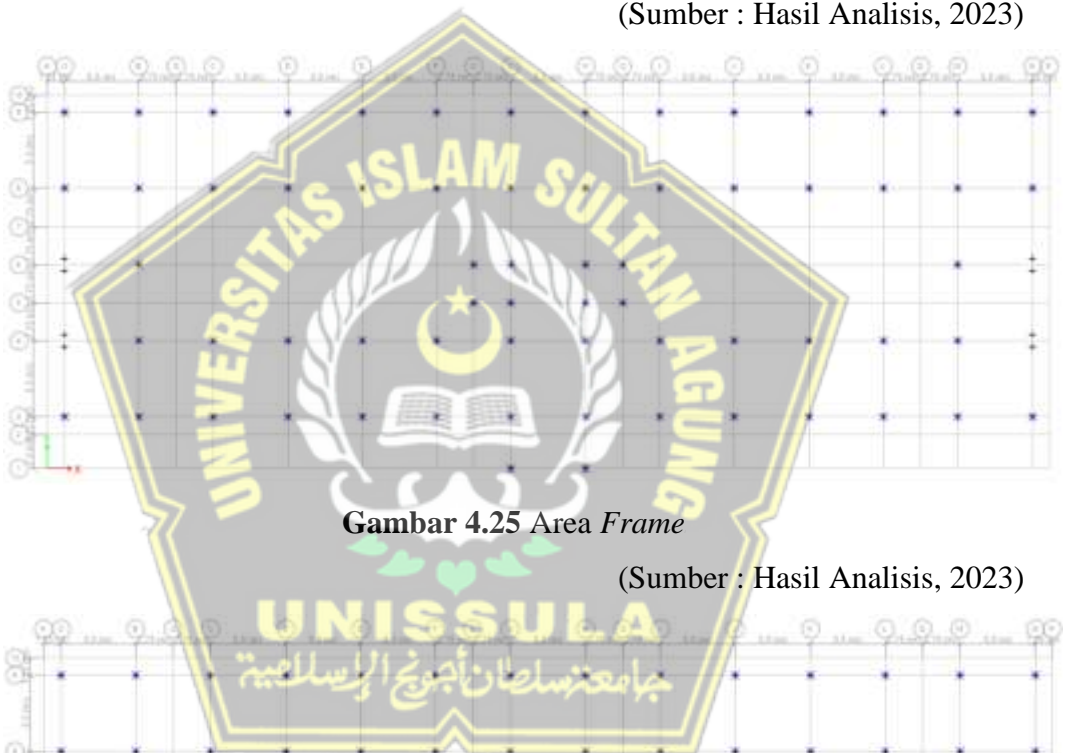
h. Cek Sistem Ganda

Sistem ganda adalah kombinnasi antara sistem rangka pemikul momen dengan sistem dinding geser. Pada SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1 menyatakan bahwa rangka pemikul mome harus mampu memikul paling sedikit 25% beban gempa pada saat gempa terjadi. Rangka pemikul momen yang dimaksud ialah kolom dan balok atau sering disebut frame. Dengan demikian, frame harus mampu berkontribusi minimal sebesar 25% saat dinding geser retak dan dinding geser maksimum 75% untuk menahan beban gempa pada saat gempa terjadi.



Gambar 4.24 Area Shearwall

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.25 Area Frame

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Gambar 4.26 Area Keseluruhan

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.34 Cek Sistem Ganda

Arah	Lokasi	Gaya yang Dipikul (kN)	Presentase Frame (%)	Keterangan
X	Frame	12443,350	98%	Memenuhi Syarat
	Keseluruhan	12656,913		
Y	Frame	6992,732	47%	Memenuhi Syarat
	Keseuruhan	14823,271		

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan Hasil analisis dari tabel diatas, pada arah X persentase frame sebesar 98% sedangkan pada arah Y persentase frame 47%. Persentase tersebut didapatkan dari hasil gaya yang dipikul oleh frame dibagi dengan gaya yang dipikul oleh keseluruhan yaitu frame dan dinding geser. Dengan demikian, syarat sistem ganda sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1 bahwa sistem rangka pemikul momen harus mampu berkontribusi paling sedikit sebesar 25%.

i. Faktor Redundansi

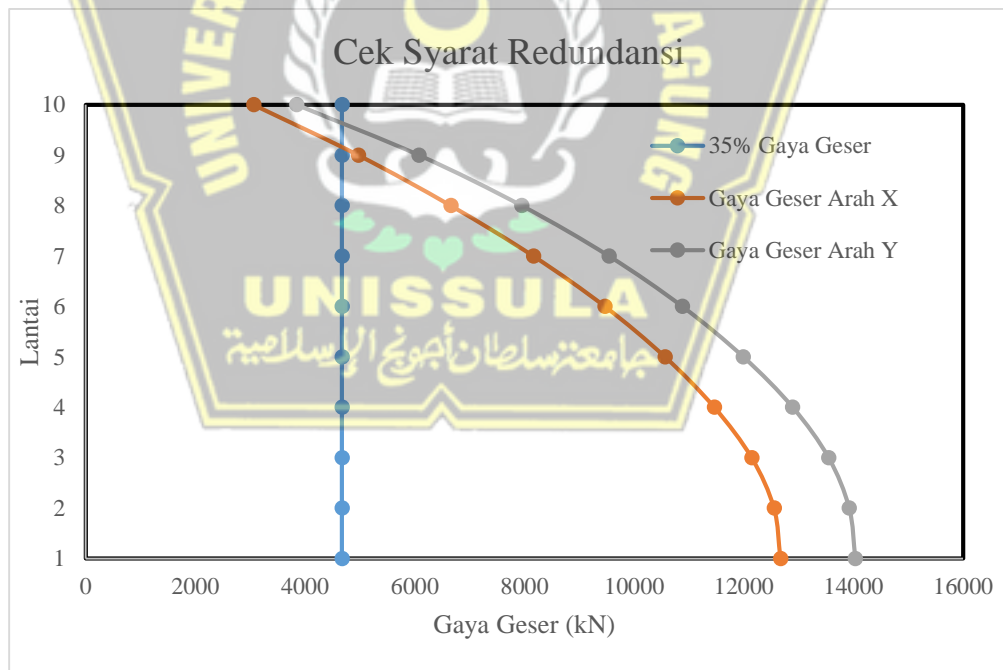
Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabel 13 di SNI 1726:2019, tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismic D,E atau F, ρ harus sebesar 1,3, kecuali 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 ditinjau.
- b. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismic terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemikul gaya seismic yang merangka pada masing masing sisi struktur dalam masing masing arah orthogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat h_{sx} untuk konstruksi rangka ringan

Tabel 4.35 Faktor Redundansi

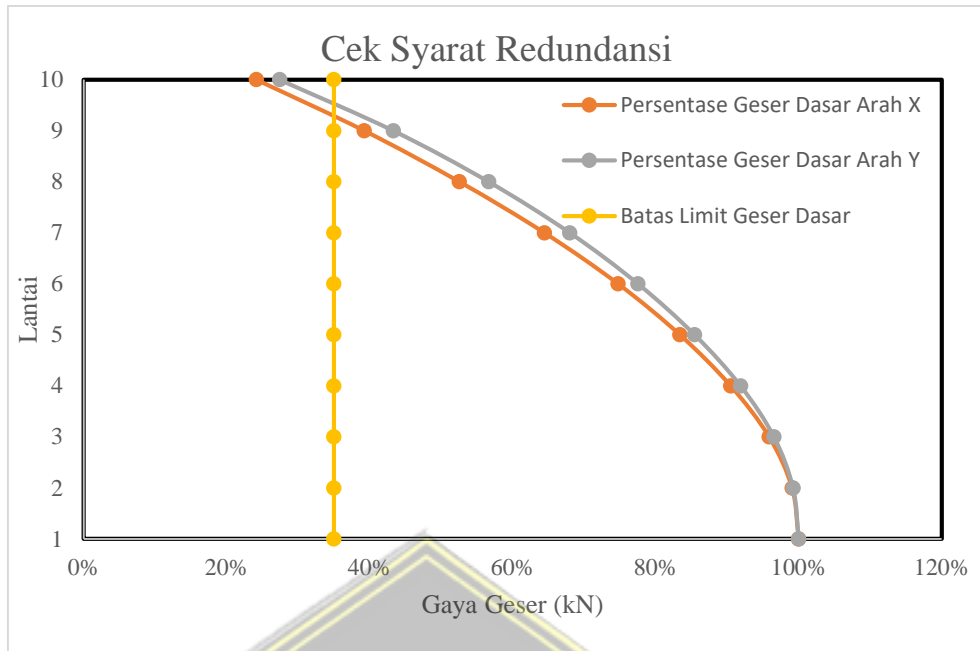
Lantai	Gaya Geser		Gaya Geser Dasar		35% Gaya Geser Dasar		Persentase		Limit
	(kN)		(kN)		(kN)		(%)		
	X (Vx)	Y (Vy)	X	Y	X	Y	X	Y	
10	3061,88	3846,22	12671,99	14032,88	4435,20	4911,51	24%	27%	35%
9	4973,40	6077,50					39%	43%	
8	6658,32	7948,23					53%	57%	
7	8164,83	9540,14					65%	68%	
6	9469,63	10877,66					75%	78%	
5	10566,47	11990,61					84%	85%	
4	11465,19	12890,64					91%	92%	
3	12146,68	13545,83					96%	97%	
2	12554,01	13921,40					99%	99%	
1	12672,00	14032,88					100%	100%	

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.27 Faktor Redundansi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.28 Persentase Faktor Redundansi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Dari pengecekan redundansi di atas, pada lantai 10 tidak dapat menahan lebih dari 35 % gaya geser dasar, maka dilakukan pengecekan redundansi lagi sesuai dengan Tabel 15 SNI 1726-2019.

Tabel 4.36 Perskalaan Redundansi

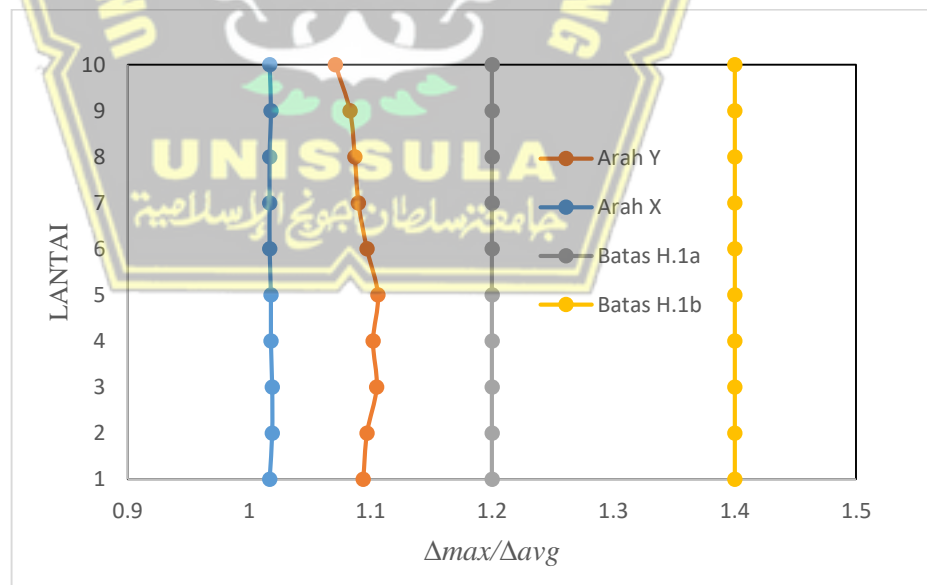
PERSYARATAN				
SKALA AWAL		Syarat >33%	SKALA BARU	
X	Y		X	Y
1881	1908	67%	1260	1278

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.37 Cek Redundansi Pelepasan Dinding Geser/Shearwall

PELEPASAN SHEARWALL						
Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
10	1,017	Sesuai	1,071	Sesuai	1,2	1,4
9	1,018	Sesuai	1,083	Sesuai	1,2	1,4
8	1,017	Sesuai	1,087	Sesuai	1,2	1,4
7	1,017	Sesuai	1,09	Sesuai	1,2	1,4
6	1,017	Sesuai	1,097	Sesuai	1,2	1,4
5	1,018	Sesuai	1,106	Sesuai	1,2	1,4
4	1,018	Sesuai	1,102	Sesuai	1,2	1,4
3	1,019	Sesuai	1,105	Sesuai	1,2	1,4
2	1,019	Sesuai	1,097	Sesuai	1,2	1,4
1	1,017	Sesuai	1,094	Sesuai	1,2	1,4

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.29 Pelepasan Dinding Geser/Shearwall

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



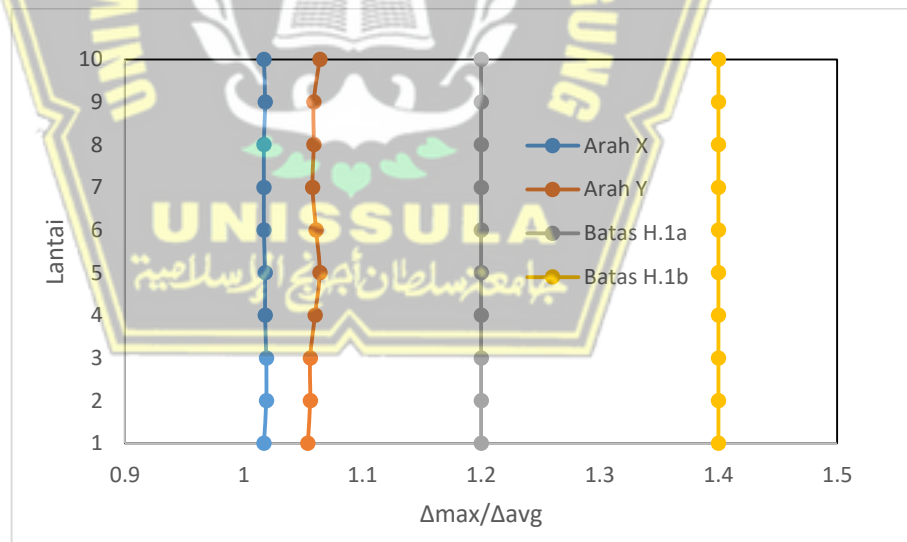
Gambar 4.30 Denah Pelepasan Dinding Geser

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.38 Cek Redundansi Kehilangan Tahanan Momen Frame X

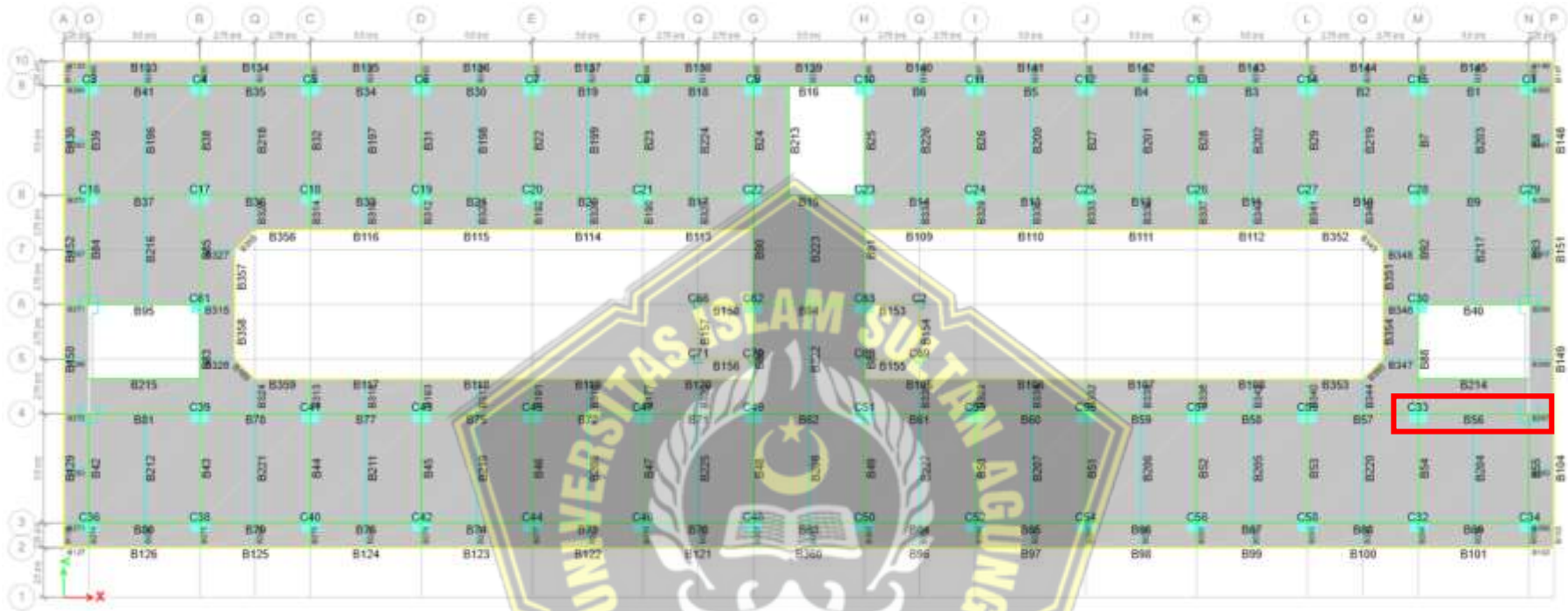
KEHILANGAN MOMEN (FRAME X)						
Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
10	1,013	Sesuai	1,064	Sesuai	1,2	1,4
9	1,011	Sesuai	1,059	Sesuai	1,2	1,4
8	1,008	Sesuai	1,059	Sesuai	1,2	1,4
7	1,007	Sesuai	1,058	Sesuai	1,2	1,4
6	1,006	Sesuai	1,061	Sesuai	1,2	1,4
5	1,005	Sesuai	1,064	Sesuai	1,2	1,4
4	1,005	Sesuai	1,06	Sesuai	1,2	1,4
3	1,005	Sesuai	1,056	Sesuai	1,2	1,4
2	1,004	Sesuai	1,056	Sesuai	1,2	1,4
1	1,004	Sesuai	1,054	Sesuai	1,2	1,4

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.31 Cek Redundansi Akibat Kehilangan Tahanan Momen Frame X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.32 Denah Frame X Akibat Kehilangan Tahanan Momen

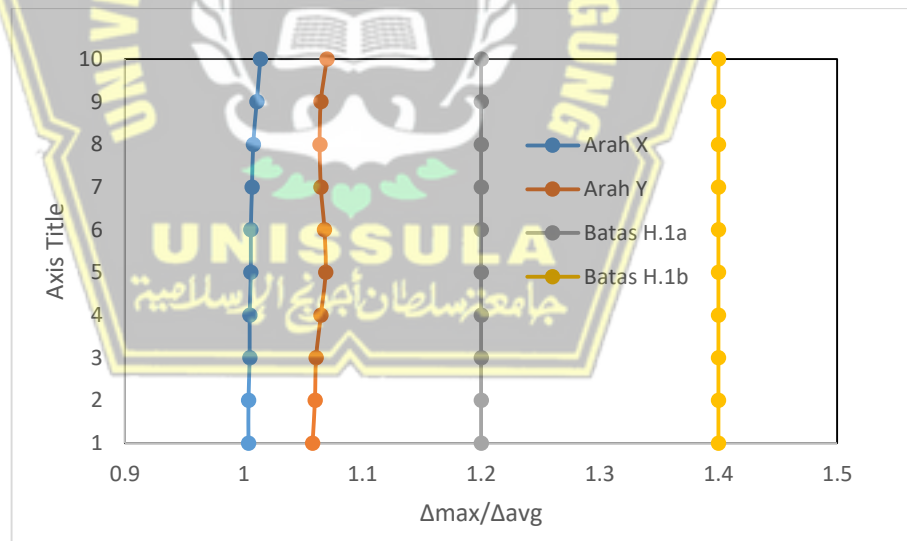
(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Dari hasil *output* didapatkan gaya dalam terbesar arah sumbu X pada elemen struktur balok 300 × 600 dengan momen sebesar 181,02 kN

Tabel 4.39 Cek Redundansi Kehilangan Tahanan Momen Frame Y

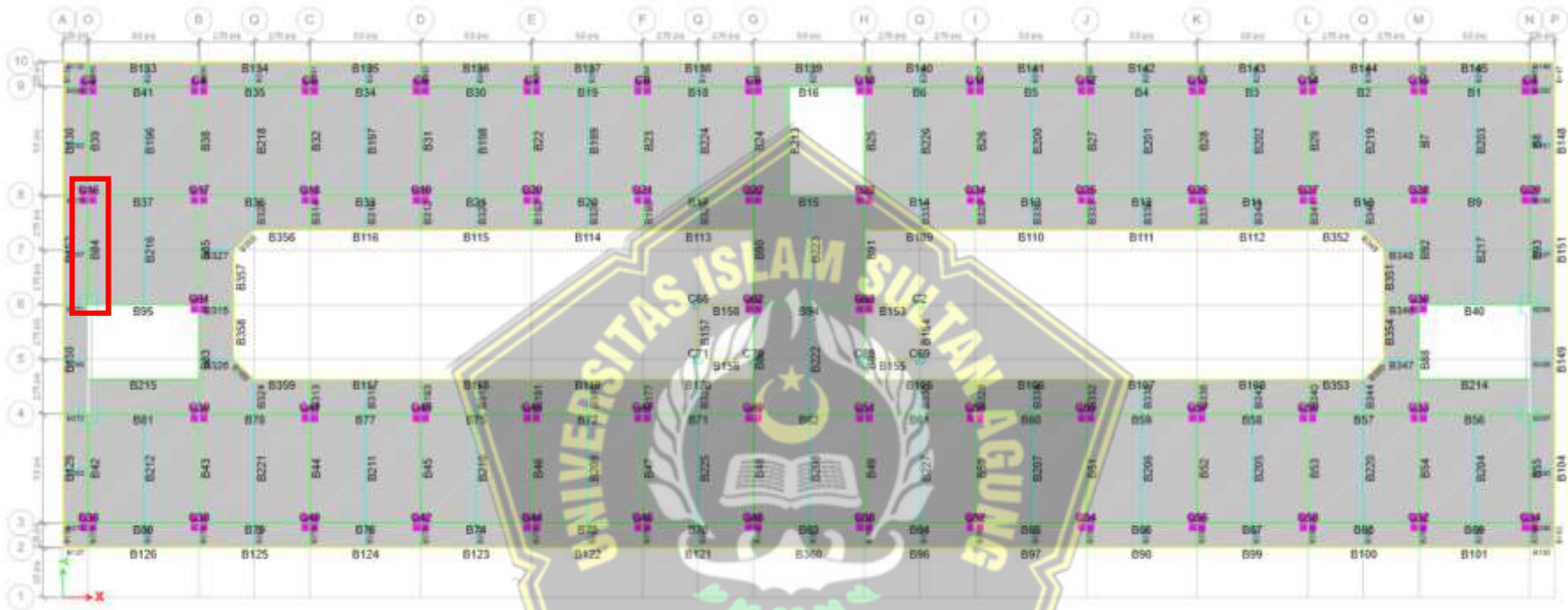
KEHILANGAN MOMEN (FRAME Y)						
Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	H.1a	H.1b
10	1,014	Sesuai	1,07	Sesuai	1,2	1,4
9	1,011	Sesuai	1,065	Sesuai	1,2	1,4
8	1,008	Sesuai	1,064	Sesuai	1,2	1,4
7	1,007	Sesuai	1,065	Sesuai	1,2	1,4
6	1,006	Sesuai	1,068	Sesuai	1,2	1,4
5	1,005	Sesuai	1,069	Sesuai	1,2	1,4
4	1,005	Sesuai	1,065	Sesuai	1,2	1,4
3	1,005	Sesuai	1,061	Sesuai	1,2	1,4
2	1,004	Sesuai	1,06	Sesuai	1,2	1,4
1	1,004	Sesuai	1,058	Sesuai	1,2	1,4

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.33 Cek Redundansi Akibat Kehilangan Tahanan Momen Frame Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.34 Denah Frame Y Akibat Kehilangan Tahanan Momen

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Dari hasil *output* didapatkan gaya dalam terbesar arah sumbu Y pada elemen struktur balok 300 × 600 dengan momen sebesar 284,44 kN

Penghilangan dinding geser pada lantai yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar dan direduksi sebesar 33%. Dari pengecekan ini tidak terjadi ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b. Maka dapat disimpulkan nilai redundansi boleh diambil 1

j. Kombinasi Pembebanan

Terdapat dua kombinnasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur gedung Asrama 10 Lantai. Kombinasi yang digunakan adalah kombinasi pembebanan ultimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi metode ultimit digunakan untuk pengecekan kapasitas penampang sedangkan metode beban layan digunakan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.40 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	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	1	0,3
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	1	-0,3
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	-1	0,3
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	-1	-0,3
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	0,3	1
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	0,3	-1
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	-0,3	1
U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,3296	1,3296	1	-0,3	-1
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		1	0,3
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		1	-0,3
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		-1	0,3
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		-1	-0,3
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		0,3	1
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		0,3	-1
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		-0,3	1
U6.8	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,7704	0,7704		-0,3	-1

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.41 Kombinasi Pembebanan Layan

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	D	1	1			
U2	$D + L$	1	1	1		
U5.1	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		0,7	0,21
U5.2	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		0,7	-0,21
U5.3	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		-0,7	0,21
U5.4	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		-0,7	-0,21
U5.5	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		0,21	0,7
U5.6	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		0,21	-0,7
U5.7	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		-0,21	0,7
U5.8	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,091	1,091		-0,21	-0,7
U6.1	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	0,525	0,158
U6.2	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	0,525	-0,158
U6.3	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	-0,525	0,158
U6.4	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	-0,525	-0,158
U6.5	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	0,158	0,525
U6.6	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	0,158	-0,525
U6.7	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	-0,158	0,525
U6.8	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,065	1,065	0,75	-0,158	-0,525
U7.1	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		0,7	0,21
U7.2	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		0,7	-0,21
U7.3	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		-0,7	0,21
U7.4	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		-0,7	-0,21
U7.5	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		0,21	0,70
U7.6	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		0,21	-0,70
U7.7	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		-0,21	0,70
U7.8	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	0,509	0,509		-0,21	-0,70

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

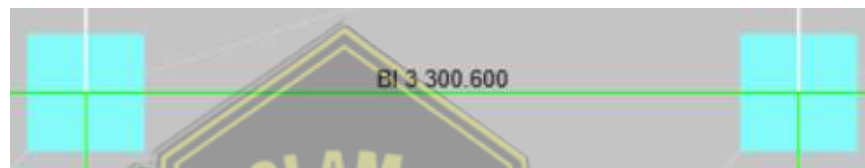
4.2 Analisis Penampang

Pegecekan kapasitas penampang terhadap beban yang bekerja dilakukan untuk mengetahui kekuatan penampang yang digunakan aman atau tidak terhadap beban yang bekerja dan mengetahui penampang sudah memenuhi persyaratan pada SNI 2847:2019. Pengecekan kapasitas ini dilakukan

dengan mengambil gaya gaya maksimum yang diperoleh dari analisis menggunakan *software* ETABS v21.0.0.

4.2.1 Desain Komponen Struktur Balok

Balok merupakan elemen struktur yang umumnya dirancang untuk memikul gaya lateral. Beban-beban yang bekerja pada balok akan menghasilkan gaya geser, momen lentur dan torsi. Balok B 300 × 600 sebagai contoh perhitungan balok, lebih detailnya dapat dilihat pada Gambar 4.35



Gambar 4.35 Sampel Perhitungan Balok

(Sumber : Hasil Analisis , 2023)

1. Input Data Balok

Data perencanaan balok induk

- a. Tinggi balok (h) = 600 mm
- b. Lebar balok (b) = 300 mm
- c. Panjang balok (L) = 5500 mm
- d. Tebal selimut beton (c_c) = 30 mm
- e. Panjang kolom (c_1) = 900 mm
- f. Lebar kolom (c_2) = 900 mm



Gambar 4.36 Input Data Geometri Balok

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Material :

a. Mutu baja tulangan (f_y) = 420 MPa

b. Mutu beton (f_c') = 30 MPa

Diameter Tulangan :

a. Tulangan utama (d_b) = 22 mm

b. Tulangan sengkang (d_s) = 10 mm

c. Tulangan pinggang (d_{bt}) = 13 mm

Jumlah Tulangan Longitudinal (Tumpuan)

a. Jumlah tulangan atas (n_{ts}) = 6

b. Jumlah tulangan bawah (n_{tb}) = 4

Jumlah Tulangan Tongitudinal (Lapangan)

a. Jumlah tulangan atas (n_{tm}) = 4

b. Jumlah tulangan bawah (n_{bm}) = 6

Jumlah Tulangan Sengkang

a. Tulangan kaki tulangan sengkang tumpuan = 3

b. Tulangan kaki tulangan sengkang lapangan = 2

c. Spasi sengkang tumpuan = 100 mm

d. Spasi sengkang lapangan = 150 mm

Momen dan Gaya Dalam (Hasil *Output* Etabs)

a. Momen negatif tumpuan ($M_{u, tumpuan}^-$) = -331,261 kNm

b. Momen positif tumpuan ($M_{u, tumpuan}^+$) = 238,303 kNm

c. Momen negatif lapangan ($M_{u, lapangan}^-$) = -128,354 kNm

d. Momen positif lapangan ($M_{u, lapangan}^+$) = 151,676 kNm

e. Gaya geser tumpuan ($V_{u, tumpuan}$) = 383,428 kNm

f. Gaya geser lapangan ($V_{u, lapangan}$) = 276,002 kNm

g. Gaya geser gravitasi tumpuan ($V_{g, tumpuan}$) = 115,282 kN

h. Torsi (T_u) = 0,0002 kNm

2. Perhitungan Material

Parameter material dan geometri (SNI 2847:2019 tabel 22.2.2.4.3)

a. Faktor material beton

$$\beta = 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \leq 0,85$$

$$= 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \times \frac{30-28}{7} \leq 0,85$$

$$= 0,836$$

b. Regangan leleh baja tulangan

$$E_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

c. Tinggi efektif balok

$$d = h - C_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$= 600 - 30 - 10 - \frac{22}{2}$$

$$= 549 \text{ mm}$$

d. Panjang bersih balok

$$L_n = L - C_l$$

$$= 5500 - 900$$

$$= 4600 \text{ mm}$$

3. Pengecekan syarat geometri

a. Bentang bersih minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2.1)

$$L_{n,min} = 4 \times d$$

$$= 4 \times 549$$

$$= 2196 \text{ mm} < 4600 \text{ mm} \text{ (Memenuhi syarat)}$$

b. Syarat lebar minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2.1)

$$b_{min1} = 0,3 \times h$$

$$= 0,3 \times 600$$

$$= 180 \text{ mm}$$

$$b_{min2} = 250 \text{ mm}$$

$$b_{min} = \min (b_{min1} ; b_{min2})$$

$$= \min (180 ; 250)$$

$$= 180 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \text{ (Memenuhi syarat)}$$

c. Syarat lebar maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2.1)

$$b_{max1} = C_2 + 2 \times C_1$$

$$= 900 + 2 \times 900$$

$$= 2700 \text{ mm}$$

$$b_{max2} = C_2 + 2 \times 0,75 \times C_1$$

$$= 900 + 2 \times 0,75 \times 900$$

$$\begin{aligned}
 &= 2250 \text{ mm} \\
 b_{max} &= \max (b_{min1} ; b_{min2}) \\
 &= \max (2700 ; 2250) \\
 &= 2700 \text{ mm} > 2250 \text{ mm (Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

4. Desain lentur

- a. Perhitungan momen negatif tumpuan (tulangan tumpuan atas)

Jumlah tulangan

$$n_{ts} = 6 \rightarrow A_{s1} = 6 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

Jarak bersih tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{(b - 2 \times cc - 2 \times ds - n \times db)}{(n - 1)} \\
 &= \frac{(300 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 6 \times 22)}{(6 - 1)} \\
 &= 17,6 \text{ mm} < 25 \text{ mm (Tidak memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan total

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_{s1} \\
 &= 2280,796 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2280,796}{300 \times 549} = 1,38 \%$$

Luas tulangan minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned}
 A_{s,min 1} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 300 \times 549 \\
 &= 536,964 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 549 \\
 &= 549 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } A_{s \text{ min}} &= A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}} \\
 &= 2280,796 \text{ mm}^2 > 549 \text{ mm}^2 \\
 &\text{(Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$\text{Syarat ratio} = \rho \leq \rho_{\max}$$

$$= 1,38\% < 2,50\% \text{ (Memenuhi syarat)}$$

Tinggi balok beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2280,796 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 125,22 \text{ mm}$$

Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{125,22}{0,836} = 149,836 \text{ mm}$$

Regangan tulangan terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{549 - 149,836}{149,836} \times 0,003 = 0,008$$

Faktor reduksi (SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{(0,008 - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

Momen nominal tumpuan negatif

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2280,796 \times 420 \times \left(549 - \frac{125,22}{2}\right) \\ &= 465,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitas maksimum

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \times \left\{A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)\right\} \\ &= 0,9 \times 465,93 \\ &= 419,337 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Cek Kapasitas} = \Phi M_n > M_u \text{ tumpuan}$$

$$= 419,337 \text{ kNm} > 331,261 \text{ kNm}$$

(Memenuhi syarat)

b. Momen positif tumpuan (tulangan tumpuan bawah)

Jumlah tulangan

$$n_{ts} = 4 \rightarrow A_s = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1520,531 \text{ mm}^2$$

Jarak bersih tulangan

$$S = \frac{(b - 2 \times c_c - 2 \times ds - n \times db)}{(n - 1)}$$

$$= \frac{(300 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 44 \text{ mm} > 25 \text{ mm (Memenuhi syarat)}$$

Luas tulangan total

$$A_s = A_{s1}$$

$$= 1520,531 \text{ mm}^2$$

Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1520,531}{300 \times 549} = 0,92 \%$$

Luas tulangan minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,min 1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 300 \times 549$$

$$= 536,964 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 549$$

$$= 549 \text{ mm}^2$$

$$\text{Syarat } A_{s \text{ min}} = A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}}$$

$$= 1520,531 \text{ mm}^2 > 549 \text{ mm}^2$$

(Memenuhi syarat)

Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$\text{Syarat ratio} = \rho \leq \rho_{\text{max}}$$

$$= 0,92\% < 2,50\% \text{ (Memenuhi syarat)}$$

Tinggi balok beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1520,531 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 83,480 \text{ mm}$$

Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83,480}{0,836} = 99,891 \text{ mm}$$

Regangan tulangan terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{549 - 99,891}{99,891} \times 0,003 = 0,013$$

Faktor reduksi (SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2)

$$\Phi = 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9$$

$$= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{(0,008-0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9$$

$$= 0,90$$

Momen nominal tumpuan negatif

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 1520,531 \times 420 \times (549 - \frac{83,480}{2})$$

$$= 323,948 \text{ kNm}$$

Kapasitas maksimum

$$\Phi M_n = \Phi \times \{A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})\}$$

$$= 0,9 \times 323,948$$

$$= 291,553 \text{ kNm}$$

Cek Kapasitas = $\Phi M_n > M_u$ tumpuan

$$= 291,553 \text{ kNm} > 238,303 \text{ kNm}$$

(Memenuhi syarat)

c. Momen negatif lapangan (tulangan lapangan atas)

Jumlah tulangan

$$n_{ts} = 4 \rightarrow A_s = 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 1520,531 \text{ mm}^2$$

Jarak bersih tulangan

$$S = \frac{(b - 2 \times c_c - 2 \times ds - n \times db)}{(n - 1)}$$

$$= \frac{(300 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 44 \text{ mm} > 25 \text{ mm (Memenuhi syarat)}$$

Luas tulangan total

$$A_s = A_{s1}$$

$$= 1520,531 \text{ mm}^2$$

Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1520,531}{300 \times 549} = 0,92 \%$$

Luas tulangan minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$A_{s,\min 1} = \frac{\sqrt{f_c'} }{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 300 \times 549$$

$$= 536,964 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 549 \\
 &= 549 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } A_{s \min} &= A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \min} \\
 &= 1520,531 \text{ mm}^2 > 549 \text{ mm}^2 \\
 &\text{(Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat ratio} &= \rho \leq \rho_{\max} \\
 &= 0,92\% < 2,50\% \text{ (Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

Tinggi balok beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1520,531 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 83,480 \text{ mm}$$

Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{83,480}{0,836} = 99,891 \text{ mm}$$

Regangan tulangan terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{549 - 99,891}{99,891} \times 0,003 = 0,013$$

Faktor reduksi (SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\
 &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \frac{(0,008 - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\
 &= 0,90
 \end{aligned}$$

Momen nominal tumpuan negatif

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1520,531 \times 420 \times \left(549 - \frac{83,480}{2} \right) \\
 &= 323,948 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas maksimum

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \times \left\{ A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\
 &= 0,9 \times 323,948 \\
 &= 291,553 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek kapasitas} &= \Phi M_n > M_u \text{ lapangan} \\ &= 291,553 \text{ kNm} > 128,354 \text{ kNm} \\ &(\text{Memenuhi syarat}) \end{aligned}$$

d. Momen positif lapangan (tulangan tumpuan bawah)

Jumlah tulangan

$$n_{ts} = 6 \rightarrow A_{s1} = 6 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

Jarak bersih tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{(b - 2 \times cc - 2 \times ds - n \times db)}{(n - 1)} \\ &= \frac{(300 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= 17,6 \text{ mm} < 25 \text{ mm} (\text{Tidak memenuhi syarat}) \end{aligned}$$

Luas tulangan total

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s1} \\ &= 2280,796 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2280,796}{300 \times 549} = 1,38 \%$$

Luas tulangan minimum (SNI 2847 : 2019 pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned} A_{s, \min 1} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 300 \times 549 \\ &= 536,964 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 549 \\ &= 549 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } A_{s \min} &= A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \min} \\ &= 2280,796 \text{ mm}^2 > 549 \text{ mm}^2 \\ &(\text{Memenuhi syarat}) \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$\begin{aligned} \text{Syarat ratio} &= \rho \leq \rho_{\max} \\ &= 1,38\% < 2,50\% (\text{Memenuhi syarat}) \end{aligned}$$

Tinggi balok beton (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.3.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2280,796 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 125,22 \text{ mm}$$

Tinggi daerah tekan beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{125,22}{0,836} = 149,836 \text{ mm}$$

Regangan tulangan terluar

$$\epsilon_{st} = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{549 - 149,836}{149,836} \times 0,003 = 0,008$$

Faktor reduksi (SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2)

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \times \frac{\epsilon_{st} - \epsilon_{sy}}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,65 \leq 0,65 + 0,65 \times \frac{(0,008 - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

Momen nominal tumpuan negatif

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2280,796 \times 420 \times \left(549 - \frac{125,22}{2}\right) \\ &= 465,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitas maksimum

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \times \left\{ A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \right\} \\ &= 0,9 \times 495,93 \\ &= 419,337 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Kapasitas} &= \Phi M_n > M_u \text{ lapangan} \\ &= 419,337 \text{ kNm} > 151,676 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Memenuhi syarat)

5. Desain Geser

a. Geser tumpuan

Tinggi balok beton probable negatif

$$\begin{aligned} a_{pr}^- &= 1,25 \times a \text{ (tumpuan negatif)} \\ &= 1,25 \times 125,220 \\ &= 156,525 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tinggi balok beton probable positif

$$\begin{aligned}
 a_{pr}^+ &= 1,25 \times a \text{ (tumpuan positif)} \\
 &= 1,25 \times 83,48 \\
 &= 104,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tegangan baja probable

$$f_{pr} = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

Momen negatif tumpuan probable

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^- &= A_s^- \times f_{pr} \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\
 &= 2280,796 \times 525 \times \left(549 - \frac{156,525}{2} \right) \\
 &= 563669434 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen positif tumpuan probable

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^+ &= A_s^+ \times f_{pr} \times \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\
 &= 1520,531 \times 525 \times \left(549 - \frac{104,35}{2} \right) \\
 &= 396604750 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser probable

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_n} = \frac{396604750 + 563669434}{4600} = 208755 \text{ N}$$

Gaya geser desain (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.5.1)

$$\begin{aligned}
 V_e &= V_g \text{ tumpuan} + V_{pr} \\
 &= 115282,2 + 208755 \\
 &= 324037 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser pakai

$$\begin{aligned}
 V_u &= \max (V_{u,tumpuan} ; V_e) \\
 &= \max (383428 ; 324037) \\
 &= 324037 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tulangan transversal (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.5.2)

$$V_{pr} \geq \frac{V_e}{2} \text{ dan } P_u < \frac{A_g \times f_c'}{20}$$

$$1 \rightarrow \frac{324037}{2} = 162019 < 208755$$

$$2 \rightarrow \frac{A_g \times f_c'}{20} = \frac{300 \times 600 \times 30}{20} = 270000 > 147906,3$$

Jumlah kaki

$$n_{vs} = 3$$

Luas tulangan sengkang

$$\begin{aligned}
 A_v &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\
 &= 3 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\
 &= 235,619 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Spasi sengkang

$$S_s = 100 \text{ mm}$$

Spasi maksimum

$$S_{\max 1} = \frac{d}{4} = \frac{549}{4} = 137,25 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat spasi sengkang} = 100 < \min (S_{\max 1}; S_{\max 2}; S_{\max 3})$$

(Memenuhi syarat)

Tahanan geser baja (SNI 2847 : 2019 pasal 22.10.5.3)

$$\begin{aligned}
 V_s &= A_v \times f_y \times \frac{d}{s} \\
 &= 235,619 \times 420 \times \frac{549}{100} \\
 &= 543291 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 300 \times 549 \\
 &= 595385 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tahanan geser beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.5.5.1)

$$V_c = 0 \text{ karena nilai } V_{pr} \geq \frac{V_e}{2}$$

Faktor reduksi (SNI 2847 : 2019 pasal 12.5.3.2)

$$\Phi = 0,75$$

Kapasitas geser

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &= \Phi \times (V_c + V_s) \\
 &= 0,75 \times (0 + 241463) \\
 &= 181097,25 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek kapasitas } \frac{\phi V_n}{V_u} &\geq 1 \\ &= \frac{181097,25}{324037} = 1,257 > 1 \text{ (Memenuhi Syarat)} \end{aligned}$$

b. Geser lapangan

Jumlah kaki

$$n_{vs} = 2$$

Luas tulangan sengkang

$$\begin{aligned} A_v &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 2 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Spasi sengkang

$$S_s = 150 \text{ mm}$$

Spasi maksimum (SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.4.6)

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{549}{2} \\ &= 274,50 \text{ mm} > 150 \text{ mm (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

Tahanan geser beton (SNI 2847 : 2019 pasal 22.5.5.1)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 300 \times 549 \\ &= 153357 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan geser baja (SNI 2847 : 2019 pasal 22.10.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times f_y \times \frac{d}{s} \\ &= 157,08 \times 420 \times \frac{549}{150} \\ &= 241463 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 300 \times 549 \\ &= 595385 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi (SNI 2847 : 2019 pasal 12.5.3.2)

$$\phi = 0,75$$

Kapasitas geser

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (V_c + V_s) \\ &= 0,75 \times (153357 + 241463) \\ &= 394820 \text{ N}\end{aligned}$$

Cek kapasitas

$$\frac{\Phi V_n}{V_u} \geq 1 = \frac{394820}{276002} = 1,073 > 1 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

6. Desain Torsi

a. Parameter penampang untuk perhitungan torsi

Luas penampang penuh

$$\begin{aligned}A_{cp} &= b \times h \\ &= 300 \times 600 \\ &= 180000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Keliling penampang penuh

$$\begin{aligned}P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (300 + 600) \\ &= 1800 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar penampang inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}X_0 &= b - 2 \times c_c - d_s \\ &= 300 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 230 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tinggi penampang inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}Y_0 &= h - 2 \times c_c - d_s \\ &= 600 - 2 \times 30 - 10 \\ &= 530 \text{ mm}\end{aligned}$$

Luas penampang inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}A_{oh} &= X_0 \times Y_0 \\ &= 230 \times 530 \\ &= 121900 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Luas efektif penampang inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned}A_0 &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 121900 \\ &= 103615 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Keliling Penampang Inti (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (X_0 + Y_0) \\ &= 2 \times (230 + 530) \\ &= 1520 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Pengecekan kebutuhan tulangan torsi

Tahanan retak torsi (SNI 2847 : 2019 pasal 22.7.5.1)

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times \frac{180000^2}{1800} \\ &= 32534720 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} \Phi \times \frac{T_{cr}}{4} &= 0,75 \times \frac{32534720}{4} \\ &= 6100260 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat Tulangan Torsi

$$T_u > \Phi \times \frac{T_{cr}}{4}$$

0,0002 kNm < 6,1 kNm (Tidak Perlu Tulangan Torsi)

Tabel 4.42 Rekapitulasi Perancangan Balok

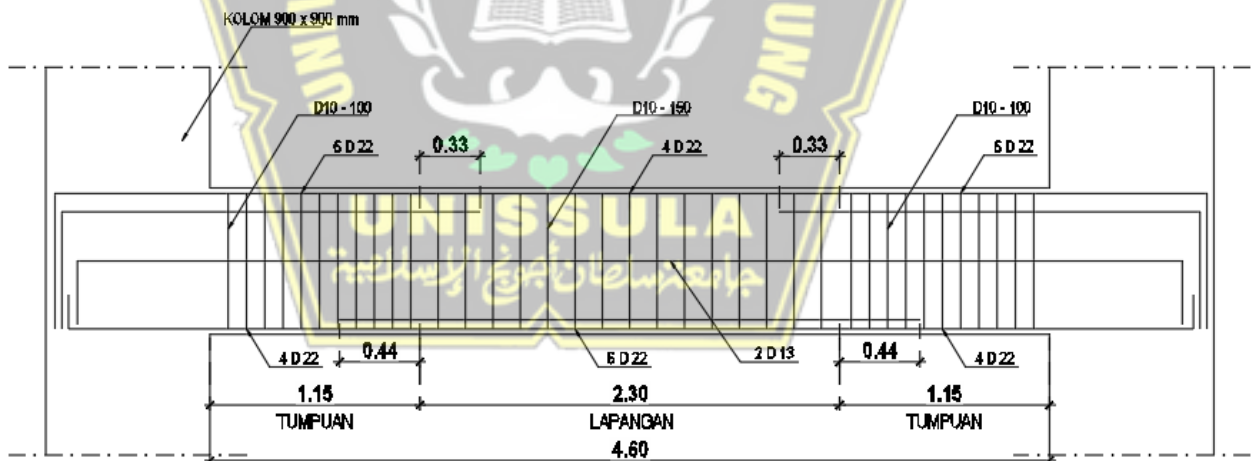
Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	Memenuhi Syarat
Kapasitas Lentur	Memenuhi Syarat
Kapasitas Geser	Memenuhi Syarat
Kapasitas Torsi	Memenuhi Syarat
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	6 D 22
Tulangan Torsi	2 D 13
Longitudinal Tumpuan Bawah	4 D 22
Longitudinal Lapangan Atas	4 D 22

Tulangan Torsi	2 D 13
Longitudinal Lapangan Bawah	6 D 22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	3D10 - 100
Sengkang Lapangan	2D10 - 150

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

BALOK KODE	TULANGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK BI 1 (30/60)	TULANGAN ATAS	6 D 22	4 D 22	6 D 22
	TULANGAN TORSI	2 D 13	2 D 13	2 D 13
	TULANGAN BAWAH	4 D 22	6 D 22	4 D 22
	TULANGAN SENKANG (BELAJEL)	D10 - 100	D10 - 150	D10 - 100
	GAMBAR PENULANGAN			

a. Detail Balok Potongan Melintang



b. Detail Balok Potongan Memanjang

Gambar 4.37 a dan b Detail Balok

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.2.2 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 900 × 900 di lantai 1 dan merangka pada balok B 300 × 600.

1. Data Perencanaan Kolom

Tinggi kolom (L)	= 3500 mm
Sisi pendek kolom (b)	= 900 mm
Sisi panjang kolom (h)	= 900 mm
Diameter tulangan longitudinal (d_b)	= 22 mm
Diameter tulangan sengkang (d_s)	= 13 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)	= $h - (c_c + d_s + \frac{d_b}{2})$ = $900 - (40 + 13 + \frac{22}{2})$ = 836 mm
Panjang bersih kolom (L_n)	= $L - h_b$ = 3500 - 600 = 2900 mm

2. Persyaratan yang harus dipenuhi sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.1

- a. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g \times f_c'/10$

$$\text{Dimana nilai } \frac{A_g \times f_c'}{10} = \frac{(900 \times 900) \times 30}{10} = 2430 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum (P}_u\text{)} = 5266,611 \text{ kN}$$

(Memenuhi syarat, gaya aksial terfaktor lebih dari $A_g \times f_c'/10$)

b. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm

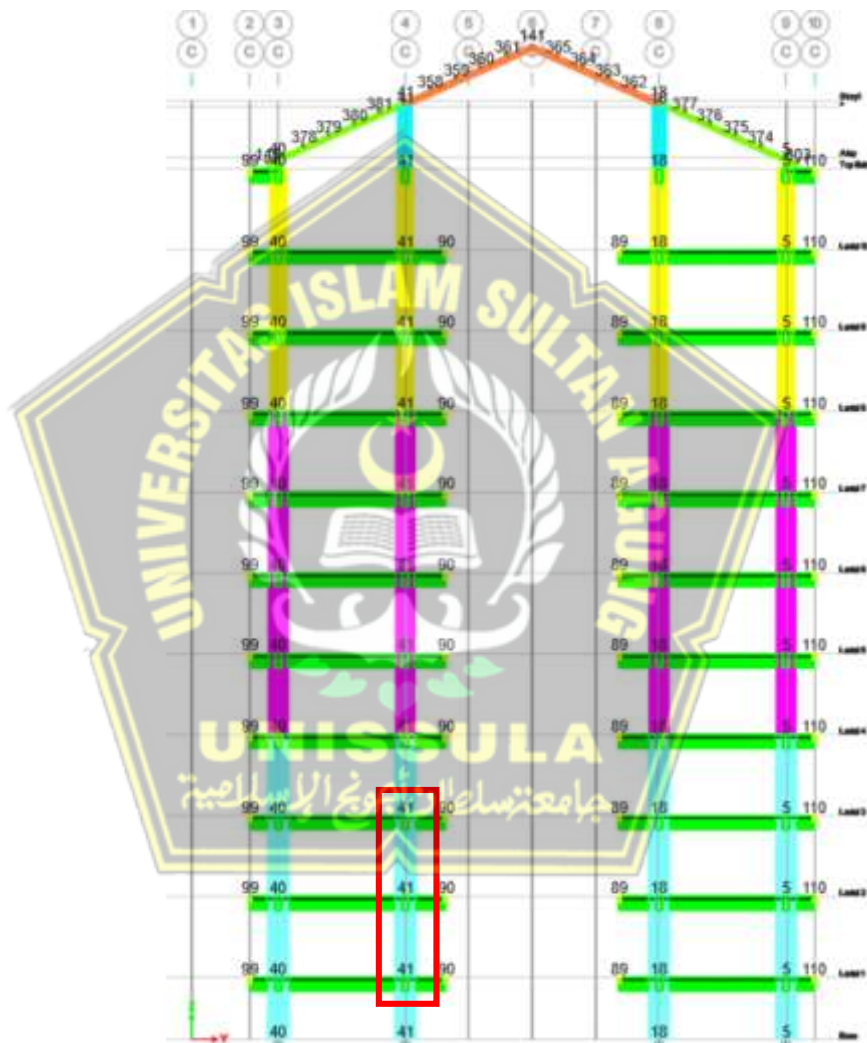
Sisi terpendek kolom (b) = 900 mm

(Memenuhi syarat, $b > 300$ mm)

c. Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4

Rasio penampang, $\rho = \frac{b}{h} = \frac{900}{900} = 1$

(Memenuhi syarat, $\rho < 1$)



Gambar 4.38 Sketsa Posisi Kolom

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

3. Pengecekan Konfigurasi Penulangan

Dari hasil desain berdasarkan gaya dalam, dimensi kolom yang digunakan adalah 900 x 900 dengan tulangan sebagai berikut :

Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm

$$\text{Diameter tulangan sengkang } (d_s) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan } (n) = 24$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan longitudinal } (A_s) &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 24 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ &= 9123,2 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Rasio tulangan, ρ_g dibatasi $0,01 < \rho_g < 0,06$

$$\rho_g = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{9123,2}{900 \times 900} = 0,0113$$

(Memenuhi syarat, $0,01 < \rho_g < 0,06$)

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)

$$\begin{aligned}d &= h - f_c - d_s - \frac{d_b}{2} \\ &= 600 - 30 - 10 - \frac{22}{2} \\ &= 549 \text{ mm}\end{aligned}$$

b. Jumlah tulangan balok (atas)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok sebanyak $n = 6$

c. Luas tulangan tekan (atas) (A_s)

$$\begin{aligned}A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 6 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ A_s &= 2279,64 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

d. Tinggi balok regangan (a)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{2280,796 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$= 125,16 \text{ mm}$$

e. $\phi M_{nb} (-)$

$$\phi M_{nb} = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 2279,64 \times 420 \times \left(549 - \frac{125,16}{2}\right)$$

$$= 419,15 \text{ kNm}$$

f. Jumlah tulangan balok (bawah)

Diketahui jumlah tulangan atas pada perhitungan perencanaan balok sebanyak $n = 4$

g. Luas tulangan tekan (bawah) (A_s)

$$A_s = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2$$

$$= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2$$

$$A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$$

h. Tinggi balok regangan (a)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$= 83,44 \text{ mm}$$

i. $\phi M_{nb} (+)$

$$\phi M_{nb} = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 1519,76 \times 420 \times \left(549 - \frac{83,44}{2}\right)$$

$$= 291,42 \text{ kNm}$$

$$\text{Nilai } 1,2 \Sigma M_{nb} = 1,2 \times (\phi M_{nb} (-) + \phi M_{nb} (+))$$

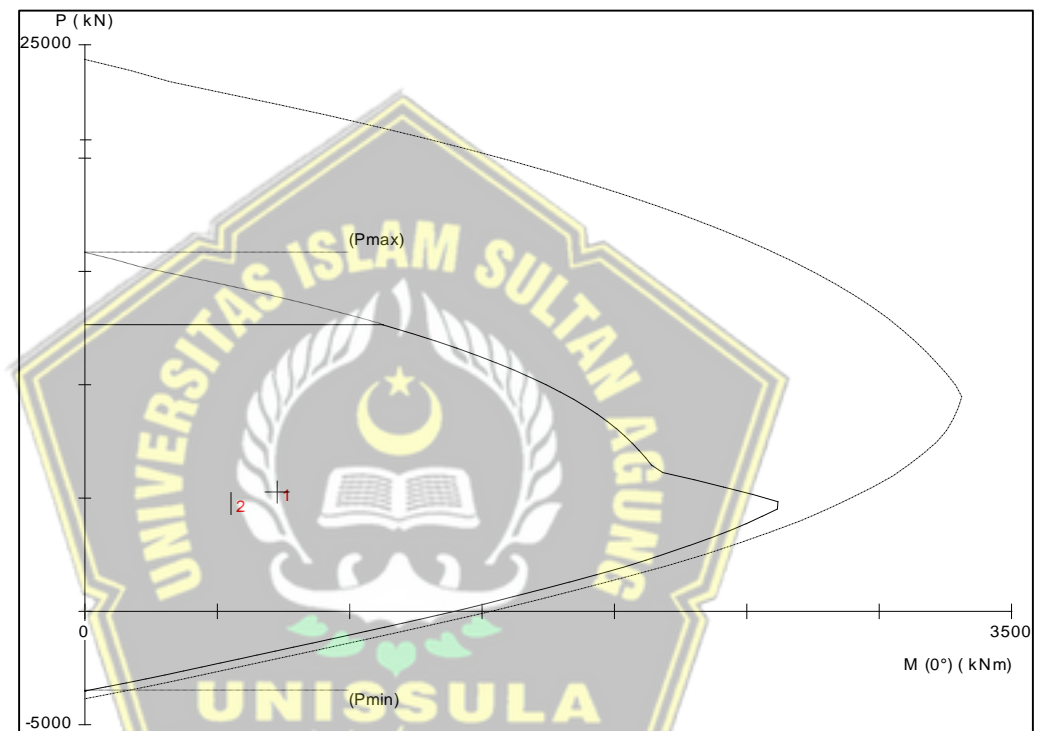
$$= 1,2 \times 710,57$$

$$= 852,68 \text{ kNm}$$

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* sebagai berikut :

1. Gaya aksial maksimum kolom desain, P_u = 5266,611 kN
2. Gaya momen maksimum kolom desain, M_u = 726,125 kNm
3. Gaya aksial maksimum kolom atas, P_u = 4759,124 kN
4. Gaya momen maksimum kolom atas, M_u = 552,121 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 4.39.



Gambar 4.39 Diagram Interaksi *software SPColumn*

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.43 Hasil Interaksi *software SPColumn*

No	P_u	M_{ux}	ϕM_{nc}	$\phi M_u / M_u$	NA Depth	d_t Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm		mm	mm		
1	5266	726	2489,26	3,429	372	839	0,00376	0,793
2	4759	552	2641,19	4,785	318	839	0,00491	0,892

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan hasil analisis diatas diperoleh :

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan lentur nominal kolom desain, } M_{nc} &= \frac{\phi M_{nc}}{\phi} \\ &= \frac{2489,26}{0,793} \\ &= 3139,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan lentur nominal kolom atas, } M_{nc} &= \frac{\phi M_{nc}}{\phi} \\ &= \frac{2641,19}{0,892} \\ &= 2960,98 \text{ kNm} + \\ \Sigma M_{nc} &= 6100,02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

6100,02 kNm > 852,68 kNm (Memenuhi syarat kekuatan lentur kolom atau *Strong Column Weak Beam* sesuai SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2)

5. Desain Tulangan *Confinement*

a. Desain Tulangan *Confinement* Tumpuan

Data properti material yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu:

$$\text{Diameter Tulangan Sengkang, } d_s = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n_2 = 4$$

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4 total luas penampang hoops tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$\text{a. } A_{sh} = 0,3 \left(\frac{b_c \times f_c'}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\text{b. } A_{sh} = \frac{0,09 \times b_c \times f_c'}{f_y}$$

Untuk nilai b_c dan A_{ch} dapat ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} b_c &= \text{lebar penampang inti beton yang terkekang} \\ &= b - 2 \times \left(c_c + \frac{d_s}{2} \right) \\ &= 900 - 2 \times \left(40 + \frac{13}{2} \right) \\ &= 807 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_c &= \text{Panjang penampang inti beton yang terkekang} \\
 &= h - 2 \times (c_c + \frac{d_s}{2}) \\
 &= 900 - 2 \times (40 + \frac{13}{2}) \\
 &= 807 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= \text{Luas penampang inti beton, diukur dari serat} \\
 &\text{terluar } hoops \text{ ke serat terluar } hoops \text{ di sisi lainnya.} \\
 &= (b - 2 \times c_c) \times (h - 2 \times c_c) \\
 &= (900 - 2 \times 40) \times (900 - 2 \times 40) \\
 &= 672400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

1. Desain Tulangan *Confinement* Sumbu lemah sisi pendek

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} \text{ min1} &= 0,3 \times \left(\frac{b_c \times f_{c'}}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \left(\frac{807 \times 30}{420} \right) \times \left(\frac{810000}{672400} - 1 \right) \\
 &= 3,539 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} \text{ min2} &= \frac{0,09 \times b_c \times f_{c'}}{f_y} \\
 &= \frac{0,09 \times 807 \times 30}{420} \\
 &= 5,188 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu 5,188 mm²

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} \text{ (sumbu lemah)} &= n \times \left(\frac{\pi}{4} \right) \times d^2 \\
 &= 4 \times \left(\frac{3,14}{4} \right) \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} &= \frac{530,929}{100} \\
 &= 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

a. 1/4 dimensi penampang kolom terkecil

$$= \frac{900}{4} = 225 \text{ mm}$$

b. 6 kali diameter tulangan longitudinal

$$= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

- c. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 nilai S_0 dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$S_0 \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

Dengan $h_x = \frac{2}{3} \times b_c = \frac{2}{3} \times 807 = 538$ mm, atau
 = spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$= 100 + \left(\frac{350 - 100}{3} \right)$$

$$= 183 \text{ mm} > 150 \text{ mm, dipakai } 150 \text{ mm}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

$$A_{sh \text{ min } 1} = 3,539 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 354 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min } 2} = 5,188 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 519 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan 4 kaki D13 dengan luas tulangan $A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2 > 516 \text{ mm}^2$. Dengan demikian, syarat kebutuhan $A_{sh \text{ min}}$ terhadap spasi yang digunakan pada sumbu lemah terpenuhi.

2. Desain Tulangan *Confinement* Sumbu Kuat Sisi Panjang

$$\frac{A_{sh}}{s} \text{ min } 1 = 0,3 \times \left(\frac{b_c \times f_c'}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$= 0,3 \left(\frac{807 \times 30}{420} \right) \times \left(\frac{810000}{672400} - 1 \right)$$

$$= 3,539 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s} \text{ min } 2 = \frac{0,09 \times b_c \times f_c'}{f_y}$$

$$= \frac{0,09 \times 807 \times 30}{420}$$

$$= 5,188 \text{ mm}^2$$

Jadi diambil nilai yang terbesar, yaitu $5,188 \text{ mm}^2$

$$A_{sh \text{ 2 (sumbu kuat)}} = n \times \left(\frac{\pi}{4} \right) \times d^2$$

$$= 4 \times \left(\frac{3,14}{4} \right) \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- $1/4$ dimensi penampang kolom terkecil $= \frac{900}{4} = 225 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 nilai S_0 dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$S_0 \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

Dengan $h_x = \frac{2}{3} \times b_c = \frac{2}{3} \times 807 = 538 \text{ mm}$, atau

= spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 100 mm

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$= 100 + \left(\frac{350 - 100}{3} \right)$$

$$= 183 \text{ mm} > 150 \text{ mm}, \text{ dipakai } 150 \text{ mm}$$

Namun S_x tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Cek spasi yang digunakan 100 mm

$$A_{sh \text{ min } 1} = 3,539 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 354 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min } 2} = 5,188 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 519 \text{ mm}^2$$

Jadi, digunakan 4 kaki D13 dengan luas tulangan $A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2 > 516 \text{ mm}^2$. Dengan demikian, syarat kebutuhan $A_{sh \text{ min}}$ terhadap spasi yang digunakan pada sumbu lemah terpenuhi.

b. Desain Tulangan *Confinement* Lapangan

Data properti material yang digunakan untuk tulangan *hoops* yaitu:

Diameter Tulangan Sengkang, $d_s = 13 \text{ mm}$

Jumlah Kaki Sisi Pendek, $n_1 = 4$

Jumlah Kaki Sisi Pendek, $n_2 = 4$

Spasi, $s = 150 \text{ mm}$

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

Jadi, untuk jarak spasi pada tulangan *confinement* lapangan digunakan jarak spasi sebesar 150 mm.

6. Desain Tulangan Geser

a. Desain tulangan geser tumpuan

1. Desain tulangan geser sisi pendek sumbu lemah tumpuan

Diketahui :

$$V_{u \text{ pakai}} = 154,28 \text{ kN}$$

$$V_e = 304,83 \text{ kN}$$

$$M_{pr^+} = 396,60 \text{ kNm}$$

$$M_{pr^-} = 563,67 \text{ kNm}$$

V_e kurang dari v_{sway} yang dapat dihitung berdasarkan M_{pr}

balok :

$$V_{\text{sway}} = \frac{(M_{pr^-} + M_{pr^+} \times DF) + (M_{pr^+} + M_{pr^-} \times DF)}{L_n}$$

Dengan :

DF = faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain.

Karena kolom dilantai atas dan bawah mempunyai kekakuan yang sama, maka

$$DF_{\text{top}} = DF_{\text{btm}} = 0,5$$

M_{pr-top} dan M_{pr-btm} adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing balok dilantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior.

$$V_{sway} = \frac{(563,67 + 396,60) \times 0,5 + (396,60 + 563,67) \times 0,5}{2900}$$

$$= 480,30 \text{ kN}$$

Cek nilai V_e

$$\text{Syarat 1 } V_e < V_{sway} = 304,83 \text{ kN} < 480,30 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat 2 } V_e > V_u = 304,83 \text{ kN} > 154,28 \text{ kN}$$

(OK, persyaratan V_{e-min} terpenuhi)

Jadi, ambil $V_e = 480,30 \text{ kN}$

Pengecekan nilai V_c

$$\text{Syarat 1 } = \frac{1}{2} \times V_u < V_e$$

$$= \frac{1}{2} \times 154,28$$

$$= 77,14 \text{ kN} < 480,30 \text{ kN} \text{ (Memenuhi syarat)}$$

$$\text{Syarat 2 } = P_u < 0,05 \times A_g \times f_c'$$

$$= 0,05 \times 810000 \times 30$$

$$= 5266,61 \text{ kN} > 1215 \text{ kN} \text{ (Tidak Memenuhi Syarat)}$$

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 $0,05 \times A_g \times f_c'$.

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:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{5266611,4}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836$$

$$= 1025,95 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$V_{u \text{ pakai}} = \text{Nilai terbesar dari } V_{e \text{ pakai}} \text{ dan } V_u \text{ pakai}$$

$$= 480,30 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{480,30}{0,6}$$

$$= 800,50 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1025,95}{2}$$

$$= 512,98 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 800,50 \text{ kN} >$

512,98 kN

Maka perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$V_{smin} = V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$= 1025,95 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836$$

$$= 1276,75 \text{ kN}$$

Cek cukup tulangan geser minimum

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

800,50 < 1276,75, Karena nilai V_{smin} lebih besar maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$V_{s \text{ perlu}} = V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 800,50 \text{ kN} \geq 800,50 - 1025,95$$

$$= 800,50 \text{ kN} > -225,45 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s > \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 800,50 \text{ kN}$$

$$A_{v \text{ min 1}} = 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{100}{420}$$

$$= 73 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ Min 2}} = 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,35 \times 900 \times \frac{100}{420}$$

$$= 75 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ Min}} \text{ digunakan} = \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2}$$

$$= 75 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ sumbu lemah} = A_{sh \ 1}$$

$$= 531 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_v \text{ Pasang} = A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ Digunakan}$$

$$= 531 \text{ mm}^2 > 75 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

$$\text{Kuat Geser Senggang } V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{531 \times 420 \times 900}{100}$$

$$= 1864,2 \text{ kN}$$

Kapasitas geser nominal,

$$V_n = V_s + V_c$$

$$= 1864,2 + 1025,95$$

$$= 2890,15 \text{ kN}$$

Kontrol kuat geser

$$= \frac{V_u}{\phi} < V_n$$

$$= 800,50 < 2890,15 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

2. Desain tulangan geser sisi pendek sumbu kuat tumpuan

Diketahui :

$$V_{u \text{ pakai}} = 154,28 \text{ kN}$$

$$V_e = 304,83 \text{ kN}$$

$$M_{pr}^+ = 396,60 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 563,67 \text{ kNm}$$

V_e kurang dari v_{sway} yang dapat dihitung berdasarkan M_{pr} balok :

$$V_{\text{sway}} = \frac{(M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + (M_{pr}^+ + M_{pr}^- \times DF)}{L_n}$$

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.

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{(563,67 + 396,60) \times 0,5 + (396,60 + 563,67) \times 0,5}{2900} \\ &= 480,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek nilai V_e

$$\text{Syarat 1 } V_e < V_{sway} = 304,83 \text{ kN} < 480,30 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat 2 } V_e > V_u = 304,83 \text{ kN} > 154,28 \text{ kN}$$

(OK, persyaratan V_{e-min} terpenuhi)

Jadi, ambil $V_e = 480,30 \text{ kN}$

Pengecekan nilai V_c

$$\text{Syarat 1 } = \frac{1}{2} \times V_u < V_e$$

$$= \frac{1}{2} \times 154,28$$

$$= 77,14 \text{ kN} < 480,30 \text{ kN} \text{ (Memenuhi syarat)}$$

$$\text{Syarat 2 } = P_u < 0,05 \times A_g \times f_c'$$

$$= 0,05 \times 810000 \times 30$$

$$= 5266,61 \text{ kN} > 1215 \text{ kN} \text{ (Tidak Memenuhi Syarat)}$$

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 $0,05 \times A_g \times f_c'$.

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:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{5266611,4}{14 \times 810000}\right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836$$

$$= 1025,95 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$V_{u \text{ pakai}} = \text{Nilai terbesar dari } V_{e \text{ pakai}} \text{ dan } V_{u \text{ pakai}}$$

$$= 480,30 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{480,30}{0,6}$$

$$= 800,50 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1025,95}{2}$$

$$= 512,98 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 800,50 \text{ kN} > 512,98 \text{ kN}$

Maka perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$= 1025,95 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836$$

$$= 1276,75 \text{ kN}$$

Cek cukup tulangan geser minimum

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$800,50 < 1276,75$, Karena nilai $V_{s \text{ min}}$ lebih besar maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$V_{s \text{ perlu}} = V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 800,50 \text{ kN} \geq 800,50 - 1025,95$$

$$= 800,50 \text{ kN} > -225,45 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s > \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 800,50 \text{ kN}$$

$$A_{v \text{ min 1}} = 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{100}{420}$$

$$= 73 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ Min } 2} &= 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y} \\
 &= 0,35 \times 900 \times \frac{100}{420} \\
 &= 75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ Min digunakan}} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2} \\
 &= 75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ sumbu lemah}} &= A_{sh \ 1} \\
 &= 531 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek } A_{v \text{ Pasang}} &= A_{v \text{ Sumbu Lemah}} > A_{v \text{ Digunakan}} \\
 &= 531 \text{ mm}^2 > 75 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Geser Senggang } V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\
 &= \frac{531 \times 420 \times 900}{100} \\
 &= 1864,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser nominal,

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_s + V_c \\
 &= 1864,2 + 1025,95 \\
 &= 2890,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned}
 &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\
 &= 800,50 \text{ kN} < 2890,15 \text{ kN} \text{ (Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

b. Desain tulangan geser lapangan

1. Desain tulangan geser sisi pendek sumbu lemah lapangan

Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{5266611,4}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836 \\
 &= 1025,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$V_{u \text{ pakai}} = 154,28 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{154,28}{0,6}$$

$$= 257,13 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1025,95}{2}$$

$$= 512,98 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 257,13 \text{ kN} < 512,98 \text{ kN}$

Maka tidak perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$V_{smin} = V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$= 1025,95 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836$$

$$= 1276,75 \text{ kN}$$

Cek cukup tulangan geser minimum

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$257,13 \text{ kN} < 1276,75 \text{ kN}$, Karena nilai V_{smin} lebih besar maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$V_{s \text{ perlu}} = V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 257,13 \text{ kN} \geq 257,13 - 1025,95$$

$$= 257,13 \text{ kN} > -768,82 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s > \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 257,13 \text{ kN}$$

$$A_{v \text{ min 1}} = 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{150}{420}$$

$$= 109 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ Min } 2} &= 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y} \\
 &= 0,35 \times 900 \times \frac{150}{420} \\
 &= 113 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ Min digunakan}} &= \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2} \\
 &= 113 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v \text{ sumbu lemah}} &= A_{sh \ 1} \\
 &= 531 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek } A_{v \text{ Pasang}} &= A_{v \text{ Sumbu Lemah}} > A_{v \text{ Digunakan}} \\
 &= 531 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat geser sengkang } V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\
 &= \frac{531 \times 420 \times 900}{150} \\
 &= 1242,80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser nominal,

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_s + V_c \\
 &= 1242,80 + 1025,95 \\
 &= 2268,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned}
 &= \frac{V_u}{\phi} < V_n \\
 &= 257,13 < 2268,75 \text{ (Memenuhi syarat)}
 \end{aligned}$$

2. Desain tulangan geser sisi pendek sumbu kuat lapangan

Berdasarkan pasal 22.5.6.1 nilai V_c dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{5266611,4}{14 \times 810000} \right) \times \sqrt{30} \times 900 \times 836 \\
 &= 1025,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,6$$

$$V_{u \text{ pakai}} = 154,28 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{154,28}{0,6}$$

$$= 257,13 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{1025,95}{2}$$

$$= 512,98 \text{ kN}$$

Tulangan geser digunakan apabila nilai $\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} = 257,13 \text{ kN} < 512,98 \text{ kN}$

Maka tidak perlu digunakan tulangan geser

Cek tulangan geser minimum

$$V_{smin} = V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$$= 1025,95 + \frac{1}{3} \times 900 \times 836$$

$$= 1276,75 \text{ kN}$$

Cek cukup tulangan geser minimum

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} \times b \times d$$

$257,13 \text{ kN} < 1276,75 \text{ kN}$, Karena nilai V_{smin} lebih besar maka diperlukan tulangan geser

Rencanakan tulangan geser

$$V_{s \text{ perlu}} = V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 257,13 \text{ kN} \geq 257,13 - 1025,95$$

$$= 257,13 \text{ kN} > -768,82 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_s > \frac{V_u}{\phi} - V_c$ maka $V_{s \text{ perlu}}$ yang digunakan yaitu nilai

$$\frac{V_u}{\phi} = 257,13 \text{ kN}$$

$$A_{v \text{ min 1}} = 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{30} \times 900 \times \frac{150}{420}$$

$$= 109 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ Min 2}} = 0,35 \times b \times \frac{s}{f_y}$$

$$= 0,35 \times 900 \times \frac{150}{420}$$

$$= 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ Min}} \text{ digunakan} = \text{nilai terbesar dari } A_{v \text{ min } 1} \text{ dan } A_{v \text{ Min } 2}$$

$$= 113 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ sumbu lemah} = A_{sh \ 1}$$

$$= 531 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_v \text{ Pasang} = A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ Digunakan}$$

$$= 531 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

$$\text{Kuat geser sengkang } V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{531 \times 420 \times 900}{150}$$

$$= 1242,80 \text{ kN}$$

Kapasitas geser nominal,

$$V_n = V_s + V_c$$

$$= 1242,80 + 1025,95$$

$$= 2268,75 \text{ kN}$$

Kontrol kuat geser

$$= \frac{V_u}{\phi} < V_n$$

$$= 257,13 < 2268,75 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

7. Cek Kuat Hubungan Balok Kolom

Diketahui gaya pada balok, sebagai berikut :

$$M_{pr^+} = 396,61 \text{ kNm}$$

$$M_{pr^-} = 563,67 \text{ kNm}$$

Faktor kekakuan kolom = 0.5

$$V_{\text{sway Kolom}} = \frac{(M_{pr^-} + M_{pr^+} \times DF) + (M_{pr^+} + M_{pr^-} \times DF)}{L_n}$$

$$= \frac{(563,67 + 396,61) \times 0,5 + (563,67 + 396,61) \times 0,5}{2900}$$

$$= 480,30 \text{ kN}$$

8. Gaya Tarik Tulangan Balok Bagian Kiri

Luas tulangan tumpua atas,

$$A_s^- = 2280,80 \text{ mm}^2$$

Kuat leleh tulangan, $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 1,25 \times A_s^- \times f_y \\
 &= 1,25 \times 2280,80 \times 420 \\
 &= 1197,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kiri,

$$C_1 = 1197,42 \text{ kN}$$

9. Gaya Tarik Pada Tulangan Balok Bagian Kanan

Luas tulangan tumpuan bawah,

$$A_s^+ = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Kuat leleh tulangan, $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 T_2 &= 1,25 \times A_s^+ \times f_y \\
 &= 1,25 \times 1520,53 \times 420 \\
 &= 789,279 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan pada balok kanan,

$$C_2 = 798,28 \text{ kNm}$$

10. Cek kuat Geser HBK

Gaya geser pada joint,

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{\text{sway}} - T_1 - C_2 \\
 &= 480,30 - 1197,42 - 798,28 \\
 &= 1515,39 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser,

$$\phi = 0,85$$

Kuat geser nominal, $\text{جامعته سلطان أجونغ}$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 1,7 \times (f_c' \times b \times h) \\
 &= 0,85 \times 1,7 \times (30 \times 900 \times 900) \\
 &= 35113,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan $V_u < \phi V_n$

$$1515,39 \text{ kNm} < 35113,50 \text{ kN}$$

Dari analisis perhitungan yang telah dilakukan, kuat geser yang dikeang keempat sisinya lebih besar daripada gaya geser joint yang ditimbulkan. Dengan nilai $35113,50 \text{ kN} > 1515,39 \text{ kNm}$ maka memenuhi persyaratan. Gambar 4.40 menunjukkan representasi penulangan kolom berdasarkan hasil perhitungan.

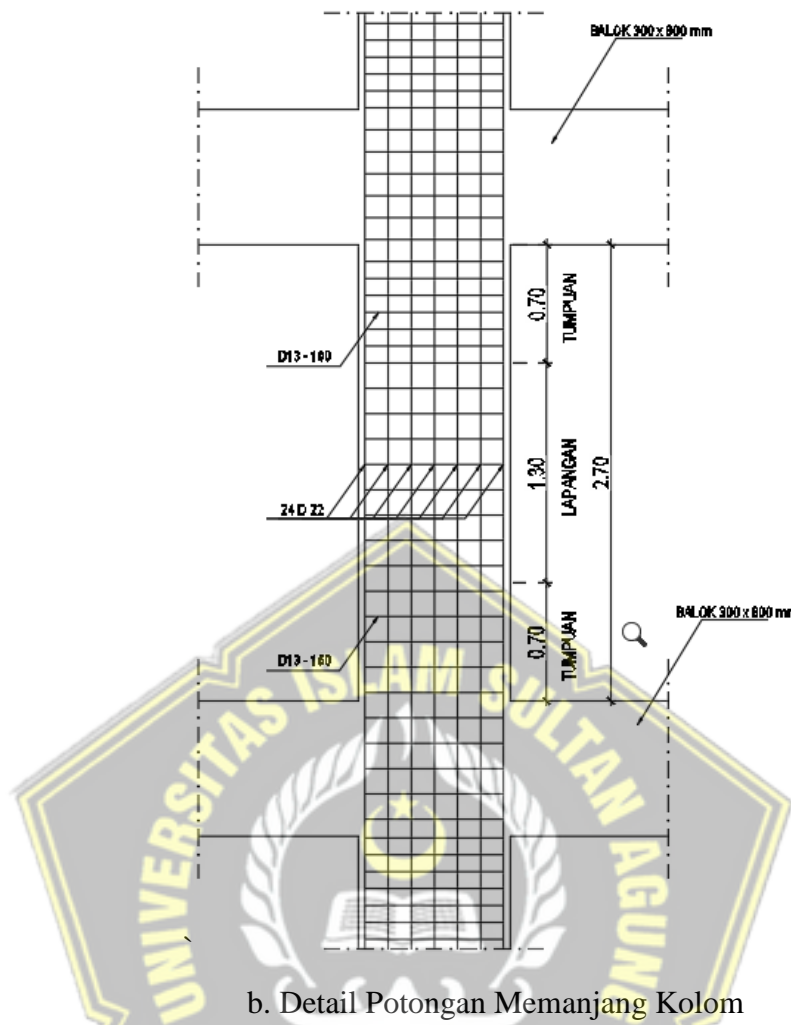
Tabel 4.44 Rekapitulasi Perancangan Kolom

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	24 D22
Tulangan Transversal/Senggang Tumpuan	
Sumbu Lemah	4D13-100
Sumbu Kuat	4D13-100
Tulangan Transversal/Senggang Lapangan	
Sumbu Lemah	4D13-150
Sumbu Kuat	4D13-150

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

KOLOM KODE	TULANGAN POKOK	TULANGAN GESER (BEUGEL)	GAMBAR PENULANGAN
KOLOM K1 (90x90)	24 D 22	SENGKANG LUAR	
		D13 - 100 (Tumpuan) D13 - 150 (Lapangan)	
		SENGKANG KAIT	
		D13 - 100 (Tumpuan) D13 - 150 (Lapangan)	

a. Detail Potongan Melintang Kolom



b. Detail Potongan Memanjang Kolom

Gambar 4.40 a dan b Detail Kolom

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.2.3 Perancangan Pelat

Analisis struktur kerangka dilakukan menggunakan aplikasi ETABS V21.0.0 sehingga didapat gaya-gaya yang terjadi pada pelat akibat beban-beban yang dikenakan. Gaya momen yang diperhitungkan searah sumbu X maupun sumbu Y sesuai dengan momen yang terjadi pada arah sumbu tersebut. Untuk perhitungan perencanaan tulangan pelat arah X dan tulangan pelat arah Y momen. Data-data perancangan tulangan pelat sebagai berikut :

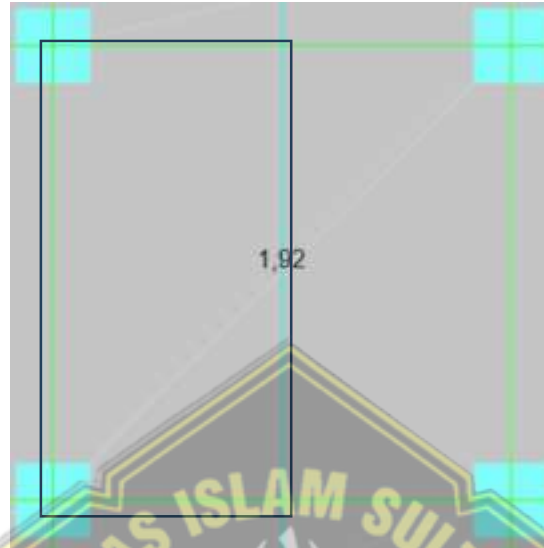
1. Data Bahan Struktur

Tebal pelat = 120 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu baja = 420 Mpa
 Diameter tulangan = 10 mm

2. Data Pelat Lantai



Gambar 4.41 Tipe Pelat yang Ditinjau

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

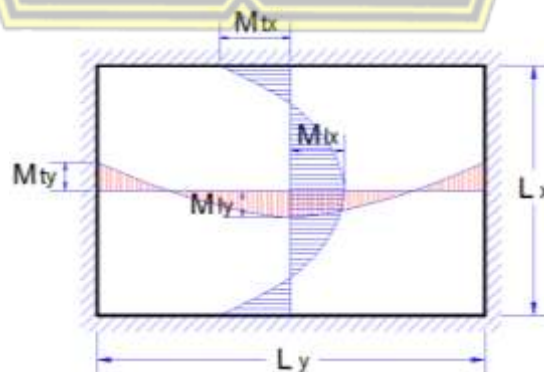
$$L_x = 2,75 \text{ m}$$

$$L_y = 5,50 \text{ m}$$

Koefisien momen pelat

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5,50}{2,75} = 2$$

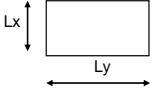
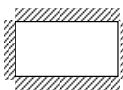
Hasil perhitungan diatas $\beta \leq 2$ maka merupakan pelat 2 arah (*two way slab*)



Gambar 4.42 *Two Way Slab*

(Sumber : PBI'71)

Tabel 4.45 Momen Pelat Persegi Akibat Beban Merata Kondisi
Tumpuan Bebas dan Terjepit Penuh

Kondisi Pelat	Nilai Momen Pelat	Perbandingan L_y/L_x																
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	> 2,5
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{lx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	$M_{ly} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	$M_{lx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	$M_{ly} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

(Sumber : PBI'71)

Lapangan x C_{lx} = 41

Lapangan y C_{ly} = 12

Tumpuan x C_{tx} = 83

Tumpuan y C_{ty} = 57

Diameter tulangan yang digunakan, D = 10 mm

Tebal bersih selimut beton, t_s = 20 mm

3. Beban Pelat Lantai

1. Beban Mati (*dead load*)

Berat sendiri plat lantai (Q) = Berat satuan \times Tebal (m)

= $24,0 \times 0,12$

= 2,88 kN/m²

Berat finishing lantai = $0,22 \times 0,05$

= 1,10 kN/m²

Berat plafond dan rangka = 0,20

= 0,2 kN/m²

Berat instalasi ME = 0,50 kN/m²

Total beban mati, (Q_D) = 4,68 kN/m²

4. Beban Hidup (*live load*)

Beban hidup pada lantai bangunan

Q_L = 192 kg/m²

Q_L = 1,92 kN/m²

5. Beban Rencana Terfaktor

$$Q_u = 1,2 \times Q_D + 1,6 \times Q_L$$

$$Q_u = 1,2 \times 4,68 + 1,6 \times 1,92$$

$$Q_u = 8,69 \text{ kN/m}^2$$

6. Momen Pelat Akibat Beban Terfaktor

Momen lapangan arah X

$$\begin{aligned} M_{ulx} &= C_{lx} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \\ &= 41 \times 0,001 \times 8,69 \times 2,75^2 \\ &= 2,694 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Momen lapangan arah Y

$$\begin{aligned} M_{uly} &= C_{ly} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \\ &= 12 \times 0,001 \times 8,69 \times 2,75^2 \\ &= 0,788 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Momen Tumpuan arah X

$$\begin{aligned} M_{utx} &= C_{tx} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \\ &= 83 \times 0,001 \times 8,69 \times 2,75^2 \\ &= 5,453 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Momen Tumpuan arah Y

$$\begin{aligned} M_{uty} &= C_{ty} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \\ &= 57 \times 0,001 \times 8,69 \times 2,75^2 \\ &= 3,745 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Momen rencana (maksimum) pelat

$$M_u = 5,453 \text{ kNm/m}$$

7. Penulangan Pelat

Untuk : $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85$$

Untuk : $f_c' > 30 \text{ Mpa}$

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

Faktor tahanan distribusi tegangan beton

Untuk : $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85$$

Rasio tulangan pada kondisi *balance*

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{ct}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ \rho_b &= 0,0304\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen maksimum

$$\begin{aligned}R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y' \times \left[\frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f_{ct}} \right] \\ &= 0,75 \times 0,0304 \times 420 \times \left[\frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0304 \times 420}{0,85 \times 30} \right] \\ R_{\max} &= 7,770\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur

$$\phi = 0,90$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton

$$\begin{aligned}d_s &= t_s + \frac{D}{2} \\ &= 20 + \frac{10}{2} \\ &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tebal efektif plat lantai

$$\begin{aligned}d &= h - d_s \\ &= 120 - 25 \\ &= 95 \text{ mm}\end{aligned}$$

Ditinjau pelat lantai selebar 1 m ($b = 1000 \text{ mm}$)

Momen nominal rencana

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{5,453}{0,9} \\ &= 6,059 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n \times 10^{-6}}{b \times d^2} \\ &= \frac{6,059 \times 10^{-6}}{1000 \times 95^2} \\ &= 0,671\end{aligned}$$

$R_n < R_{\max}$ (Tebal Pelat Memenuhi Syarat)

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[\frac{\sqrt{1-2 \times R_n}}{(0,85 \times f_c')} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[\frac{\sqrt{1-2 \times 0,771}}{(0,85 \times 30)} \right] \\ &= 0,0016\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

Rasio tulangan yang digunakan,

$$\rho = 0,0025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 1000 \times 95 \\ &= 238 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{238} \\ &= 331 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jarak tulangan maksimum

$$\begin{aligned}s_{\max} &= 2 \times h \\ &= 2 \times 120 \\ &= 240 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jadi tulangan maksimum, $s_{\max} = 150 \text{ mm}$

Jarak sengkang yang harus digunakan $s = 150 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang $s = 150 \text{ mm}$

Digunakan tulangan, D10 – 150

Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{150} \\ &= 524 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

8. Kontrol lendutan pelat

Modulus elastis beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25743 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Modulus elastis baja tulangan

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Beban merata (tak terfaktor) pada pelat

$$\begin{aligned} Q &= Q_D + Q_L \\ &= 4,68 + 1,92 \\ &= 6,60 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Panjang bentang pelat

$$L_x = 2750 \text{ mm}$$

Batas lendutan maksimum yang diijinkan

$$\frac{L_x}{240} = \frac{2750}{240} = 11,46 \text{ mm}$$

Momen inersia brutto penampang pelat

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3 \\ &= 144000000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Modulus keruntuhan lentur beton

$$\begin{aligned} f_r &= 0,7 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,7 \times \sqrt{30} \\ &= 3,834 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai perbandingan modulus elastis

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{210000}{25743} \\ &= 8,16 \end{aligned}$$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton

$$\begin{aligned}c &= n \times \frac{A_s}{b} \\ &= 8,16 \times \frac{524}{1000} \\ &= 4,271 \text{ mm}\end{aligned}$$

Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}I_{cr} &= \frac{1}{3} b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2 \\ &= \frac{1}{3} 1000 \times 4,271^3 + 8,16 \times 524 \times (95 - 4,271)^2 \\ &= 35185975 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}y_t &= \frac{h}{2} \\ &= \frac{120}{2} \\ &= 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Momen retak

$$\begin{aligned}M_{cr} &= f_r \times \frac{I_g}{y_t} \\ &= 3,834 \times \frac{144000000}{60} \\ &= 9201739 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban (tanpa faktor beban)

$$\begin{aligned}M_a &= \frac{1}{8} \times Q \times L_x^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 6,60 \times 2750^2 \\ &= 6239063 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan

$$\begin{aligned}I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \\ &= \left(\frac{9201739}{6239063} \right)^3 \times 144000000 + \left[1 - \left(\frac{9201739}{6239063} \right)^3 \right] \times 35185975 \\ &= 384275320 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$\begin{aligned}\delta_e &= \frac{5}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{(E_c \times I_e)} \\ &= \frac{5}{384} \times 6,60 \times \frac{2750^4}{(25743 \times 384275320)}\end{aligned}$$

$$= 0,497 \text{ mm}$$

Rasio tulangan slab lantai :

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{(b \times d)} \\ &= \frac{524}{(1000 \times 95)} \\ &= 0,0055\end{aligned}$$

Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka > 5 tahun), nilai :

$$\begin{aligned}\zeta &= 2,0 \\ \lambda &= \frac{\zeta}{1+50 \times \rho} \\ &= \frac{2,0}{1+50 \times 0,0055} \\ &= 1,568\end{aligned}$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut :

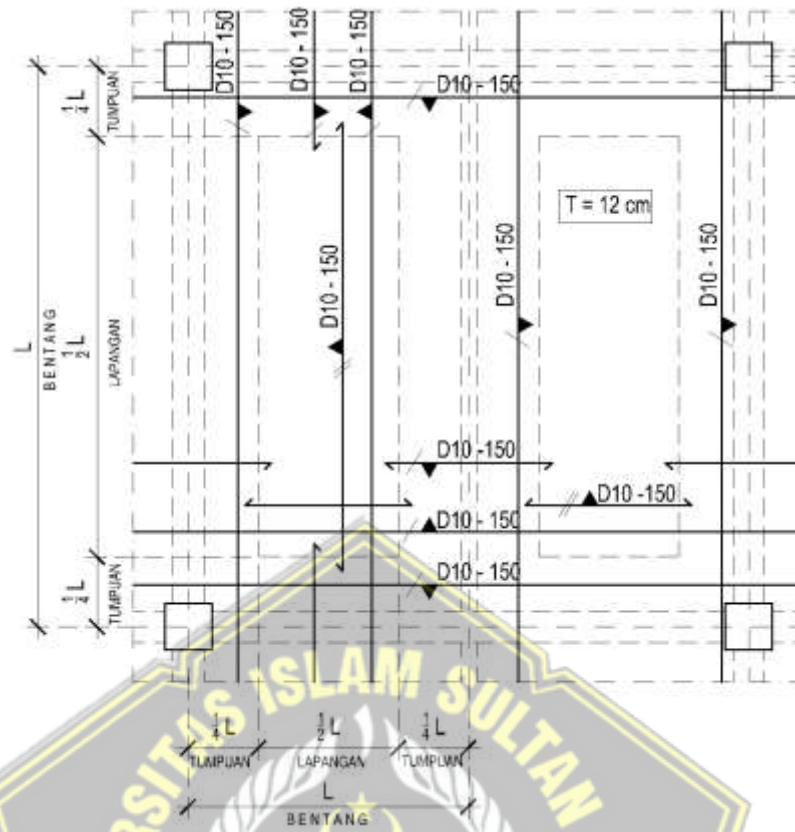
$$\begin{aligned}\delta_g &= \lambda \times \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L_x^4}{(E_c \times I_e)} \\ &= 1,568 \times \frac{5}{384} \times \frac{6,60 \times 2750^4}{(25743 \times 384275320)} \\ &= 0,779 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lendutan total,

$$\begin{aligned}\delta_{\text{tot}} &= \delta_e + \delta_g \\ &= 0,497 + 0,779 \\ &= 1,276 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat, } \delta_{\text{tot}} &\leq \frac{L_x}{240} \\ 1,276 \text{ mm} &< 11,458 \text{ mm}\end{aligned}$$

Memenuhi karena lendutan total lebih kecil dari batas lendutan maksimum yang diijinkan.



Gambar 4.43 Detail Penulangan Pelat

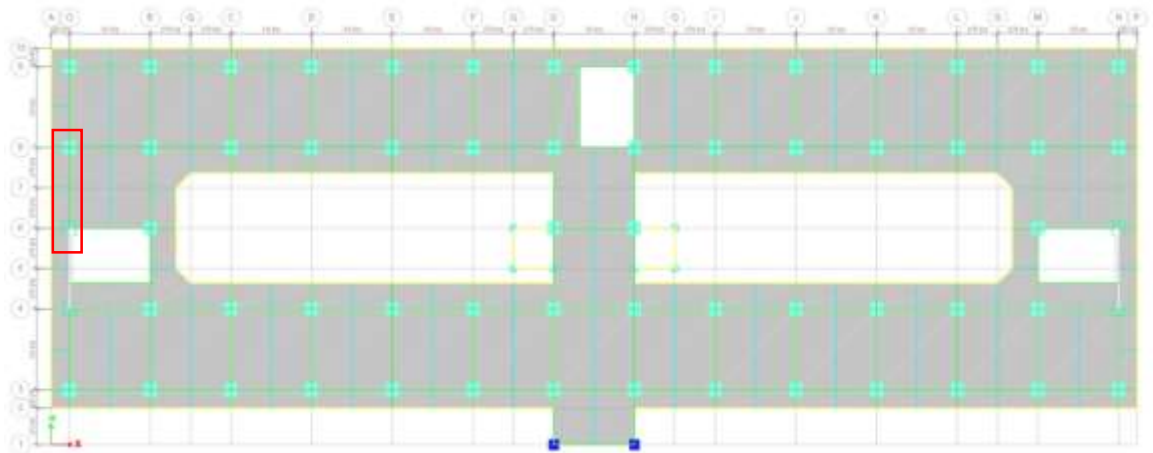
(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.2.4 Perancangan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

Perancangan dinding geser memerlukan analisis kapasitas desain dinding geser untuk mengetahui dimensi penampang dinding geser yang didesain agar mampu menahan gaya momen serta gaya geser.

1. Perhitungan sistem dinding struktur khusus

Dinding geser yang terlihat pada Gambar 4.44 akan digunakan sebagai contoh perhitungan.



Gambar 4.44 Denah Dinding Struktur Khusus

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tebal dinding geser (t_w)	= 350 mm
Panjang dinding geser (L)	= 5500 mm
Panjang kolom (h_k)	= 900 mm
Lebar kolom (b_k)	= 900 mm
Tinggi dinding geser total (h_w)	= 37700 mm
Diameter tul. longitudinal badan (d_l)	= 19 mm
Diameter tul. transversal badan (d_t)	= 16 mm
Diameter tulangan kolom (d_b)	= 22 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 30 MPa
Kuat leleh baja tulangan (f_y)	= 420 MPa

2. Gaya dalam

Gaya dalam untuk perancangan dinding geser di peroleh dari analisis menggunakan ETABS sebagai berikut :

Gaya aksial, P_u	= 9331,55 kN
Gaya momen arah X, M_x	= 305,08 kNm
Gaya momen arah Y, M_y	= 14566,40 kNm
Gaya geser, V_u	= 3377,14 kN

3. Pengecekan geometri

Panjang total (L_w)

$$L_w = L + h_k$$

$$= 5500 + 900$$

$$= 6400 \text{ mm}$$

Panjang bersih (L_n)

$$\begin{aligned} L_n &= L - h_k \\ &= 5500 - 900 \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas penampang melintang (A_{cv})

$$\begin{aligned} A_{cv} &= t_w \times L_w \\ &= 350 \times 6400 \\ &= 2240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas total dinding geser (A_w)

$$\begin{aligned} A_w &= t_w \times L_n + 2 \times (b_k \times h_k) \\ &= 350 \times 4600 + 2 \times (900 \times 900) \\ &= 3230000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4. Kebutuhan tulangan minimum

Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } \left(\frac{V_u}{\phi} \right) &= \frac{3377,14}{0,75} \\ &= 4502859 \text{ N} \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum (ρ_{\min})

Menurut SNI 2847:2019 pada Pasal 18.10.2.1 Rasio tulangan minimal yaitu 0,0025, kecuali jika $V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$ maka rasio tulangan diizinkan sesuai SNI 2847:2019 Tabel 11.6.1.

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'} \\ &= 0,083 \times 2240000 \times \sqrt{30} \\ &= 1018326 \text{ N} \\ &= 3377140 \text{ N} > 1018326 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena $V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$, maka:

- Rasio tulangan longitudinal minimum ($\rho_{l \min}$) = 0,0025
- Rasio tulangan transversal minimum ($\rho_{t \min}$) = 0,0025

Jumlah lapis tulangan pakai (n lapis)

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.2 minimal jumlah lapis tulangan

yaitu 2 lapis tulangan dibutuhkan jika $V_u > 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ atau $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$

Cek batasan 1:

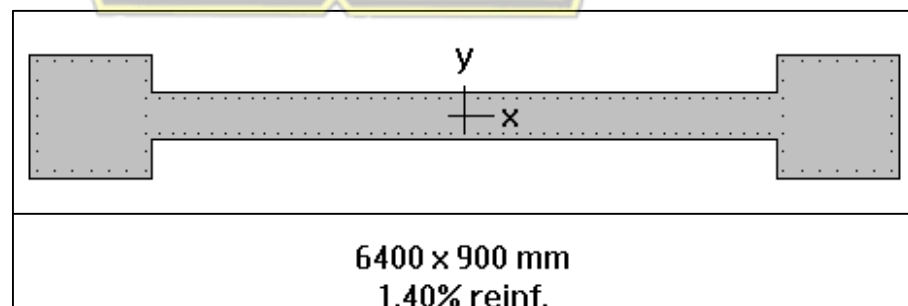
$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= V_u > 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,17 \times 2240000 \times \sqrt{30} \\ &= 2085727 \text{ N} \\ &= 3377140 \text{ N} > 2085727 \text{ N}\end{aligned}$$

Cek batasan 2:

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ &= \frac{37700}{6400} \\ &= 5,89 > 2 \text{ Maka digunakan 2 lapis tulangan}\end{aligned}$$

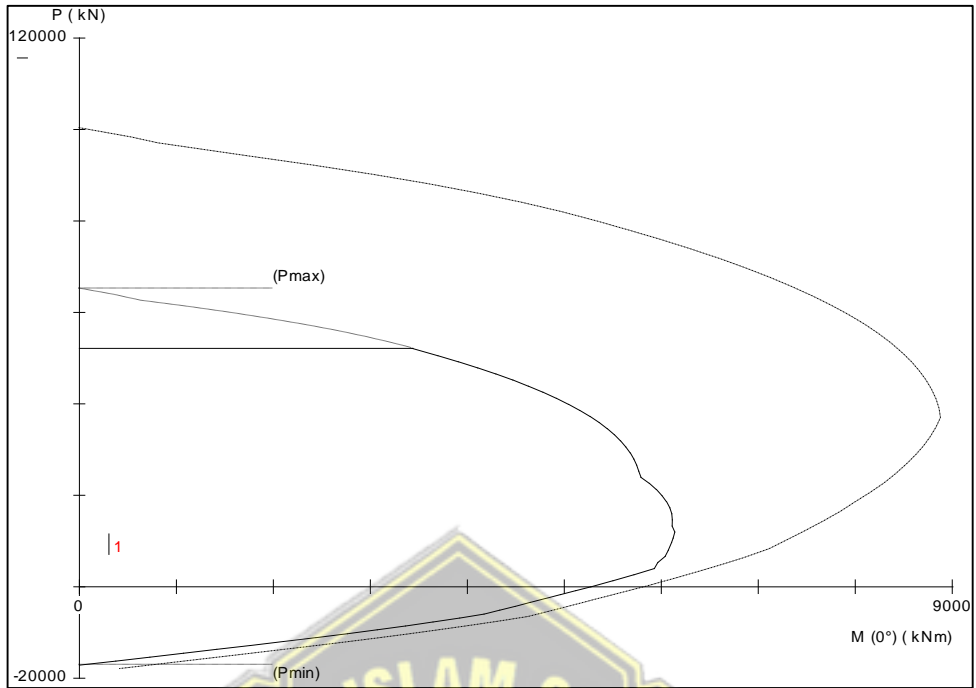
5. Pengecekan terhadap gaya dalam aksial-lentur (SP *Column*)

Konfigurasi tulangan longitudinal pada dinding geser didapatkan dari hasil *trial and error* menggunakan program SP *Column* yaitu 2D19 - 150 dan konfigurasi tulangan pada kolom 24D22. Gambar penampang sistem dinding struktur khusus (SDSK) dapat dilihat pada Gambar 4.45 sedangkan untuk diagram interaksi SP *Column* dinding geser dan hasil analisis interaksi $P_n - M_{pr}$ dinding geser dapat dilihat pada Gambar 4.46 dan Tabel 4.46 pada arah X, dan pada arah Y Gambar 4.47 dan Tabel 4.47.



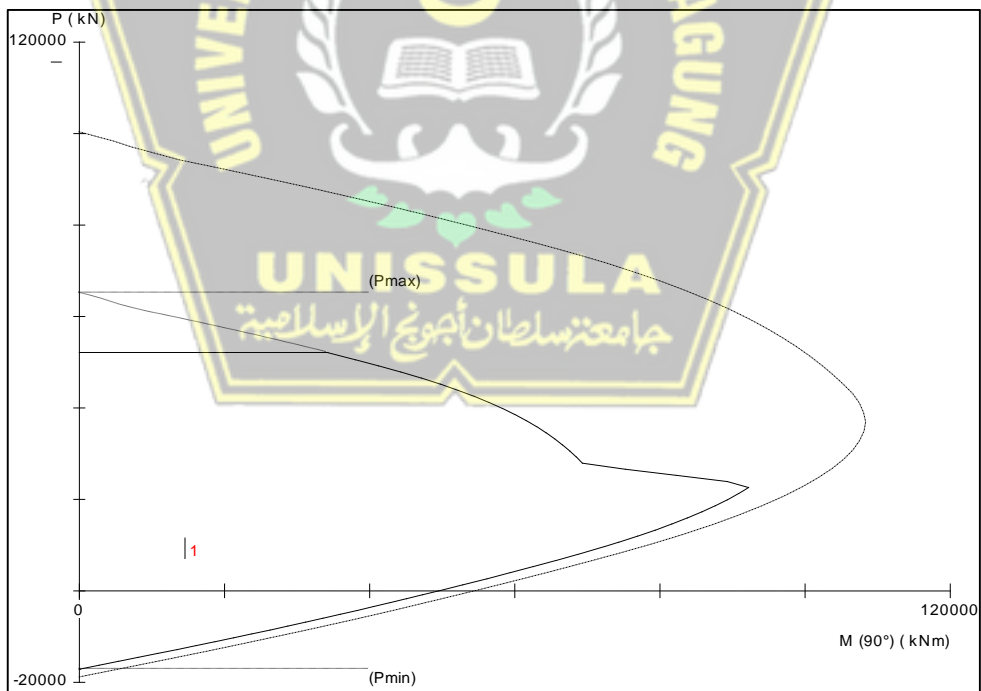
Gambar 4.45 Penampang Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.46 Diagram Interaksi SP *Column* Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.47 Diagram Interaksi SP *Column* Arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.46 Hasil Analisis Interaksi SP *Column* Arah X

No	P _u	M _{ux}	ϕM _{nx}	ϕM _n /M _u	NA	d _t	ε _t	ϕ
	kN	kNm	kNm		Depth	Depth		
1	9331,55	305,08	6094,81	19,98	359	849	0,004	0,82

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Tabel 4.47 Hasil Analisis Interaksi SP *Column* Arah Y

No	P _u	M _{uY}	ϕM _{nY}	ϕM _n /M _u	NA	d _t	ε _t	ϕ
	kN	kNm	kNm		Depth	Depth		
1	9331,55	14566,40	71604,55	4,92	1149	6349	0,014	0,9

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

a. Bagian badan

Spasi tulangan longitudinal (*s*)

$$s = 150 \text{ mm}$$

Cek spasi tulangan maksimum

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2 spasi tulangan untuk dinding struktural maksimum 450 mm

$$\text{Syarat} = s \leq 450$$

$$= 150 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \text{ (Memenuhi syarat SNI)}$$

Rasio tulangan longitudinal (ρ_1) (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.5)

$$\rho_1 = n \text{ lapis} \times \frac{\frac{\pi}{4} \times d_s^2}{t_w \times s}$$

$$= 2 \times \frac{\frac{3,15}{4} \times 19^2}{350 \times 150}$$

$$= 0,0108$$

Cek rasio tulangan minimum

$$\text{Syarat} = \rho_1 \geq \rho_{1 \text{ min}}$$

$$= 0,0108 > 0,0025 \text{ (Memenuhi syarat SNI)}$$

b. Bagian kolom

Jumlah tulangan per kolom (*n*) = 24

Rasio tulangan longitudinal (ρ_1)

$$\begin{aligned}\rho_1 &= n \times \frac{\frac{\pi}{4} \times d_b^2}{b_k \times h_k} \\ &= 24 \times \frac{\frac{3,14}{4} \times 22^2}{900 \times 900} \\ &= 0,0113\end{aligned}$$

Cek rasio tulangan kolom

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= 1\% \leq \rho \leq 6\% \\ &= 0,01 < 0,0113 < 0,06 \text{ (Memenuhi syarat)}\end{aligned}$$

6. Pengecekan kapasitas geser

Rasio tinggi dinding dengan panjang total $\left(\frac{h_w}{l_w}\right)$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{37700}{6400} = 5,89$$

Koefisien kekuatan beton terhadap geser dinding nominal (a_c)

(SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1)

$$a_c = 0,25 \text{ (untuk } \frac{h_w}{l_w} > 2)$$

Spasi tulangan transversal (s)

$$s = 150 \text{ mm}$$

Cek spasi tulangan maksimum (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2)

Spasi tulangan untuk dinding struktural maksimum 450 mm

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= s \leq 450 \\ &= 150 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Memenuhi syarat)}\end{aligned}$$

Rasio tulangan longitudinal (ρ_t) (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.5)

$$\begin{aligned}\rho_t &= n \text{ lapis} \times \frac{\frac{\pi}{4} \times d_t^2}{t_w \times s} \\ &= 2 \times \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2}{350 \times 150} \\ &= 0,0077\end{aligned}$$

Cek rasio tulangan minimum

$$\rho_t \geq \rho_{t \text{ min}} = 0,0077 > 0,0025 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

Kuat geser dinding (V_n)

$$\begin{aligned}V_n &= A_{cv} \times (a_c \times \sqrt{f'_c} + \rho_t \times f_y) \\ &= 2240000 \times (0,25 \times \sqrt{30} + 0,0077 \times 420) \\ &= 10273306 \text{ N}\end{aligned}$$

Batas kuat geser ($V_{n \max}$)

$$\begin{aligned} V_{n \max} &= 0,66 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'} \\ &= 0,66 \times 2240000 \times \sqrt{30} \\ &= 8097530 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat geser pakai ($V_{n \text{ pakai}}$)

$$\begin{aligned} V_{n \text{ pakai}} &= \min (V_n ; V_{n \max}) \\ &= 8097530 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kapasitas geser

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= V_{n \text{ pakai}} \geq \frac{V_u}{\phi} \\ &= 8097530 \text{ N} > 4502859 \text{ N} \end{aligned}$$

7. Pengecekan kebutuhan elemen batas khusus

Metode yang akan digunakan dalam melakukan pengecekan kebutuhan elemen batas khusus, yaitu :

Displacement-Based Method

Panjang zona tekan (c) (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4)

$$\begin{aligned} c &= (\text{ambil nilai } NA \text{ depth maksimum}) \\ &= 1149 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perpindahan desain (δ_u)

$$\delta_u = 0 \text{ (boleh dikosongkan)}$$

Rasio perpindahan desain terhadap tinggi dinding ($\frac{\delta_u}{h_w}$)
(SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2)

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0,005 \text{ (batas maksimum)}$$

Cek elemen batas khusus (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2)

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= c \geq \frac{l_w}{600 \times (1,5 \times \frac{\delta_u}{h_w})} \\ &= \frac{6400}{600 \times (1,5 \times 0,005)} \\ &= 1149 < 1422,2 \text{ (Tidak perlu elemen batas khusus)} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} c - 0,1 \times l_w &= 1149 - 0,1 \times 4600 \\ &= 509 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{1149}{2} = 574,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} h_c + 300 &= 900 + 300 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang elemen batas khusus (L_{BE})

$$\begin{aligned} L_{BE} &= \max (c - 0,1 \times l_w ; \frac{c}{2} ; h_c + 300) \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{4 \times V_u} &= \frac{14566400}{4 \times 3377140} \\ &= 3339,045 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tinggi elemen batas khusus (h_{BE})

$$\begin{aligned} h_{BE} &= \max (L_w ; \frac{M_u}{4 \times V_u}) \\ &= 6400 \text{ mm} \end{aligned}$$

8. Penulangan elemen batas khusus

a. Daerah kolom

$$\text{Selimut beton, } c_c = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter confinement, } d_s = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki sejajar lebar kolom, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah kaki sejajar panjang kolom, } n_2 = 4$$

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

Luas tulangan kaki sejajar lebar kolom

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 \\ &= 530,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh1}}{s} &= \frac{530,93}{100} \\ &= 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Luas tulangan kaki sejajar panjang kolom

$$\begin{aligned} A_{sh2} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 \\ &= 530,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}2}{s} &= \frac{530,93}{100} \\ &= 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Lebar penampang inti beton, (b_c) (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}b_c &= b_k - 2 \times c_c \\ &= 900 - 2 \times 40 \\ &= 820 \text{ mm}\end{aligned}$$

Panjang penampang inti beton, (h_c) (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}h_c &= h_k - 2 \times c_c \\ &= 900 - 2 \times 40 \\ &= 820 \text{ mm}\end{aligned}$$

Luas penampang kolom, A_g

$$\begin{aligned}A_g &= b_k \times h_k \\ &= 900 \times 900 \\ &= 810000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Luas penampang inti beton, A_{ch}

$$\begin{aligned}A_{ch} &= b_c \times h_c \\ &= 820 \times 820 \\ &= 672400 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Sejajar lebar kolom (SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \text{ min 1} &= 0,3 \times \left(h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \right) \times \left(1 - \frac{A_g}{A_{ch}} \right) \\ &= 0,3 \times \left(820 \times \frac{30}{420} \right) \times \left(1 - \frac{810000}{672400} \right) \\ &= 3,596 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \text{ min 2} &= 0,09 \times h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,09 \times 820 \times \frac{30}{420} \\ &= 5,271 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pengecekan } \frac{A_{sh}}{s} 2, &= \frac{A_{sh1}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min} \\ &= 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > 5,27 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

(Memenuhi syarat SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

Sejajar panjang kolom (SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \text{ min 1} &= 0,3 \times (b_c \times \frac{f_c'}{f_y}) \times (1 - \frac{A_g}{A_{ch}}) \\ &= 0,3 \times (820 \times \frac{30}{420}) \times (1 - \frac{810000}{672400}) \\ &= 3,596 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \text{ min 2} &= 0,09 \times b_c \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,09 \times 820 \times \frac{30}{420} \\ &= 5,271 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pengecekan } \frac{A_{sh}}{s} 1, &= \frac{A_{sh2}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min} \\ &= 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > 5,27 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

(Memenuhi syarat SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

b. Daerah badan

Selimum beton, c_c = 20 mm

Diameter confinement, d_s = 13 mm

Jumlah kaki sejajar lebar kolom, n_1 = 2

Jumlah kaki sejajar panjang kolom, n_2 = 2

Spasi, s = 100 mm

Luas tulangan kaki sejajar lebar kolom

$$\begin{aligned}A_{sh1} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 2 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 \\ &= 265,47 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh1}}{s} &= \frac{265,47}{100} \\ &= 2,65 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Luas tulangan kaki sejajar panjang kolom

$$\begin{aligned}A_{sh2} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 2 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 \\ &= 265,46 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh2}}{s} &= \frac{265,46}{100} \\ &= 2,65 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Panjang daerah EBK badan, b

$$\begin{aligned} b &= L_{BE} - h_k \\ &= 1200 - 900 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar daerah EBK (tebal dinding), h

$$\begin{aligned} h &= t_w \\ &= 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar penampang inti beton, (b_c) (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned} b_c &= b - 2 \times c_c \\ &= 300 - 2 \times 20 \\ &= 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang penampang inti beton, (h_c) (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned} h_c &= h - 2 \times c_c \\ &= 350 - 2 \times 20 \\ &= 310 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas penampang kolom, A_g

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 300 \times 350 \\ &= 105000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang inti beton, A_{ch}

$$\begin{aligned} A_{ch} &= b_c \times h_c \\ &= 260 \times 310 \\ &= 80600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sejajar dinding (SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \min 1 &= 0,3 \times (h_c \times \frac{f_c'}{f_y}) \times (1 - \frac{A_g}{A_{ch}}) \\ &= 0,3 \times (310 \times \frac{30}{420}) \times (1 - \frac{105000}{80600}) \\ &= 2,01 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \text{ min 2} &= 0,09 \times h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,09 \times 310 \times \frac{30}{420} \\ &= 1,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pengecekan } \frac{A_{sh}}{s} \text{ 2,} &= \frac{A_{sh1}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min} \\ &= 2,66 \text{ mm}^2/\text{mm} > 2,01 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

(Memenuhi syarat SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

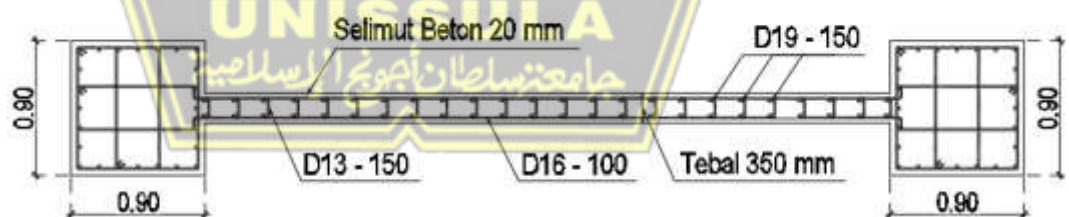
Tegak lurus dinding (SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \text{ min 1} &= 0,3 \times (b_c \times \frac{f_c'}{f_y}) \times (1 - \frac{A_g}{A_{ch}}) \\ &= 0,3 \times (260 \times \frac{30}{420}) \times (1 - \frac{105000}{80600}) \\ &= 1,69 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \text{ min 2} &= 0,09 \times b_c \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,09 \times 260 \times \frac{30}{420} \\ &= 1,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pengecekan } \frac{A_{sh}}{s} \text{ 1,} &= \frac{A_{sh2}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min} \\ &= 2,66 \text{ mm}^2/\text{mm} > 1,69 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

(Memenuhi syarat SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4)



Gambar 4.48 Detail Penulangan SDSK

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.2.5 Perhitungan Tangga

a. Desain Tangga

Tangga akan didesain dengan menempatkan pelat bordes pada posisi setengah tinggi antar lantai dan struktur tangga akan mengikuti tata letak seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.49 dan data desain yang akan digunakan sebagai berikut:

Mutu beton (f_c') = 25 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Tinggi antar lantai = 3500 mm

Panjang bordes = 3450 mm

Lebar injakan = 300 mm

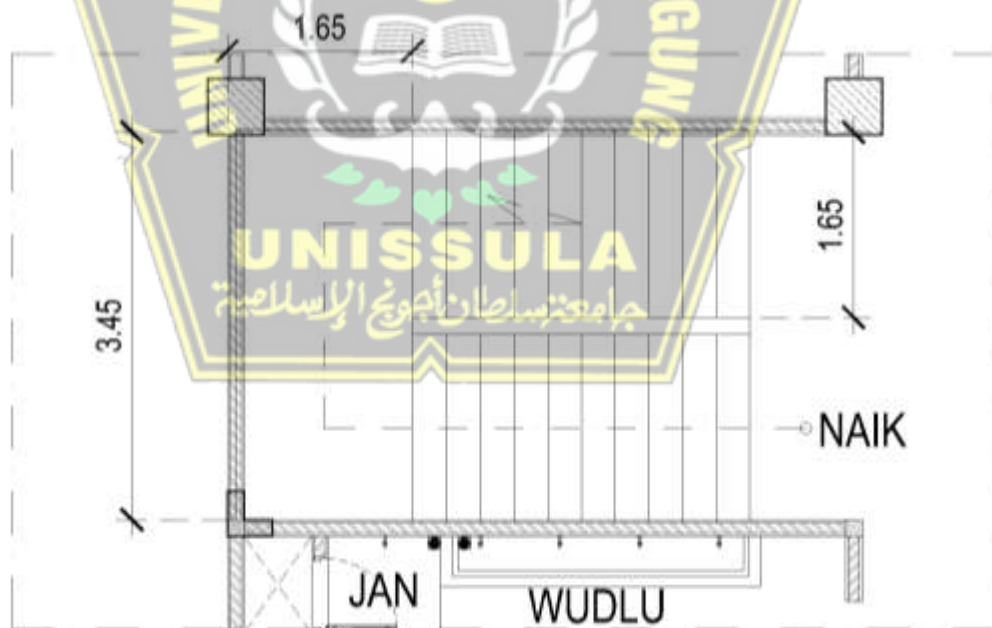
Tinggi tanjakan = 175 mm

Lebar tangga = 1650 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

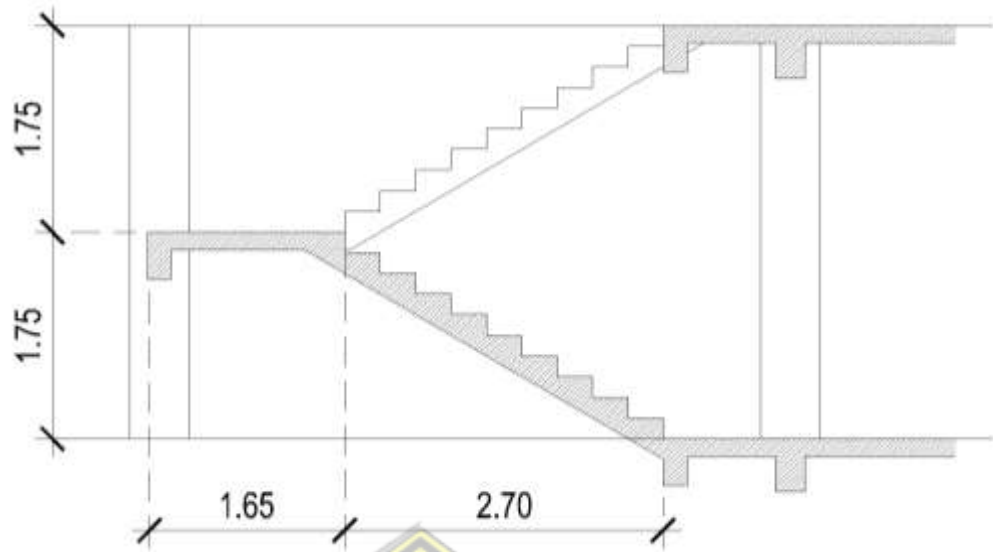
Tebal pelat bordes = 150 mm

Tebal selimut beton = 30 mm



Gambar 4.49 Denah Tangga

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.50 Potongan Tangga

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.51 Detail Pelat Tangga

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan acuan data dan gambar di atas, perhitungan untuk menentukan jumlah anak tangga (injakan), tinggi tangga (tanjakan), dan sudut kemiringan tangga dihitung berdasarkan setengah tinggi dari perbedaan ketinggian antar lantai :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tanjakan, nt} &= \text{elevasi bordes} : \text{tinggi tanjakan} \\
 &= 1750 \text{ mm} : 175 \text{ mm} \\
 &= 10 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah injakan, } n_i &= nt - 1 \\ &= 10 - 1 \\ &= 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sudut kemiringan, } a &= \tan^{-1} (\text{tinggi tanjakan} : \text{lebar injakan}) \\ &= \tan^{-1} (170 : 300) \\ &= 30,26^\circ \end{aligned}$$

b. Perhitungan Pembebanan dan Analisis Struktur

1. Pembebanan Tangga

Beban Mati (*DL*) :

$$\begin{aligned} 1. \text{ Pelat tangga} &= \frac{\text{Tebal pelat}}{\cos(\text{sudut tangga})} \times \text{berat jenis beton} \\ &= \frac{0,15}{\cos(30,26)} \times 24 \\ &= 4,168 \text{ kN/m}^2 \\ 2. \text{ Keramik 1 cm} &= 0,22 \text{ kN/m}^2 \\ 3. \text{ Spesi 3 cm} &= 0,66 \text{ kN/m}^2 \\ 4. \text{ Sandaran} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Total (DL)} = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

Akibat gravitasi maka :

$$\begin{aligned} Q_{di} &= \text{Total beban mati} \times \text{sudut kemiringan} \\ &= 5,55 \times \cos 30,26^\circ \\ &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Hidup (*LL*) :

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

Kombinasi Pembebanan :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (5,55) + 1,6 (3) \\ &= 11,46 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (*DL*) :

$$\begin{aligned} 1. \text{ Pelat bordes} &= \text{tebal bordes} \times \text{berat jenis beton} \\ &= 0,15 \times 24 \\ &= 3,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Keramik 1 cm	= 0,22 kN/m ²
3. Spesi 3 cm	= 0,66 kN/m ²
4. Sandaran	= 0,5 kN/m ² +
Total (DL)	= 4,98 kN/m²

Beban Hidup (LL) :

Beban hidup bordes = 3 kN/m²

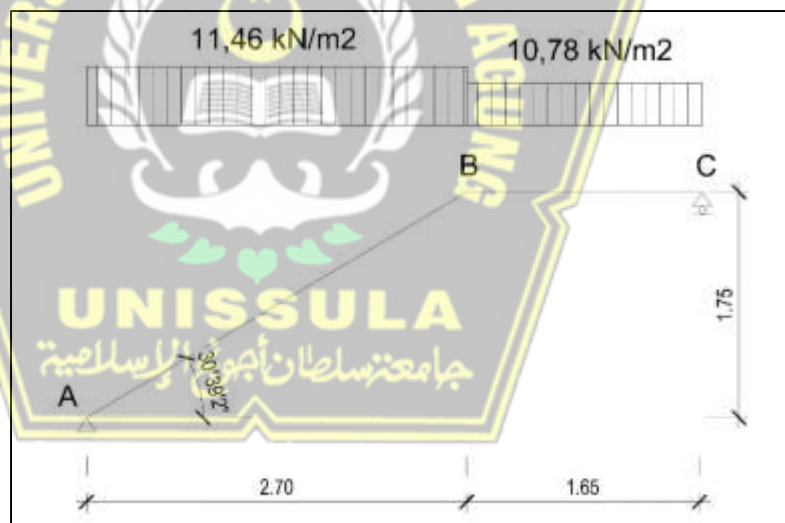
Kombinasi Pembebanan :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 4,98 + 1,6 \times 3 \\
 &= 10,78 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Analisis Struktur Tangga

a. Reaksi Perletakan Tangga

Metode yang digunakan dalam menganalisis struktur tangga adalah melalui pendekatan statis tertentu dengan perletakan sendi-rol dengan kondisi pembebanan seperti pada Gambar 4.52.



Gambar 4.52 Pembebanan pada Tangga

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

$$\Sigma MC = 0$$

$$R_A \times 4,35 - \left[11,46 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} + 1,65 \right) \right] - \left[10,78 \times 1,65 \times \left(\frac{2,7}{2} \right) \right] = 0$$

$$R_A = 24,713 \text{ kN}$$

$$\Sigma MA = 0$$

$$-RC \times 4,35 + \left[10,78 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 2,7 \right) \right] + \left[11,46 \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} \right) \right] = 0$$

$$RC = 24,016 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$24,713 + 24,016 - (11,46 \times 2,7) - (10,78 \times 1,65) = 0$$

$$48,729 - 48,729 = 0 \text{ (Sesuai)}$$

b. Gaya Dalam Tangga

Akibat beban yang diterima pada struktur tangga maka terjadi beberapa gaya dalam akibat beban yang dibebankan seperti gaya momen, gaya lintang, dan gaya normal. Berikut ini merupakan perhitungan yang akan menjelaskan cara untuk memperoleh gaya dalam tersebut.

1. Pada pelat bordes

Gaya lintang

Potongan X_1

$$\begin{aligned} D_{X_1} &= RC - q_2 \times X_1 \\ &= 24,016 - 10,78 \times X_1 \end{aligned}$$

$$\text{Nilai } X_1 = 0 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } D_C = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Nilai } X_1 = 1,65 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } D_B = 21,840 \text{ kN}$$

Gaya Momen

Potongan X_1

$$\begin{aligned} M_{X_1} &= RC \times X_1 - q_2 \times 0,5 \times X_1^2 \\ &= 24,016 \times X_1 - 10,78 \times 0,5 \times X_1^2 \end{aligned}$$

$$\text{Nilai } X_1 = 0 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } M_C = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Nilai } X_1 = 1,65 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } M_B = 24,953 \text{ kN}$$

2. Pada pelat tangga

Gaya lintang

$$\begin{aligned}\text{Titik B} &= 21,840 \times \sin 30,26 \\ &= 11,004 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik A} &= 11,004 - 11,46 \times \sin 30,26 \times 2,7 \\ &= -4,586 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya normal

$$\begin{aligned}\text{Titik B} &= 21,840 \times \cos 30,26 \\ &= 18,865 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik A} &= 18,865 - 11,46 \times \sin 30,26 \times 2,7 \\ &= 3,274 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya momen

Potongan X_2

$$M_{X_2} = RA \times X_2 - q_1 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$M_{X_2} = 24,713 \times X_2 - 11,46 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$\text{Nilai } X_2 = 0 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } M_A = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Nilai } X_2 = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{Maka nilai } M_B = 24,953 \text{ kN}$$

Momen maksimum

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

$$D_x = RA - q_1 \times X_2 = 0$$

$$= 24,713 - 11,46 \times X_2 = 0$$

$$X_2 = 2,16 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times X_2 - q_1 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$= 24,713 \times 2,16 - 11,46 \times 0,5 \times 2,16^2$$

$$= 26,646 \text{ kNm}$$

d. Perhitungan Rasio Tebal Pelat

$$L_y = 3473,111 \text{ mm}$$

$$L_x = 1650 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = \frac{3473,111}{1650}$$

$$= 2,105 > 2$$

Maka pelat tipe tangga termasuk pelat dua arah.

e. Perhitungan Kebutuhan Tulangan

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

f. Kebutuhan Tulangan Pelat Tangga

Data perencanaan tulangan :

$$M_u = 26,646 \text{ kNm}$$

$$= 26645632 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tebal pelat tangga} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

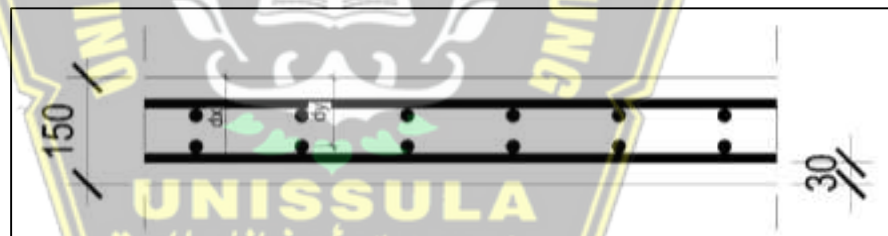
$$\text{Diameter tulangan lentur} = 13 \text{ mm}$$

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

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

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 25 \text{ MPa}$$

Kebutuhan tulangan utama :



Gambar 4.53 Penulangan Pelat Tangga

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

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

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

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

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

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

$$= 102 \text{ mm}$$

1. Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol tarik)}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} \\ &= \frac{26645632}{0,9 \times 1000 \times 113,5^2} \\ &= 2,298 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,298}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,00581 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} \\ &= 0,0018 < 0,00581 \end{aligned}$$

Maka, dipakai ρ 0,00581

2. Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,00581 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 658,864 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{658,864 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} \\ &= 13,022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{25 - 28}{7} \right) \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{13,022}{0,9} \\ &= 14,44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon t &= \frac{d_x - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{113,5 - 14,944}{14,944} \times 0,003 \\ &= 0,020\end{aligned}$$

$$\varepsilon t > 0,005 = 0,020 > 0,005$$

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

Syarat jarak maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 :

$$\begin{aligned}3h &= 3 \times 150 \\ &= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan D13 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{658,864}\end{aligned}$$

$$S = 201,35 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

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

Sehingga jarak antar tulangan yang digunakan yaitu 200 mm

(D13-200)

$$\begin{aligned}A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{200} \\ &= 663,33 \text{ mm}^2 > 658,864 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}\end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D13-200 mm.

3. 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.

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

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 :

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

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{270}$$

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

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

Sehingga jarak antar tulangan yang digunakan yaitu 200 mm (D10-200)

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

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

$$= 392,50 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

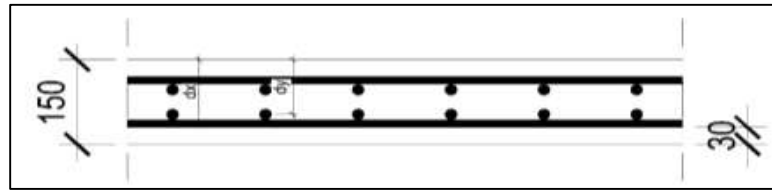
Jadi, dipasang tulangan D10-200 mm.

g. Kebutuhan Tulangan Pelat Bordes

Data perencanaan tulangan :

M_u	= 24,953 kNm
	= 24952609 Nmm
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')	= 25 Mpa

Kebutuhan tulangan utama :



Gambar 4.54 Penulangan Pelat Bordes

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

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

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

1. Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol tarik)}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} \\ &= \frac{26645632}{0,9 \times 1000 \times 113,5^2} \end{aligned}$$

$$= 2,152 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,152}{0,85 \times 25}}\right)$$

$$= 0,00541$$

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

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

$$= 0,0018 < 0,00541$$

Maka, dipakai $\rho = 0,00541$

2. Luas Tulangan

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,00541 \times 1000 \times 113,5 \\ &= 614,481 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{641,481 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} \\ &= 12,145\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}\right) \\ &= 0,85 - \left(0,05 \times \frac{25 - 28}{7}\right) \\ &= 0,9\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{12,145}{0,9} \\ &= 13,937\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_t &= \frac{d_x - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{113,5 - 13,937}{13,937} \times 0,003 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$\epsilon_t > 0,005 = 0,021 > 0,005$$

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

Syarat jarak maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal

7.7.2.3 :

$$\begin{aligned}3h &= 3 \times 150 \\ &= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan D13 mm, sehingga jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{614,481}\end{aligned}$$

$$S = 215,90 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

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

Sehingga jarak antar tulangan yang digunakan yaitu 200 mm (D13-200)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{200} \\ &= 663,33 \text{ mm}^2 > 658,864 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D13-200 mm.

3. 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.

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

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 :

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

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

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

Sehingga jarak antar tulangan yang digunakan yaitu 200 mm (D10-200)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{200} \\ &= 392,50 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan D10-200 mm.

h. Perencanaan Balok Bordes

Perancangan 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) 3450 mm didapatkan :

$$h = \frac{l}{16} = \frac{3450}{16} = 215,625 \text{ mm} \\ = 400 \text{ mm}$$

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

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

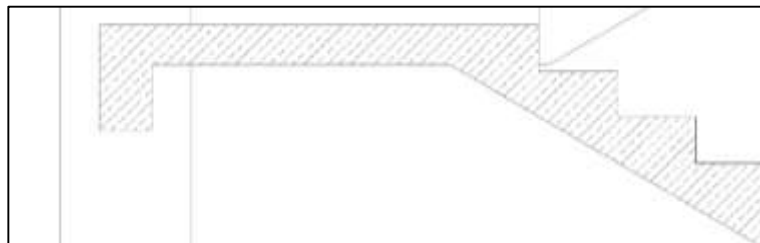
1. Pembebanan Balok Bordes Bawah

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

$$\begin{aligned} \text{Balok sendiri balok} &= 0,2 \times 0,4 \times 24 \\ &= 1,92 \text{ kN/m} \\ qD &= 1,92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qd \text{ ultimate} &= 1,2 \times qD \\ &= 1,2 \times 1,92 \\ &= 2,304 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban pelat bordes} &= 10,78 \text{ kN/m} \\ q_u &= 13,084 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Gambar 4.55 Balok Bordes Bawah

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 13,084 \times 3,45^2 \\
 &= 15,573 \text{ kNm} \\
 &= 15573231 \text{ kNmm}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right) \\
 &= 400 - 30 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right) \\
 &= 352 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{15573231}{0,9 \times 200 \times 352^2} \\
 &= 0,70 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\
 &= 19,765
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}}\right) \\
 &= \frac{1}{19,765} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 0,7}{420}}\right) \\
 &= 0,00333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} = 0,0033
 \end{aligned}$$

Syarat :

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{min}} = 0,00333$$

a. Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00333 \times 200 \times 352 \\ &= 234,67 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25\sqrt{25}}{420} \times 200 \times 352 \\ &= 209,524 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Atau ;

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

Maka, A_s pakai = 234,667

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

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s \text{ pakai}}}{A_{D16}} \\ &= \frac{234,667}{200,96} \\ &= 1,18 = 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

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

b. Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.4.2.1.

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

c. Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200}$$

$$= 39,72 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{39,72}{0,85}$$

$$= 46,73 \text{ mm}$$

Tegangan tarik :

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$= 0,003 \times \left(\frac{352}{46,73} - 1 \right)$$

$$= 0,0196$$

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

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(352 - \frac{1}{2} \times 39,72 \right)$$

$$\phi M_n = 50,461 \text{ kNm} > M_u = 15,573 \text{ kNm (OK)}$$

d. Penulangan Geser

$$V_u = 0,5 \times q_u \times l$$

$$= 0,5 \times 13,084 \times 3,45$$

$$= 22,57 \text{ kN}$$

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

$$= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 200 \times 352) \times 10^{-3}$$

$$= 44,88 \text{ kN}$$

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

$$22,44 \text{ kN} \leq 22,57 \text{ kN (Memenuhi)}$$

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

$$s_1 = \frac{d}{2} = \frac{352}{2} = 176 \text{ mm}$$

$$s_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times d} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 352} = 535,2 \text{ mm}$$

$$s_3 = 600 \text{ mm}$$

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

2. Pembebanan Balok Bordes Atas

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

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

$$\text{Berat dinding} = 1,75 \times 2,5 = 4,375 \text{ kN/m}$$

$$qD = 6,295 \text{ kN/m}$$

$$Qd \text{ ultimate} = 1,2 \times qD$$

$$= 1,2 \times 6,295$$

$$= 7,554 \text{ kN/m}$$

$$qu = 7,554 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.56 Balok Bordes Atas

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 7,554 \times 3,45^2 \\ &= 8,991 \text{ kNm} \\ &= 8991149 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} d &= h - \text{decking} - \text{sengkang} - \left(\frac{1}{2} \times D \text{ lentur}\right) \\ &= 400 - 30 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right) \\ &= 352 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\
 &= \frac{8991149}{0,9 \times 200 \times 352^2} \\
 &= 0,15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\
 &= 19,765
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{19,765} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 0,15}{420}} \right) \\
 &= 0,00072
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{fy} \\
 &= \frac{1,4}{420} = 0,0033
 \end{aligned}$$

Syarat :

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{min}} = 0,0033$$

1. Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 200 \times 352 \\
 &= 234,67 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{0,25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d \\
 &= \frac{0,25\sqrt{25}}{420} \times 200 \times 352 \\
 &= 209,524 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Atau ;

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

Maka, $A_{s \text{ pakai}} = 234,667$

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

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s \text{ pakai}}}{A_{D16}} \\
 &= \frac{234,667}{200,96} \\
 &= 1,18 = 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

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

2. Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.4.2.1.

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

3. Kontrol Kapasitas Penampang

Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{401,92 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\
 &= 39,72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{0,85} \\
 &= \frac{39,72}{0,85} \\
 &= 46,73 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tegangan tarik :

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \times \left(\frac{352}{46,73} - 1 \right) \\
 &= 0,0196
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} \times a\right) \\ &= 0,9 \times 401,92 \times 420 \times \left(352 - \frac{1}{2} \times 39,72\right)\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 50,461 \text{ kNm} > M_u = 8,991 \text{ kNm (OK)}$$

4. Penulangan Geser

$$\begin{aligned}V_u &= 0,5 \times q_u \times l \\ &= 0,5 \times 7,554 \times 3,45 \\ &= 13,031 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \\ &= 0,75 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 200 \times 352) \times 10^{-3} \\ &= 44,88 \text{ kN}\end{aligned}$$

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

$$22,44 \text{ kN} > 13,031 \text{ kN (Tidak Memenuhi)}$$

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

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,333 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,333 \times \sqrt{25} \times 200 \times 352 \\ &= 1172,16 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 < 1172,16 \text{ kN (Memenuhi)}$$

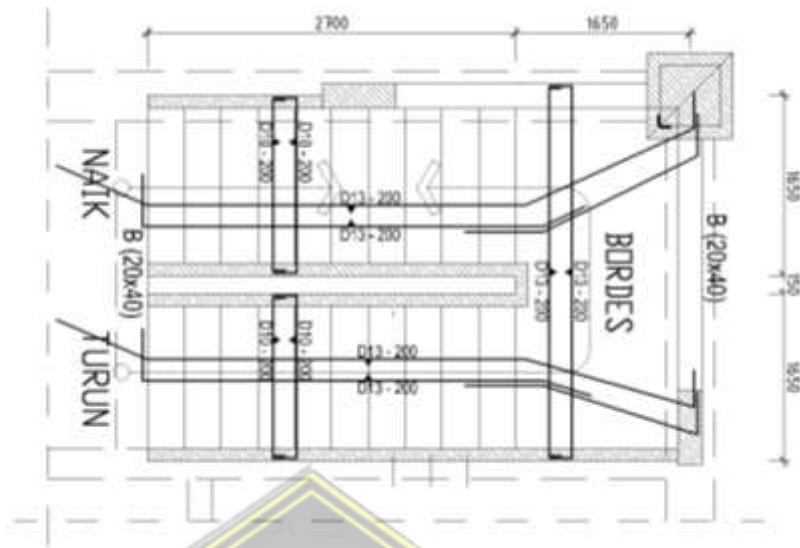
Digunakan tulangan sengkang D10 ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari yang terkecil antara :

$$s_1 = \frac{d}{2} = \frac{352}{2} = 176 \text{ mm}$$

$$s_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times d} = \frac{157 \times 420}{0,35 \times 352} = 535,2 \text{ mm}$$

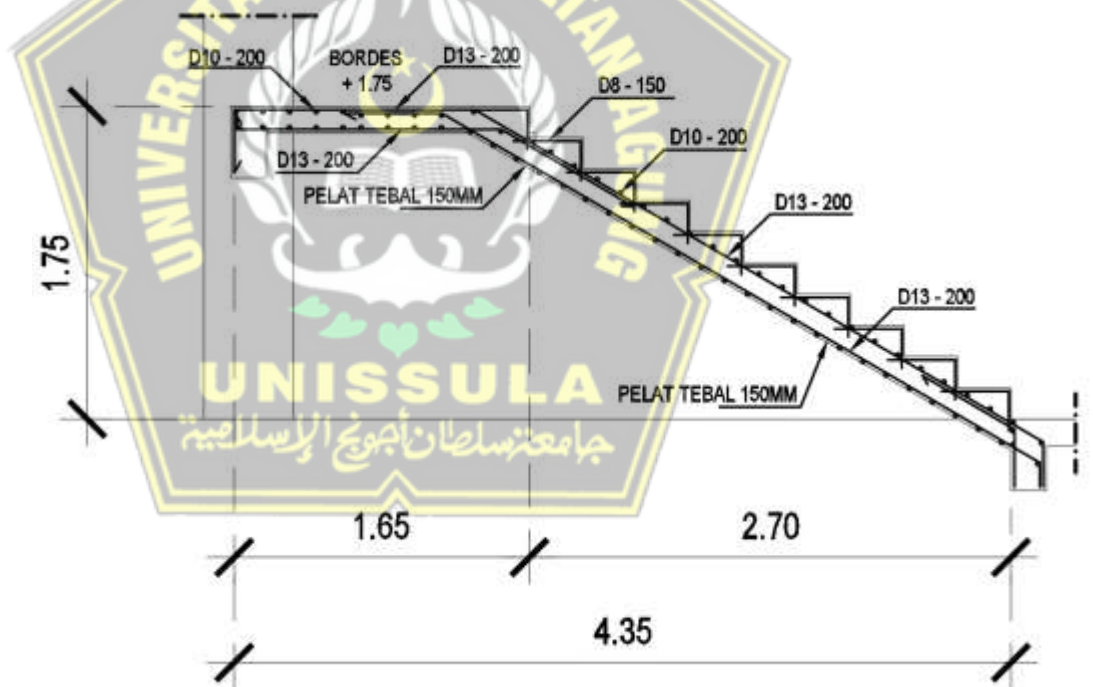
$$s_3 = 600 \text{ mm}$$

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



Gambar 4.57 Detail Penulangan Tangga Dari Atas

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



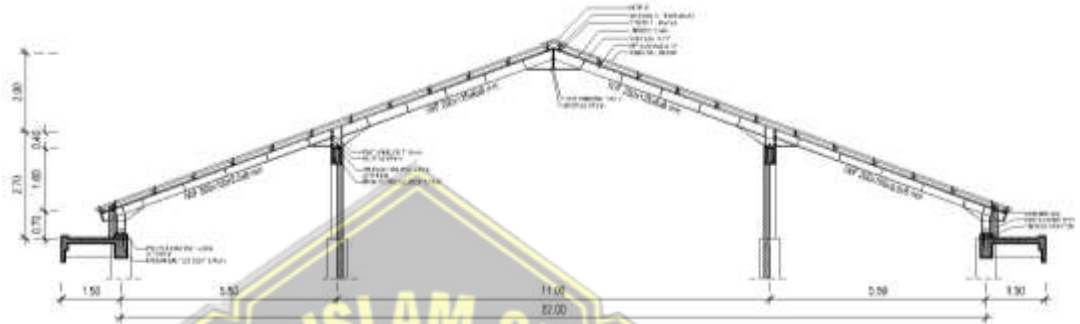
Gambar 4.58 Detail Penulangan Tangga Dari Samping

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.3 Perhitungan Atap

4.3.1. Perhitungan Desain Struktur Atap

Bagian dari struktur atap yang akan diperhitungkan dalam proses perencanaan mencakup elemen-elemen seperti gording, kuda kuda, dan kolom. Elemen-elemen ini berperan dalam menransfer gaya dari kuda-kuda balok pada lantai atap.



Gambar 4.59 Desain Struktur Atap

(Sumber : *As Build Drawing*, 2023)

a. Data Perencanaan

Data yang digunakan dalam proses perencanaan adalah sebagai berikut:

Mutu baja	= BJ 37
Tegangan leleh baja, f_y	= 240 MPa
Tegangan tarik baja, f_u	= 370 MPa
Tegangan sisa, f_r	= 70 MPa
Jarak antar kuda-kuda	= 5500 mm
Jarak antar gording	= 1200 mm
Jenis atap	= Galvalum
Berat atap	= 6 kg/m ² = 0,06 kN/m ²
Kemiringan atap	= 24°

Dalam merencanakan gording, akan diuji menggunakan profil *Lip Channel* dengan dimensi 150×65×20×3,2 dengan data sebagai berikut:

b	= 65 mm	C_y	= 22,1 mm
h_t	= 150 mm	I_x	= 2480000 mm ⁴
t	= 3,2 mm	I_y	= 410000 mm ⁴

$$\begin{array}{ll}
 a & = 20 \text{ mm} & Z_x & = 330000 \text{ mm}^3 \\
 W & = 5,5 \text{ kg/m} & Z_y & = 94000 \text{ mm}^3
 \end{array}$$

b. Perhitungan Beban

1. Beban Mati (qDL)

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat penutup atap (q} \times \text{b)} & = 72 \text{ N/m} \\
 \text{Berat gording} & = 55 \text{ N/m} + \\
 \text{qDL} & = 127 \text{ N/m} \\
 \text{Berat lain lain (10\% qDL)} & = 13 \text{ N/m} + \\
 \text{qDL Total} & = 140 \text{ N/m}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 qDL_x &= qDL \text{ total} \times \sin \alpha \\
 &= 140 \text{ N/m} \times \sin 24^\circ \\
 &= 126,5 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qDL_y &= qDL \text{ total} \times \cos \alpha \\
 &= 140 \text{ N/m} \times \cos 24^\circ \\
 &= 59,25 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup (qLL)

a. Beban Pekerja (Terpusat)

$$\begin{aligned}
 qLL_x &= P_x = 100 \times \sin \alpha \\
 &= 100 \times \sin 24^\circ \\
 &= 905,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qLL_y &= P_y = 100 \times \cos \alpha \\
 &= 100 \times \cos 24^\circ \\
 &= 424,1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

b. Beban Air Hujan

Beban air hujan dihitung berdasarkan SNI 03-1727-2020

Diasumsikan,

$$\text{Tinggi statis (d}_s\text{)} = 0,02 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi hidrolis (d}_h\text{)} = 0,024 \text{ m}$$

Sehingga,

$$R = 0,0098 \times (d_s + d_h)$$

$$R = 0,4312 \text{ kN/m}$$

$$= 431,2 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned}
 qL &= R \times \text{jarak gording} \\
 &= 431,2 \text{ N/m} \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 517,44 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qL_x &= qL \times \sin \alpha \\
 &= 517,44 \text{ N/m} \times \sin 24^\circ \\
 &= 468,5 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qL_y &= qL \times \cos \alpha \\
 &= 517,44 \text{ N/m} \times \cos 24^\circ \\
 &= 219,4 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Angin (merata)

$$\text{Beban angin} = 400 \text{ N/m}^2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 qW &= \text{jarak gording} \times \text{beban angin} \\
 &= 1,2 \times 0,4 \\
 &= 0,48 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 qW_x &= qW \times \sin \alpha \\
 &= 0,48 \text{ kN/m} \times \sin 24^\circ \\
 &= 0,44 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qW_y &= qW \times \cos \alpha \\
 &= 0,48 \text{ kN/m} \times \cos 24^\circ \\
 &= 0,2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan Momen Akibat Beban

1. Momen akibat beban mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}
 M_{DLX} &= \frac{1}{8} \times qDLx \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 126,5 \times \left(\frac{5,5\text{m}}{2}\right)^2 \\
 &= 119,59 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{DLY} &= \frac{1}{8} \times qDLY \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 59,25 \times \left(\frac{5,5\text{m}}{2}\right)^2
 \end{aligned}$$

$$= 224,06 \text{ N/m}$$

2. Momen akibat beban hidup terpusat (*Live Load*)

$$\begin{aligned} M_{LLX} &= \frac{1}{4} \times Px \times \left(\frac{L}{2}\right) \\ &= \frac{1}{4} \times 905,5 \times \left(\frac{5,5\text{m}}{2}\right)^2 \\ &= 622,5 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{LLY} &= \frac{1}{4} \times Px \times \left(\frac{L}{2}\right) \\ &= \frac{1}{4} \times 424,1 \times \left(\frac{5,5\text{m}}{2}\right)^2 \\ &= 583,2 \text{ N/m} \end{aligned}$$

3. Momen akibat beban hidup merata (air hujan)

$$\begin{aligned} M_{RX} &= \frac{1}{8} \times qLx \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 468,5 \times \left(\frac{5,5}{2}\right)^2 \\ &= 442,95 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{RY} &= \frac{1}{8} \times qLx \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 219,48 \times \left(\frac{5,500}{2}\right)^2 \\ &= 829,93 \text{ N/m} \end{aligned}$$

4. Momen akibat beban angin

Beban angin bekerja tegak lurus dengan atap sehingga beban angin bekerja sama dengan arah Y

$$\begin{aligned} M_{WY} &= \frac{1}{8} \times qWy \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,2 \text{ kN/m} \times (5,5\text{m})^2 \\ &= 0,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Perhitungan Momen Ultimate pada Gording

Perhitungan beban kombinasi untuk momen ultimate pada gording sebagai berikut :

Tabel 4.48 Kombinasi Pembebanan pada Atap

Kombinasi	DL	SIDL	LL	Lr	W	X N.m	Y N.m
1,4D	1,4	1,4				334,854	627,39
1,2D + 1,6L + 0,5 Lr	1,2	1,2	1,6	0,5		1504,63	1885,92

$1,2D + 1,6 Lr + 0,5 W$	1,2	1,2		1,6	0,5	1991,88	3183,79
$1,2 D + 1 W + L + 0,5 Lr$	1,2	1,2	1	0,5	1	1900,96	2305,86
$0,9 D + 1 W$	0,9	0,9			1	215,263	1173,21

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Oleh karena itu, untuk perhitungan akan dipilih momen MuX dan MuY yang memiliki nilai paling besar yaitu **1191,88 Nm** dan **3183,79 Nm**.

d. Perhitungan Momen Nominal

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 Tabel B4.1b

1. Penampang badan

$$\frac{b}{t} = \frac{0,065 m}{0,0032 m}$$

$$= 20,31$$

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

$$= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 10,75$$

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 28,28$$

Karena, nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ maka penampang yang digunakan merupakan penampang dengan badan tidak kompak

2. Penampang sayap

$$\frac{h}{t} = \frac{0,15 m}{0,0032 m}$$

$$= 46,87$$

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

$$= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 106,34$$

$$\begin{aligned}\lambda r &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,7 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 161,22\end{aligned}$$

Sesuai ketentuan dalam SNI 1729 : 2020 pasal B4.1 jika nilai $\lambda p < \lambda < \lambda r$ maka penampang yang digunakan dianggap sebagai penampang non-kompak. Dalam kasus ini profil berbentuk kanal, perhitungan momen nominal akan mengikuti ketentuan yang tertera dalam SNI 1729-2015 pasal F3, sebagaimana diuraikan berikut :

- a. Menghitung momen nominal akibat pelelehan

$$\begin{aligned}M_n = M_p &= F_y \times Z_x \\ Z_x &= \frac{1}{4} \times ht \times t^2 + a \times t \times (ht - a) + t \times (b - 2 \times \\ &\quad t) \times (ht - t) \\ Z_x &= \frac{1}{4} \times 150 \times 3,2^2 + 20 \times 3,2 \times (150 - 20) + \\ &\quad 3,2 \times (65 - 2 \times 3,2) \times (150 - 3,2) \\ &= 36231,94 \text{ mm}^3 \\ &= 36,231 \text{ m}^3 \\ M_n &= 240 \text{ MPa} \times 36231,94 \text{ mm}^3 \\ &= 9057984 \text{ N/mm} \\ &= 9057,984 \text{ N/m}\end{aligned}$$

- b. Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Panjang antar pengaku, $L_b = 5,5 \text{ m}$

Menghitung nilai L_p :

$$\begin{aligned}L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 0,0242 \text{ m} \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 1,23 \text{ m}\end{aligned}$$

Konstanta warping :

$$C_w = \frac{I_y \times h^2}{4}$$

$$= \frac{410000 \times 150^2}{4}$$

$$= 2,31 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \times c_w}}{S_x}$$

$$= \frac{\sqrt{410000 \times 2,31 \times 10^9}}{33000}$$

$$= 0,931 \text{ m}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{r_{ts}^2}$$

$$= \sqrt{0,931}$$

$$= 0,305 \text{ m}$$

Menghitung konstanta torsi

$$J = \frac{2 \times b \times t^3 + (h - t_f) \times t^3}{3}$$

$$= \frac{2 \times 65 \times 3,2^3 + (150 - 3,2) \times 3,2^3}{3}$$

$$= 3,023 \text{ m}^4$$

Menghitung konstanta c

$$c = \frac{h}{2} \times \sqrt{\frac{I_y}{c_w}} = \frac{150}{2} \times \sqrt{\frac{410000}{2,31 \times 10^9}}$$

$$= 1$$

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

$$= 1,95 \times 0,305 \times \frac{200000}{0,7 \times 240} \times \sqrt{\frac{3,023 \times 1}{33 \times 0,150} + \sqrt{\left(\frac{3,023 \times 1}{33 \times 0,150}\right)^3 + 6,76 \times \left(\frac{0,7 \times 240}{200000}\right)^2}}$$

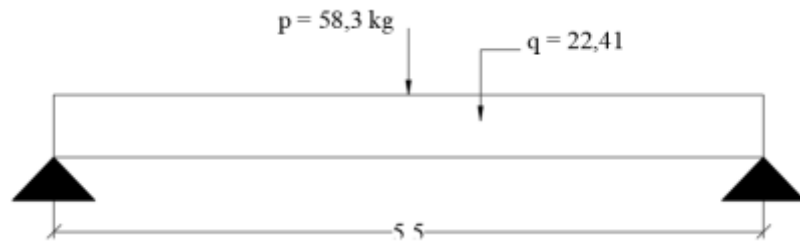
$$= 3,746 \text{ m}$$

Diketahui,

$$L_b > L_r$$

$$5,5 \text{ m} > 3,746 \text{ m}$$

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



Gambar 4.60 Reaksi dan Beban pada Gording

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Menghitung momen yang terjadi :

M_A = momen yang terjadi pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned}
 &= v \times \frac{4}{4} - 0,5 \times q \times \left(\frac{4}{4}\right)^2 \\
 &= 907,81 \times \frac{4}{4} - 0,5 \times 224,1 \times \left(\frac{4}{4}\right)^2 \\
 &= 795,777 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

M_B = momen yang terjadi pada $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned}
 &= v \times \frac{4}{2} - 0,5 \times q \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\
 &= 907,81 \times \frac{4}{2} - 0,5 \times 224,1 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \\
 &= 1367,48 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

M_C = momen yang terjadi pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned}
 &= v \times \frac{4}{4} - 0,5 \times q \times \left(\frac{4}{4}\right)^2 \\
 &= 907,81 \times \frac{4}{4} - 0,5 \times 224,1 \times \left(\frac{4}{4}\right)^2 \\
 &= 795,777 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

M_{MAX} = 318,379 kg/m

$$= 3183,79 \text{ N/m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3 \times M_a + M_b + 3 \times M_c}$$

$$= \frac{12,5 \times 3183,79}{2,5 \times 3183,79 + 3 \times 795,777 + 1367,48 + 3 \times 795,777}$$

$$= 2,19$$

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

$$= \frac{2,13 \times 3,14 \times 200000}{\left(\frac{5500}{30,52}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{3023,39 \times 1,23}{33000 \times 150} \times \left(\frac{5500}{30,52}\right)^2}$$

$$= 211,915 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= F_{cr} \times S_x \leq M_p \\
 &= 211,915 \times 33000 \\
 &= 6993196,749 \text{ Nmm} < 13764720 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Menghitung momen akibat tekuk local sayap tekan

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \times \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \\
 &= 13764720 - (13764720 - 0,7 \times 240 \times 33) \times \\
 &\quad \left(\frac{20,31 - 10,75}{28,28 - 10,75} \right) \\
 &= 9473,429 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol Momen Nominal

Dari ketiga kondisi tersebut, nilai momen nominal terkecil akan diidentifikasi. Oleh karena itu, nilai momen yang digunakan adalah nilai momen akibat tekuk lokal sayap tekan.

$$M_{n \min} = 69931,196 \text{ N/m}$$

$$M_u \text{ maks} < \phi M_n$$

$$3183,37 \text{ N/m} < 0,9 \times 69931,196$$

$$3183,37 \text{ N/m} < 62938,77 \text{ N/m} \quad \text{Memenuhi syarat}$$

$$\text{Strees Ratio dimana } M_u / \phi M_n = 0,25 \leq 1 \quad \text{Memenuhi syarat}$$

4.3.2. Perhitungan Landasan Gording

a. Data Perencanaan

Berikut adalah data yang akan digubakan dalam perhitungan untuk merencanakan landasan gording :

Jumlah landasan gording	= 1 buah
Jarak landasan gording (l_1)	= 5,5 m
Jarak antar gording (b_1)	= 1,2 m
Jumlah gording yang ditumpu (n)	= 5 buah
Beban mati pada gording (arah Y)	= 59,25 N/m
Beban hidup pada gording (arah Y)	= 424,1 N
Beban angin pada gording (arah Y)	= 203,6 N/m
Tegangan leleh baja, f_y	= 240 MPa
Tegangan Tarik baja, f_u	= 370 MPa

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{b}{l}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{5500}{1200}\right) = 12,31^\circ$$

b. Perhitungan Pembebanan

1. Beban mati

$$\begin{aligned} Q_D &= l_1 \times q_D \times n \\ &= 5,5 \times 59,25 \times 5 \\ &= 1629,58 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_D &= Q_D \times \sin \theta \\ &= 1629,58 \times \sin 12,31 \\ &= 347,37 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Beban hidup

a. Air Hujan (merata)

$$\begin{aligned} Q_{LR} &= l_1 \times q_{LR} \times n \\ &= 5,5 \times 219,4 \text{ N} \times 5 \\ &= 6035,8 \text{ N} \\ R_{LR} &= Q_{LR} \times \sin \theta \\ &= 6035,8 \text{ N} \times \sin 12,31 \\ &= 12,866 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Pekerja (terpusat)

$$\begin{aligned} Q_{LL} &= n \times P_{LL} \\ &= 5 \times 424,1 \\ &= 2111 \text{ N} \\ R_{LL} &= Q_{LL} \times \sin \theta \\ &= 2111 \text{ N} \times \sin 12,31 \\ &= 4520 \text{ N} \end{aligned}$$

3. Beban Angin

$$\begin{aligned} Q_w &= l_1 \times q_w \times n \\ &= 5,5 \times 203,6 \text{ N} \times 5 \\ &= 3499,4 \text{ Nm} \\ R_w &= Q_w \times \sin \theta \\ &= 3499,4 \text{ N} \times \sin 12,31 \\ &= 119,35 \text{ Nm} \end{aligned}$$

c. Kombinasi Pembebanan

Tabel 4.49 Kombinasi Pembebanan pada Gording

Kombinasi	DL	SIDL	LL	Lr	W	Hasil N.m
1,4D	1,4	1,4				972,64
1,2D + 1,6L + 0,5Lr	1,2	1,2	1,6	0,5		2897,34
1,2D + 1,6Lr + 0,5W	1,2	1,2		1,6	0,5	3505,12
1,2D + 1W + L + 0,5 Lr	1,2	1,2	1	0,5	1	3318,91
0,9D + 1W	0,9	0,9			1	18188,3

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Maka kombinasi pembebanan yang digunakan adalah **3505,12 Nm**

d. Perhitungan Dimensi Penggantung Gording

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{b}{l}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{5500}{1200}\right) = 12,31^\circ$$

Gaya yang tersalurkan ke kuda-kuda :

$$T = \frac{N}{\sin\theta} = \frac{3505,12}{\sin 12,31} = 16443,1 \text{ N}$$

Luas penggantung gording (A)

$$A = \frac{T}{fy} = \frac{16443,1}{240} = 68,5 \text{ mm}^2$$

e. Perhitungan Kontrol Tegangan

Gaya tarik nominal tulangan dihitung sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal D2

Gaya dalam

$$\begin{aligned} R_{\text{total}} &= 1,2 \times R_{\text{DL}} + 1,6 \times D_{\text{LL}} \\ &= 1,2 \times 347,3 \text{ N} + 1,6 \times 1286,6 \text{ N} \\ &= 2475,49 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya dalam yang diterima penggantung gording terakhir

$$\begin{aligned} \text{Tan} &= \text{jarak miring gording} / \left(\frac{l}{3}\right) \\ &= 1,2 / \frac{5,5}{3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,654 \text{ m} \\
 &= \text{arc tan } 0,654 \\
 &= 33,21^\circ \\
 P_{U \text{ total}} &= \frac{R_{total}}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{2475,4}{\sin 33,21} \\
 &= 4520,142 \text{ N}
 \end{aligned}$$

1. Kontrol leleh tarik pada penampang bruto

$$\text{Gaya ultimit terjadi } (T_u) = T = 16443,1 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tarik nominal tulangan } (T_n)$$

$$T_n \leq \phi \times T_n \text{ (SNI 03-1729-2020)}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \phi \times f_y \times A_g \\
 &= 0,9 \times 240 \times 4520 \\
 &= 4478,61 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$T_u \leq \phi \times T_n$$

$$16443,1 \text{ N} < 4478,61 \text{ N} \text{ Memenuhi syarat}$$

2. Kontrol Tegangan Putus

$$\text{Gaya ultimate terjadi } (T_u) = T = 16443,1 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tarik nominal tulangan } (T_n)$$

$$T_n \leq \phi \times T_n$$

$$T_n = \phi \times F_u \times A_e$$

$$\text{Dimana } A_e = A_n \times U$$

Untuk nilai faktor *shear lag*, $U = 1,0$ (SNI 1729-2020 tabel D3.1)

$$A_n = A_g = 477,86 \text{ mm}^2 = 0,477 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \phi \times f_u \times A_e \\
 &= 0,75 \times 370 \times 477,86 \\
 &= 132606,452 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$T_u \leq \phi \times T_n$$

$$T_n = 16443,1 \text{ N} < 132606,452 \text{ kN} \quad \text{Memenuhi syarat}$$

4.3.3. Perhitungan Kuda-Kuda

Fungsi utama dari kuda-kuda adalah untuk menahan gaya-gaya yang diteruskan oleh gording, termasuk beban mati atap, beban hidup merata, beban hidup pekerja, dan beban angin yang mempengaruhi struktur.

a. Data Perencanaan

Berikut ini adalah data yang akan digunakan dalam perhitungan untuk merencanakan kuda-kuda :

Mutu baja = BJ 37

Jarak antar kuda kuda = 5,5 m

Jarak antar gording = 1,2 m

Bentang kuda kuda = 11 m

Sudut kemiringan = 24°

Panjang miring atap = 6,02 m

Berat atap = 60 N/m^2

Berat gording = 55 N/m^2

Untuk perencanaan kuda-kuda dicoba menggunakan profil WF $250 \times 125 \times 6 \times 9$

$A = 250 \text{ mm}$ $I_x = 40600000 \text{ mm}^4$

$B = 135 \text{ mm}$ $I_y = 2940000 \text{ mm}^4$

$t_w = 6 \text{ mm}$ $S_x = 324000 \text{ mm}^3$

$t_f = 9 \text{ mm}$ $S_y = 47000 \text{ mm}^3$

$W = 29,56 \text{ kg/m}$ $I_x = 103,7 \text{ mm}$

$A_g = 3766 \text{ mm}^2$ $I_y = 27,9 \text{ mm}$

$r = 120 \text{ mm}$

b. Perhitungan Pembebanan

1. Beban Mati

a. Berat atap = $60 \text{ N/m}^2 \times 1,2 \text{ m} \times 5,5 \text{ m}$
= 396 N

Berat gording = $55 \text{ N/m}^2 \times 5,5 \text{ m}$
= 302,5 N

$$\begin{aligned}
 Qd &= \text{berat atap} + \text{berat gording} \\
 &= 396 \text{ N} + 302,5 \text{ N} \\
 &= 698,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat lain}^2 (10\%) = 69,85 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 Qd_{\text{total}} &= 698,5 \text{ N} + 69,85 \text{ N} \\
 &= 768,35 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Berat atap} &= 60 \text{ N/m}^2 \times \frac{1,2 \text{ m}}{2} \times 5,5 \text{ m} \\
 &= 198 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gording} &= 55 \text{ N/m}^2 \times 5,5 \text{ m} \\
 &= 302,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qd &= \text{berat atap} + \text{berat gording} \\
 &= 198 \text{ N} + 302,5 \text{ N} \\
 &= 500,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat lain-lain (10\%)} = 50,05 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 Qd_{\text{total}} &= 500,5 \text{ N} + 50,05 \text{ N} \\
 &= 550,55 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

Untuk beban hidup yang akan diperhitungkan adalah beban hidup dari pekerja dengan besaran 0,1 kN

3. Beban Angin

Beban angin yang akan digunakan sesuai dengan peraturan SNI 1727:2020 pasal 27.1.5 dimana beban minimum angin untuk atap yaitu sebesar 0,4 kN/m² atau setara dengan 400 N/m².

$$\begin{aligned}
 \text{a. Angin datang} &= 400 \text{ N/m}^2 \times 5,5 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 2640 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Angin hisap} &= 400 \text{ N/m}^2 \times \frac{5,5 \text{ m}}{2} \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 1320 \text{ N}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Gaya pada Kuda-Kuda

Gaya yang timbul pada kuda-kuda akan dihitung berdasarkan hasil analisis yang diperoleh dari ETABS V21.0.0. Gaya ini akan diambil dari kuda-kuda yang tertera di bawah ini :

$$P_{\max} = 21320 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 12410 \text{ N}$$

$$V_{\max} = 9870 \text{ N}$$

d. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$P_{\max} = 21320 \text{ N}$$

$$A_g = 37,66 \text{ cm}^2 = 3766 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Panjang antar pengaku lateral} &= \text{jarak antar gording} \\ &= 1,2 \text{ m} = 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 Tabel B4.1a

$$\lambda = \frac{b}{2tf} = \frac{135}{29} = 7,5$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 15,8 \end{aligned}$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_r$ maka penampang yang dipilih merupakan penampang yang tergolong sebagai penampang non-langsing. Untuk perhitungan tekan nominal penampang yang non-langsing mengikuti SNI 1729-2020 pasal E3 (tekuk luntur dari komponen struktur tanpa elemen langsing)

1. Ke arah sumbu X

a. Menghitung kelangsingan batang

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

$$\frac{k \times L}{r_x} = \frac{1 \times 1,2 \text{ m}}{0,103 \text{ m}} = 11,57 < 200$$

(Memenuhi syarat)..pasal E3

b. Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$\begin{aligned} \text{Periksa, } 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} &= 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 133,22 \end{aligned}$$

$$\text{Karena, nilai } \frac{k \times L}{r_x} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}},$$

$$\text{maka } F_{cr} = \left[0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right] \times f_y$$

$$\text{Dimana } F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(11,57)^2} = 14725,98 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{240}{14725,98}} \right] \times 240 \\ &= 238,524 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= F_{cr} \times A_g \\ &= 898284,048 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Ke arah sumbu Y

a. Menghitung kelangsingan batang

$$\frac{k \times L}{r_x} = 43,01 < 200 \text{ Memenuhi syarat}$$

b. Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

Periksa,

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 133,33$$

$$\text{Karena nilai } \frac{k \times L}{r_x} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}},$$

$$\text{maka } F_{cr} = \left[0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right] \times f_y$$

$$\text{Dimana } F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(43,01)^2} = 1065,94 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{240}{1065,94}} \right] \times 240 \\ &= 218,415 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= F_{cr} \times A_g \\ &= 822554,594 \text{ N} \end{aligned}$$

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

$$P_n = 822554,594 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 740299,134 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_{\max} = 740299,134 \text{ N} > 2132 \text{ N} \quad \text{Memenuhi}$$

e. Perhitungan Momen Nominal

Diketahui $f_r = 70 \text{ MPa}$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 tabel B4.1a yaitu :

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{2tf} = \frac{0,135 \text{ m}}{2,0,009 \text{ m}} \\ &= 7,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,97 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,87 \end{aligned}$$

Karena, nilai $\lambda_p > \lambda$, penampang memiliki badan kompak

$$\begin{aligned} \frac{h}{t} &= \frac{0,25 \text{ m}}{0,006 \text{ m}} \\ &= 41,67 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 108,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 164,544 \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729-2020 pasal B4.1 bila memiliki nilai $\lambda < \lambda_p$ maka penampang yang dipakai penampang kompak. Untuk profil

WF, maka perhitungan momen nominal dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 pasal F2 sebagai berikut :

1. Menghitung momen nominal akibat pelelehan

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p = F_y \times Z_x \\
 Z_x &= \frac{tw \times (h - 2tf)^2}{4} + (h - tf) \times tf \times bf \\
 &= \frac{6 \times (250 - 2 \times 9)^2}{4} + (250 - 9) \times 9 \times 250 \\
 &= 622986 \text{ mm}^3 \\
 &= 622,986 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 240 \text{ MPa} \times 622986 \text{ mm}^3 \\
 &= 149516640 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 6,02 \text{ m}$

Menghitung nilai L_p

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 27,9 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
 &= 1417,51 \text{ mm} \\
 &= 141,751 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Konstanta warping :

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h^2}{4} = \frac{2940000 \times 250^2}{4} \\
 &= 4,59 \times 10^9 \text{ mm}^6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ts}^2 &= \frac{\sqrt{I_y \times C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{2940000 \times 4,59 \times 10^9}}{3240000} \\
 &= 1,134 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \sqrt{r_{ts}^2} = \sqrt{1,134} \\
 &= 0,033 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Menghitung konstanta torsi

$$J = \frac{2 \times b \times t^3 + (h - t f) \times t^3}{3} = \frac{2 \times 135 \times 9^3 + (259 - 9) \times 6^3}{3}$$

$$= 82,962 \text{ m}^4$$

Menghitung konstanta c

$$c = \frac{h}{2} \times \sqrt{\frac{I_y}{c w}} = \frac{150}{2} \times \sqrt{\frac{410000}{2,31 \times 10^9}}$$

$$= 1$$

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

$$= 1,95 \times 33,67 \times \frac{200000}{0,7 \times 240} \cdot \sqrt{\frac{82962 \times 1}{3240000 \times 240} + \sqrt{\left(\frac{82962 \times 1}{3240000 \times 240}\right)^3} + 6,76 \times \left(\frac{0,7 \times 240}{200000}\right)^2}$$

$$= 3,659 \text{ m}$$

Diketahui, nilai $L_b > L_r$, $6,02 \text{ m} > 3,659 \text{ m}$

Maka $F_{cr} \times S_x \leq M_p$

Momen yang terjadi (M_A , M_B , dan M_C) dihitung menggunakan ETABS 21.0.0 dengan hasil analisis berikut :

$$M_A = \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang}$$

$$= 29 \text{ kg/m}$$

$$= 290 \text{ N/m}$$

$$M_B = \text{Momen yang terjadi pada } \frac{1}{2} \text{ bentang}$$

$$= 384 \text{ kg/m}$$

$$= 3840 \text{ N/m}$$

$$M_C = \text{Momen yang terjadi pada } \frac{1}{4} \text{ bentang}$$

$$= 217 \text{ kg/m}$$

$$= 2170 \text{ N/m}$$

$$M_{\max} = 1241 \text{ kg/m}$$

$$= 12410 \text{ N/m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c}$$

$$= \frac{12,5 \times 1241}{2,5 \times 1241 + 3 \times 29 + 4 \times 384 + 3 \times 217}$$

$$= 2,885$$

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

$$= \frac{2,885 \times 3,14 \times 200000}{\left(\frac{6020}{33,67}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{82962,2,375}{3240000,250} \times \left(\frac{6020}{33,67}\right)^2}$$

$$= 199,506 \text{ MPa}$$

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

$$= 199,506 \times 3240000$$

$$= 646,399 \text{ kg/m}$$

$$= 6463,99 \text{ N/m}$$

Periksa,

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 646,399 \text{ kg/m} = 5817,599 \text{ N/m}$$

$$\emptyset M_n > M_n$$

$$5817,59 \text{ N/m} > 1241 \text{ N/m} \quad \text{Memenuhi}$$

f. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui $V_{u \max} = 9870 \text{ N}$

1. Cek kebutuhan pengaku transversal

Pengaku transversal tidak perlu apabila $\frac{h}{w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{w} = \frac{0,25 \text{ m}}{0,006 \text{ m}} = 41,6 \text{ m}$$

$$2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 71,01$$

Maka pada komponen struktur ini tidak membutuhkan pengaku transversal

2. Perhitungan kekuatan geser

Untuk perhitungan geser struktur dengan badan tanpa pengaku dilakukan sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal G2.1.a

Dengan nilai $\frac{h}{w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ didapat nilai :

$$C_v = 1, \text{ dan } \phi = 1$$

$$\begin{aligned} A_w &= h \times t_w \\ &= 250 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \\ &= 1500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 240 \times 1500 \times 1 \\ &= 216000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 1 \times 216000 \text{ N} \\ &= 216000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$216000 \text{ N} > 987 \text{ N} \quad \text{Memenuhi}$$

4.3.4. Perhitungan *Overstack* Kuda-Kuda

a. Data Perencanaan

Data perencanaan untuk perhitungan kuda kuda sebagai berikut :

$$\text{Mutu baja} = \text{BJ 37}$$

$$\text{Jarak antar kuda kuda} = 5,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gording} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Sudut kemiringan} = 24^\circ$$

$$\text{Panjang Overstack} = 0,55 \text{ m}$$

$$\text{Berat atap} = 60 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Berat gording} = 55 \text{ N/m}^2$$

Untuk perencanaan kuda kuda dicoba menggunakan profil WF

$$200 \times 100 \times 5,5 \times 8$$

$$A = 200 \text{ mm} \quad I_x = 18400 \text{ mm}^4$$

$$B = 100 \text{ mm} \quad I_y = 1340 \text{ mm}^4$$

$$t_w = 5,5 \text{ mm} \quad S_x = 1840 \text{ mm}^3$$

$$t_f = 8 \text{ mm} \quad S_y = 270 \text{ mm}^3$$

$$W = 21,32 \text{ kg/m} \quad I_x = 82,3 \text{ mm}$$

$$A_g = 27,2 \text{ cm}^2 \quad I_y = 22,2 \text{ mm}$$

$$r = 11 \text{ mm}$$

b. Perhitungan Gaya pada *Overstack*

Perhitungan gaya yang terjadi pada kuda kuda menggunakan hasil analisis dengan ETABS 21.0.0. Gaya diambil dari *overstack* kuda kuda terbesar yaitu :

$$P_{\max} = 200 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 2650 \text{ N}$$

$$V_{\max} = 2180 \text{ N}$$

c. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$P_{\max} = 200 \text{ N}$$

$$A_g = 27,2 \text{ cm}^2 = 2720 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Panjang antar pengaku lateral} &= \text{jarak antar gording} \\ &= 1,2 \text{ m} = 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 Tabel B4.1a

$$\lambda = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{200}{2 \times 8} = 12,5$$

$$\begin{aligned} \lambda r &= 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 15,8 \end{aligned}$$

Maka penampang yang digunakan merupakan penampang non-langsing perhitungan mengikuti SNI 1729-2020 pasal E3

1. Ke arah sumbu x

Menghitung kelangsingan batang

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

$$\frac{k \times L}{r_x} = \frac{1 \times 1,2 \text{ m}}{0,1037 \text{ m}} = 14,58 < 200 \text{ (Memenuhi)..pasal E3}$$

Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$\begin{aligned} \text{Periksa, } 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} &= 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 133,22 \end{aligned}$$

Karena, nilai $\frac{k \times L}{r_x} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$,

maka $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right] \times f_y$

Dimana $F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(14,58)^2} = 9275,268 \text{ MPa}$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{250}{9275,268}}\right] \times 240$$
$$= 237,41 \text{ MPa}$$

$$P_u = F_{cr} \times A_g$$
$$= 645768,25 \text{ N}$$

2. Ke arah sumbu Y

a. Menghitung kelangsingan batang

$$\frac{k \times L}{r_x} = 14,58 < 200 \text{ Memenuhi}$$

b. Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

Periksa,

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,33$$

Karena nilai $\frac{k \times L}{r_x} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

maka $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right] \times f_y$

Dimana $F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(14,58)^2} = 9275,26 \text{ MPa}$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{240}{9275,26}}\right] \times 240$$
$$= 237,414 \text{ MPa}$$

$$P_u = F_{cr} \times A_g$$
$$= 645768,256 \text{ N}$$

Untuk menghitung kuat tekan nominal batang, diambil nilai

P_n yang terkecil, sehingga :

$$P_n = 645768,25 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 6581191,43 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_u = 6581191,43 \text{ N} > 200 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

d. Perhitungan Momen Nominal

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 tabel B4.1a yaitu :

$$\lambda = \frac{b}{2tf} = \frac{100 \text{ mm}}{2.8 \text{ mm}}$$
$$= 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$
$$= 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$= 1 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$
$$= 28,87$$

Karena, nilai $\lambda_p > \lambda$, penampang memiliki badan kompak

$$\frac{h}{t} = \frac{0,2 \text{ mm}}{0,0055 \text{ mm}}$$
$$= 36,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$
$$= 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$
$$= 5,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$
$$= 164,544$$

Menurut SNI 1729-2020 pasal B4.1 bila memiliki $\lambda_p > \lambda$ maka penampang yang dipakai penampang kompak. Untuk profil WF, maka perhitungan momen nominal dihitung berdasarkan SNI 1729:2020 pasal F2 sebagai berikut :

1. Menghitung momen nominal akibat pelelehan

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

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{tw \times (h - 2 \times tf)^2}{4} + (h - tf) \times tf \times bf \\ &= \frac{5,5 \times (200 - 2 \times 8)^2}{4} + (200 - 8) \times 9 \times 200 \\ &= 307123 \text{ mm}^3 \\ &= 307,123 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 240 \text{ MPa} \times 307,123 \text{ m}^3 \\ &= 76780,750 \text{ N/m} \end{aligned}$$

2. Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 0,55 \text{ m}$

Menghitung nilai L_p

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 22,2 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 1105,12 \text{ mm} \\ &= 1,105 \text{ m} \end{aligned}$$

Konstanta warping :

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_y \times h^2}{4} = \frac{1340000 \times 200^2}{4} \\ &= 1,34 \times 10^9 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{ts}^2 &= \frac{\sqrt{I_y \times C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{1340000 \times 1,34 \times 10^9}}{1840000} \\ &= 728,26 \text{ mm}^2 \\ &= 0,728 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{ts} &= \sqrt{r_{ts}^2} = \sqrt{728,26} \\ &= 26,98 \text{ mm} \\ &= 0,02698 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{2 \times b \times t^3 + (h - tf) \times tw^3}{3} \\
 &= \frac{2 \times 100 \times 8^3 + (200 - 8) \times 5,5^3}{3} \\
 &= 44781,33 \text{ mm}^4 \\
 &= 44,781 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Menghitung konstanta c

$$c = 1$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 \times rts \times \frac{E}{0,7 \times fy} \times \sqrt{\frac{J \times c}{S_x \times h} + \sqrt{\left(\frac{J \times c}{S_x \times h}\right)^3 + 6,76 \times \left(\frac{0,7 \times fy}{E}\right)^2}} \\
 &= 3,705 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_b &< L_r \\
 0,55 \text{ m} &< 3,705 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$M_n = C_b \times \left(M_r + M_p - M_r \times \left(1 - \frac{L_b}{L_r}\right)^{cx} \right)$$

$$M_r = S_x \times F_L$$

$$F_L = F_y \times (K_p - 0,3 \times k_y)$$

Ditentukan k_p dan $k_y = 1$, maka $F_L = 0,7 \times fy$

Sehingga, $F_L = 0,7 \times 240 \text{ MPa} = 168 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 M_r &= 1840 \text{ m}^3 \times 168 \text{ MPa} \\
 &= 309120 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= S_x \times F_y = 1840 \times 168 \\
 &= 309120 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi dihitung menggunakan ETABS v21.0.0 dengan hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_A &= \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang} \\
 &= 24,68 \text{ kg/m} \\
 &= 246,8 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \text{Momen yang terjadi pada } \frac{1}{2} \text{ bentang} \\
 &= 74,2 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$= 742 \text{ N/m}$$

M_C = Momen yang terjadi pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$= 102,01 \text{ kg/m}$$

$$= 1020,1 \text{ N/m}$$

$$M_{\max} = 265 \text{ kg/m}$$

$$= 2650 \text{ N/m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{\max}}{2,5 \times M_{\max} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c}$$

$$= \frac{12,5 \times 2650}{2,5 \times 2650 + 3 \times 246,8 + 4 \times 742 + 3 \times 1020,1}$$

$$= 24,73$$

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

$$= \frac{2,473 \times 3,14 \times 200000}{\left(\frac{550}{26,98}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{44781,33 \times 1}{1840000 \times 240} \times \left(\frac{550}{26,98}\right)^2}$$

$$= 11764,152 \text{ MPa}$$

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

$$= 11764,152 \times 32000$$

$$= 378805712,9 \text{ N/m}$$

Maka, yang digunakan adalah $M_n = 76780,75 \text{ N/m}$

Periksa,

$$\phi M_n = 0,9 \times 7678,075 \text{ kg/m} = 69102,6 \text{ N/m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$69102,6 \text{ N/m} > 2650 \text{ N/m} \quad \text{Memenuhi}$$

e. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui $V_{u \max} = 2180 \text{ N}$

1. Cek kebutuhan pengaku transversal

Pengaku transversal tidak perlu apabila $\frac{h}{w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{w} = \frac{0,2}{0,0055} = 36,36$$

$$2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69,57$$

Maka pada komponen struktur ini tidak membutuhkan pengaku transversal

2. Perhitungan kekuatan geser

Untuk perhitungan geser struktur dengan badan tanpa pengaku dilakukan sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal G2.1.a

Dengan nilai $\frac{h}{w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ didapat nilai :

$$C_v = 1, \text{ dan } \phi = 1$$

$$\begin{aligned} A_w &= h \times t_w \\ &= 200 \text{ mm} \times 5,5 \text{ mm} \\ &= 1100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 240 \times 1100 \times 1 \\ &= 158400 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 1 \times 158400 \text{ N} \\ &= 158400 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 158400 \text{ N} &> 218 \text{ N} \quad \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

4.3.5. Perhitungan Kolom Baja

a. Data Perencanaan

Untuk perencanaan kuda kuda dicoba menggunakan profil IWF

$$200 \times 100 \times 5,5 \times 8$$

$$A = 200 \text{ mm} \quad I_x = 18400 \text{ mm}^4$$

$$B = 100 \text{ mm} \quad I_y = 1340 \text{ mm}^4$$

$$t_w = 5,5 \text{ mm} \quad S_x = 1840 \text{ mm}^3$$

$$t_f = 8 \text{ mm} \quad S_y = 270 \text{ mm}^3$$

$$W = 21,32 \text{ kg/m} \quad I_x = 82,3 \text{ mm}$$

$$A_g = 272 \text{ mm}^2 \quad I_y = 22,2 \text{ mm}$$

$$r = 110 \text{ mm}$$

b. Perhitungan Gaya pada Kolom Baja

Gaya gaya yang terjadi pada kolom aja didapatkan dari pemodelan menggunakan ETABS 21.0.0 dengan hasil sebagai berikut :

$$P_{\max} = 21560 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 2780 \text{ N}$$

$$V_{\max} = 2330 \text{ N}$$

c. Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui :

$$P_{\max} = 21560 \text{ N}$$

$$A_g = 27,2 \text{ cm}^2 = 2720 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{Tinggi Kolom} = 0,6 \text{ m}$$

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 Tabel B4.1a

$$\lambda = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{100}{2.8} = 6,5$$

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

$$= 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$= 15,8$$

Maka penampang yang digunakan merupakan penampang non-langsing perhitungan mengikuti SNI 1729-2020 pasal E3

1. Ke arah sumbu x

Menghitung kelangsingan batang

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

$$\frac{k \times L}{r_x} = \frac{1 \times 600 \text{ mm}}{82,3 \text{ mm}} = 7,29 < 200 \text{ (Memenuhi)..pasal E3}$$

Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$\text{Periksa, } 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,22$$

Karena, nilai $\frac{k \times L}{r_x} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$,

maka $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right] \times f_y$

Dimana $F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(7,29)^2} = 37101,07 \text{ MPa}$

$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{240}{37101,07}}\right] \times 240$
 $= 239,35 \text{ MPa}$

$P_u = F_{cr} \times A_g$
 $= 651034,92 \text{ N}$

2. Ke arah sumbu Y

Menghitung kelangsingan batang

$\frac{k \times L}{r_x} = 7,29 < 200$ Memenuhi

Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

Periksa,

$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 133,33$

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

Dimana $F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(7,29)^2} = 37101,07 \text{ MPa}$

$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{240}{37101,07}}\right] \times 240$
 $= 239,351 \text{ MPa}$

$P_n = F_{cr} \times A_g$
 $= 651034,918 \text{ N}$

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

$P_n = 651034,918 \text{ N}$

$\phi P_n = 585931,426 \text{ N}$

$\phi P_n > P_u = 585931,426 \text{ N} > 2156 \text{ N}$ Memenuhi

d. Perhitungan Momen Nominal

Pengecekan rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur berdasarkan SNI 1729-2020 tabel B4.1a yaitu :

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b}{2 \times t f} \\ &= \frac{100 \text{ mm}}{2 \times 8 \text{ mm}} \\ &= 6,25\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,97\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,87\end{aligned}$$

Karena, nilai $\lambda_p > \lambda$, penampang memiliki badan kompak

$$\begin{aligned}\frac{h}{t} &= \frac{0,2 \text{ m}}{0,0055 \text{ m}} \\ &= 36,36\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 108,54\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 164,544\end{aligned}$$

Menurut SNI 1729:2020 pasal B4.1 bila memiliki nilai $\lambda_p > \lambda$ maka penampang yang dipakai penampang kompak. Untuk profil *IWF*, maka perhitungan momen nominal dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 pasal F2 sebagai berikut :

1. Menghitung momen nominal akibat pelelehan

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

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{tw \times (h-2 \times tf)^2}{4} + (h - tf) \times tf \times bf \\ &= \frac{5,5 \times (200 - 2 \times 8)^2}{4} + (200 - 8) \times 8 \times 200 \\ &= 153523 \text{ mm}^3 \\ &= 153,523 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 240 \text{ MPa} \times 153523 \text{ mm}^3 \\ &= 36845520 \text{ Nmm} \\ &= 36845,520 \text{ Nm} \end{aligned}$$

2. Menghitung momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Diketahui, panjang antar pengaku $L_b = 0,06 \text{ m}$

Menghitung nilai L_p

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 22,2 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 1105,12 \text{ mm} \\ &= 1,105 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_b &< L_p \\ 0,06 \text{ m} &< 1,105 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka menurut SNI 1729-2020 pasal F2.2a untuk momen nominal akibat tekuk torsi lateral dapat doabaiakan sehingga nilai diambil

$$M_n = 36845520 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 33160968 \text{ N/m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$33160968 \text{ N/m} > 2780 \text{ N/m} \quad (\text{Memenuhi})$$

e. Perhitungan Geser Nominal

Diketahui $V_{u \text{ max}} = 2330 \text{ N}$

1. Cek kebutuhan pengaku transversal

Pengaku transversal tidak perlu apabila $\frac{h}{w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{w} = \frac{0,02}{0,0055} = 3,63$$

$$2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 69,58$$

Maka pada komponen struktur ini tidak membutuhkan pengaku transversal

2. Perhitungan kekuatan geser

Untuk perhitungan geser struktur dengan badan tanpa pengaku dilakukan sesuai dengan SNI 1729-2020 pasal G2.1.a

Dengan nilai $\frac{h}{w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ didapat nilai :

$$C_v = 1, \text{ dan } \phi = 1$$

$$\begin{aligned} A_w &= h \times t_w \\ &= 200 \text{ mm} \times 5,5 \text{ mm} \\ &= 1100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 240 \times 1100 \times 1 \\ &= 158400 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 1 \times 158400 \text{ N}$$

$$= 158400 \text{ N}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$158400 \text{ N} > 233 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

4.4 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 V21.0.0.

1. Data Properti Material

Untuk properti material yang digunakan sebagai berikut:

Jenis tiang pancang = tiang pancang persegi (*square pile*)

Panjang sisi (D) = 0,45 m

Panjang tiang pancang (L) = 45 m

Kuat tekan beton (f_c') = 42 MPa

Berat beton bertulang (W_c) = 24 kN/m³

2. Tahanan Aksial Tiang

a. Hasil perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan kekuatan bahan:

1. Luas penampang tiang pancang

$$\begin{aligned} A &= D \times D \\ &= 0,45 \times 0,45 \\ &= 0,203 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

2. Berat tiang pancang

$$\begin{aligned} W_p &= A \times L \times W_c \\ &= 0,203 \times 45 \times 24 \\ &= 218,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Keliling penampang tiang

$$\begin{aligned} K &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,45 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

4. Kuat tekan beton tiang pancang

$$\begin{aligned} f_c' &= 42 \text{ MPa} \\ &= 42 \times 1000 \\ &= 42000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

5. Kapasitas dukung nominal tiang pancang

$$\begin{aligned} P_n &= 0,3 \times f_c' \times A - 1,2 \times W_p \\ &= 0,3 \times 42000 \times 0,203 - 1,2 \times 218,7 \\ &= 2289,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Skala faktor keamanan

$$SF = 2,50$$

7. Tahanan aksial tiang pancang

$$\begin{aligned} &= \frac{P_n}{SF} \\ &= \frac{2289,06}{2,5} \\ &= 915,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil dari perhitungan diatas, didapatkan tahanan aksial tiang pancang berdasarkan kekuatan sebesar 915,62 kN

b. Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Meyerhoff

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \tilde{N} \times A_s$$

$$\text{Dan harus } \leq P_n = 380 \times \tilde{N} \times A_b$$

N_b = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8D diatas dasar s.d 4D di bawah dasar tiang

\tilde{N} = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang

A_b = luas dasar tiang (m²)

A_s = luas selimut tiang (m²)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sebagai berikut :

Tabel 4.50 Hasil pengujian SPT

No	Kedalaman		L_1 (m)	N Koreksi	$L_1 * N$
	z_1 (m)	z_2 (m)			
1	0.00	2.50	2.5	18	45.0
2	2.50	5.00	2.5	20	48.8
3	5.00	7.50	2.5	22	53.8
4	7.50	10.00	2.5	9	21.3
5	10.00	12.50	2.5	9	168.8
6	12.50	15.00	2.5	11	27.5
7	15.00	17.50	2.5	11	27.5
8	17.50	20.00	2.5	12	30.0
9	20.00	22.50	2.5	13	31.3

10	22.50	25.00	2.5	14	116.3
11	25.00	27.50	2.5	15	36.3
12	27.50	30.00	2.5	17	41.3
13	30.00	32.50	2.5	17	42.5
14	32.50	35.00	2.5	19	47.5
15	35.00	37.50	2.5	20	167.5
16	37.50	40.00	2.5	21	51.3
17	40.00	42.50	2.5	21	52.5
18	42.50	45.00	2.5	22	53.8
19	45.00	47.50	2.5	23	325.0
20	47.50	50.00	2.5	25	62.5
JUMLAH			50.0		1450.0

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang yaitu :

$$\begin{aligned}\bar{N} &= \frac{\sum L_1 \times N}{\sum L_1} \\ &= \frac{1450}{50} \\ &= 29\end{aligned}$$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang

$$\begin{aligned}8D &= L - (8 \times D) \\ &= 45 - (8 \times 0,45) \\ &= 41,4 \text{ m}\end{aligned}$$

N-SPT 41,4 m = 21

N-SPT 45 m = 22

$$\begin{aligned}N_1 &= \frac{21+22}{2} \\ &= 21,25\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}4D &= L + (4 \times D) \\ &= 45 + (4 \times 0,45) \\ &= 46,8 \text{ m}\end{aligned}$$

N-SPT 45 m = 22

N-SPT 46,8 m = 23

$$N_2 = \frac{22+23}{2}$$

$$= 22,25$$

$$\text{Sehingga } N_b = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$= \frac{21,25 + 22,25}{2}$$

$$= 21,75$$

Luas dasar tiang pancang

$$A_b = D \times D$$

$$= 0,45 \times 0,45$$

$$= 0,203 \text{ m}^2$$

Luas selimut tiang pancang

$$A_s = 4 \times D \times L$$

$$= 4 \times 0,45 \times 45$$

$$= 81 \text{ m}^2$$

Kapasitas nominal tiang

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + \tilde{N} \times A_s$$

$$= 40 \times 21,75 \times 0,203 + 29 \times 81$$

$$= 2525,175 \text{ kN}$$

Syarat kapasitas nominal tiang

$$P_n > 380 \times \tilde{N} \times A_b$$

$$2525,175 \text{ kN} > 380 \times 29 \times 0,203$$

$$2525,175 \text{ kN} > 2231,55 \text{ kN}$$

Kapasitas nominal tiang yang digunakan

$$P_n = 2525,175 \text{ kN}$$

Faktor Keamanan

$$SF = 2,5$$

Tahanan aksial tiang pancang

$$= \frac{P_n}{SF}$$

$$= \frac{2525,175}{2,5}$$

$$= 892,62 \text{ kN}$$

c. 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 = 915,624 kN
2. Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff) = 892,620 kN
3. Daya dukung aksial terkecil = 892,620 kN
4. Berat tiang pancang = 218,7 kN
5. Diambil tahanan aksial tiang pancang = 670 kN

Berdasarkan data diatas, tahanan aksial digunakan adalah 670 kN.

3. Tahanan Lateral Tiang Pancang

a. Berdasarkan Momen Maksimum (Brinch Hansen)

Kuat lentur beton tiang pancang

$$\begin{aligned}f_b &= 0,40 \times f_c' \times 10^3 \\ &= 0,40 \times 42 \times 1000 \\ &= 16800 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen inersia penampang

$$\begin{aligned}I_e &= \frac{D^4}{12} \\ &= \frac{0,45^4}{12} \\ &= 0,003 \text{ m}^4\end{aligned}$$

Jarak beban lateral terhadap muka tanah

$$e = 1,0 \text{ m}$$

Tahanan momen

$$\begin{aligned}W &= \frac{I_c}{D} \\ &= \frac{0,003}{0,45} \\ &= 0,015 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Momen maksimum

$$\begin{aligned}M_y &= f_b \times W \\ &= 16800 \times 0,015 \\ &= 255,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Kohesi tanah rata-rata

$$\begin{aligned}C_u &= \frac{\Sigma [C_u \times L_1]}{\Sigma L_1} \\&= \frac{1047,50}{50} \\&= 20,95 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pers. 1 } \Rightarrow f &= \frac{H_n}{[9 \times C_u \times D]} \\&= \frac{H_n}{[9 \times 20,95 \times 0,45]} \\&= 0,0118 \times H_n\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pers. 2 } \Rightarrow g &= L - (f + 1,5 \times D) \\&= 45 - ((0,0118 \times H_n) + 1,5 \times 0,45) \\g^2 &= 0,000139 \times H_n^2 - 1,045 \times H_n + 1964,706\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{9}{4} \times D \times C_u &= \frac{9}{4} \times 0,45 \times 20,95 \\&= 21,212\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pers. 3 } \Rightarrow M_y &= H_n \times (e + 1,5 \times D + 0,5 \times f) \\&= H_n \times (1,0 + 1,5 \times 0,45 + 0,5 \times 0,0118 \times H_n) \\&= H_n \times (1,675 + 0,00589 \times H_n) \\&= 0,00589 H_n^2 + 1,675 H_n\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pers. 4 } \Rightarrow M_y &= \frac{9}{4} \times D \times C_u \times g^2 \\&= 21,212 \times (0,000139 \times H_n^2 - 1,045 \times H_n + \\&\quad 1964,706) \\&= 0,00295 \times H_n^2 - 22,163 \times H_n + 41675,1\end{aligned}$$

$$\text{Pers. Kuadrat} = 0,00295 \times H_n^2 + 23,8375 \times H_n - 41675,1$$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal

$$H_n = 1478,208 \text{ kN}$$

$$f = 17,422 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= H_n \times (e + 1,5 \times D + 0,5 \times f) \\&= 1478,208 \times (1,0 + 1,5 \times 0,45 \times 17,422) \\&= 15352,6 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Nilai $M_{\max} > M_y$ maka termasuk jenis tiang panjang

$$\begin{aligned}\text{Dari pers. 3 } M_y &= H_n \times (e + 1,5 \times D + 0,5 \times f) \\&= H_n \times (1,0 + 1,5 \times 0,45 + 0,5 \times 0,0118 \times H_n)\end{aligned}$$

$$= H_n \times (1,675 + 0,00589 \times H_n)$$

$$255,2 = 0,00589 H_n^2 + 1,675 H_n$$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal

$$H_n = 109,864 \text{ kN}$$

Faktor keamanan

$$SF = 2,5$$

Tahanan lateral tiang pancang

$$\frac{H_n}{SF} = \frac{109,864}{2,5}$$

$$= 73,2 \text{ kN}$$

Rekapitulasi Tahanan Lateral Tiang

Berdasarkan momen maksimum (Brinch Hansen) = 73,2 kN

Diambil tahanan lateral tiang pancang sebesar 70 kN

4.5 Perhitungan Pilecap

1. Perhitungan PC 8

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 4.61 Reaksi Tumpuan

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan gambar diatas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- a. Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 3573,92 kN
- b. Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 344,71 kNm
- c. Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 551,60 kNm
- d. Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 146,06 kN
- e. Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 95,56 kN
- f. Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 670 kN
- g. Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 70 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral tiang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.54 diatas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 8.

1. Data Properti Material

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 8 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini.

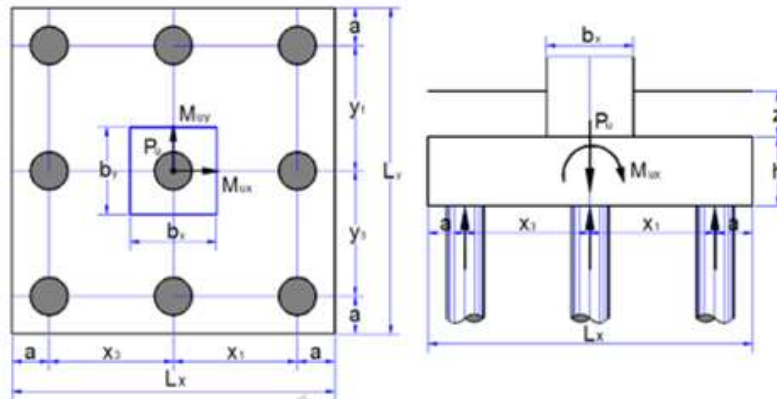
- a. Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- b. Kuat leleh baja tulangan *deform* ($D > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- c. Kuat leleh tulangan ulir ($D > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- d. Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³

Data Dimensi Pondasi

- a. Lebar kolom arah x (b_x) = 0,90 m
- b. Lebar kolom arah y (b_y) = 0,90 m
- c. Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,45 m
- d. Tebal *pile cap* (h) = 1,00 m
- e. Tebal tanah diatas *pile cap* (z) = 0,00 m
- f. Berat volume tanah diatas *pile cap* (W_s) = 18,00 kN/m³
- g. Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) $\alpha_s = 40$

2. Jumlah Susunan Tiang

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.



Gambar 4.62 Jumlah Susunan Pondasi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah X dan Y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.

Tabel 4.51. 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	0,60	0,72	1	3	1,04	3,24
2	1	0,60	0,36	2	2	0,00	0,00
3	2	0,00	0,00	3	3	-1,04	3,24
4	1	0,36	0,36				
5	2	-0,60	0,72				
n =	8	Σ x ² =	2,16	n =	8	Σ y ² =	6,48
Lebar <i>pile cap</i> arah x,						L _x =	3,30 m
Lebar <i>pile cap</i> arah y,						L _y =	2,98 m

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

3. 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.

- a. Berat tanah diatas pilecap

$$\begin{aligned}W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\ &= 3,2 \times 3,2 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

- b. Berat *pile cap*

$$\begin{aligned}W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_s \\ &= 3,3 \times 2,98 \times 1 \times 24 \\ &= 235,89 \text{ kN}\end{aligned}$$

- c. Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned}P_u &= P_{uk} + 1,2 \times W_s + 1,2 \times W_c \\ &= 3573,92 + 1,2 \times 0 + 1,2 \times 235,89 \\ &= 3856,99 \text{ kN}\end{aligned}$$

- d. Lengan maksimum tiang pancang arah X terhadap pusat

$$X_{\max} = 0,06 \text{ m}$$

- e. Lengan maksimum tiang pancang arah Y terhadap pusat

$$Y_{\max} = 1,04 \text{ m}$$

- f. Lengan minimum tiang pancang arah X terhadap pusat

$$X_{\min} = -0,06 \text{ m}$$

- g. Lengan minimum tiang pancang arah Y terhadap pusat

$$Y_{\min} = -1,04 \text{ m}$$

- h. Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned}P_{u.\max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{\max}}{\sum X^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{\max}}{\sum Y^2} \\ &= \frac{3856,99}{8} + 344,71 \times \frac{0,60}{2,16} + 551,60 \times \frac{1,04}{6,48} \\ &= 666,34 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{u.\min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{\min}}{\sum X^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{\min}}{\sum Y^2} \\ &= \frac{3856,99}{8} + 344,71 \times \frac{-0,60}{2,16} + 551,60 \times \frac{-0,60}{6,48}\end{aligned}$$

$$= 297,91 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= P_{u,\max} \leq \phi P_n \\ &= 666,34 \text{ kN} < 670 \text{ kN} \end{aligned}$$

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.

4. Cek Pekuatan 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.

- a. Gaya lateral arah X pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= \frac{146,06}{8} \\ &= 18,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. Gaya lateral arah Y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= \frac{95,56}{8} \\ &= 11,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Gaya lateral kombinasi dua arah

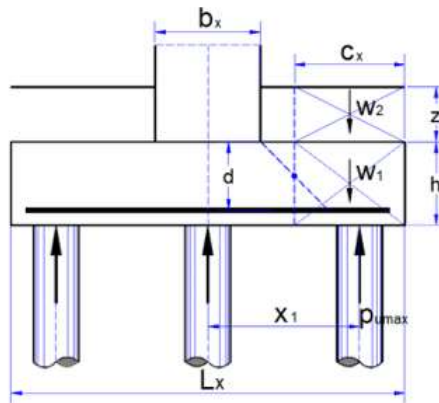
$$\begin{aligned} h_{u \max} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= \sqrt{(18,26^2 + 11,94^2)} \\ &= 21,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } h_{u \max} \leq \phi H_n$$

$$21,82 \text{ kN} < 70 \text{ kN}$$

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.

5. Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.63 Tinjauan geser arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Kuat geser *pile cap* pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser *pile cap* terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut:

- a. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

- b. Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1 - 0,1 \\ &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

- c. Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{L_x - b_x - d}{2} \\ &= \frac{3,3 - 0,9 - 0,9}{2} \\ &= 0,750 \text{ m} \end{aligned}$$

- d. Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 0,750 \times 2,98 \times 1 \times 24 \\ &= 53,611 \text{ kN} \end{aligned}$$

- e. Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,7 \times 3,2 \times 0 \times 18 \end{aligned}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

f. Gaya geser arah X

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 3 \times P_{u,\max} - W_1 - W_2 \\ &= 3 \times 666,34 - 53,611 - 0 \\ &= 1945,412 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Lebar bidang geser untuk tinjauan arah X

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 2978 \text{ mm} \end{aligned}$$

h. Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

i. Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,90}{0,90} \\ &= 1 \end{aligned}$$

j. Kuat geser *pile cap* arah X, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \sqrt{30} \times 2978 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3} \\ &= 7341,016 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{a_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 900}{2978+2} \times \sqrt{30} \times 2978 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3} \\ &= 17235,514 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 2978 \times 900 \times 10^{-3} \\ &= 4894,011 \text{ kN} \end{aligned}$$

k. Diambil, kuat geser *pile cap* terkecil

$$V_c = 4894,011 \text{ kN}$$

l. Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

m. Kuat geser *pile cap*

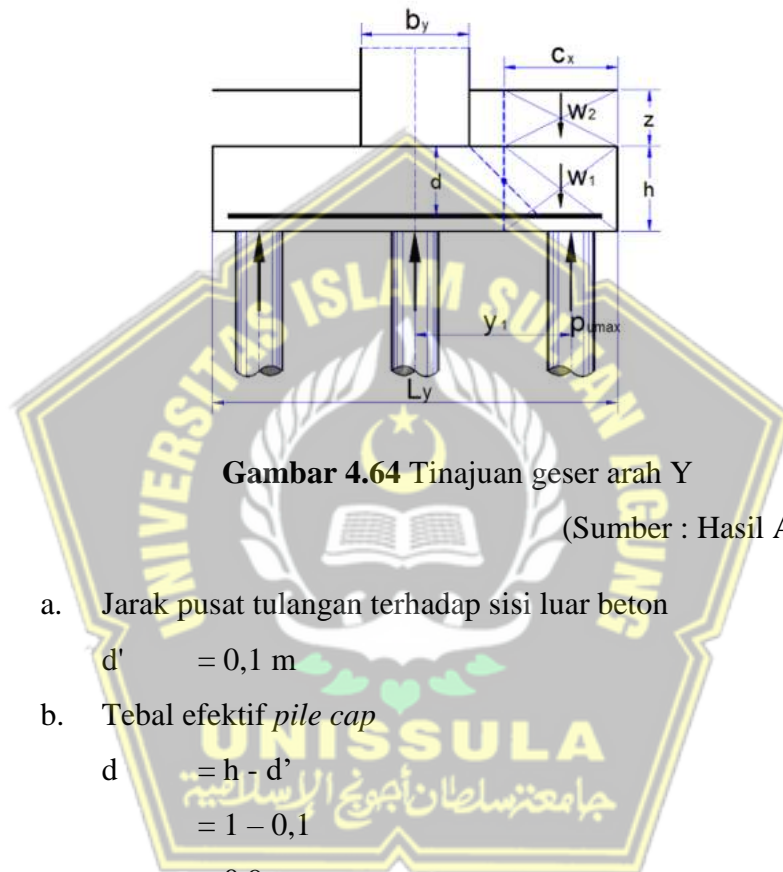
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 4894,011 \\ &= 3670,508 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$3670,508 > 1945,412 \text{ Memenuhi Syarat}$$

6. Tinjauan Arah Y



Gambar 4.64 Tinjauan geser arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

a. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

b. Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 1 - 0,1 \\ &= 0,9 \text{ m}\end{aligned}$$

c. Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned}C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= \frac{2,98 - 0,90 - 0,9}{2} \\ &= 0,589 \text{ m}\end{aligned}$$

d. Berat beton

$$\begin{aligned}W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 0,589 \times 3,30 \times 1 \times 24 \\ &= 46,665 \text{ kN}\end{aligned}$$

e. Berat tanah

$$\begin{aligned}W_2 &= C_Y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 0,7 \times 3,2 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

f. Gaya geser arah Y

$$\begin{aligned}V_{uy} &= 3 \times P_{u,\max} - W_1 - W_2 \\ &= 3 \times 666,34 - 46,665 - 0 \\ &= 3285,041 \text{ kN}\end{aligned}$$

g. Lebar bidang geser untuk tinjauan arah X

$$\begin{aligned}b &= L_x \\ &= 3300 \text{ mm}\end{aligned}$$

h. Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

i. Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}\beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,90}{0,90} \\ &= 1\end{aligned}$$

j. Kuat geser *pile cap* arah X, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \sqrt{30} \times 3300 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3} \\ &= 8133,680 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{a_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 900}{3300+2} \times \sqrt{30} \times 3300 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3} \\ &= 17499,736 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3300 \times 900 \times 10^{-3} \\ &= 5422,453 \text{ kN}\end{aligned}$$

k. Diambil, kuat geser *pile cap* terkecil

$$V_c = 5422,453 \text{ kN}$$

l. Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

m. Kuat geser *pile cap*

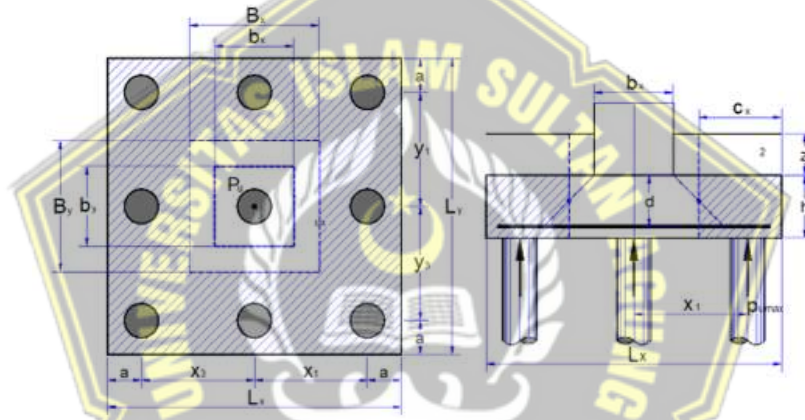
$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 5422,453 \\ &= 4066,840 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$4066,840 > 3285,041 \rightarrow \text{Memenuhi}$$

7. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.65 Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

a. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

b. Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1 - 0,1 \\ &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Lebar bidang geser pons arah X

$$\begin{aligned} B_x &= b_x + d \\ &= 0,9 + 0,9 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

d. Lebar bidang geser pons arah Y

$$\begin{aligned} B_y &= b_y + d \\ &= 0,90 + 0,9 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

e. Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 3573,922 \text{ kN}$$

f. Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned} A_p &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ &= 2 \times (1,8 + 1,8) \times 0,9 \\ &= 6,48 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

g. Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned} b_p &= 2 \times (B_x + B_y) \\ &= 2 \times (1,8 + 1,8) \\ &= 7,2 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

h. Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,90}{0,90} \\ &= 1 \end{aligned}$$

i. Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \\ &= 2,739 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{a_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \\ &= \frac{40 \times 0,9}{7,2 + 2} \times \frac{\sqrt{30}}{12} \\ &= 3,195 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \\ &= 1,826 \text{ MPa} \end{aligned}$$

j. Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

k. Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

l. Kuat geser pons

$$\begin{aligned}\phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\ &= 0,75 \times 6,48 \times 1,826 \times 10^3 \\ &= 8873,11 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

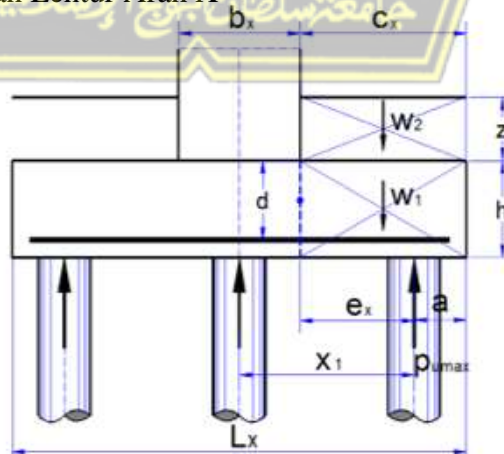
$$8873,11 \text{ Kn} > 3573,922 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pada pondasi *pile cap* yang muncul akibat beban terfaktor pada kolom. jadi, kuat geser dua arah pada *pile cap* aman terhadap gaya geser yang bekerja.

8. Cek Penulangan Lentur *Pile Cap*

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada *pile cap* 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 *pile cap* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

1. Tulangan Lentur Arah X



Gambar 4.66 Tulangan Lentur Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

a. Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned}C_x &= \frac{L_x - b_x}{2} \\ &= \frac{3,30 - 0,90}{2} \\ &= 1,2 \text{ m}\end{aligned}$$

b. Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned}e_x &= C_x - a \\ &= 1,2 - 0,45 \\ &= 0,750 \text{ m}\end{aligned}$$

c. Berat beton

$$\begin{aligned}W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,2 \times 2,98 \times 1 \times 24 \\ &= 85,778 \text{ kN}\end{aligned}$$

d. Berat tanah

$$\begin{aligned}W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,15 \times 3,20 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

e. Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$\begin{aligned}M_{ux} &= 3 \times P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{c_x}{2} - W_2 \times \frac{c_x}{2} \\ &= 3 \times 666,34 \times 0,750 - 85,778 \times \frac{1,2}{2} - 0 \times \frac{1,2}{2} \\ &= 1447,801 \text{ kNm}\end{aligned}$$

f. Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$\begin{aligned}b &= L_y \\ &= 2978 \text{ mm}\end{aligned}$$

g. Tebal *pile cap*

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

h. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

i. Tebal efektif plat

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm}\end{aligned}$$

j. Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

k. Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

l. Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

m. Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,03035714\end{aligned}$$

n. Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= 0,75 \times 0,03035714 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,03035714 \times 420}{0,85 \times 30} \\ &= 7,770\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{m_{ux}}{\phi} \\ &= \frac{1447,801}{0,9}\end{aligned}$$

$$= 1608,668 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 1608,668 \times \frac{10^6}{2978 \times 900^2} \\ &= 0,6668\end{aligned}$$

$$R_n < R_{\max}$$

$$0,6668 < 7,77 \rightarrow (\text{Memenuhi Syarat})$$

o. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times 0,6668}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0,0016\end{aligned}$$

p. Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

q. Rasio tulangan yang digunakan

$$\rho = 0,0025$$

r. Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 2978 \times 900 \\ &= 6701,40 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

s. Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

t. Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3200}{7200} \\ &= 169 \text{ mm}\end{aligned}$$

u. Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

v. Digunakan tulangan

$$D \text{ 22} - 150$$

w. Luas tulangan terpakai

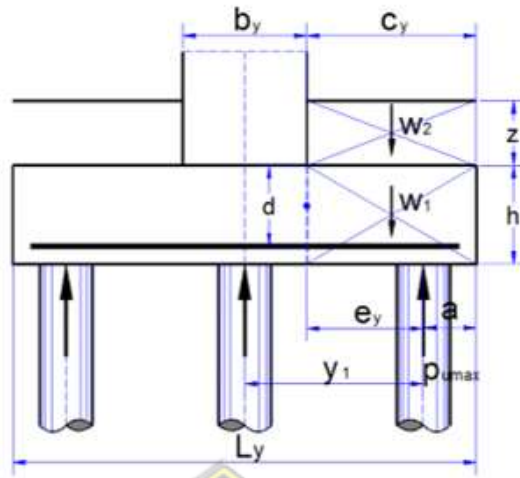
$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{2978}{150} \\ &= 7547,92 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Persayarata luas tulangan

$$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$$

$$7547,915 \text{ mm}^2 > 6701,4 \text{ mm}^2$$

2. Tulangan Lentur Arah Y



Gambar 4.67 Tulangan Lentur Arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

- a. Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= \frac{2,98 - 0,90}{2} \\ &= 1,039 \text{ m} \end{aligned}$$

- b. Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,039 - 0,45 \\ &= 0,589 \text{ m} \end{aligned}$$

- c. Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_x \times h \times W_c \\ &= 1,039 \times 3,30 \times 1 \times 24 \\ &= 82,305 \text{ kN} \end{aligned}$$

- d. Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_x \times z \times W_s \\ &= 1,039 \times 3,30 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- e. Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$M_{ux} = 3 \times P_{umax} \times e_y - W_1 \times \frac{C_y}{2} - W_2 \times \frac{C_y}{2}$$

$$= 3 \times 666,34 \times 0,589 - 82,305 \times \frac{1,039}{2} - 0 \times \frac{1,039}{2}$$

$$= 1920,276 \text{ kNm}$$

f. Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$b = L_x$$

$$= 3300 \text{ mm}$$

g. Tebal *pile cap*

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

h. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

i. Tebal efektif plat

$$d = h - d'$$

$$= 1000 - 100$$

$$= 900 \text{ mm}$$

j. Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

k. Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

l. Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

m. Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7}$$

$$= 0,85$$

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

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,03035714$$

n. Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,9$$

$$R_{\max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 0,75 \times 0,03035714 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,03035714 \times 420}{0,85 \times 30}$$

$$= 7,770$$

$$M_n = \frac{m_{uy}}{\phi}$$

$$= \frac{1920,276}{0,9}$$

$$= 2133,640 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2}$$

$$= 2133,640 \times \frac{10^6}{3300 \times 900^2}$$

$$= 0,7982$$

$$R_n < R_{\max}$$

$$0,7982 < 7,77 \rightarrow (\text{Memenuhi Syarat})$$

o. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right]$$

$$= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,7982}{0,85 \times 30}} \right]$$

$$= 0,0019$$

p. Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

q. Rasio tulangan yang digunakan

$$\rho = 0,0025$$

r. Luas tulangan yang di perlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0025 \times 3300 \times 900$$

$$= 7425 \text{ mm}^2$$

s. Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

t. Jarak tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3200}{7200}$$

$$= 169 \text{ mm}$$

u. Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

v. Digunakan tulangan

$$D 22 - 150$$

w. Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3300}{150} \\ &= 8362,92 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Persyaratana luas tulangan

$$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$$

$$8362,92 \text{ mm}^2 > 7425 \text{ mm}^2$$

3. Tulangan Susut

a. Rasio tulangan susut minimum

$$\rho_{\min} = 0,0014$$

b. Luas tulangan susut arah X

$$\begin{aligned} A_{sx} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 2978 \times 900 \\ &= 3753 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Luas tulangan susut arah Y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 3300 \times 900 \\ &= 4158 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

e. Jarak tulangan susut arah X

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{3200}{4032} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

f. Jarak tulangan susut maksimum arah X

$$S_{x,\max} = 150 \text{ mm}$$

g. Jarak tulangan susut arah X yang digunakan

$$S_x = 150 \text{ mm}$$

h. Jarak tulangan susut arah Y

$$\begin{aligned} S_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{4158} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{3300}{4158} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

i. Jarak tulangan susut maksimum arah X

$$S_{y,\max} = 150 \text{ mm}$$

j. Jarak tulangan susut arah X yang digunakan

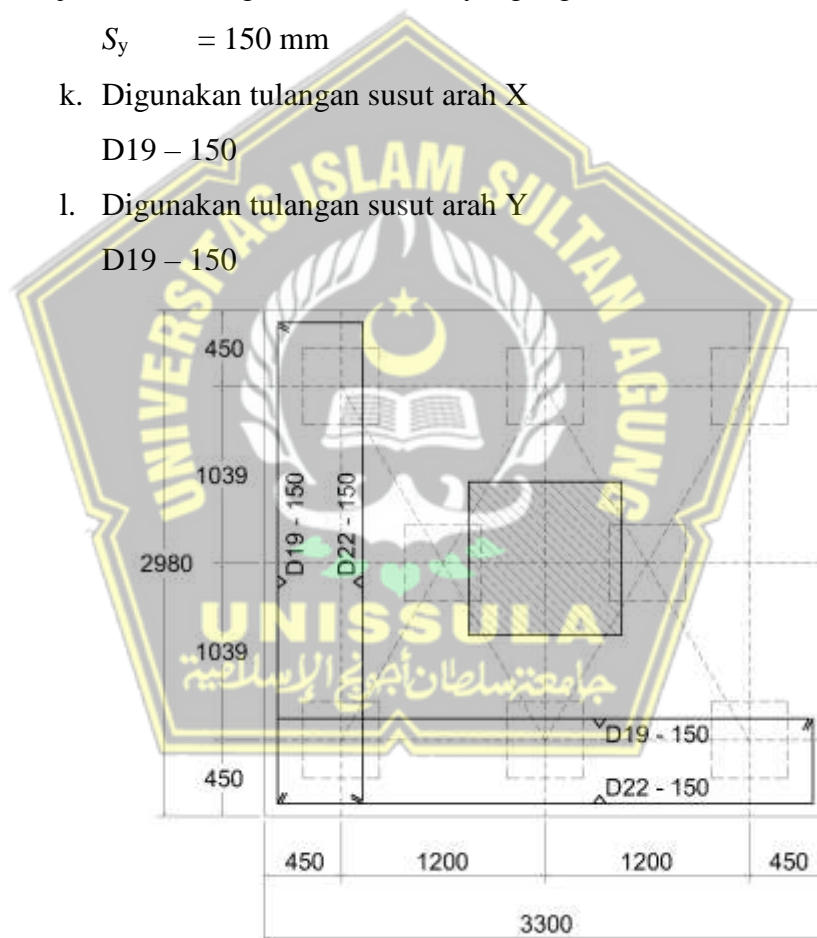
$$S_y = 150 \text{ mm}$$

k. Digunakan tulangan susut arah X

$$D19 - 150$$

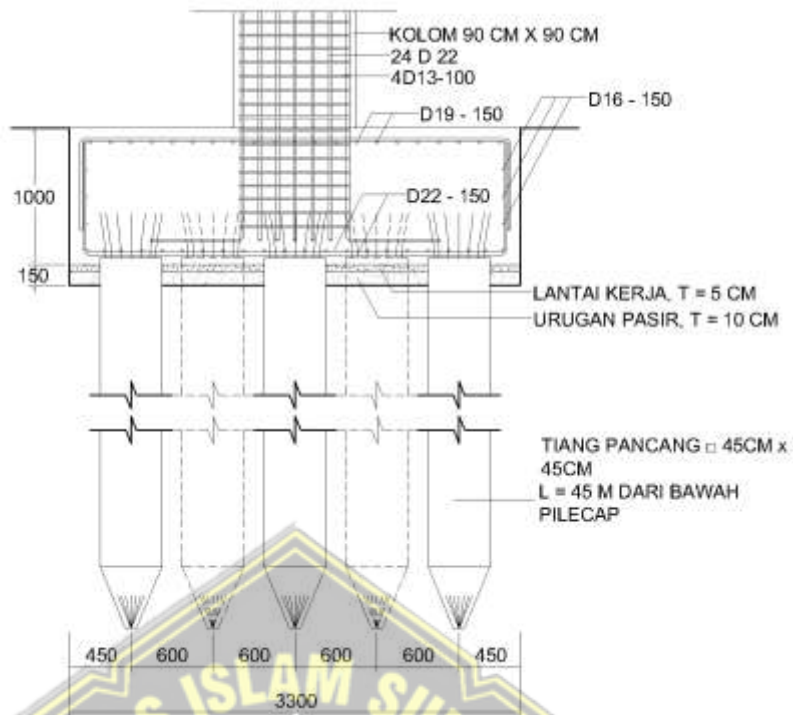
l. Digunakan tulangan susut arah Y

$$D19 - 150$$



Gambar 4.68 Detail PC 8

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

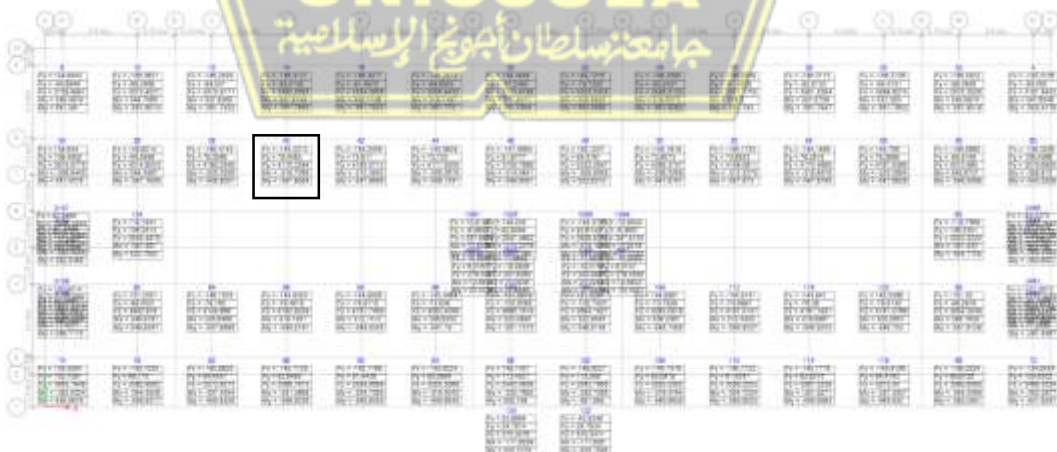


Gambar 4.69 Detail Potongan PC 8

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

2. Perhitungan PC 9

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

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Berdasarkan gambar diatas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- a. Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 4170,23 kN
- b. Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 318,71 Nm
- c. Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 547,91 kNm
- d. Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 145,22 kN
- e. Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 76,41 kN
- f. Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 670 kN
- g. Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 70 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral tiang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.62 diatas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 9.

1. Data Properti Material

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 8 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini.

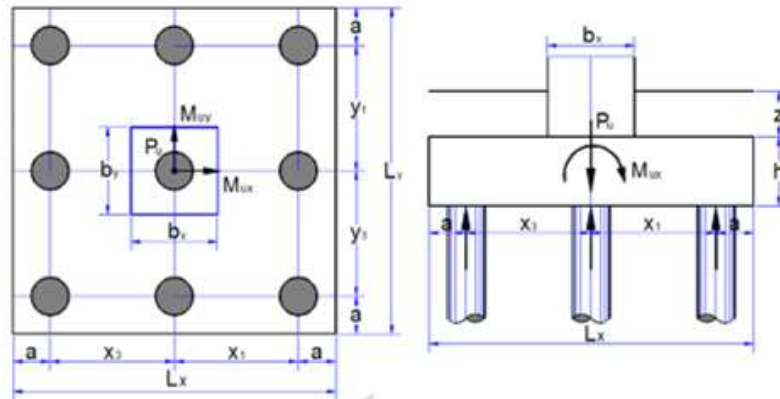
- a. Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- b. Kuat leleh baja tulangan *deform* ($D > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- c. Kuat leleh tulangan ulir ($D > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- d. Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³

Data Dimensi Pondasi

- a. Lebar kolom arah x (b_x) = 0,90 m
- b. Lebar kolom arah y (b_y) = 0,90 m
- c. Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,45 m
- d. Tebal *pile cap* (h) = 1,00 m
- e. Tebal tanah diatas *pile cap* (z) = 0,00 m
- f. Berat volume tanah diatas *pile cap* (W_s) = 18,00 kN/m³
- g. Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) $\alpha_s = 40$

2. Jumlah Susunan Tiang

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.



Gambar 4.71 Jumlah susunan pondasi

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah X dan Y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.

Tabel 4.52. 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	3	1,15	3,97	1	3	1,15	3,97
2	3	0,00	0,00	2	3	0,00	0,00
3	3	-1,15	3,97	3	3	-1,15	3,97
n =	9	$\Sigma x^2 =$	7,94	n =	9	$\Sigma y^2 =$	7,94
Lebar pilecap arah x,						$L_x =$	3,20 m
Lebar pilecap arah y,						$L_y =$	3,20 m

(Sumber : Hasil Analisis,2023)

3. 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.

- a. Berat tanah diatas *pile cap*

$$\begin{aligned} W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\ &= 3,2 \times 3,2 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. Berat *pile cap*

$$\begin{aligned} W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 3,2 \times 3,2 \times 1 \times 24 \\ &= 245,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned} P_u &= P_{uk} + 1,2 \times W_s + 1,2 \times W_c \\ &= 4170,23 + 1,2 \times 0 + 1,2 \times 245,76 \\ &= 4465,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

- d. Lengan maksimum tiang pancang arah X terhadap pusat

$$X_{max} = 1,15 \text{ m}$$

- e. Lengan maksimum tiang pancang arah Y terhadap pusat

$$Y_{max} = 1,15 \text{ m}$$

- f. Lengan minimum tiang pancang arah X terhadap pusat

$$X_{min} = -1,15 \text{ m}$$

- g. Lengan minimum tiang pancang arah Y terhadap pusat

$$Y_{min} = -1,15 \text{ m}$$

- h. Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum X^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum Y^2} \\ &= \frac{4465,14}{9} + 318,71 \times \frac{1,15}{7,94} + 547,91 \times \frac{1,15}{7,94} \\ &= 621,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum X^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum Y^2} \\ &= \frac{4465,14}{9} + 318,71 \times \frac{-1,15}{7,94} + 547,91 \times \frac{-1,15}{7,94} \\ &= 370,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat} = P_{u,max} \leq \phi P_n$$

$$= 621,72 < 670$$

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.

4. Cek Perkuatan 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.

a. Gaya lateral arah X pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= \frac{175,27}{8} \\ &= 16,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Gaya lateral arah Y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= \frac{76,41}{9} \\ &= 8,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Gaya lateral kombinasi dua arah

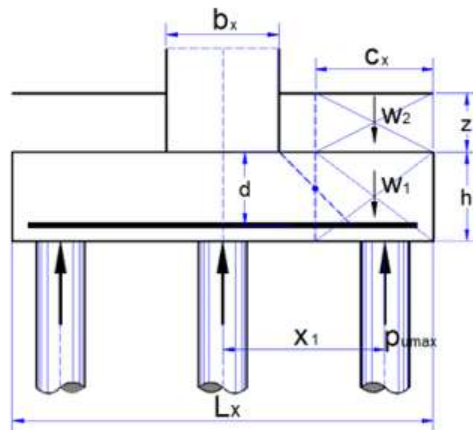
$$\begin{aligned} h_{umax} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= \sqrt{(16,14^2 + 8,49^2)} \\ &= 18,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } h_{umax} \leq \phi H_n$$

$$18,23 \text{ kN} < 70 \text{ kN}$$

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.

5. Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.72 Tinjauan 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:

- a. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

- b. Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1 - 0,1 \\ &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

- c. Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{L_x - b_x - d}{2} \\ &= \frac{3,2 - 0,9 - 0,9}{2} \\ &= 0,7 \text{ m} \end{aligned}$$

- d. Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 0,7 \times 3,2 \times 1 \times 24 \\ &= 53,760 \text{ kN} \end{aligned}$$

- e. Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,25 \times 3,2 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Gaya geser arah X

$$\begin{aligned}V_{ux} &= 3 \times P_{u,\max} - W_1 - W_2 \\ &= 3 \times 621,71 - 53,760 - 0 \\ &= 1811,410 \text{ kN}\end{aligned}$$

g. Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned}b &= L_y \\ &= 3200 \text{ mm}\end{aligned}$$

h. Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

i. Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}\beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,90}{0,90} \\ &= 1\end{aligned}$$

j. Kuat geser *pile cap* arah X, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \sqrt{30} \times 3200 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3} \\ &= 7887,205 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{a_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 900}{3200+2} \times \sqrt{30} \times 3200 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3} \\ &= 17417,577 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3200 \times 900 \times 10^{-3} \\ &= 5258,137 \text{ kN}\end{aligned}$$

k. Diambil, kuat geser *pile cap* terkecil

$$V_c = 5258,137 \text{ kN}$$

l. Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

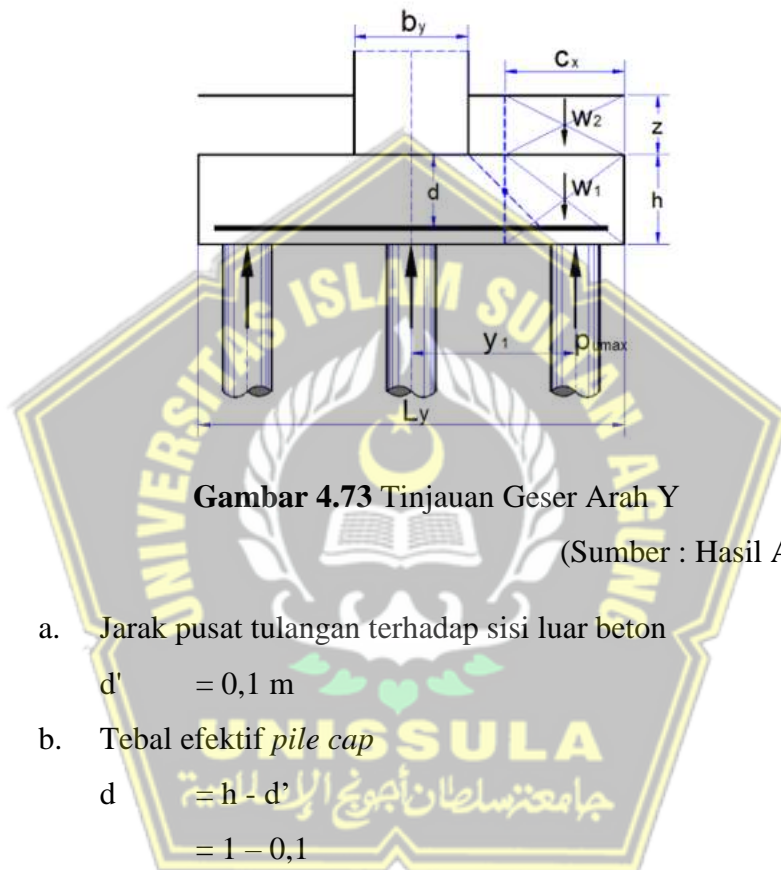
m. Kuat geser *pile cap*

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 5258,137 \\ &= 3943,602 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_{ux} \\ 3943,602 &> 1811,410 \rightarrow \text{Memenuhi syarat}\end{aligned}$$

6. Tinjauan Arah Y



Gambar 4.73 Tinjauan Geser Arah Y

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

a. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

b. Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 1 - 0,1\end{aligned}$$

$$= 0,9 \text{ m}$$

c. Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned}C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= \frac{3,20 - 0,90 - 0,9}{2}\end{aligned}$$

$$= 0,7 \text{ m}$$

d. Berat beton

$$\begin{aligned}W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 0,7 \times 3,2 \times 1 \times 24\end{aligned}$$

$$= 53,760 \text{ kN}$$

e. Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_Y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 0,7 \times 3,20 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Gaya geser arah Y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= 3 \times P_{u,\max} - W_1 - W_2 \\ &= 3 \times 662,0621,72 - 53,760 - 0 \\ &= 1811,410 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned} b &= L_x \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

h. Tebal efektif *pile cap*

$$d = 900 \text{ mm}$$

i. Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,90}{0,90} \\ &= 1 \end{aligned}$$

j. Kuat geser *pile cap* arah X, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \sqrt{30} \times 3200 \times \frac{900}{6} \times 10^{-3} \\ &= 7887,205 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{a_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 900}{3200+2} \times \sqrt{30} \times 3200 \times \frac{900}{12} \times 10^{-3} \\ &= 17417,577 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3200 \times 900 \times 10^{-3} \\ &= 5258,137 \text{ kN} \end{aligned}$$

k. Diambil, kuat geser *pile cap*

$$V_c = 5258,137 \text{ kN}$$

l. Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

m. Kuat geser *pile cap*

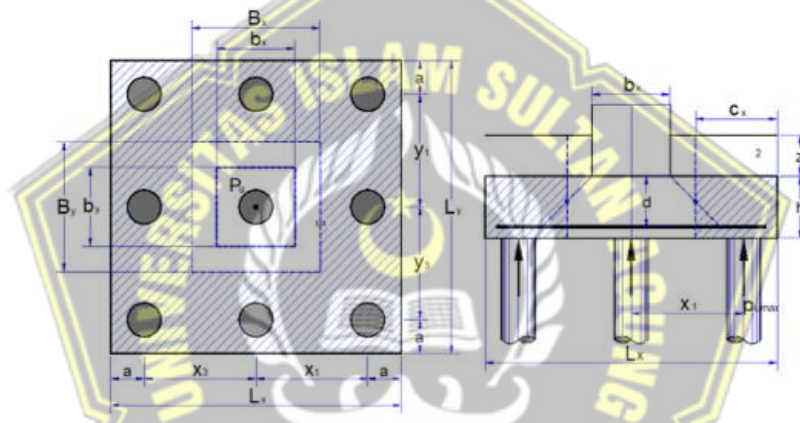
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 5258,137 \\ &= 3943,602 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$3943,602 > 1811,410 \rightarrow \text{Memenuhi syarat}$$

7. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.74 Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

a. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

b. Tebal efektif *pile cap*

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 1 - 0,1 \\ &= 0,9 \text{ m}\end{aligned}$$

c. Lebar bidang geser pons arah X

$$\begin{aligned}B_x &= b_x + d \\ &= 0,9 + 0,9 \\ &= 1,8 \text{ m}\end{aligned}$$

d. Lebar bidang geser pons arah Y

$$\begin{aligned} B_y &= b_y + d \\ &= 0,90 + 0,9 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

e. Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 4170,23 \text{ kN}$$

f. Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned} A_p &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ &= 2 \times (1,8 + 1,8) \times 0,9 \\ &= 6,48 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

g. Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned} b_p &= 2 \times (B_x + B_y) \\ &= 2 \times (1,8 + 1,8) \\ &= 7,2 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

h. Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,90}{0,90} \\ &= 1 \end{aligned}$$

i. Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \\ &= 2,739 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{a_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \\ &= \frac{40 \times 0,9}{7,2 + 2} \times \frac{\sqrt{30}}{12} \\ &= 3,195 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \\ &= 1,826 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

j. Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

k. Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

l. Kuat geser pons

$$\begin{aligned}\phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\ &= 0,75 \times 6,48 \times 1,826 \times 10^3 \\ &= 8873,11 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

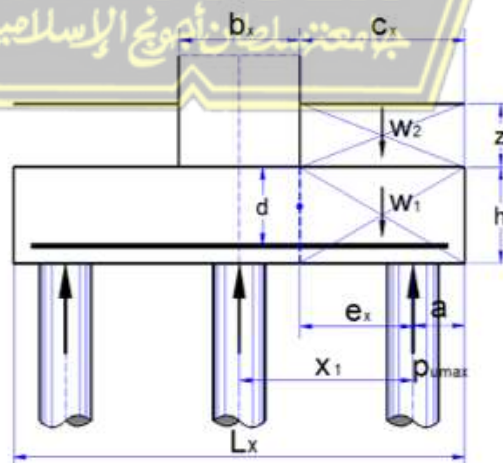
$$8873,11 \text{ Kn} > 4170,228 \text{ kN}$$

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 *pile cap* aman terhadap gaya geser yang bekerja.

8. Cek Penulangan Lentur *Pile cap*

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada *pile cap* 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 *pile cap* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

9. Tulangan Lentur Arah X



Gambar 4.75 Tulangan Lentur Arah X

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

- a. Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$\begin{aligned}C_x &= \frac{L_x - b_x}{2} \\ &= \frac{3,2 - 0,90}{2} \\ &= 1,150 \text{ m}\end{aligned}$$

- b. Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned}e_x &= C_x - a \\ &= 1,150 - 0,45 \\ &= 0,7 \text{ m}\end{aligned}$$

- c. Berat beton

$$\begin{aligned}W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,150 \times 3,20 \times 1 \times 24 \\ &= 88,320 \text{ kN}\end{aligned}$$

- d. Berat tanah

$$\begin{aligned}W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,150 \times 3,20 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

- e. Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$\begin{aligned}M_{ux} &= 3 \times P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{C_x}{2} - W_2 \times \frac{C_x}{2} \\ &= 3 \times 621,71 \times 0,7 - 88,320 \times \frac{1,150}{2} - 0 \times \frac{1,150}{2} \\ &= 1254,835 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- f. Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$\begin{aligned}b &= L_y \\ &= 3200 \text{ mm}\end{aligned}$$

- g. Tebal *pile cap*

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

- h. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- i. Tebal efektif plat

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm}\end{aligned}$$

j. Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

k. Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

l. Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

m. Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,03035714\end{aligned}$$

n. Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= 0,75 \times 0,03035714 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,03035714 \times 420}{0,85 \times 30} \\ &= 7,770\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{m_{ux}}{\phi} \\ &= \frac{1254,835}{0,9}\end{aligned}$$

$$= 1394,161 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 1394, \times \frac{10^6}{3200 \times 900^2} \\ &= 0,537\end{aligned}$$

$$R_n < R_{\max}$$

$$0,537 < 7,77 \rightarrow (\text{Memenuhi Syarat})$$

o. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1-2 \times 0,537}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0,0013\end{aligned}$$

p. Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

q. Rasio tulangan yang digunakan

$$\rho = 0,0025$$

r. Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 3200 \times 900 \\ &= 7200 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

s. Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

t. Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3200}{7200} \\ &= 169 \text{ mm}\end{aligned}$$

u. Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

v. Digunakan tulangan

$$D \ 22 - 150$$

w. Luas tulangan terpakai

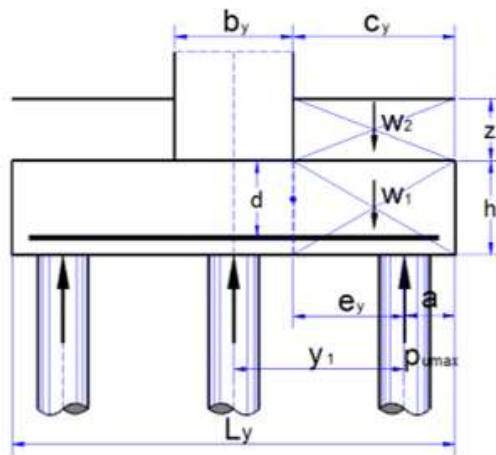
$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3200}{150} \\ &= 8109,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Persayarata luas tulangan

$$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$$

$$8109,50 \text{ mm}^2 > 7200 \text{ mm}^2$$

10. Tulangan Lentur Arah Y



Gambar 4.76 Tulangan Lentur Arah Y

- a. Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *pile cap*

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= \frac{3,20 - 0,90}{2} \\ &= 1,15 \text{ m} \end{aligned}$$

- b. Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,15 - 0,45 \\ &= 0,7 \text{ m} \end{aligned}$$

- c. Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_x \times h \times W_c \\ &= 1,15 \times 3,20 \times 1 \times 24 \\ &= 88,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

- d. Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_x \times z \times W_s \\ &= 1,15 \times 2,30 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- e. Momen yang terjadi pada *pile cap*

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 2 \times P_{umax} \times e_y - W_1 \times \frac{c_y}{2} - W_2 \times \frac{c_y}{2} \\ &= 2 \times 621,72 \times 0,7 - 88,320 \times \frac{1,15}{2} - 0 \times \frac{1,15}{2} \\ &= 1254,835 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Lebar *pile cap* yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= L_x \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

g. Tebal *pile cap*

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

h. Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

i. Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

j. Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

k. Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

l. Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

m. Faktor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,03035714 \end{aligned}$$

n. Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= 0,75 \times 0,03035714 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,03035714 \times 420}{0,85 \times 30} \\ &= 7,770 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{m_{uy}}{\phi} \\
 &= \frac{1254,835}{0,9} \\
 &= 1394,261 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\
 &= 1394,261 \times \frac{10^6}{3200 \times 900^2} \\
 &= 0,537
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{\max}$$

$$0,537 < 7,77 \rightarrow (\text{Memenuhi Syarat})$$

o. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,5379}{0,85 \times 30}} \right] \\
 &= 0,0013
 \end{aligned}$$

p. Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

q. Rasio tulangan yang digunakan

$$\rho = 0,0025$$

r. Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0025 \times 3200 \times 900 \\
 &= 7200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

s. Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

t. Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3200}{7200} \\
 &= 169 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

u. Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

v. Digunakan tulangan

$$D 22 - 150$$

w. Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3200}{150} \\ &= 8109,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Persyaratan luas tulangan

$$A_{s \text{ pakai}} \geq A_{s \text{ perlu}}$$

$$8109,50 \text{ mm}^2 > 7200 \text{ mm}^2$$

11. Tulangan Susut

a. Rasio tulangan susut minimum

$$\rho_{\text{smin}} = 0,0014$$

b. Luas tulangan susut arah X

$$\begin{aligned} A_{sx} &= \rho_{\text{smin}} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 3200 \times 900 \\ &= 4032 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Luas tulangan susut arah Y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= \rho_{\text{smin}} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 3200 \times 900 \\ &= 4032 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

e. Jarak tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{3200}{4032} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

f. Jarak tulangan susut maksimum arah X

$$S_{x,\max} = 150 \text{ mm}$$

g. Jarak tulangan susut arah X yang digunakan

$$S_x = 150 \text{ mm}$$

h. Jarak tulangan susut arah Y

$$\begin{aligned} S_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{2300}{2898} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

i. Jarak tulangan susut maksimum arah X

$$S_{y,\max} = 150 \text{ mm}$$

j. Jarak tulangan susut arah X yang digunakan

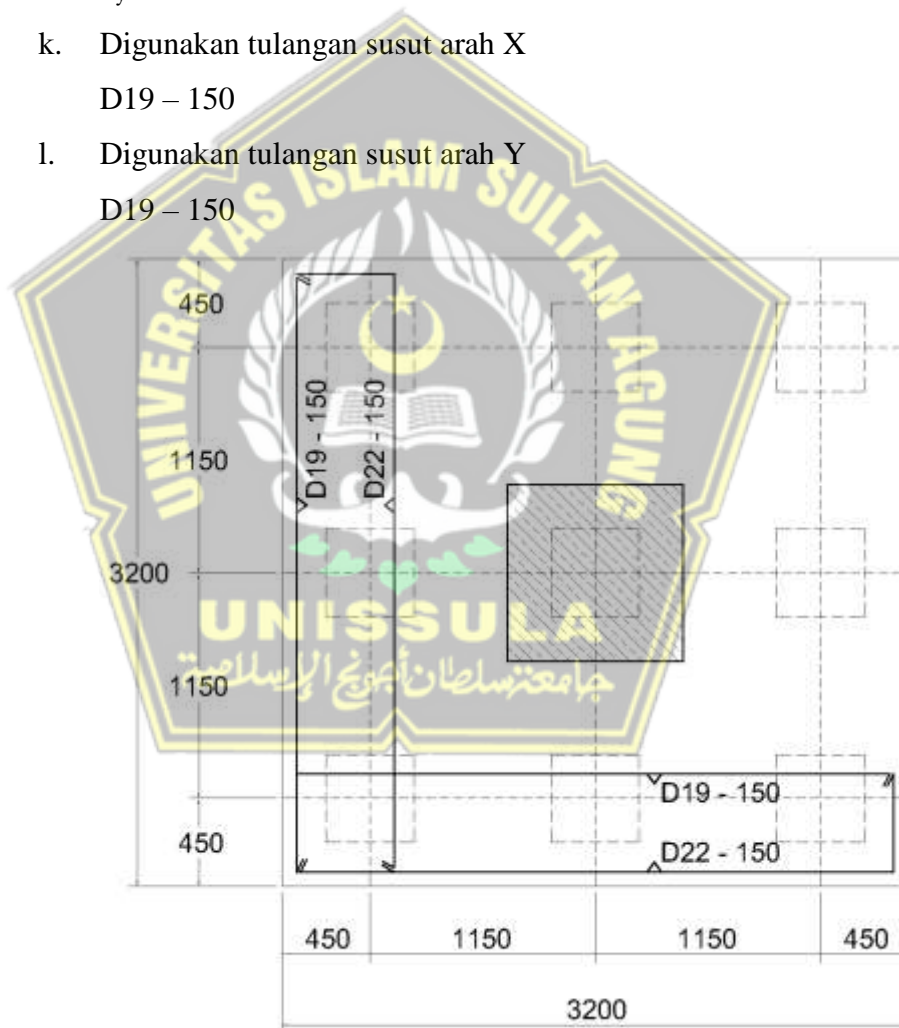
$$S_y = 150 \text{ mm}$$

k. Digunakan tulangan susut arah X

D19 – 150

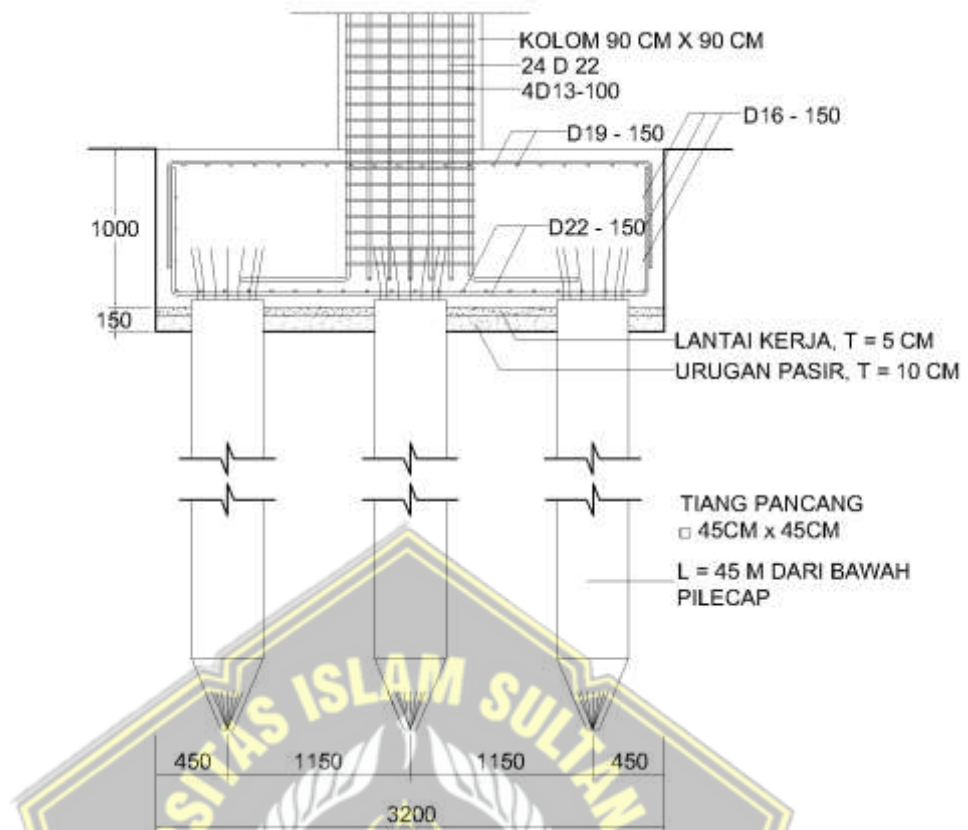
l. Digunakan tulangan susut arah Y

D19 – 150



Gambar 4.77 Detail PC 9

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



Gambar 4.78 Detail Potongan PC 9

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

3. Kontrol Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan kontrol penurunan terhadap pondasi tiang dilakukan guna mengantisipasi penurunan tiang yang berlebihan akibat beban yang berlebih sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan kerangka bangunan. Berikut ini adalah data yang diperlukan untuk menganalisis penurunan pondasi.

Lapisan I : kedalaman -0,00 m s.d -7.00 m

Jenis tanah : pasir terdapat kerikil kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,665 \text{ t/m}^2$$

$$C = 0,04 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 25,1^\circ$$

$$e = 1,382$$

$$\mu = 0,15 = \text{angka poison}$$

$$E1 = \text{modulus elastisitas}$$

$$= 19600 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Atau} = 7 \times (N+15)$$

$$= 7 \times (24+15)$$

$$= 1337,7 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} = \text{perubahan angka pori}$$

$$= \frac{1,382}{10}$$

$$= 0,1382$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} = \text{perubahan tekanan pori}$$

$$= 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = \frac{e}{0,42}$$

$$= \frac{1,382}{0,42}$$

$$= 3,29 \text{ (empiris)}$$

$$mv_1 = \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_o)} = \text{koefisien perubahan volume}$$

$$= \frac{0,1382}{10 \times (1+3,29)}$$

$$= 0,003$$

Lapisan II kedalaman -0,00 m s.d – 50,00 m

Jenis tanah : lempung kelanauan, kondisi lunak

Diasumsikan sebagai berikut :

$$\gamma = 1,521 \text{ t/m}^2$$

$$C = 0,101 \text{ t/m}^2$$

$$\emptyset = 30,36^\circ$$

$$e = 1,498$$

$$\mu = 0,15 = \text{angka poisson}$$

$$E_2 = \text{modulus elastisitas lempung kelanauan tidak padat}$$
$$= 1000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Atau} = 8 \times (N+15)$$

$$= 8 \times (28+15)$$

$$= 344 \text{ k/ft}^2 = 1685,6 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e = \frac{e}{10} = \text{perubahan angka pori}$$

$$= \frac{1,49}{10}$$

$$= 0,1498$$

$$\Delta p = P_s - P_o \text{ (empiris)} = \text{perubahan tekanan pori}$$

$$= 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = \frac{e}{0,42}$$

$$= \frac{1,498}{0,42}$$

$$= 3,57$$

$$m_{v2} = \frac{\Delta e}{\Delta p \times (1+e_o)} = \text{koefisien perubahan volume}$$

$$= \frac{0,1498}{10 \times (1+3,57)}$$

$$= 0,003$$

$$L_1 = \text{kedalaman tanah keras dari muka tanah rencana}$$

$$= 45 \text{ m}$$

$$D_1 = \text{kedalaman lapisan tanah 1 dari muka tanah rencana}$$

$$= 7 \text{ m}$$

$$D_2 = \text{kedalaman lapisan tanah 2 s.d}$$

$$= 38 \text{ m}$$

$$D_{\text{rakit}} = \text{kedalaman dasar pondasi rakit dari muka tanah rencana}$$

$$= \frac{2}{3} \times L \text{ tiang}$$

$$= \frac{2}{3} \times 45$$

$$= 30 \text{ m}$$

$$H_1 = D_{\text{rakit}} - D_1$$

$$= 30 - 7$$

$$= 23 \text{ m}$$

$$H_2 = \frac{D_2}{2}$$

$$= \frac{38}{2}$$

$$= 19 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = P_{\text{actual}}$$

$$= 670 \text{ ton}$$

$$B_2 = 2,98 \text{ m}$$

$$B_2' = 3,3 \text{ m}$$

$$B = (B_2 + 2) \times \frac{1}{4} \times D \text{ rakit} = \text{panjang dasar pondasi rakit}$$

$$= (2,98 + 2) \times \frac{1}{4} \times 30$$

$$= 37,35 \text{ m}$$

$$L = (B_2' + 2) \times \frac{1}{4} \times D \text{ rakit} = \text{panjang dasar pondasi rakit}$$

$$= (3,3 + 2) \times \frac{1}{4} \times 30$$

$$= 39,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 qp &= \frac{P_{max}}{B \times L} \\
 &= \frac{670}{37,35 \times 39,75} \\
 &= 0,5 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

a. Penurunan Segera/Awal (*Immediate Settlement*)

Lapisan I = tanah lapisan I dianggap mempunyai :

$$E1 = 1337,7 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1}{B} = \frac{23}{37,35}$$

$$= 0,62$$

$$\frac{L}{B} = \frac{39,75}{37,35}$$

$$= 1,064$$

$$\frac{D_{rakit}}{B} = \frac{30}{37,35}$$

$$= 0,80$$

$$\mu1 = 0,20$$

$$\mu0 = 0,80$$

$$S1 = \frac{(\mu1 \times \mu0 \times qp \times B)}{E1}$$

$$= \frac{(0,20 \times 0,80 \times 0,5 \times 37,35)}{1337,7}$$

$$= 0,002 \text{ m}$$

Lapisan I & II : Tanah lapisan I dianggap mempunyai :

$$E2 = 1685,6 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H1+D2}{B} = \frac{23+38}{37,35}$$

$$= 1,63$$

$$\frac{L}{B} = \frac{39,75}{37,35}$$

$$= 1,064$$

$$\frac{D_{rakit}}{B} = \frac{30}{37,35}$$

$$= 0,80$$

$$\mu_1 = 0,40$$

$$\mu_0 = 0,75$$

$$S_1 = \frac{(\mu_1 \times \mu_0 \times qp \times B)}{E_1}$$
$$= \frac{(0,40 \times 0,75 \times 0,5 \times 37,35)}{1685,6 \text{ t/m}^2}$$

$$= 0,003 \text{ m}$$

Lapisan 1 : Tanah lapisan 1 dianggap mempunyai :

$$E_2 = 1685,6 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H_1}{B} = \frac{23}{37,35}$$

$$= 0,62$$

$$\frac{L}{B} = \frac{39,75}{37,35}$$

$$= 1,064$$

$$\frac{D_{rakit}}{B} = \frac{30}{37,35}$$

$$= 0,80$$

$$\mu_1 = 0,2$$

$$\mu_0 = 0,8$$

$$\begin{aligned}
 S1 &= \frac{(\mu_1 \times \mu_0 \times qp \times B}{E1} \\
 &= \frac{(0,20 \times 0,80 \times 0,5 \times 37,35)}{1685,6} \\
 &= 0,0016 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka penurunan segera padan lapisan I & II :

$$\begin{aligned}
 Si &= S1 + S2 - S1' \\
 &= 0,002 + 0,003 - 0,0016 \\
 &= 0,0034 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan Konsolidasi (Consolidation Settlement)

Lapisan I

$$\begin{aligned}
 \Delta p1 &= \frac{Pmax}{(B+0,5 \times H1) \times (L+0,5 \times H1)} \\
 &= \frac{670}{(37,35 + 0,5 \times 23) \times (39,75 + 0,523)} \\
 &= 0,267 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S1 &= \Delta p1 \times mv1 \times H1 \\
 &= 0,267 \times 0,003 \times 23 \\
 &= 0,020 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lapisan II

$$\begin{aligned}
 \Delta p1 &= \frac{Pmax}{(B+H1+H2) \times (L+0,5 \times H1)} \\
 &= \frac{670}{(37,35+23+19) \times (39,75 + 0,5 \times 23)} \\
 &= 0,16 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S1 &= \Delta p1 \times mv2 \times H1 \\
 &= 0,16 \times 0,003 \times 23 \\
 &= 0,0124
 \end{aligned}$$

$$\beta = \text{faktor reduksi penurunan konsolidasi untuk} \\ = 0,85$$

Maka penurunan segera pada lapisan I & II

$$S_c = \beta \times (S_1 + S_2) \\ = 0,85 \times (0,020 + 0,0124) \\ = 0,027 \text{ m}$$

Penurunan Total Kelompok Tiang

$$\text{Penurunan total (S)} = \text{Penurunan Segera (S}_i\text{)} + \text{Penurunan Konsolidasi (S}_c\text{)} \\ = 0,0034 + 0,027 \\ = 0,0304 \text{ m}$$

Maka :

$$S \text{ (penurunan total)} < S \text{ ijin (10\%} \times D\text{)} \\ 0,0304 \text{ m} < 0,045 \text{ m}$$

Waktu Penurunan

Diasumsikan waktu penurunan $t = 5$ tahun

Konsolidasi drainsae lapisan tanah

$$H_t = H_1 + H_2 \\ = 23 + 19 \\ = 42 \text{ m} \\ t = 5 \text{ tahun} \\ C_v = \frac{0,197 \times H t^2}{t} = \text{koefisien konsolidasi kedalaman} \\ = \frac{0,197 \times 42^2}{5} = 69,5$$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2}$$

$$= \frac{69,5 \times 5}{42^2} = 0,197$$

Dianggap U (derajat konsolidasi) < 60%, maka :

$$T_u = \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\}^{0,5}$$

$$= \left\{ \frac{4 \times 0,197}{\pi} \right\}^{0,5} = 0,50 < 0,60 = \text{Asumsi memenuhi syarat}$$

$$S_c = 0,027 \text{ m} = \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = 0,016 \text{ m} = \text{penurunan konsolidasi}$$

S_i = penurunan segera dengan faktor koreksi kekakuan pondasi sebesar 0,80

$$= 0,80 \times (S_1 + S_2 - S')$$

$$= 0,00272 \text{ m}$$

S_5 = ($S_i + S_t$) = penurunan konsolidasi setelah 5 tahun

$$= 0,00272 + 0,016$$

$$= 0,0187 \text{ m}$$

Maka :

$$0,0187 \text{ m} < S_{\text{total}}$$

$0,0187 \text{ m} < 0,0304 \text{ m}$ = untuk penurunan 5 tahun pertama diasumsikan waktu penurunan $t = 50$ tahun

Diasumsikan Waktu Penurunan $t = 50$ tahun

Kondolidasi drainsae lapisan

$$H_t = H_1 + H_2$$

$$= 23 + 19$$

$$= 42 \text{ m}$$

$$t = 50 \text{ tahun}$$

$$C_v = \frac{0,197 \times Ht^2}{t} = \text{koefisien konsolidasi kedalaman } 0 - 7 \text{ m}$$

$$= \frac{0,197 \times 42^2}{50} = 6,950$$

$$T_v = \frac{C_v \times t}{Ht^2}$$

$$= \frac{6,950 \times 50}{42^2} = 0,197$$

Dianggap U (derajat konsolidasi) $< 60\%$, maka :

$$T_u = \left\{ \frac{4 \times T_v}{\pi} \right\} 0,5$$

$$= \left\{ \frac{4 \times 0,197}{\pi} \right\} 0,5$$

$$= 0,50 < 0,60 = \text{Asumsi OK}$$

Diasumsikan tanah telah 70% terkonsolidasi sehingga digunakan nilai U sebesar 0,70

$$U = 0,70$$

$$S_c = 0,027 \text{ m} = \text{penurunan konsolidasi total}$$

$$S_t = S_c \times T_u = \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$$

$$= 0,027 \times 0,7$$

$$= 0,0189 \text{ m}$$

S_i = penurunan segera dengan faktor koreksi kekakuan pondasi sebesar 0,80

$$= 0,80 \times (S_1 + S_2 - S')$$

$$= 0,00272 \text{ m}$$

$S_{50} = (S_i + S_t) = \text{penurunan konsolidasi setelah 5 tahun}$

$$= 0,00272 + 0,0189$$

$$= 0,02162 \text{ m}$$

Maka :

$$0,0216 \text{ m} < S \text{ total}$$

$$0,0216 \text{ m} < 0,0304 \text{ m} \quad = \text{ untuk penurunan 50 tahun}$$

4.6 Perhitungan Desain Tie Beam

Data perencanaan

$$\text{Penampang balok } (b \times h) = 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$$

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

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

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas } (E) = 4700 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25743 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Penurunan yang diijinkan} = 0,0304 \text{ m}$$

$$= 30,4 \text{ mm}$$

Penulangan lentur sloof

$$M_u = \frac{E \times I \times \delta}{12 \times L^2}$$

$$= \frac{25743000 \times 0,003125 \times 0,045}{12 \times 6^2}$$

$$= 8,37988$$

$$d = h - \text{tebal selimut beton} - D_{\text{sengkang}} - (1/2 \times D_{\text{lentur}})$$

$$= 600 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 22\right)$$

$$= 539 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (terkontrol)}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= 9,31098 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{93210981}{300 \times 539^2}$$

$$= 0,1068 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,4706$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times fc' \times \beta \left(\frac{600}{600 + fy} \right)}{fy}$$

$$= \frac{0,85 \times 29,9 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420}$$

$$= 0,0356$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{bs}$$

$$= 0,0267$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,0033$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{420}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,4706} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,4706 \times 0,1068}{420}} \right)$$

$$= 0,00025$$

Karena nilai $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$ maka ρ_{\min}

Tulangan Lentur Tarik

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= p \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 300 \times 539 \\ &= 539 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times b w \times d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 300 \times 539 \\ &= 615,04 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4 \times b w \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 300 \times 539}{420} \\ &= 539 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Gunakan $A_{s \text{ pakai}} = 539 \text{ mm}^2$

Maka digunakan 6D22 (D22 = 380 mm²)

Tulangan lentur Tarik 6D22 (D22 = 380 mm²)

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.

Kontrol Kapasitas Penampang

1. Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c' \times b} \\ &= \frac{2281 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} \\ &= 125,23 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{125,23}{0,85} \\ &= 147,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Tegangan Tarik

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1\right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{539}{147,33} - 1\right) \\ &= 0,0079\end{aligned}$$

4. Dipakai $\phi = 0,9$ (terkontrol tarik)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} \times a\right) \\ &= 0,9 \times 2281 \times 420 \times \left(539 - \frac{1}{2} \times 125,23\right) \\ &= 410747130,2 \text{ Nmm} \\ &= 410,75 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Penulangan Geser

Pembebanan

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= 0,3 \times 0,6 \times 24 \\ &= 4,32 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$qD = 4,32 \text{ kN/m}$$

$$qu = 1,2 \times qD$$

$$= 5,184$$

$$V_u = 0,5 \times qu \times 5$$

$$= 0,5 \times 5,184 \times 1$$

$$= 12,96 \text{ kN}$$

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

$$= 0,75 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 539) \times 10^{-1}$$

$$= 11292,25 \text{ kN}$$

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

5646,12 kN ≤ 12,96 kN (tidak memenuhi)

kekuatan geser balok yang tidak memenuhi, dengan demikian harus dipasang tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{cl} &= 0,333 \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= 0,333 \times \sqrt{30} \times 300 \times 539 \\ &= 2949 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &\leq V_{cl} \\ 0 &\leq 2949 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan 2D10 (2D10 = 157 mm²) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 253,5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 150$$

Maka dipakai s = 150 mm (dipasang sengkang D10 – 150) di sepanjang *tie beam*



Gambar 4.79 Detail Penulangan Tiebeam

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

4.7 Rekapitulasi Hasil Analisis dan Perancangan

Rekapitulasi hasil analisis dan perancangan yang telah dilakukan pada Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang sebagai berikut :

1. Perancangan Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang dengan kondisi Tanah Lunak (SE) yang menggunakan Sistem Ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK) dengan parameter desain sebagai berikut :

- a. Kategori resiko = II
- b. Faktor keutamaan gempa, I_e = 1,0
- c. Faktor kuat lebih sistem, Ω_0 = 2,50
- d. Faktor pembesaran defleksi, C_d = 5,50
- e. Koefisien modifikasi respon, R = 7
- f. Kategori desain seismik, KDS = D
- g. Kelas situs tanah = SE
- h. Spektral percepatan periode pendek, S_s = 0,726
- i. Spektral percepatan periode 1 detik, S_1 = 0,327
- j. Faktor amplifikasi periode pendek, F_a = 1,338
- k. Faktor amplifikasi periode 1 detik, F_v = 2,692
- l. Percepatan desain pada periode pendek, S_{DS} = 0,648
- m. Percepatan desain pada periode 1 detik, S_{D1} = 0,587
- n. Parameter periode, T_0 = 0,181
- o. Parameter periode, T_s = 0,906

2. Analisis hasil respons dinamika struktur akibat pembebanan gempa sebagai berikut :

a. Analisis Respons dinamik

Dari analisis respons dinamik, diperoleh hasil partisipasi massa sebagai berikut :

- Modal 1 : Translasi arah X (1,223 detik)
- Modal 2 : Translasi arah Y (1,023 detik)
- Modal 3 : Rotasi (0,819 detik)

b. Analisis Gempa dari Struktur Atas

Dari analisis dinamik respons spektrum, diperoleh hasil sebagai berikut :

1. Beban gempa untuk arah X

- $T_x = 1,147$ detik
- $V_{\text{dinamik X}} = 9436,30$ kN

2. Beban gempa untuk arah Y

- $T_Y = 1,035$ detik
- $V_{\text{dinamik Y}} = 10303,30$ kN

c. Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat (*Story Drift*) telah memenuhi syarat.

Adapun simpangan antar tingkat maksimum yang terjadi adalah :

1. Simpangan antar lantai arah X

- Lantai 10 = 11,303 mm
- Lantai 9 = 17,584 mm
- Lantai 8 = 22,248 mm
- Lantai 7 = 26,923 mm
- Lantai 6 = 31,108 mm
- Lantai 5 = 34,139 mm
- Lantai 4 = 34,183 mm
- Lantai 3 = 32,670 mm
- Lantai 2 = 34,639 mm
- Lantai 1 = 8,729 mm

2. Simpangan antar lantai arah Y

- Lantai 10 = 23,381 mm
- Lantai 9 = 25,201 mm
- Lantai 8 = 26,450 mm
- Lantai 7 = 27,544 mm
- Lantai 6 = 27,814 mm
- Lantai 5 = 26,972 mm
- Lantai 4 = 24,486 mm
- Lantai 3 = 20,691 mm
- Lantai 2 = 19,580 mm
- Lantai 1 = 4,884 Mm

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.6 Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a). Berdasarkan hasil analisis simpangan antar tingkat izin pada lantai 1 sebesar 54 mm baik arah X maupun arah Y sedangkan pada lantai 8-10 sebesar 70 mm baik arah X maupun arah Y. Sehingga simpangan antar tingkat tidak melebihi simpangan tingkat izin.

d. Pengecekan Efek P-Delta

Berdasarkan hasil analisis, nilai koefisien stabilitas struktur arah X (θ_X) dan arah Y (θ_Y) tidak melebihi batas pengaruh struktur (θ_{max}). dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa AMAN.

e. Pengecekan Ketidakberaturan Struktur

1. Ketidakberaturan horizontal

Pada ketidakberaturan struktur horizontal terjadi ketidakberaturan pada sudut dalam karena salah satu dimensi proyek denah dari struktur dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dari arah yang akan ditinjau.

2. Ketidakberaturan vertikal

Pada ketidakberaturan struktur vertikal tidak terdapat adanya ketidakberaturan vertikal.

f. Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga (Cek Eksentrisitas)

Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, struktur gedung Asrama 10 Lantai berada di kategori desain seismik D dan tidak terjadi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga.

g. Cek Sistem Ganda

Berdasarkan Hasil analisis dari tabel diatas, pada arah X persentase frame sebesar 98% sedangkan pada arah Y persentase frame 47%. Dengan demikian, syarat sistem ganda sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1 bahwa sistem rangka

pemikul momen harus mampu berkontribusi paling sedikit sebesar 25%.

h. Faktor Redundansi

Faktor redundansi diambil 1 karena setelah penghilangan suatu dinding geser atau pilar dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di seberang tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33%, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b).

3. Analisis gaya dalam sebagai berikut :

a. Balok

$$\text{Momen negatif tumpuan } (M_{u, \text{tumpuan}}^-) = -331,261 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif tumpuan } (M_{u, \text{tumpuan}}^+) = 238,303 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen negatif lapangan } (M_{u, \text{lapangan}}^-) = -128,354 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif lapangan } (M_{u, \text{lapangan}}^+) = 151,676 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser tumpuan } (V_{u, \text{tumpuan}}) = 383,428 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser lapangan } (V_{u, \text{lapangan}}) = 276,002 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser gravitasi tumpuan } (V_{g, \text{tumpuan}}) = 115,282 \text{ kN}$$

$$\text{Torsi } (T_u) = 0,0002 \text{ kNm}$$

b. Kolom

$$\text{Gaya aksial maksimum kolom desain, } P_u = 5266,611 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya momen maksimum kolom desain, } M_u = 726,125 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya aksial maksimum kolom atas, } P_u = 4759,124 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya momen maksimum kolom atas, } M_u = 552,121 \text{ kNm}$$

c. Pelat

Momen lapangan arah X

$$M_{ulx} = 2,694 \text{ kNm/m}$$

Momen lapangan arah Y

$$M_{uly} = 0,788 \text{ kNm/m}$$

Momen Tumpuan arah X

$$M_{utx} = 5,453 \text{ kNm/m}$$

Momen Tumpuan arah Y

$$M_{uty} = 3,745 \text{ kNm/m}$$

Momen rencana (maksimum) pelat

$$M_u = 5,453 \text{ kNm/m}$$

d. Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

$$\text{Gaya aksial, } P_u = 9331,55 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya momen arah X, } M_x = 305,08 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya momen arah Y, } M_y = 14566,40 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser, } V_u = 3377,14 \text{ kN}$$

e. Tangga

1. Pada pelat bordes

$$\text{Gaya lintang} = 21,840 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya momen} = 24,953 \text{ kN}$$

2. Pada pelat tangga

$$\text{Gaya lintang titik B} = 11,004 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lintang titik A} = -4,586 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya normal titik B} = 18,865 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya normal titik A} = 3,274 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya momen} = 24,953 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya momen maks} = 26,646 \text{ kNm}$$

3. Pada balok bordes

$$M_u = 15,573 \text{ kNm}$$

f. Atap

1. Momen akibat beban mati (*Dead Load*)

$$M_{DLX} = 119,59 \text{ N/m}$$

$$M_{DLY} = 224,06 \text{ N/m}$$

2. Momen akibat beban hidup terpusat (*Live Load*)

$$M_{LLX} = 622,50 \text{ N/m}$$

$$M_{LLY} = 583,20 \text{ N/m}$$

3. Momen akibat air hujan

$$M_{RX} = 442,95 \text{ N/m}$$

$$M_{RY} = 829,93 \text{ N/m}$$

4. Momen akibat beban angin

$$M_W = 140 \text{ N/m}$$

5. Momen ultimate pada gording

$$M_{UX} = 1191,88 \text{ Nm}$$

$$M_{UY} = 3183,79 \text{ Nm}$$

6. Gaya pada kuda-kuda

$$P_{\max} = 21320 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 12410 \text{ N}$$

$$V_{\max} = 9870 \text{ N}$$

7. Gaya pada *overstack*

$$P_{\max} = 200 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 2650 \text{ N}$$

$$V_{\max} = 2180 \text{ N}$$

8. Gaya pada kolom baja

$$P_{\max} = 21560 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 2780 \text{ N}$$

$$V_{\max} = 2330 \text{ N}$$

g. Pondasi

1. Tahanan aksial tiang

Berdasarkan kekuatan bahan = 915,624 kN

Berdasarkan hasil uji SPT (Meyerhoff) = 892,620 kN

Daya dukung aksial terkecil = 892,620 kN

Berat tiang pancang = 218,7 kN

Diambil tahanan aksial tiang pancang = 670 kN

2. Tahanan lateral tiang

Berdasarkan momen maksimum (Brinch Hansen) = 73,2 kN

Diambil tahanan lateral tiang pancang sebesar 70 kN

h. Pilecap

1. Pondasi tipe pilecap 8

Gaya aksial kolom (P_{uk}) = 3573,92 kN

Momen arah X (M_{ux}) = 344,71 kNm

Momen arah Y (M_{uy}) = 551,60 kNm

$$\text{Gaya lateral arah X } (H_{ux}) = 146,06 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah Y } (H_{uy}) = 95,56 \text{ kN}$$

2. Pondasi tipe pilecap 9

$$\text{Gaya aksial kolom } (P_{uk}) = 4170,23 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah X } (M_{ux}) = 318,71 \text{ Nm}$$

$$\text{Momen arah Y } (M_{uy}) = 547,91 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya lateral arah x } (H_{ux}) = 145,22 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah y } (H_{uy}) = 76,41 \text{ kN}$$

4. Hasil perancangan berupa desain elemen struktur yang dapat memikul beban gempa dan beban gravitasi sebagai berikut :

a. Balok

Rekapitulasi hasil penulangan balok pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.53 sebagai berikut :

Tabel 4.53 Rekapitulasi Tulangan Balok

Dimensi (cm)	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal/ Sengkang		Tul. Torsi
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
	Bawah	4 D22	6 D22			

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

b. Kolom

Rekapitulasi hasil penulangan kolom pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.54 sebagai berikut :

Tabel 4.54 Rekapitulasi Tulangan Kolom

Dimensi Kolom (cm)	Tulangan Pokok	Tulangan Sengkang	
		Tumpuan	Lapangan
90 × 90	24 D22	4 D13 - 100	4 D13 - 150

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

c. Pelat

Rekapitulasi hasil penulangan pelat pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.55 sebagai berikut :

Tabel 4.55 Rekapitulasi Tulangan Pelat

Tebal (cm)	Arah	Tumpuan		Lapangan	
		Atas	Bawah	Atas	Bawah
12	X	D10 – 150	D10 – 150	D10 – 150	D10 – 150
	Y	D10 - 150	D10 - 150	D10 – 150	D10 – 150

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

d. Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

Rekapitulasi hasil penulangan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.56 sebagai berikut :

Tabel 4.56 Rekapitulasi Tulangan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

Tulangan Kolom			Tulangan Badan		
Longitudinal	Transversal		Longitudinal	Transversal	
	Sejajar Lebar	Sejajar Panjang		Sejajar Lebar	Sejajar Panjang
24 D22	4 D13 - 100	4 D13 - 100	D19 - 150	D13 - 150	D16 - 100

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

e. Tangga

1. Pelat bordes dan pelat tangga

Rekapitulasi hasil penulangan pelat bordes dan pelat tangga pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.57 sebagai berikut :

Tabel 4.57 Rekapitulasi Tulangan Pelat Bordes dan Pelat Tangga

Tebal (cm)	Arah	Tulangan	
		Atas	Bawah
15	X	D10 – 200	D13 – 200
	Y	D10 - 200	D13 - 200

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

2. Balok bordes

Rekapitulasi hasil penulangan balok bordes pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.58 sebagai berikut :

Tabel 4.58 Rekapitulasi Tulangan Balok Bordes

Dimensi (cm)	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal/ Senggang	
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
20 × 40	Atas	2 D16	2 D16	D10 - 150	D10 - 150
	Bawah	2 D16	2 D16		

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

f. Atap

Rekapitulasi hasil dari perancangan atap dapat ditunjukkan pada Tabel 4.59 sebagai berikut :

Tabel 4.59 Rekapitulasi pada Atap

Lokasi	Mutu Baja	Profil Baja	Dimensi (mm)
Gording	BJ 37	Lip Channel	150 × 65 × 20 × 3,2
Kuda-kuda	BJ 37	Wide Flange	250 × 125 × 6 × 6
			200 × 100 × 5,5 × 8
<i>Overstack</i>	BJ 37	Wide Flange	200 × 100 × 5,5 × 8
Kolom	BJ 37	Wide Flange	200 × 100 × 5,5 × 8

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)

g. Pondasi

Untuk properti material yang digunakan yaitu menggunakan jenis tiang pancang persegi (*Square pile*) dengan panjang sisi 45 cm dengan kedalaman pondasi 45 m.

h. Pilecap

Rekapitulasi hasil penulangan pilecap pada perancangan ditunjukkan pada Tabel 4.60 sebagai berikut :

Tabel 4.60 Rekapitulasi Tulangan Pilecap

Jenis	Jumlah Tiang	Penulangan Pilecap	
		Tul. Lentur	Tul. Susut
PC 8	8	D22 – 150	D19 – 150
PC 9	9	D22 - 150	D19 - 150

(Sumber : Hasil Analisis, 2023)



BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

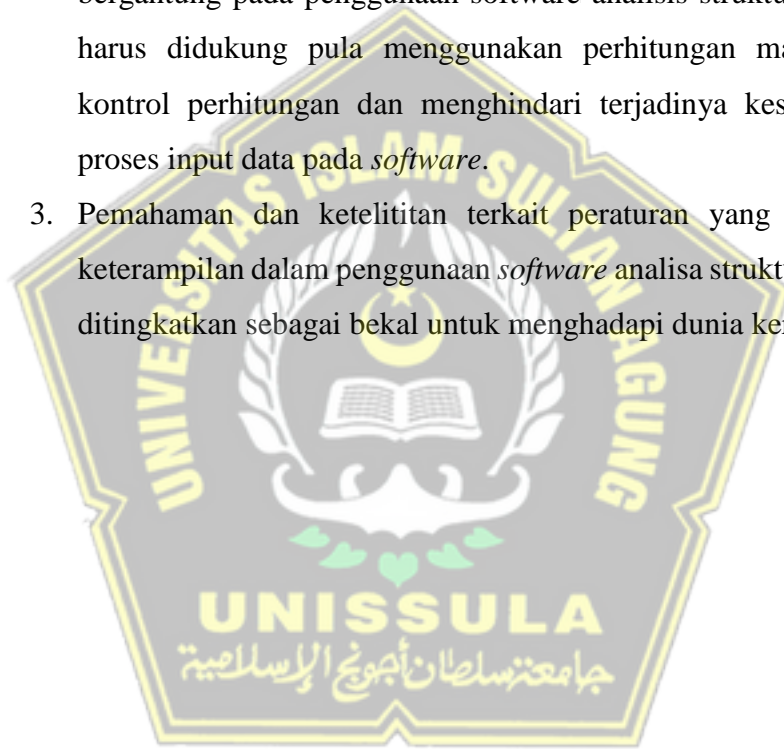
Berdasarkan hasil analisis perancangan Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang yang telah dibahas pada laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “PERANCANGAN ULANG GEDUNG ASRAMA PUTRI 10 LANTAI UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG” didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan analisis struktur yang digunakan untuk yang direncanakan berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung sudah memenuhi syarat sesuai dengan pasal 7.12.1 dimana simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) serta pasal 7.8.7 bahwa koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi koefisien stabilitas maksimum (θ_{max}).
2. Pengecekan sistem ganda sudah memenuhi syarat sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1 bahwa sistem rangka pemikul momen harus mampu berkontribusi paling sedikit sebesar 25%.
3. Desain komponen struktur balok, kolom, pelat, dan dinding geser sesuai dengan SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung sudah mampu menahan gaya pada struktur gedung dengan nilai gaya yang bekerja.
4. Desain pondasi yang digunakan yaitu pondasi tiang pancang *square pile* dengan panjang sisi 45 cm serta penurunan total pada gedung asrama ini kurang dari dari dari penurunan yang diizinkan yaitu 10% dari panjang sisi tiang pancang.

5.2 Saran

Saran yang didapat setelah melaksanakan proses Perancangan Gedung Asrama Putri 10 Lantai Universitas Islam Sultan Agung Semarang adalah sebagai berikut:

1. Proses perancangan suatu bangunan gedung hendaknya dapat mengikuti standar SNI yang terbaru guna menyesuaikan dengan aturan dan batasan dalam perencanaan struktur sehingga desain struktur yang dihasilkan memenuhi standar yang berlaku.
2. Perhitungan struktur bangunan gedung hendaknya tidak hanya bergantung pada penggunaan software analisis struktur saja, namun harus didukung pula menggunakan perhitungan manual sebagai kontrol perhitungan dan menghindari terjadinya kesalahan dalam proses input data pada *software*.
3. Pemahaman dan ketelitian terkait peraturan yang berlaku serta keterampilan dalam penggunaan *software* analisa struktur harus selalu ditingkatkan sebagai bekal untuk menghadapi dunia kerja nanti.



DAFTAR PUSTAKA

- Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). SNI 1726:2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”. BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). SNI 2847:2019 “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan”. BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). SNI 1727:2020 “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”. BSN, Jakarta, Indonesia
- Pradipta, Ridho, Muhammad Bahruddin, and Purwanto. 2017. “Perencanaan Struktur Hotel Grandhika Semarang.” *Jurnal Karya Teknik Sipil* 6(3):135–47.
- Tanudjaya, Lea Karen, and Chaidir Anwar Makarim. 2021. “Perkuatan Tanah Dengan Metode Sand Compaction Pile Pada Tanah Gambut Dan Aluvial.” *JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil* 4(2):411. doi: 10.24912/jmts.v0i0.11112.
- Darmawan, Ananda Fadil dan Bayu Jaya Pratama. 2023. “Perancangan Ulang Struktur Atas Gedung A Rumah Susun Politeknik Pekerjaan Umum (PU) Semarang”. Semarang: Universitas Islam Sultan Agung.
- Pradika, Aldy Gilang dan Alfian Nur Hidayat. 2023. “Desain Struktur Gedung Rumah Sakit 5 lantai Di Kota Banda Aceh”. Semarang: Universitas Islam Sultan Agung.
- Partono, W., Irsyam, M., Wardani, S. P. R., & Maarif, S. (2015). “Persepsi Pengembangan Peta Rawan Gempa Kota Semarang melalui Penelitian Hazard Gempa Deterministik”. *Jurnal Teknik*, ISSN, 0852-1697.
- Athallah, Fairuz Izdihar dan Raditya Aryanata. 2023. “Evaluasi Struktur Bangunan Gedung Bertingkat Eksisting (Studi Kasus Gedung Bea Cukai Semarang)”. Semarang. Universitas Islam Sultan Agung.
- Ainanda, Nabila dan Nabilla Sukma Putri. 2022. “Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Gedung Laboratorium Terpadu 5 Lantai. Semarang. Universitas Islam Sultan Agung.