

TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN ULANG GEDUNG HOTEL 5 LANTAI
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT**

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



Disusun Oleh :

**Abdul Hakim Saleh
NIM : 30201900008**

**Alief Muzaki
NIM : 30201900031**

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

HALAMAN PENGESAHAN

PERANCANGAN ULANG GEDUNG HOTEL 5 LANTAI MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT



Abdul Hakim Saleh
NIM : 30201900008



Alief Muzaki
NIM : 30201900031

Telah disetujui dan disahkan di Semarang,

Tim Penguji

1. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.**
NIDN: 0605046703
2. **Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.**
NIDN: 0625059102
3. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D**
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: 21 / A.2 / SA – T / IX / 2023

Pada hari ini tanggal 10 Agustus 2023 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing I dan Dosen Pembimbing II :

1. Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.
Jabatan Akademik : Guru Besar
2. Nama : Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
Jabatan Akademik : Lektor

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

Abdul Hakim Saleh
NIM : 30201900008

Alief Muzaki
NIM : 30201900031

Judul : PERANCANGAN ULANG GEDUNG HOTEL 5 LANTAI
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT

Dengan tahapan sebagai berikut :

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

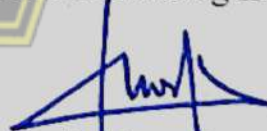
Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

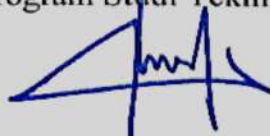


Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.



Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil



Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Abdul Hakim Saleh

NIM : 30201900008

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : “Perencanaan Ulang Gedung Hotel 5 Lantai Menggunakan Struktur Baja Komposit” 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,



Abdul Hakim Saleh

NIM : 30201900008

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Alief Muzaki

NIM : 30201900031

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : “Perancangan Ulang Gedung Hotel 5 Lantai Menggunakan Struktur Baja Komposit” 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,

()

DBAKX383256645

Alief Muzaki

NIM : 30201900031



PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Abdul Hakim Saleh
NIM : 30201900008
JUDUL TUGAS AKHIR : PERANCANGAN ULANG GEDUNG HOTEL 5
LANTAI MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT

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,



Abdul Hakim Saleh

NIM : 30201900008

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Alief Muzaki
NIM : 30201900031
JUDUL TUGAS AKHIR : PERANCANGAN ULANG GEDUNG HOTEL 5
LANTAI MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT

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,



Alief Muzaki

NIM : 30201900031

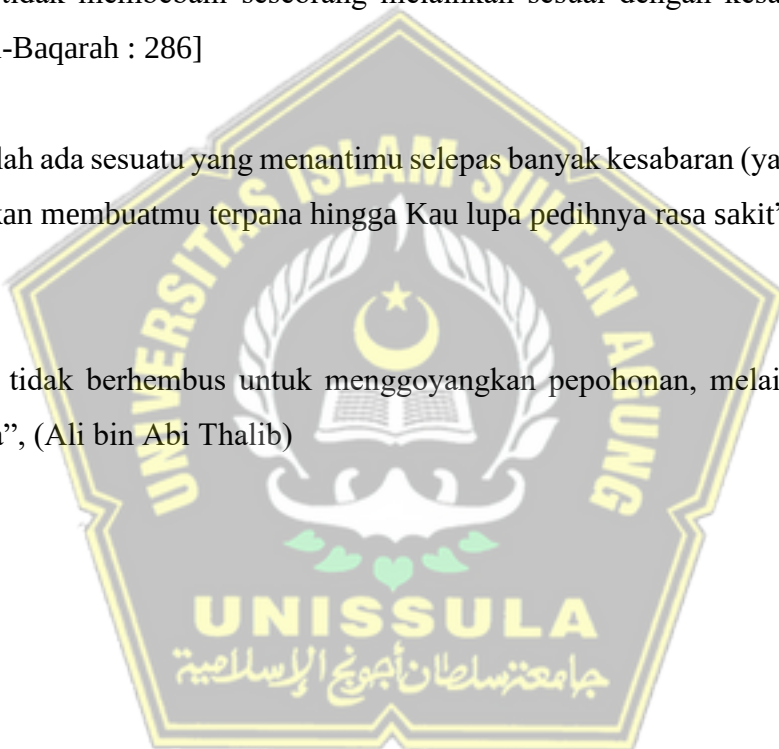
MOTTO

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

1. Kedua orang tua saya, Bapak Saleh Muhammad dan Ibu Baldatun Agustien, yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. dan Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar 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. Alief Muzaki selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
5. Teman-teman Fakultas Teknik UNISSULA angkatan 2019 dan yang lainnya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu.

Abdul Hakim Saleh

30201900008

PERSEMBAHAN

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

1. Kedua orang tua saya, Bapak Muhamad Aminudin dan Ibu Sri Sutanti, yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a serta pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat.
2. Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. dan Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. 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. Abdul Hakim Saleh yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
5. Teman-teman kontrakan bdx yang telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.
6. Teman-teman Fakultas Teknik UNISSULA angkatan 2019 dan yang lainnya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu.

Alief Muzaki

30201900031

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 HOTEL 5 LANTAI MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT”. 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 Mudiyo, MT, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang
4. Yth. Bapak Muhamad Rusli Ahmar, ST., M.Eng, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang dan selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir.
5. Yth. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT, selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir.
6. Yth. Bapak Ir. H. Prabowo Setiawan, MT., Ph.D selaku Dosen Pembimbing 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	xi
DAFTAR ISI.....	xii
DAFTAR GAMBAR	xviii
DAFTAR TABEL.....	xxii
ABSTRAK.....	xxv
 BAB I – PENDAHULUAN.....	 1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	2
1.3. Maksud dan Tujuan	3
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Metode Perencanaan	4
1.5.1. Tinjauan Pustaka	4
1.5.2. Pengumpulan Data	4
1.5.3. Permodelan 3D.....	4
1.5.4. Hasil Analisa Struktur	4
1.6. Sistematika Penulisan	5
 BAB II – TINJAUAN PUSTAKA.....	 6
2.1. Tinjauan Umum	6
2.2. Konsep Perencanaan.....	6
2.2.1. Struktur Baja Komposit.....	6
2.2.2. Metode LRFD	8

2.2.3. Metode SRMPK	8
2.3. Perencanaan Struktur.....	9
2.3.1. Pelat Lantai Komposit.....	9
2.3.2. Tangga.....	10
2.3.3. Balok Induk	10
2.3.4. Balok Anak Komposit.....	21
2.3.5. Atap	23
2.3.6. Kolom.....	24
2.4. Sambungan (tarik)	27
2.5. Konsep Pembebanan	28
2.5.1. Beban Gravitasi	29
2.5.2. Beban Angin (WL).....	30
2.5.3. Parameter Percepatan Gempa.....	30
2.5.4. Pembebanan	44
2.6. Perencanaan Struktur Bawah.....	44
2.6.1. Daya Dukung Ijin Tiang Group (Pall Group)	45
2.6.2. Penentuan Jumlah Pondasi Kelompok	45
2.6.3. Perencanaan Pile Cap	45
2.6.4. Perencanaan Penulangan Pile Cap	47
 BAB III – METODOLOGI PENELITIAN	 49
3.1. Diagram Alir Perencanaan	49
3.2. Langkah – Langkah Perencanaan Struktur.....	50
3.2.1. Pengumpulan Data	50
3.2.2. Permodelan Struktur	50
3.2.3. Perhitungan Pembebanan	50
3.2.4. Mendimensi Struktur.....	51
3.2.5. Perhitungan Analisa Struktur	51
3.3. Penyajian Laporan dan Format Gambar	53
3.4. Pemodelan struktur	53

BAB IV – ANALISA DAN PERHITUNGAN.....	60
4.1. Tinjauan Umum.....	60
4.2. Permodelan Penampang Struktur	60
4.2.1. Dimensi Penampang Struktur	60
4.2.2 Mutu Bahan Struktur	62
4.3. Analisa Struktur.....	62
4.3.1. Pembebanan Gravitasi	62
4.3.2. Pembebanan Gempa Pada Struktur	68
4.3.2.1 Kategori Kelas Situs Tanah.....	68
4.3.2.2 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tergaret (MCER).....	72
4.3.2.3 Parameter Percepatan Desain.....	75
4.3.2.4 Kategori Desain Seismik.....	75
4.3.2.5 Spektrum Respons Desain	76
4.3.2.6 Faktor R , ω_0 dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa	78
4.3.2.7 Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur.....	79
4.3.2.8 Periode Getar Struktur.....	80
4.3.2.9 Partisipasi Massa Struktur.....	83
4.3.3. Gaya Lateral Ekuivalen	83
4.3.3.1 Perhitungan koefisien Respons Seismik	83
4.3.3.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik	86
4.3.3.3 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat	87
4.3.3.4 Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai	90
4.3.3.5 Skala Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statistik-Dinamik.....	91
4.3.3.6 Simpangan Antar Lantai	97
4.3.3.7 Cek Kestabilan Struktur Akibat Gempa.....	101
4.3.3.8 Cek Ketidakberaturan Struktur	103
4.3.3.9 Cek Eksentrisitas.....	111
4.3.3.10 Cek Redudansi	113
4.3.3.11 Kombinasi Pembebanan.....	114

4.4. Hasil Analisa Struktur.....	116
4.4.1. Momen	116
4.4.2. Gaya Lintang.....	119
4.4.3. Gaya Normal	122
4.5. Perencanaan Struktur Sekunder.....	122
4.5.1. Pelat Lantai	122
4.5.2. Tangga	125
4.5.2.1 Data Perencanaan Tangga	125
4.5.3. Perencanaan Balok Anak	142
4.5.3.1 Sebelum Komposit	142
4.5.3.2 Setelah Komposit	147
4.5.3.3 Perencanaan Penghubung Geser	151
4.6. Perencanaan Struktur Primer.....	152
4.6.1. Perencanaan Balok Induk Arah Y	152
4.6.2. Perencanaan Balok Induk Arah X	156
4.6.3. Perencanaan Kolom Komposit	161
4.7. Perencanaan Atap	169
4.7.1. Perhitungan Gording	169
4.7.1.1 Data Perencanaan	169
4.7.1.2 Perhitungan Beban	170
4.7.1.3 Perhitungan Momen Akibat Beban	172
4.7.1.4 Perhitungan Momen Ultimate Pada Gording	173
4.7.1.5 Perhitungan Momen Nominal	174
4.7.1.6 Kontrol Momen Nominal	176
4.7.2. Perhitungan Penggantung Gording	177
4.7.2.1 Data Perencanaan	177
4.7.2.2 Perhitungan Pembebanan	177
4.7.2.3 Kombinasi Pembebanan	178
4.7.2.4 Perhitungan Dimensi Penggantung Gording	179
4.7.2.5 Perhitungan Kontrol Tegangan	179
4.7.3. Perhitungan Kuda-Kuda	180
4.7.3.1 Data Perencanaan	180

4.7.3.2 Perhitungan Pembebanan	180
4.7.3.3 Perhitungan Gaya Pada Kuda-Kuda	182
4.7.3.4 Perhitungan Momen Tekan Nominal	182
4.7.3.5 Perhitungan Momen Nominal	183
4.7.3.6 Perhitungan Geser Nominal	185
4.7.4. Perhitungan Overstack Kuda-Kuda	186
4.7.4.1 Perhitungan Gaya Pada Overstack	187
4.7.4.2 Perhitungan Momen Nominal	188
4.7.4.3 Perhitungan Geser Nominal	191
4.7.5. Perhitungan Kolom Baja	192
4.7.5.1 Perhitungan Gaya Pada Kolom Atap	192
4.7.5.2 Perhitungan Momen Nominal	194
4.7.5.3 Perhitungan Geser Nominal	195
4.8. Perencanaan Sambungan	196
4.8.1. Sambungan balok Induk-Balok Anak	196
4.8.2. Sambungan Balok Induk-Kolom	198
4.8.3. Sambungan Kolom-Kolom	201
4.8.4. Sambungan Kolom Base Plate Kolom IWF 300x300x10x15	204
4.9. Perencanaan Pondasi	207
4.9.1. Data Properti Material	207
4.9.2. Data Tanah	208
4.9.3. Tahanan Aksial Tiang	208
4.9.3.1 Analisis Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Kekuatan Bahan	208
4.9.3.2 Analisis Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Hasil Uji Sondir (BAGEMAN)	209
4.9.3.3 Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang Pancang	213
4.9.3.4 Tahanan Lateral Tiang Pancang	213
4.9.4. Perhitungan Pilecap	214
4.9.4.1 Data Properti Material Tiang Pancang	216
4.9.4.2 Jumlah Susunan Tiang Pancang	216
4.9.5. Gaya Aksial pada Tiang Pancang	217
4.9.6. Gaya Lateral pada Tiang Pancang	218

4.9.7. Tinjauan Geser Arah X	219
4.9.8. Tinjauan Geser Arah Y	222
4.9.9. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)	224
4.9.10. Pembesian Pilecap	226
4.9.10.1 Tulangan Lentur Arah X	226
4.9.10.2 Tulangan Lentur Arah Y	230
4.9.10.3 Tulangan Susut	233
4.9.10.4 Data Properti Material Tiang Pancang	235
4.9.10.5 Jumlah Susunan Tiang Pancang	236
4.9.11. Gaya Aksial pada Tiang Pancang	236
4.9.12. Gaya Lateral pada Tiang Pancang	238
4.9.13. Tinjauan Geser Arah X	239
4.9.14. Tinjauan Geser Arah Y	241
4.9.15. Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)	243
4.9.16. Pembesian Pilecap	246
4.9.16.1 Tulangan Lentur Arah X	246
4.9.16.2 Tulangan Lentur Arah Y	249
4.9.16.3 Tulangan Susut	252
4.10. Perancangan Sloof	254
4.10.1. Penulangan Sloof	254
 BAB V – KESIMPULAN DAN SARAN.....	259
5.1. Kesimpulan	259
5.2. Saran	266

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Gambaran Umum Struktur Komposit	7
Gambar 2.2 Penampang Bondek.....	9
Gambar 2.3 Variasi dari Tegangan Lentur.....	11
Gambar 2.4 Perilaku Penampang Profil Baja Berdasarkan Jenis Pelakunya...	14
Gambar 2.5 Lebar Efektif Penampang.....	22
Gambar 2.6 Aksi Balok Anak Komposit	23
Gambar 2.7 Koefisien Tekuk Portal Tak Bergoyang.....	26
Gambar 2.8 Percepatan Periode Pendek Ss.....	31
Gambar 2.9 Percepatan Periode 1 Detik S1.....	31
Gambar 2.10 Ketidakberaturan Horizontal	41
Gambar 2.11 Ketidakberaturan Vertikal	44
Gambar 3.1 Permodelan Struktur View 1.....	53
Gambar 3.2 Permodelan Struktur View 2.....	53
Gambar 3.3 Portal As1	54
Gambar 3.4 Portal As2	54
Gambar 3.5 Denah Kolom Lantai 2 dan 3	55
Gambar 3.6 Denah Kolom Lantai 4 dan 5	55
Gambar 3.7 Denah Kolom Lantai Dak	56
Gambar 3.8 Denah Balok Lantai 2 dan 3	56
Gambar 3.9 Denah Balok Lantai 4 dan 5	57
Gambar 3.10 Denah Balok Lantai Dak.....	57
Gambar 3.11 Denah Pelat Bondek Lantai 2 dan 3	58
Gambar 3.12 Denah Pelat Bondek Lantai 4 dan 5	58
Gambar 3.13 Denah Pelat Bondek Lantai Dek	59
Gambar 4.1 Input Beban Mati dan Beban Dinding pada Lantai 2	63
Gambar 4.2 Input Beban Mati dan Beban Dinding pada Lantai 3	64
Gambar 4.3 Input Beban Mati dan Beban Dinding pada Lantai 4	64
Gambar 4.4 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5	65
Gambar 4.5 Input Beban Mati pada Lantai Top	65
Gambar 4.6 Input Hidup pada Lantai 2 dan 3	66

Gambar 4.7 Input Hidup pada Lantai 4 dan 5	67
Gambar 4.8 Input Hidup pada Lantai Top	67
Gambar 4.9 Spektrum Respon Desain	68
Gambar 4.10 Data Sondir.....	70
Gambar 4.11 Spektrum Respon Desain	76
Gambar 4.12 Respons Spektrum	78
Gambar 4.13 Mode 1 Tranlasi Arah X	79
Gambar 4.14 Mode 2 Tranlasi Arah Y	79
Gambar 4.15 Mode 3 Rotasi	80
Gambar 4.16 Diagram Gaya Lateral antar Tingkat Arah x (F_x)	87
Gambar 4.17 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X.....	89
Gambar 4.18 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y.....	89
Gambar 4.19 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y.....	89
Gambar 4.20 Gaya Geser Per Lantai.....	91
Gambar 4.21 Diagram Geser Kumulatif Arah X	95
Gambar 4.22 Diagram Geser Kumulatif Arah Y	95
Gambar 4.23 Diagram Gaya Lateral Desain	97
Gambar 4.24 Simpangan antar Lantai Arah X	99
Gambar 4.25 Simpangan antar Lantai Arah Y	100
Gambar 4.26 Efek P-Delta	102
Gambar 4.27 Diagram Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B arah X dan Y.....	104
Gambar 4.28 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada Lantai 2 – lantai 5	105
Gambar 4.29 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada Lantai Dak	106
Gambar 4.30 Nilai Momen Lantai 2	117
Gambar 4.31 Nilai Momen Lantai 3	117
Gambar 4.32 Nilai Momen Lantai 4	118
Gambar 4.33 Nilai Momen Lantai 5	118
Gambar 4.34 Nilai Momen Lantai Atap	119
Gambar 4.35 Nilai Gaya Geser pada Lantai 2	119
Gambar 4.36 Nilai Gaya Geser pada Lantai 3	120
Gambar 4.37 Nilai Gaya Geser pada Lantai 4	120
Gambar 4.38 Nilai Gaya Geser pada Lantai 5	121

Gambar 4.39 Nilai Gaya Geser pada Lantai Atap	121
Gambar 4.40 Nilai Gaya Normal	122
Gambar 4.41 Detail Pelat Lantai Bintang 2,5 m	123
Gambar 4.42 Detail Pelat Lantai Bentang 2m	125
Gambar 4.43 Detail Perencanaan Tangga	126
Gambar 4.44 Denah Balok Anak	143
Gambar 4.45 Aksi Komposit Balok Anak	149
Gambar 4.46 Penghubung Geser	152
Gambar 4.47 Penampang Kolom Komposit	161
Gambar 4.48 Tampak Kolom	163
Gambar 4.49 Nomogram Kolom Tak Bergoyang Arah X	165
Gambar 4.50 Nomogram Kolom Tak Bergoyang Arah Y.....	165
Gambar 4.51 Denah Rencana Gording	169
Gambar 4.52 Arah Pembebanan Profil Gording	171
Gambar 4.53 Pengaruh Beban Angin Bangunan Gedung Tertutup	172
Gambar 4.54 Penggantung Gording	177
Gambar 4.55 Overstack pada Kuda-Kuda	186
Gambar 4.56 Kolom Baja pada Struktur Atap	192
Gambar 4.57 Sambungan Baut Balok Induk ke Balok Anak	198
Gambar 4.58 Sambungan Baut Balok Induk ke Kolom.....	200
Gambar 4.59 Sambungan Kolom ke Kolom.....	204
Gambar 4.60 Sambungan Kolom ke Base Plate Kolom	207
Gambar 4.61 Reaksi Tumpuan	215
Gambar 4.62 Reaksi Tumpuan J17	215
Gambar 4.63 Susunan Pondasi	216
Gambar 4.64 Tinjauan Geser Arah X	219
Gambar 4.65 Tinjauan Geser Arah Y	222
Gambar 4.66 Tinjauan Geser Dua Arah	224
Gambar 4.67 Tulangan Lentur Arah X	226
Gambar 4.68 Tulangan Lentur Arah Y	230
Gambar 4.69 Detail Penulangan Pilecap Tipe J17	234
Gambar 4.70 Reaksi Tumpuan J1	235

Gambar 4.71 Susunan Pondasi	236
Gambar 4.72 Tinjauan Geser Arah X	239
Gambar 4.73 Tinjauan Geser Arah Y	241
Gambar 4.74 Tinjauan Geser Dua Arah	243
Gambar 4.75 Tulangan Lentur Arah X	246
Gambar 4.76 Tulangan Lentur Arah Y	249
Gambar 4.77 Detail Penulangan Pile Cap Tipe J1	254
Gambar 4.78 Detail Penulangan Tiebeam	258



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Rasio Lebar Terhadap Tebal Elemen Tekan Komponen Struktur yang Mengalami Aksi Tekan	15
Tabel 2.2 Rasio Lebar Terhadap Tebal Elemen Tekan Komponen Struktur yang Mengalami Lentur	16
Tabel 2.3 Klasifikasi Situs	32
Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a	33
Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v	33
Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	35
Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik	35
Tabel 2.8 Sistem Pemikul Gaya Seismik	35
Tabel 2.9 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dianalisa	37
Tabel 2.10 Simpangan antar Tingkat Izin	38
Tabel 2.11 Ketidakberaturan Horizontal	40
Tabel 2.12 Ketidakberaturan Vertikal	42
Tabel 4.1 Penampang Balok	60
Tabel 4.2 Penampang Kolom Komposit	61
Tabel 4.3 Penampang Pelat	61
Tabel 4.4 Beban Mati Tambahan Pada Pelat	62
Tabel 4.5 Beban Mati Tambahan pada Dinding Permanen	63
Tabel 4.6 Beban Hidup	66
Tabel 4.7 N'	71
Tabel 4.8 Kelas Situs Tanah	72
Tabel 4.9 Parameter Respon Spektral	73
Tabel 4.10 Interpolasi Linier	74
Tabel 4.11 Parameter Respon Spektral	74
Tabel 4.12 Interpolasi Linier	75
Tabel 4.13 Kategori Desain Seismik	75
Tabel 4.14 Kategori Resiko	75

Tabel 4.15 Cek Periode Getar	80
Tabel 4.16 Periode Fundamental Struktur	81
Tabel 4.17 Tipe Struktur	81
Tabel 4.18 Cek Periode Getar	82
Tabel 4.19 Partisipasi Masa Struktur	83
Tabel 4.20 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen	86
Tabel 4.21 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik	86
Tabel 4.22 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah x	87
Tabel 4.23 Perhitungan Gaya Geser antar Tingkat Arah y	89
Tabel 4.24 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai	90
Tabel 4.25 Perhitungan Gempa Statik	92
Tabel 4.26 Rekapitulasi Beban Gempa Statik	94
Tabel 4.27 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik	95
Tabel 4.28 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain	96
Tabel 4.29 Simpangan antar Lantai Arah X	98
Tabel 4.30 Simpangan antar Lantai Arah Y	100
Tabel 4.31 Kontrol Efek P Delta	101
Tabel 4.32 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B arah X dan Y	104
Tabel 4.33 Perhitungan pada Lantai 2- Lantai 5	105
Tabel 4.34 Perhitungan pada Lantai Dak	106
Tabel 4.35 Perhitungan pada Lantai Dak	107
Tabel 4.36 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal	108
Tabel 4.37 Ketidakberaturan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan	108
Tabel 4.38 Ketidakberaturan Massa	109
Tabel 4.39 Ketidakberaturan Geometri Vertikal	110
Tabel 4.40 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	111
Tabel 4.41 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	111
Tabel 4.42 Faktor Pembesaran Torsi	112
Tabel 4.43 Momen Torsi Arah X	112

Tabel 4.44 Faktor Pembesaran Torsi	113
Tabel 4.45 Momen Torsi Arah Y	113
Tabel 4.46 Kombinasi Pembebanan Ultimit	114
Tabel 4.47 Kombinasi Pembebanan Layan	115
Tabel 4.48 Dimensi Balok Anak	142
Tabel 4.49 Detail Penghubung Geser	151
Tabel 4.50 Detail Balok induk Arah Y	153
Tabel 4.51 Detail Balok induk Arah X	157
Tabel 4.52 Data Properti Kolom Komposit	161
Tabel 4.53 Beban Kombinasi Atap	173
Tabel 4.54 Beban Kombinasi Atap	178
Tabel 4.55 Data Properti Material Pondasi	207
Tabel 4.56 Analisis Sondir	209
Tabel 4.57 Tahanan Gesek	211
Tabel 4.58 Susunan Tiang Pancang	217
Tabel 4.59 Susunan Tiang Pancang	236



PERANCANGAN ULANG GEDUNG HOTEL 5 LANTAI MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT

Abstrak

Perencanaan ulang gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit merupakan sebuah kegiatan merencanakan ulang serta merancang kembali struktur hotel dengan mengubah struktur yang digunakan menggunakan struktur baja komposit dengan tujuan adanya variasi dalam perancangan struktur.

Konsep perencanaan menggunakan metode LRFD serta menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan mengikuti persyaratan-persyaratan yang berlaku yaitu : SNI 172 tahun 2020, SNI 2847 tahun 2019, SNI 1729 tahun 2020 serta SNI 1726 tahun 2019. Pada kolom struktur, menggunakan struktur komposit dengan inti baja struktural yang diselimuti beton bertulang dan pada balok struktur menggunakan struktur komposit dimana profil baja IWF berdasarkan Tabel Profil Konstruksi Baja agar terjadi aksi komposit pada baja dan beton, maka penghubung geser digunakan pada permukaan sisi sayap profil baja IWF dan pada permukaan bondek dan beton bertulang.

Ditinjau dari dimensi struktur pada bangunan gedung ini maka perencanaan yang dihasilkan menggunakan Kolom berselimut beton 500 x 500 dengan baja HWF 300 x 300 x 10 x 15 x 18, IWF 400 x 200 x 13 x 8 x 16 untuk balok induk, serta IWF 250 x 125 x 6 x 9 x 12.

Kata kunci : *Load Resistance Factor Design (LRFD) ; Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK); Baja Komposit.*

REDESIGN OF 5 STORY HOTEL USING COMPOSITE STEEL STRUCTURE

ABSTRACT

The redesign of a 5-story hotel building using composite steel structure entails the process of re-planning and re-designing the hotel's structure by altering the existing framework to a composite steel structure. The aim is to introduce variety in the structural design.

The design concept employs the Load and Resistance Factor Design (LRFD) method, along with the use of Special Moment Frame System (SMF), adhering to the applicable requirements: Indonesian National Standard (SNI) 172 year 2020, SNI 2847 year 2019, SNI 1729 year 2020, and SNI 1726 year 2019. For the structural columns, a composite structure is utilized with a core of structural steel encased in reinforced concrete. In the case of the structural beams, a composite structure is employed, with IWF steel profiles selected according to the Steel Construction Profile Table to achieve composite action between steel and concrete. To facilitate this, shear connectors are used on the wing side surface of the IWF steel profile and on the surfaces of the bondek and reinforced concrete.

Considering the structural dimensions of this building, the resulting design employs concrete-sheathed columns measuring 500 x 500 and HWF steel of dimensions 300 x 300 x 10 x 15 x 18, IWF steel of dimensions 400 x 200 x 13 x 8 x 16 for primary beams, and IWF steel of dimensions 250 x 125 x 6 x 9 x 12.

Keywords: *Composite Steel Structure; Load Resistance Factor Design; Special Moment Frame System*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Penggunaan konstruksi beton bertulang pada bangunan mengakibatkan beban mati cukup besar, yang mana hal tersebut kurang efektif karena beban struktur yang harus dipikul menjadi lebih besar. Jika nilai berat sendiri besar maka beban gempa yang dihasilkan serta dipikul struktur menjadi lebih besar. Sehingga untuk memberikan variasi dalam perancangan struktur penulis merencanakan serta merancang kembali struktur bangunan tersebut dengan menggunakan struktur baja komposit.

Perancangan ulang atau *Re-design* gedung menurut Jhon.M, merupakan sebuah kegiatan merencanakan dan merancang kembali suatu gedung yang bertujuan adanya perubahan dari segi fisik bangunan dengan tidak merubah fungsinya baik dari segi perubahan, perluasan bahkan pemindahan lokasi. Sehingga dalam tugas akhir ini penulis akan merencanakan ulang bangunan Hotel 5 Lantai menggunakan struktur baja komposit.

Material konstruksi baja dan beton merupakan bahan pokok yang digunakan dalam pembangunan suatu gedung, karakteristik baja dan beton yang berbeda sangat berpengaruh pada karakter bangunan. Material baja memiliki rasio yang tinggi antara kekuatan dan berat per volume, maka diperoleh massa konstruksi yang lebih ringan. Bahan baja memiliki sifat kekuatan tinggi, lebih kaku dan sangat daktil.

Detail perancangan sambungan yang baik diperlukan dalam penggunaan material baja agar resiko kegagalan struktur terutama pada bagian sambungan tidak terjadi. Dibandingkan material beton, kekakuan atau daktilitas material baja lebih tinggi dibanding material beton. Dimana beton memiliki rasio kuat berbanding berat volume yang rendah, yang mana menghasilkan massa struktur yang berat.

Kemampuan beton dalam bertahan terhadap pengaruh lingkungan luar lebih baik jika dibanding dengan baja, dimana beton tidak mudah berkarat, tahan terhadap perbedaan suhu yang tinggi serta dalam pengaplikasiannya beton terbilang mudah karena tinggal mengikuti bekistingnya ketika proses pengecoran. Hal

tersebut berpengaruh pada konstruksi beton yang lebih menerus satu sama lain. Perbedaan karakter pada material baja dan beton jika digabungkan akan memiliki fungsi yang saling melengkapi dengan keunggulan dari masing – masing bahan material tersebut dalam memikul beban konstruksi sehingga struktur akan lebih kuat dan efisien.

Dalam tugas akhir ini, perancangan struktur gedung Hotel 5 lantai menggunakan material komposit pada balok anak dan kolom. Kolom dan balok anak yang dipakai merupakan baja profil IWF dan H Beam. Konsep perancangan menggunakan metode LRFD serta SRPMK. Pada kolom struktur, memakai struktur komposit dengan inti baja struktural yang diselimuti beton bertulang dan pada balok struktur menggunakan struktur komposit dimana profil baja IWF berdasarkan Tabel Profil Konstruksi Baja agar terjadi aksi komposit pada baja dan beton, maka penghubung geser digunakan pada permukaan sisi sayap profil baja IWF dan pada permukaan bondek dan beton bertulang.

1.2. Rumusan Masalah

Berikut adalah rumusan masalah yang dijadikan dasar dalam merangkai laporan tugas akhir:

1. Bagaimana langkah-langkah memodelkan Struktur Bangunan pada Gedung Hotel lima lantai menggunakan Struktur baja komposit.
2. Bagaimana cara merancang dimensi – dimensi struktur bawah dan struktur atas Gedung Hotel 5 lantai.
3. Bagaimana rancangan sambungan kolom - balok induk, balok induk - balok anak, kolom dengan kolom serta kolom dengan pelat dasar.
4. Bagaimana momen, gaya geser serta gaya aksial yang terjadi pada struktur gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit.
5. Bagaimana ketidakberaturan struktur yang terjadi pada gedung hotel 5 lantai.

1.3. Maksud dan Tujuan

Maksud dari *Re-Design* pada Gedung Hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit adalah sebagai wawasan baru dalam ilmu rekayasa sipil khususnya perancangan struktur baja komposit dan memberikan variasi baru pada rancangan struktur gedung.

Tujuan dari *Re-Design* Gedung Hotel menggunakan struktur baja komposit 5 lantai adalah sebagai berikut :

1. Menganalisa momen, gaya lintang dan gaya aksial pada struktur gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit.
2. Menganalisa ketidakberaturan struktur yang terjadi pada gedung hotel 5 lantai.
3. Merancang elemen kolom, balok dan plat lantai pada struktur gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit.
4. Merancang sambungan kolom - balok induk, balok induk - balok anak, kolom dengan kolom serta kolom dengan pelat dasar.
5. Merancang pondasi untuk bangunan gedung.

1.4. Batasan Masalah

Diperlukan batasan – batasan untuk memperjelas dan meringkas permasalahan agar tidak melebar dari inti topik pembahasan. Batasan – batasan masalah pada Perancangan Ulang Gedung Hotel ini yaitu :

1. Perancangan struktur gedung antara lain balok komposit, kolom komposit serta pondasi.
2. Data tanah menggunakan data sekitar Kabupaten Semarang.
3. Instalasi plumbing, elektrik dan mekanikal tidak termasuk dalam perancangan.
4. Tidak dilakukan pengkajian pada analisis biaya, metode pelaksanaan, manajemen konstruksi serta arsitektur.
5. Dalam melakukan Perancangan Ulang Gedung Hotel mengikuti persyaratan – persyaratan sebagai berikut :

- a. SNI-1727 tahun 2020 mengenai Pembebanan minimal dalam proses perencanaan struktur bangunan dan struktur lainnya..
- b. SNI-2847 tahun 2019 mengenai Kriteria beton struktural yang dibutuhkan untuk bangunan gedung.
- c. SNI-1729 tahun 2020 mengenai Syarat beton struktural dalam konteks bangunan Gedung.
- d. SNI 1726 tahun 2019 mengenai Prosedur merancang ketahanan pada gempa bagi struktur bangunan, baik gedung maupun non-gedung.
- e. SNI-7880 tahun 2020 yang mengatur Persyaratan seismik bagi konstruksi bangunan berbahan baja.
- f. SNI 7972 tahun 2020 tentang Penggunaan sambungan teruji untuk rangka momen khusus dan menengah pada konstruksi baja yang akan mengalami gempa.
- g. SNI 8460 tahun 2017 tentang Persyaratan perancangan geoteknik.

1.5. Metodologi Perancangan

Metodologi perancangan yang penulis gunakan untuk mengumpulkan data penulisan naskah tugas akhir ini yaitu :

1.5.1. Tinjauan Pustaka

Langkah ini mencakup pengumpulan dan penelaahan bahan literatur terkait. Setelah bahan tersebut sudah dikumpulkan kemudian dipelajari dan dirangkum menjadi bahan tersusun.

1.5.2. Pengumpulan Data

Pengumpulan data tentang struktur bangunan mencakup data primer serta data sekunder. Data tersebut digunakan untuk memodelkan struktur.

1.5.3. Pemodelan 3D

Model struktur dibuat sesuai dengan data serta informasi dari bangunan tersebut.

1.5.4. Hasil Analisa Struktur

Hasil analisa struktur dapat digunakan untuk merencanakan dimensi dan tulangan struktur atas dan struktur bawah.

1.6. Sistematika Penulisan

Dalam menyusun laporan tugas ini mengacu pada sistematika dibawah ini :

BAB I PENDAHULUAN

Berisi tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah serta metodologi penelitian dalam melakukan *Re-Design* Gedung Hotel menggunakan struktur baja komposit 5 lantai.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Berisi mengenai teori dan literatur yang dipakai dalam proses pengerjaan tugas akhir serta sebagai landasan teori untuk analisis selanjutnya.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Berisi mengenai deskripsi bangunan yang akan dianalisa, data - data proyek, serta tahapan untuk menganalisis struktur.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Berisi mengenai pemodelan, analisis struktur gedung, perancangan dimensi penampang, tulangan struktur, sambungan serta struktur bawah.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Mencakup mengenai kesimpulan yang telah didapatkan oleh hasil pembahasan bab sebelumnya serta saran yang berkaitan dengan hasil kesimpulan Perancangan Ulang Gedung Hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Ketika melakukan perancangan struktur, hal-hal penting yang harus diamati terlebih dahulu merupakan penentuan material yang akan digunakan. Material beton, baja serta kayu umumnya digunakan. Baja telah lama digunakan karena memiliki keunggulan dalam kekuatan, ketahanan terhadap tarik dan daktilitas yang cukup tinggi jika dibandingkan dengan bahan material yang lainnya.

Namun, material baja juga memiliki kelemahan seperti dalam hal pemeliharaan, di mana konstruksi dengan struktur baja yang terpapar langsung dengan udara maupun air harus dilakukan pengecatan berkala yang bertujuan mengurangi proses adanya korosi.

Selain itu, material baja membutuhkan penanganan yang lebih hati-hati dalam hal bahaya kebakaran karena dapat mengalami penurunan kekuatan yang signifikan akibat perubahan suhu yang tinggi. Sifat baja yang tidak kuat menahan gaya tekan dan tekukan serta bergantung pada kelangsingan penampang. Di sisi lain, beton sangat kuat untuk menahan gaya tekan, namun berbanding terbalik untuk menahan gaya tarik. (Setiawan, 2008).

Oleh karena itu setiap material seperti baja dan beton memiliki kelebihan dan kekurangan, muncul sebuah gagasan baru yaitu struktur komposit, yang mana struktur tersebut merupakan gabungan baja dan beton. Struktur komposit ini akan bekerja secara bersama-sama untuk menahan gaya tekan dan tarik pada struktur. Komponen komposit ini mampu menampung kurang lebih 33% sampai 50% > dibandingkan dengan struktur yang hanya menggunakan material baja atau beton saja (Setiawan, 2008).

2.2 Konsep Perancangan

2.2.1 Struktur Baja Komposit

Struktur komposit adalah gabungan dua ataupun lebih material dengan karakter berlainan yang dapat menghasilkan satu kepaduan yang memiliki kinerja yang baik. Dalam perancangan struktur komposit antara baja dengan beton, diharapkan

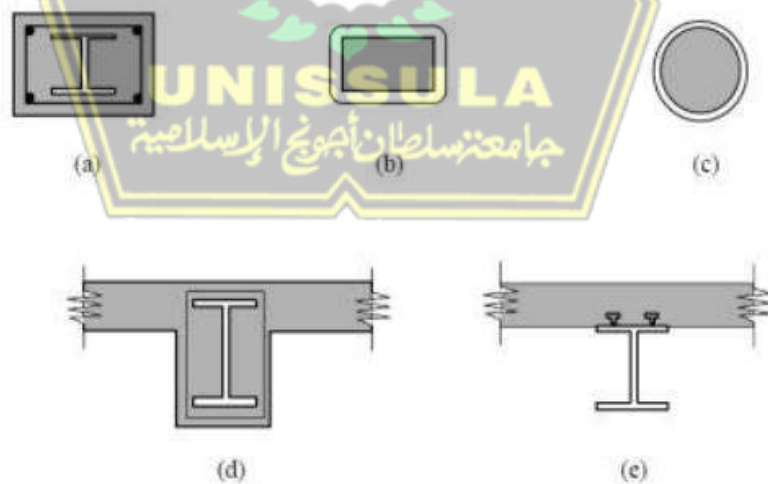
bahwa kedua material tersebut dapat saling menahan beban dengan bersama-sama, sehingga dimensi penampang struktur dapat lebih kecil dan ekonomis (Pujiyanto, 2011).

Menghitung desain struktur komposit memang agak lebih rumit daripada struktur yang bukan komposit karena melibatkan dua jenis material yang berbeda. Namun, meskipun perhitungannya lebih kompleks, keuntungan besar bisa didapat dari struktur komposit, di antaranya :

- a. Kemampuan untuk mengurangi berat profil baja yang digunakan.
- b. Potensi untuk menurunkan mutu baja pada profil baja yang digunakan.
- c. Kemampuan untuk meningkatkan nilai kekakuan antar lantai.
- d. Potensi untuk meningkatkan nilai dari panjang bentang layan.

Contoh umum dari struktur komposit adalah berbagai jenis balok dan kolom yang beragam, di antaranya:

- a. Kolom dengan inti baja diselimuti beton.
- b. Kolom dengan inti beton diselimuti baja (persegi/persegi panjang)
- c. Kolom dengan inti beton diselimuti baja (lingkaran)
- d. Balok dengan inti baja diselimuti beton.
- e. Balok baja yang dihubungkan dengan dek dengan bantuan penghubung geser.



Gambar 2.1 Gambaran Umum Struktur Komposit

2.2.2 Metode Load and Resistance Factor Design (LRFD)

Metode ASD dan metode LRFD merupakan metode yang dapat dipakai dalam perancangan struktur baja gedung tahan gempa.

Prinsip metode ASD merupakan pembatasan tegangan ijin yang boleh terjadi pada suatu penampang struktur, sedangkan metode LRFD merupakan salah satu metode perancangan struktur dengan prinsip mereduksi kapasitas yang dimiliki oleh suatu penampang. Perancangan dengan menggunakan metode ASD dan metode LRFD memiliki perbedaan-perbedaan seperti perbedaan kombinasi pembebanan dan perbedaan nilai faktor reduksi (ϕ) pada metode LRFD dan faktor nilai pembagi (Ω) pada metode ASD. Perbedaan-perbedaan ini akan membuat hasil perancangan struktur yang berbeda. Perbedaan hasil perancangan akan mempengaruhi perbedaan total berat struktur yang dibutuhkan dan juga kinerja struktur hasil perancangan ketika menerima beban lateral gempa.

Dalam perancangan struktur komposit untuk balok baja, pelat dek baja, dan kolom komposit, digunakan metode *LRFD* (*Load and Resistance Factor Design*) untuk memperhitungkan keadaan batas secara rinci, banyaknya faktor beban yang beragam, serta faktor resistensi yang diperlukan untuk mengurangi persentase kelebihan beban.

SNI 1762-2019 merupakan acuan yang dipakai dalam perancangan ketahanan gempa.

Perancangan struktur komposit antara baja dengan beton didasarkan pada spesifikasi perancangan bangunan struktur baja menggunakan metode LRFD yang tercantum dalam SNI 03 1729-2020. Dalam perhitungan analisis struktur untuk mencari gaya dalam, seperti momen maupun gaya geser, serta gaya normal pada struktur yang dimodelkan pada aplikasi ETABS V.20. Untuk mengevaluasi kelayakan dimensi struktur komposit yang didasarkan pada SNI yang digunakan, perhitungan manual dilakukan.

2.2.3 Metode SRPMK

Sesuai SNI 1729 2020 bab 1 dalam mendesain struktur komposit, persyaratannya yang harus dipenuhi selain kapasitas penampang, pembatasan terhadap material

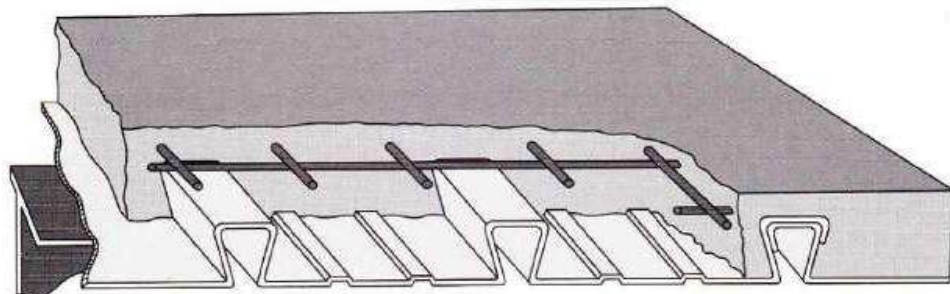
yang digunakan dan syarat penampangnya, yaitu ketentuan strong column weak beam.

2.3 Perancangan Struktur

2.3.1 Pelat Lantai Komposit

Pada masa awal pengembangannya, pengerjaan dimulai dengan memilih bondek bergelombang dari baja yang difungsikan juga sebagai bekisting, serta difungsikan juga menjadi tulangan positif pada pelat beton. Persyaratan untuk pelat lantai menggunakan bondek dan *shear connector* sebagai struktur yang komposit tercantum dalam SNI 03 1729 – 2020, antara lain:

1. Syarat pertama adalah bahwa tinggi rusuk nominal pada dek baja gelombang < 75 mm, dan lebar rata-ratanya tidak boleh < 50 mm. Namun, perhitungan lebar bersih dekat bagian paling atas dek baja tidak diizinkan.
2. Syarat kedua adalah bahwa *shear stud* harus menggunakan angkur steel heads dan dilas dengan ketebalan maksimum 19 mm sebagai garis tengah atau diameter (AWS D1.1/D1.1m). Kemudian, angkur diharuskan dilas pada dek baja atau balok baja dan harus diperpanjang dengan jarak kurang dari 13 mm dari selimut beton yang telah ditentukan ketebalannya.
3. Syarat ketiga adalah bahwa pelat beton harus memiliki ketebalan minimal 50 mm di atas dek baja.
4. Syarat keempat adalah bahwa dek baja yang akan disambungkan dengan balok baja harus diberi angkur atau penghubung geser dengan jarak maksimum antara angkur adalah 460 mm



Gambar 2.2 Penampang Bondek
(Sumber : Produk *Super Floor Deck*)

2.3.2 Tangga

Dalam perancangan struktur ini, dilakukan juga perancangan struktur tangga, yang mana rencana struktur sekunder meliputi pembangunan tangga menggunakan bahan baja, dengan balok dan pelat tipis yang akan memengaruhi gaya dan reaksi pada konstruksi tangga. Terdapat beberapa asumsi penempatan tangga, seperti sendi-rol, jepit-jepit, jepit sendi, dan jepit-jepit, yang akan mempengaruhi dimensi dan cara penulangan pada struktur gedung secara keseluruhan. Adapun ketentuan yang harus diperhatikan dalam perancangan tangga meliputi :

1. Berikut merupakan beberapa syarat dalam merencanakan pijakan anak tangga serta sudut :

60 cm kurang dari atau sama dengan $2t + i$ kurang dari atau sama dengan

62 cm dengan besar sudut

$$250 \leq \alpha \leq 400$$

Diketahui :

t : tinggi pijakan tangga (cm)

i : lebar pijakan tangga (cm)

α : sudut kemiringan tangga (0)

Sudut miring pada anak tangga (α)

$$\alpha = \arctan (t/i)$$

2. Total pijakan anak tangga(n)

3. $n = (\text{perbedaan tinggi elevasi}/t)$

2.3.3 Balok Induk

Dalam perancangan struktur baja, salah satu aspek yang penting untuk dipertimbangkan adalah elemen balok yang bertindak sebagai elemen lentur. Fungsi dari elemen balok ini adalah untuk menahan gaya dari beban luar, terutama momen lentur. Dalam perancangan struktur baja, profil WF sering dipilih untuk merancang balok karena memiliki nilai ekonomis yang tinggi dibandingkan jenis profil baja lainnya. Selain itu, tipe kanal sering digunakan untuk struktur yang lebih ringan. Namun, jenis kanal lemah terhadap beban lateral, oleh karenanya perlu diberikan pengaku (bracing) untuk memperkuat struktur.

1. Konsep Perancangan Elemen Lentur (Balok)

Konsep perancangan dari elemen lentur mengacu pada metode LRFD sesuai dengan SNI 1729:2020 pasal F1, dimana :

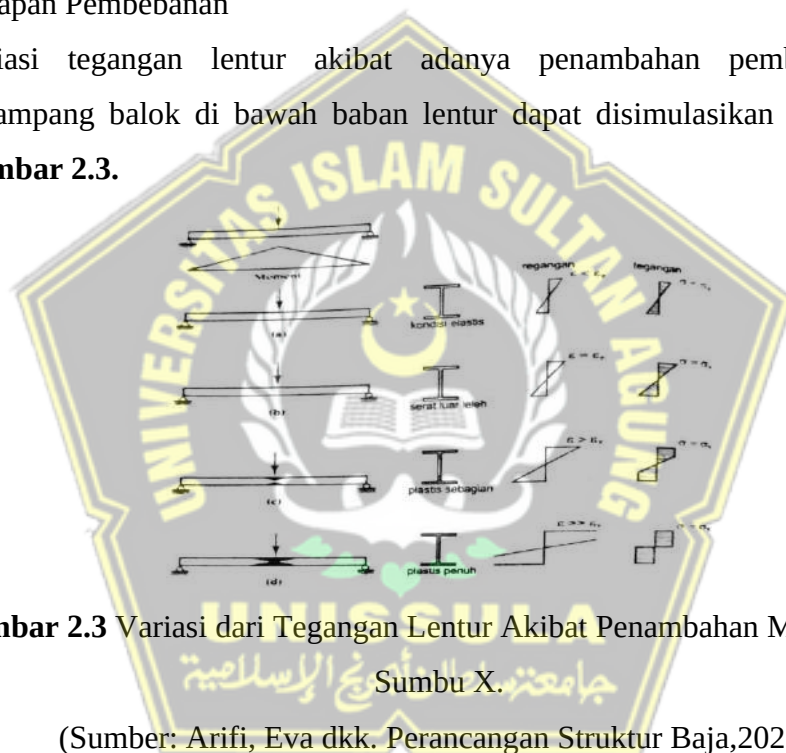
$$M_u \leq \phi_b M_n \dots\dots\dots (2.1)$$

M_u merupakan gaya dalam ultima (momen) yang berasal dari analisis akibat adanya beban luar dengan beban terfaktor, sedangkan $\phi_b M_n$ merupakan kekuatan lentur desain (kapasitas penampang). Mengacu kriteria SNI 1729 tahun 2020 pasal F1, Kuat lentur desain ($\phi_b M_n$) dan kuat lentur izin (M_n/Ω_b) dapat dihitung dengan menggunakan koefisien $\phi_b = 0,90$ dan $\Omega_b = 1,67$

2. Tahapan Pembebanan

Variasi tegangan lentur akibat adanya penambahan pembebanan dari penampang balok di bawah baban lentur dapat disimulasikan menggunakan

Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Variasi dari Tegangan Lentur Akibat Penambahan Momen pada Sumbu X.

(Sumber: Arifi, Eva dkk. Perancangan Struktur Baja,2021.)

Dari **Gambar 2.3**, dapat disimpulkan bahwa tahapan pembebanan dan kondisi penampang pada gambar (a) – (b) menghasilkan beban yang menyebabkan penampang dala keadaan elastis. Pada keadaan ini, regangan lentur akan bervariasi secara linear mulai dari garis netral hingga serat terluar pada balok. Dalam gambar tersebut, nilai tegangan, regangan, dan momen pada setiap level pembebanan dapat ditentukan sebagai berikut:

$$(a) \epsilon < \epsilon_y, \sigma < \sigma_y, M < M_y \dots\dots\dots (2.2)$$

$$(b) \varepsilon = \varepsilon_y, \sigma = \sigma_y, M = My \dots\dots\dots (2.3)$$

$$(c) \varepsilon > \varepsilon_y, \sigma = \sigma_y, My < M < Mp \dots\dots\dots (2.4)$$

$$(d) \varepsilon = \{d\} \dots\dots\dots (2.5)$$

$$(d) \varepsilon > \varepsilon_y, M = Mp \dots\dots\dots (2.6)$$

Kemudian, ketika beban ditambahkan, penampang akan berubah menjadi kondisi inelastis di mana terjadi leleh pada penampang balok. Kondisi di mana penampang secara keseluruhan mengalami deformasi plastis terjadi pada tahap akhir [d]. Pada kondisi ini, sendi plastis akan terbentuk karena penampang balok tidak lagi dapat menahan momen tambahan, dan penambahan beban meskipun kecil akan menyebabkan rotasi yang besar. Momen nominal pada tahap ini disebut sebagai momen plastis M_p dan dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini (dengan Z sebagai modulus plastis):

$$M_p = F_y f_A y. dA = F_y Z \dots\dots\dots (2.7)$$

3. Tahapan Lentur

Tegangan lentur adalah tegangan yang diakibatkan oleh adanya momen lentur.

$$a. f_b = \frac{M.y}{I_x} \dots\dots\dots (2.8)$$

Digunakan pada kondisi elastis yang tegangan lenturnya terjadi pada sembarang titik di ketinggian y terhadap garis netral.

$$b. f_{\max} = \frac{M.c}{I_x} = \frac{M}{\frac{I_x}{c}} = \frac{M}{S_x} \dots\dots\dots (2.9)$$

Digunakan untuk tegangan lentur maksimum yang terletak diserat terluar dengan nilai $y = c$.

Di mana:

M = nilai momen lentur yang terjadi pada penampang

y = nilai dari jarak netral ke serat yang ditinjau secara tegak lurus

c = nilai dari jarak garis netral terhadap serat terluar penampang secara tegak lurus

I_x = momen Inersia pada sumbu utama x (in^4 atau mm^4)

Dengan S_x adalah modulus penampang elastis pada sumbu x (in^3 atau mm^3), di mana nilai maksimum tegangan lentur tidak boleh melebihi tegangan lelehnya ($f_{\max} = f_y$). Sehingga $My = f_y S_x$. Perbandingan antara modulus plastis dengan

modulus elastis disebut dengan *shape factor* (SF), dengan nilai SF adalah $SF = Z/S$.

4. Tekuk Lokal (*Local Buckling*) dan Tekuk Lateral (*Lateral Buckling*).

Bahan baja memiliki kualitas yang lebih baik daripada beton, sehingga ketika merencanakan dimensi struktur, akan menghasilkan struktur yang lebih ramping. Hal ini dapat diukur dengan membandingkan lebar terhadap ketebalan penampang. Namun, kemungkinan terjadinya buckling lokal pada elemen yang mengalami tekanan dapat meningkat ketika lebar penampang semakin besar. Jika terjadi tekukan, kapasitas struktur dalam menahan beban akan berkurang, sehingga analisis secara rinci harus dilakukan untuk memperhitungkan hal ini. Tekukan lateral adalah deformasi yang terjadi pada elemen yang terbebani momen lentur pada arah sumbu kuat penampang, yang menyebabkan elemen tersebut melengkung keluar dari bidang pembebanan.

Berdasarkan SNI 1729 - 2020, ada tiga parameter batasan yang harus dilakukannya analisis sehingga dapat mengetahui terjadi atau tidaknya tekuk torsi lateral tersebut. Ketiga batasan tersebut adalah sebagai berikut :

- Jika $L_b \leq L_p$, tidak terjadi tekuk lateral.
- Jika $L_p < L_b \leq L_r$ dan $L_b > L_r$, akan terjadi tekuk lateral yang akan berpengaruh pada perhitungan momen nominal penampangnya seperti yang tertera pada bab F SNI 1729 - 2020.

Faktor modifikasi dari tekuk torsi lateral dengan nilai momen tidak seragam ketika kedua sisi dikekang C_b adalah sebagai berikut :

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana :

C_b = 1,0 digunakan jika momen–momen ujung yang sama besar dan berlawanan arah (momen beragam).

M_{maks} = momen terbesar (*absolut*) terhadap bagian yang tidak dikekang (kip-in atau N-mm).

M_A = momen seperempat bentang (*absolut*) pada bagian yang tidak dikekang (kip-in atau N-mm).

M_B = momen tengah bentang (*absolut*) pada bagian yang tidak dikekang (kip-in atau N-mm).

M_C = momen tigaperempat bentang (*absolut*) pada bagian yang tidak dikekang (kip-in atau N-mm).

5. Klasifikasi Profil Baja

Sebelum merencanakan struktur baja, terutama elemen lentur, penting untuk mengetahui klasifikasi dari setiap elemen penyusun profil. Klasifikasi ini akan menjadi dasar perhitungan kuat lentur nominal (M_n). Penentuan klasifikasi didasarkan pada rasio lebar terhadap ketebalan elemen (b/t atau λ). Menurut SNI 1729 - 2020 yang mengacu pada AISC 2016, terdapat tiga klasifikasi profil untuk batang lentur pada Tabel 2.1, yaitu penampang kompak, nonkompak, dan langsing. Berikut merupakan perilaku pada setiap klasifikasi.



Gambar 2.4 Perilaku Penampang Profil Baja Berdasarkan Jenis Pelakunya.

(Sumber: Arifi, Eva dkk. Perancangan Struktur Baja, 2021.)

- Penampang Kompak Diklasifikasikan sebagai penampang kompak apabila semua bagian sayap dan badan menyatu dan pada elemen tekan memiliki batasan $\lambda \leq \lambda_p$.
- Penampang Nonkompak
Diklasifikasikan sebagai penampang nonkompak apabila salah satu atau semua elemen bagian elemen tekan mempunyai batasan rasio $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$.
- Langsing
Diklasifikasikan sebagai penampang langsing apabila semua bagian elemen tekan mempunyai rasio $\lambda \geq \lambda_r$.

Tabel 2.1 Rasio Lebar Terhadap Tebal Elemen Tekan Komponen Struktur yang Mengalami Aksi Tekan

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar Terhadap Tebal	Batas Rasio Lebar terhadap λ_r (non langsing/langsin g
Elemen Tidak Diperkaku	1	Sayap dari profil I yang mengalami proses penggilasan pada suhu tinggi, plat yang diperpanjang dari profil I yang mengalami proses penggilasan pada suhu tinggi, elemen vertikal yang tidak terhubung secara langsung dari sepasang siku dengan metode penyambungan berkelanjutan, serta sayap berbentuk kanal dan sayap berbentuk T	b/t	$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	Sayap profil IWF tersusun dan pelat maupun kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	b/t	$0,64 \sqrt{\frac{K_c E}{f_y}}$
	3	Kaki siku ganda, kaki siku tunggal dengan pemisah dan semua elemen tidak diperkaku lainnya	b/t	$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	Badan T	d/t	$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar Terhadap Tebal	Batas Rasio Lebar terhadap λ_r (non langsing/langsin g
Elemen Diperkaku	5	Badan profil I simetris ganda dan penampang profil I tersusun dan kanal	h/t_w	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	6	Dinding PSR persegi panjang	b/t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	7	Pelat diafragma dan pelat penutup sayap antara baris – baris pengencang atau las	b/t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	8	Semua elemen diperkaku lainnya	b/t	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	9	PSR bulat	D/t	$0,11 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

(Sumber : SNI 1729 – 2020 Tabel B4.1a)

Tabel 2.2 Rasio Lebar Terhadap Tebal Elemen Tekan Komponen Struktur yang Mengalami Lentur

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar Terhadap Tebal	Batas Rasio Lebar terhadap λ_r (non langsing/langsing	
				λ_p	λ_r
Elemen Tidak Diperkaku	1	Sayap Profil I giliran panas, kanal dan sayap T	b/t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar Terhadap Tebal	Batas Rasio Lebar terhadap λ_r (non langsing/langsing)	
				λ_p	λ_r
	2	Sayap profil I tersusun bentuk I simetris ganda dan tunggal	b/t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	3	Kaki siku tunggal	b/t	$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	Sayap semua profil I dan kanal yang mengalami lentur terhadap sumbu lemah	b/t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Badan T	d/t	$0,84 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,52 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Elemen Diperkaku	6	Badan profil I simetris ganda dan tunggal	h/tw	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	7	Badan profil I simetris tunggal	hc/tw	$\frac{hc}{hp} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $\left(0,54 \frac{M_p}{M_y} - 0,09\right)$ $< \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	8	Sayap PSR persegi panjang	b/t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar Terhadap Tebal	Batas Rasio Lebar terhadap λr (non langsing/langsing)	
				λp	λr
	9	Pelat diafragma dan pelat penutup sayap antara baris – baris pengencang atau las	b/t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	10	Badan PSR persegi panjang dan boks	h/t	$2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	11	PSR bundar	D/t	$0,07 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,31 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	12	Sayap penampang boks	b/t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

(Sumber : SNI 179 – 2020 Tabel B4.1b)

- Perancangan Kuat Batas Berdasarkan SNI 1729 - 2020 (AISC 2016)
Berdasarkan bab F pada SNI 1729 - 2020 yang berkaitan dengan desain komponen struktur yang mampu menahan lentur, terdapat banyak rumus perhitungan yang digunakan dengan mempertimbangkan bentuk penampang dan klasifikasinya, baik itu penampang kompak, nonkompak, atau langsing.
- Profil I dengan simetri ganda yang kompak dan profil kanal yang melendut pada sumbu kuat (F2) memerlukan perhitungan kekuatan lentur nominal (M_n) yang mempertimbangkan nilai terkecil antara kondisi maksimal leleh (Y) dan tekukan torsi lateral (LTB). Ada batasan tertentu yang harus diperhatikan, yaitu sebagai berikut.

a. Leleh

$$M_n = M_p = F_y Z_x \dots\dots\dots(2.11)$$

b. Tekuk Torsi Lateral

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots(2.12)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,75 F_y} \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x . h_o}\right) + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x . h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \dots\dots\dots(2.13)$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y . C_w}{f S_{xy}}} \dots\dots\dots(2.14)$$

Jika $L_p < L_b < L_r$, maka

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,75 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p \dots\dots\dots(2.15)$$

Jika $L_b < L_r$, maka

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \dots\dots\dots(2.16)$$

$$f_{cr} = \frac{C_b . \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x . h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana :

E = modulus elastisitas dari material baja sebesar 200.000 MPa

f_{cr} = tegangan kritis (ksi atau MPa)

r_y = radius girasi balok terhadap sumbu y

F_y = kuat leleh minimum yang nilainya tergantung dari mutu baja (MPa)

J = konstanta torsi (in^4 atau mm^4) dengan ($J = 1/3 \times (2tf^3 \times b + tw^3 \times h_0)$)

c = 1 (profil I simetris ganda) dan $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{ty}{C_w}}$ (Profil Kanal)

S_x = modulus penampang elastis terhadap sumbu x (in^3 atau mm^3)

C_w = konstanta warping (in^6 atau mm^6), untuk profil I nilainya sebesar

$$C_w = I_y h_o^{\frac{2}{4}}$$

sI_y = momen inersia terhadap sumbu y (in^4 atau mm^4)

h_o = jarak antara titik berat elemen sayap penampang (in atau mm)

8. Kontrol Lendutan

a. Balok

$$\delta \text{ ijin} = \frac{L}{360} \dots\dots\dots(2.18)$$

$$\delta^o = \frac{5L^2}{48EI} (Ms - 0,1(Ma - Mb)) \dots\dots\dots(2.19)$$

$$\delta^o < \delta \text{ ijin} \dots\dots\dots(2.20)$$

b. Kolom

$$\delta \text{ ijin} = \frac{L}{360} \dots\dots\dots(2.21)$$

$$\delta^o = \frac{5L^2}{48EI} (Ms - 0,1(Ma - Mb)) \dots\dots\dots(2.22)$$

$$\delta^o < \delta \text{ ijin} \dots\dots\dots(2.23)$$

9. Perancangan Kuat Geser Nominal (V_n)

Setelah kapasitas momen lentur telah memenuhi persyaratan yang terdapat pada bab F di SNI 1729 - 2020, tahap selanjutnya adalah mengevaluasi kekuatan geser pada pelat badan dengan mengacu pada persyaratan yang terdapat pada bab G. Secara umum, perancangan kekuatan geser berdasarkan LRFD (DFBT) harus memenuhi persamaan berikut ini :

$$V_u \leq \phi_v V_n \dots\dots\dots(2.24)$$

Dalam persamaan di atas, V_u merujuk pada gaya geser batas atau gaya geser maksimum yang diakibatkan dari berbagai kombinasi pembebanan, sedangkan ϕ_v adalah faktor ketahanan geser dengan nilai 0,9 (kecuali pada komponen badan struktur profil-I yang digulung panas, di mana nilai faktor ini sebesar 1,0). V_n mengacu pada kekuatan geser nominal balok.

Berdasarkan SNI 1729 - 2020, penentuan nilai V_n didasarkan pada bentuk profilnya. Secara umum, terdapat dua cara desain kekuatan geser yaitu tidak memanfaatkan kuat pelat secara tekuk (tanpa aksi medan tarik) dan memperhitungkan aksi medan tarik. Nilai V_n pada komponen struktur profil I ditentukan berdasarkan kedua cara desain kekuatan gesernya yaitu:

a. Tanpa Aksi Medan Tarik

$$V_n = 0,6F_y A_w C_{v1} \dots\dots\dots(2.25)$$

Di mana:

$$A_w = \text{luas badan} = d.t_w \text{ (in}^2 \text{ atau mm}^2 \text{)}$$

C_{v1} = koefisien kekuatan geser badan, di mana nilainya ditentukan oleh tipe profilnya.

- Badan profil I dengan $h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$
Dimana $\phi_v = 0,1$ (DFBT), $\Omega_v = 1,50$ (DKI), $C_{v1} = 1,0$ (2.26)

- Semua komponen profil I lain dan kanal

Jika $h/t_w \leq 1,10\sqrt{K_v E/F_y}$ maka $C_{v1} = 1,0$ (2.27)

Jika $h/t_w > 1,10\sqrt{K_v E/F_y}$ maka $C_{v1} = \frac{1,10\sqrt{K_v E/F_y}}{h/t_w}$ (2.28)

$K_v = 5,34$ (tanpa pengaku transversal)

$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ (dengan pengaku transversal)

$= 5,34$ jika $a/h > 30$

- b. Dengan Aksi Medan Tarik ($a/h \leq 3,0$)

Jika $h/t_w \leq 1,10\sqrt{K_v E/F_y}$ maka $V_n = 0,6F_y A_w$ (2.29)

10. Kontrol Komponen Tekan

$P_n = A_g \cdot f_c$; $\lambda_c = \frac{K_c \cdot L}{\pi i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$ (2.30)

Untuk ; $\lambda_c < 1,2$ maka $f_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y$ (2.31)

Untuk ; $\lambda_c > 1,2$ maka $f_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) f_y$ (2.32)

11. Persamaan Interaksi Tekan – Lentur

- a. $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$ maka ;

$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_u}{\phi M_n}\right] \leq 1,0$ (2.33)

- b. $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0,2$ maka ;

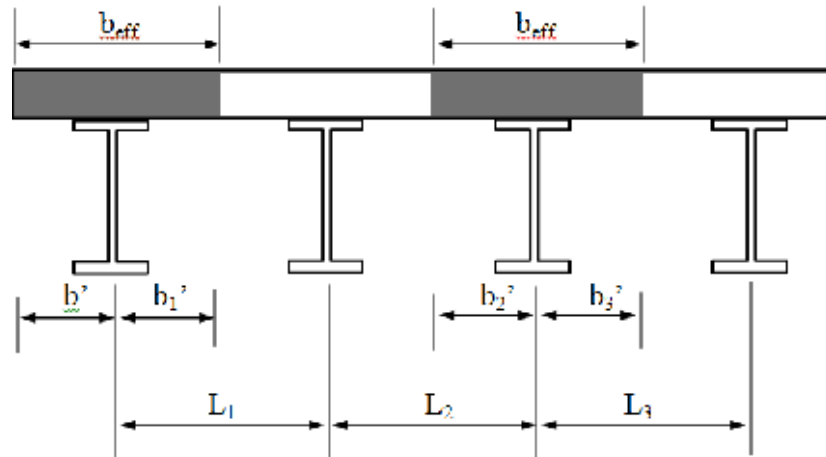
$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_u}{\phi M_n}\right] \leq 1,0$ (2.34)

2.3.4 Balok Anak Komposit

Perhitungan dan kontrol yang digunakan sama dengan perhitungan balok induk diatas namun yang membedakan adalah :

1. Lebar efektif

Dalam merencanakan balok baja komposit, lebar efektif slab beton pada balok baja yang mempunyai digunakan untuk mengeanalisa kekuatan penampang seperti gambar dibawah :



Gambar 2.5 Lebar Efektif Penampang

(Sumber: Library.binus.ac.id)

Berdasarkan Pasal I.3 dalam SNI 1729 - 2020, penentuan nilai lebar efektif dilakukan dengan mengambil nilai terkecil dari lebar efektif pada setiap sumbu yang ada, yaitu:

- a. Seperdelapan panjang bentang balok, diukur dari sumbu tumpuan ke sumbu tumpuan yang lainnya.
- b. $\frac{1}{2}$ jarak sumbu balok .
- c. Jarak ke tepi slab.

2. Lebar efektif transformasi (Btr)

Jika komponen balok atau pelat terdiri atas dua jenis material yang memiliki modulus elastisitas yang berbeda, maka nilai lebar efektif harus dihitung dengan melakukan transformasi modulus elastisitas terhadap material yang lebih kecil. Hal ini dilakukan untuk memperoleh lebar efektif yang lebih konservatif dan akurat. Rumus untuk melakukan transformasi modulus elastisitas adalah sebagai berikut :

$$B_{tr} = b_{eff} / n \dots\dots\dots(2.35)$$

3. Menentukan garis netral

Struktur komposit merupakan gabungan dua atau lebih jenis material yang memiliki sifat yang berbeda-beda namun bekerja sama untuk membentuk suatu kesatuan. Sehingga, gabungan dari masing – masing sumbu netral material pembentuk merupakan sumbu netral penampang balok komposit. Transformasi sumbu netral dapat dilakukan menggunakan rumus :

$$Y_{na} = \frac{\left[\left(A_{tr} \times \frac{t_{pelat}}{2} \right) \right] + \left[\left(t_{pelat} + hr + \frac{d}{2} \right) \right]}{(A_{tr} + A)} \dots\dots\dots(2.36)$$

4. Menentukan nilai momen inersia

Momen inersia penampang balok komposit ialah :

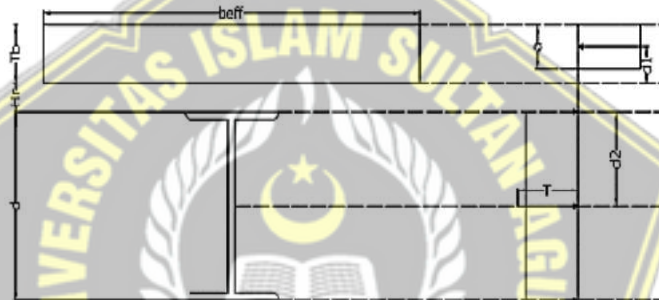
$$I_{tr} = \left[\left(\frac{1}{12} x B_{tr} x t_{pelat}^3 \right) + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_{pelat}}{2} \right)^2 \right] + \left[I_x + A \left(t_{pelat} + hr + \frac{d}{2} \right) - Y_{na} \right]^2 \dots\dots\dots(2.37)$$

5. Menghitung momen nominal

Rumus yang digunakan adalah :

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T(d_3 - d_2) \dots\dots\dots(2.38)$$

Dengan ketentuan untuk nilai d1, d2 dan d3 :



Gambar 2.6 Aksi Balok Anak Komposit

Mencari nilai dari jarak tengah dari gaya yang bekerja :

$$a = \frac{C}{0,85 x f_{cr} x B_{eff}} \dots\dots\dots(2.39)$$

$$d_1 = hr + tb - \frac{a}{2} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$d_2 = 0, \text{ tidak mengalami tekan pada profil baja} \dots\dots\dots(2.41)$$

$$d_3 = \frac{d}{2} \dots\dots\dots(2.42)$$

2.3.5 Atap

Perancangan struktur atap dilakukan dengan menghitung beban pada balok induk yang menopangnya, karena pada perhitungan struktur atap diasumsikan bahwa balok tersebut bertindak sebagai elemen tekan yang memikul lentur pada komponen struktur.

2.3.6 Kolom

Adalah elemen struktural utama pada bangunan yang berfungsi memikul beban vertikal dan mengalami tekanan. Kolom berfungsi sebagai struktur pemikul beban vertikal, namun tidak memiliki kekuatan lentur yang signifikan pada struktur kolom itu sendiri.

Dalam perancangan kolom dengan material baja - beton komposit terbungkus beton terdapat batasan – batasan yang harus dipenuhi yang dicantumkan pada SNI 1729 pasal I3 yaitu :

1. Kekuatan tekan (f_c') mutu beton minimalnya adalah 21 MPa dan nilai maksimalnya 69 MPa untuk beton normal kekuatan tekan (f_c') minimalnya 21 MPa, dan nilai maksimal 41 MPa untuk beton ringan.
2. Nilai pada tegangan leleh minimum pada perhitungan komponen struktur yang menggunakan baja dengan material baja – beton komposit tidak boleh melewati 525 MPa.
3. Untuk nilai tegangan leleh minimum terspesifikasi pada besi tulangan yang dipakai untuk perhitungan kekuatan komponen struktur dengan material baja – beton komposit tidak boleh melewati 550 MPa
4. Luas penampang dari inti baja harus memiliki nilai sedikitnya 1% dari luas penampang komposit keseluruhan.
5. Pada beton yang digunakan untuk membungkus inti baja harus menggunakan tulangan sengkang serta tulangan longitudinal sebagai pengikat lateral atau spiral. Jika menggunakan tulangan sengkang pengikat lateral, minimum dari batang tulangan dengan diameter 10 mm dengan spasi maksimum 300 mm dari as ke as atau tulangan dengan diameter 13 mm atau dimensi tulangan yang lebih besar dengan spasi maksimum 400 mm dari as ke as harus menggunakan tulangan ulir atau tulangan kawat yang harus dilas dengan luas ekivalen yang diizinkan. jarak maksimum sengkang tidak diperbolehkan lebih dari setengah dari dimensi kolom.
6. Rasio tulangan minimum (ρ_{sr}) harus sebesar 0,004 untuk tulangan longitudinal menerus.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \dots\dots\dots(2.43)$$

A_g = luas bruto pada komponen struktur yang komposit

A_{sr} = luas batang pada tulangan yang menerus

a. Kuat rencana kolom

SNI 1729 - 2020 pasal I.2 telah menetapkan secara empiris kriteria-kriteria yang harus dipenuhi dalam perhitungan kekuatan rencana pada kolom komposit. Hal ini bertujuan agar perhitungan kekuatan elemen vertikal dapat memenuhi standar yang telah ditetapkan. Persyaratan yang harus dipenuhi meliputi:

1. Modulus penampang kolom komposit (E_m)

$$E_m = E_s + C_3 \times E_c \times A_c / A_s \dots\dots\dots(2.44)$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Untuk profil baja diselubungi beton

$$C_3 = 0,2$$

2. Tegangan Leleh gabungan

$$f_{my} = f_y + C_1 \cdot F_{yr} \cdot (A_r / A_s) + C_2 \cdot f_c' \cdot (A_c / A_s) \dots\dots\dots(2.45)$$

Dengan profil baja diselubungi beton

$$C_1 = 0,7$$

$$C_2 = 0,6$$

3. Jari jari girasi komposit

$$r_m = 0,3 \times b_f \dots\dots\dots(2.46)$$

4. Inersia kolom

$$I_{tr} = I_x + I_y + (1/12 \cdot b \cdot h^3 / n) \dots\dots\dots(2.47)$$

I_x = momen inersia profil yang berlaku pada sumbu x

I_y = momen inersia profil baja yang berlaku pada sumbu y

n = perbandingan modulus elastisitas

5. Perbandingan kekakuan rangka portal

$$G = (\sum I_c / L_c) / (\sum I_b / L_b) \dots\dots\dots(2.48)$$

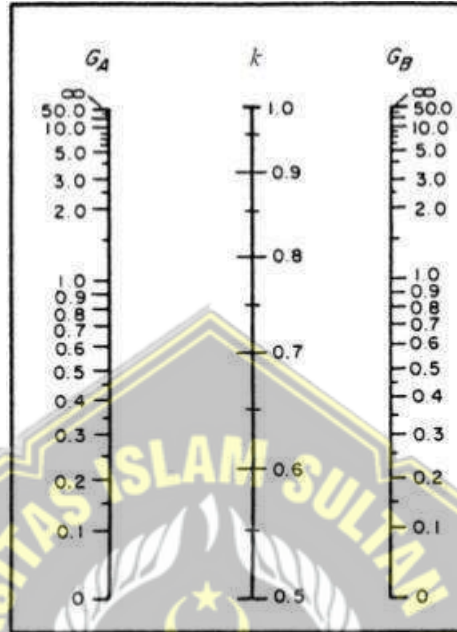
G = perbandingan kekakuan rangka portal

$(\sum I_c / L_c)$ = nilai momen inersia yang berlaku pada tinggi bentang

$(\sum I_b / L_b)$ = nilai momen inersia yang berlaku panjang bentang

6. Koefisien tekuk

Nomogram dibawah ini merupakan cara untuk menentukan ketentuan nilai koefisien tekuk (k_c) batang kolom yang berlaku pada struktur portal tak bergoyang :



Gambar 2.7 Koefisien Tekuk Portal Tak Bergoyang

Sumber : struktur.shareinspire.me

7. Tolok ukur kelangsingan penampang

Merupakan rasio antara panjang dan ketebalan sayap atau badan dengan

rumus :

$$\lambda_c = \frac{Kc.L}{r_m \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} \dots\dots\dots (2.49)$$

8. Faktor Tekuk

Terjadinya tekuk pada struktur baja dikarenakan ketebalan baja yang relatif tipis, sehingga lebih mudah untuk mengalami deformasi akibat tekanan. Deformasi ini dapat mengurangi kapasitas struktur baja secara keseluruhan. SNI 1729 - 2020 menetapkan syarat-syarat tertentu yang harus dipenuhi agar nilai faktor (ω) dapat diasumsikan pada perhitungan struktur baja yang mengalami tekuk.

a. $\lambda_c \leq 0,25$ sehingga $\omega = 1$ (2.50)

$$b. 0,25 \leq \lambda_c \leq \text{sehingga } \omega = 143 / (1,6 - 0,67 \lambda_c) \dots\dots\dots(2.51)$$

$$c. \lambda_c \geq 1,2 \text{ sehingga } \omega = 1,25 \lambda_c^2 \dots\dots\dots(2.52)$$

9. Tegangan aksial kolom

Berikut merupakan persamaan dalam menentukan tegangan kritis kolom baja komposit :

$$F_{cr} = f_{my} / \omega_x \dots\dots\dots(2.53)$$

10. Kuat nominal kolom

Secara empiris kuat nominal kolom baja ialah :

$$\phi P_n = 0,85 * P_{nx} \dots\dots\dots(2.54)$$

a. Momen nominal dipengaruhi oleh tekuk lokal

- Penampang yang kompak

$$M_n = M_p = F_y Z_x \dots\dots\dots(2.55)$$

- Penampang *non* - kompak

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,75 F_y S_x) ((L_b - L_p) / (L_r - L_p))] \dots\dots\dots(2.56)$$

- Penampang langsing

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \dots\dots\dots(2.57)$$

b. Interaksi *axial* dan momen lentur

- untuk $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 \left(\frac{M_u}{\phi M_n} \right)}{9} \leq 1 \dots\dots\dots(2.58)$$

- untuk $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi M_n} \right) \leq 1 \dots\dots\dots(2.59)$$

c. Tahan geser

$$V_n = 0,6 * f_{my} * A_w \dots\dots\dots(2.60)$$

d. Interaksi geser dan lentur

$$\left(\frac{M_u}{\phi M_n} + \right), 625 * \frac{V_u}{\phi V_n} < 1,375 \dots\dots\dots(2.61)$$

2.4 Sambungan (tarik)

Dalam perancangan sambungan struktur, penting untuk menyesuaikan bentuk sambungan dengan bentuk struktur yang ada, sehingga perubahan pada struktur

tidak akan merusak bagian lain dari struktur yang sedang direncanakan. Dalam merencanakan sambungan, terdapat beberapa persyaratan yang harus dipenuhi, yaitu:

- Meneruskan gaya alami yang terjadi disambungan dari gaya yang terjadi pada struktur.
- Deformasi yang terjadi harus berada pada batas deformasi yang diizinkan.
- Sambungan dengan struktur gedung yang saling berdekatan diharuskan mampu menahan gaya dalam yang bekerja dengan baik.

A. Sambungan bolt

$$\text{Kuat geser } \phi R_{nv} = \phi \cdot f_v \cdot A_b \cdot M \dots\dots\dots (2.62)$$

$$\text{Kuat tumpu } \phi R_{nt} = \phi \cdot (1,8) f_y \cdot d_b \cdot t_p \dots\dots\dots (2.63)$$

Diambil hasil yang paling kecil dari kedua persamaan diatas

$$\text{Jumlah baut, } n = \frac{V_u}{\phi R_n} \dots\dots\dots (2.64)$$

Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi minimal} = 1,5 d_b$$

$$\text{Jarak tepi maksimal} = (4 t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimal dari setiap baut} = 3 d_b$$

$$\text{Jarak maksimal dari setiap baut} = 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan pelat :

$$\phi P_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} \dots\dots\dots (2.65)$$

$$V_u < \phi P_n \dots\dots\dots (2.66)$$

B. Sambungan Las

$$R_u \leq \phi R_{nw} \dots\dots\dots (2.67)$$

$$\text{Dengan, } \phi_f \cdot R_{nw} = 0,75 \times t_e (0,6 \times f_{uw})$$

$$\phi_f \cdot R_{nw} = 0,75 \times t_e (0,6 \times f_u)$$

Diketahui : f_{uw} = tegangan tarik putus sambungan las

f_u = tegangan tarik putus dengan bahan dasar

t_e = tebal efektif las

2.5 Konsep Pembebanan

Secara umum, setiap struktur akan menanggung beban dari luar dan dari dalam. Beban dari dalam adalah beban yang dihasilkan oleh material struktur itu sendiri

dan harus mampu menahan berat sendiri karena pengaruh gravitasi. Dalam konteks konstruksi gedung bertingkat, beban yang diberikan pada struktur harus memenuhi persyaratan tertentu. Antara lain :

2.5.1. Beban Gravitasi

Struktur harus dapat menopang beban, antara lain :

a. Beban hidup (LL)

Merupakan beban manusia, peralatan, barang, perabotan, dan mesin yang berada di atas permukaan lantai gedung.

Beban hidup dapat berubah-ubah dan harus dipikul oleh struktur secara bertahap. Perhitungan beban hidup harus memenuhi persyaratan yang diatur dalam SNI 1727 tahun 2020. Beban hidup yang diisyatkan bekerja pada struktur ini antara lain adalah:

- 1) *Live load* lantai gedung hotel = $1,92 \text{ kN/m}^2$,
- 2) *Live load* struktur atap utama = $0,96 \text{ kN}$,
- 3) *Live load* anak tangga = $4,79 \text{ kN}$.
- 4) *Live load* lobi = $4,79 \text{ kN/m}^2$,
- 5) *Live load* balkon = $4,79 \text{ kN/m}^2$,
- 6) *Live load* koridor = $4,79 \text{ kN/m}^2$,
- 7) *Live load* koridor diatas lantai pertama = $3,83 \text{ kN/m}^2$,

b. Beban mati (DL)

Cara untuk menganalisa beban mati yang akan ditumpu pada suatu struktur adalah dengan menentukan berat satuan dari material yang dipilih sesuai dengan volume elemen tersebut. Contoh berat satuan dari beberapa material konstruksi yang dapat dipakai sebagai acuan dalam analisa beban mati antara lain :

1. Beton bertulang = 2400 kg/m
2. Baja = 7850 kg/m
3. Kayu = 1000 kg/m
4. Dinding setengah bata = 250 kg/m
5. Lantai keramik = 24 kg/m
6. Plafond = 18 kg/m

c. Beban hujan (RL)

Untuk menjaga kekuatan struktur, setiap beban air hujan dapat terkumpul pada drainase tertutup serta beban yang merata akibat naiknya air pada lubang masuk sistem drainase sekunder, harus ditahan dengan baik oleh setiap bagian atap. Hal ini diatur dalam peraturan yang berlaku, yaitu SNI 1727-2020 yang mengatur bagaimana pembebanan air hujan pada atap gedung mengikuti persamaan dibawah ini :

$$RL = (40 - 0,8 \times a^\circ) \dots\dots\dots(2.68)$$

2.5.2. Beban Angin (WL)

Dalam menentukan beban angin yang akan bekerja pada gedung, perlu mengikuti persyaratan yang tercantum di dalam SNI 1727-2020. Persyaratan tersebut meliputi:

a. Kecepatan angin dasar (V)

Merupakan nilai rata-rata kecepatan angin yang dapat terjadi pada suatu wilayah dalam periode tertentu.

b. Kategori eksposur (K)

Penentuan arah datangnya angin yang akan dihitung didasarkan pada eksposur arah melawan angin, yang ditentukan berdasarkan kekasaran permukaan tanah di lokasi gedung, seperti topografi alam, vegetasi, dan fasilitas yang ada.

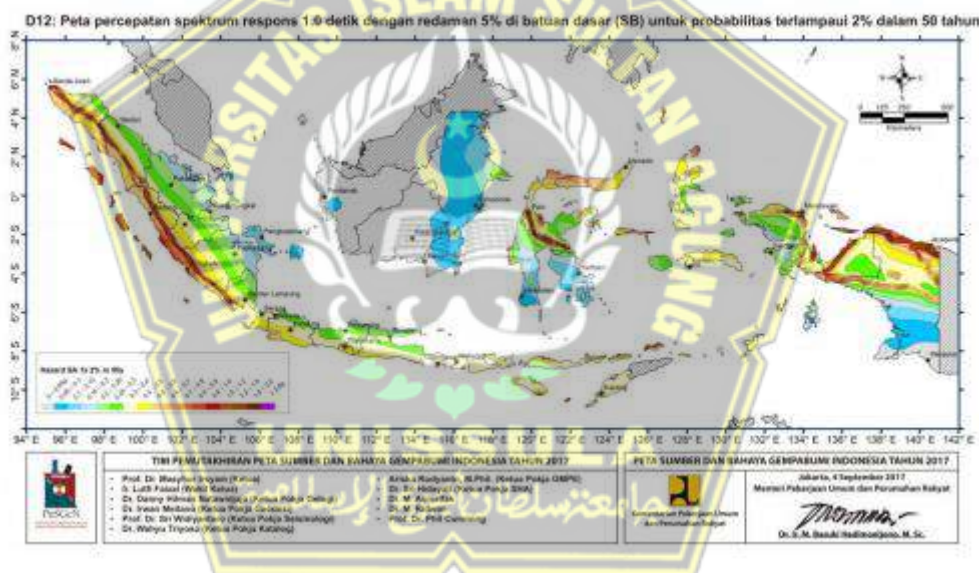
2.5.3. Parameter Percepatan Gempa

Gempa bumi merujuk pada getaran terjadi di atas permukaan bumi disebabkan oleh gelombang seismic yang merambat dari bawah permukaan. Pelepasan energi dalam gempa bumi berasal dari pergerakan lempeng bumi atau kerak bumi yang saling bertumbukan dan menimbulkan patahan pada kerak. Patahan tersebut kemudian menciptakan gelombang energi yang terpancar ke segala arah, terutama kepermukaan bumi yang dikenal sebagai gempa bumi.

Berdasarkan SNI 1726 2019 pasal 6.1 sampai dengan pasal 6.4 parameter percepatan gempa didefinisikan sebagai parameter gempa rencana dengan kala ulang 2500 tahun dengan data dari instansi yang berwenang yakni PUSKIM PU.



Gambar 2.8 Percepatan Periode Pendek Ss



Gambar 2.9 Percepatan Pada Periode 1 Detik S1

Untuk menghitung nilai gaya geser yang dihasilkan oleh beban gempa, diperlukan pemenuhan beberapa syarat dan parameter secara sistematis dan matematis. Dalam perancangan pembebanan gempa pada struktur gedung, persyaratan dan parameter yang digunakan mengacu pada SNI 1726 - 2019. Beberapa parameter yang harus dipertimbangkan meliputi:

a. Kelas situs tanah

Untuk merumuskan kriteria desain gempa pada bangunan yang berada di atas tanah atau untuk mengetahui` besaran amplifikasi percepatan gempa dari dasar tanah hingga permukaan, diperlukan klasifikasi kelas situs.

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

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

b. Koefisien amplifikasi getaran

Faktor amplifikasi getaran berisi antara lain percepatan getaran periode pendek (F_a) sesuai pada (tabel 2.2) serta percepatan periode pada 1 detik (F_v) sesuai tabel

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

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

Tabel 2.5 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan pada gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$S_1^{(a)}$					

c. Tolok ukur percepatan respon spectra

diambil dari SNI 1726-2019 nilai dari tolok ukur percepatan respon spectra bisa dikalkulasikan menggunakan persamaan dibawah ini :

$$1. S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.69)$$

$$2. S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots(2.70)$$

Dimana :

S_s = parameter respon spektral percepatan pada gempa MCE_R terpetakan untuk periode yang pendek

S_1 = parameter respon spektral percepatan pada gempa MCE_R terpetakan untuk

periode pada 1,0 detik

d. Tolok ukur percepatan respon design

Menurut SNI 1726 - 2019 nilai dari parameter percepatan respon spectra bisa dikalkulasikan menggunakan persamaan dibawah ini:

a. $S_{DS} = 2/3 S_{ms}$ (2.71)

b. $S_{D1} = 2/3 S_{m1}$ (2.72)

e. Periode getar fundamental struktur

$T_o = 0,2 S_{DI}/S_{MS}$(2.73)

$T_s = S_{DI}/S_{MS}$ (2.74)

f. Faktor keutamaan gempa

Untuk setiap bangunan, tingkat prioritasnya dapat bervariasi tergantung pada kategori risiko atau kerugian yang akan terjadi pada nyawa manusia jika terjadi kegagalan struktur akibat beban gempa yang terjadi. Kategori risiko beban gempa untuk bangunan gedung hotel termasuk dalam kategori II pada tabel c yang telah diatur dalam SNI 1726-2019.

Dalam meningkatkan kapasitas struktur dalam menahan beban gempa, digunakan faktor keutamaan (II) yang dapat memperbesar beban gempa rencana pada struktur bangunan. Dengan begitu beban gempa dengan periode ulang yang lebih lama bisa dipikul oleh struktur, sehingga risiko kegagalan struktur dapat diminimalkan atau lebih kecil terjadi. Berdasarkan tipe bangunan hotel yang termasuk dalam tipe bangunan apartemen maka bangunan dengan kategori resiko II digunakan faktor keutamaan pada gempa sebesar 1,0 yang tertuai dalam SNI 1726 – 2019. Kategori resiko

g. Kategori resiko terjadinya gempa seismik digolongkan didarkan pada parameter respons percepatan yang terjadi pada periode pendek serta pada periode 1 detik , yang bisa dilihat pada tabel ini :

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

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

h. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk memilih tipe sistem ini, dapat dipilih dari jenis sistem material serta kategori resiko yang diizinkan. Pada jenis penahan gaya yang berbeda memiliki faktor pembesaran nilai defleksi yang berbeda satu sama lain.

Tabel 2.8 Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E ^e	F ^f
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang pemikul	7	3	5 ½	TB	TB	48	30	TI

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E ^e	F ^f
C. Sistem rangka pemikul momen								
momen khusus								
3.Rangka baja pemikul momen menengah	4 ½	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k
4.Rangka baja pemikul momen biasa	3 ½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5.Rangka pada beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
6.Rangka pada beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7.Rangka pada beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
8.Rangka pada baja dan beton Komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB

TB : Tidak ada batas

TI : Tidak ada ijin

i. Periode Fundamental

Untuk menentukan nilai dari periode fundamental pendekatan (T_a) maka menggunakan persamaan dibawah ini :

$$T_a = C_h \times (\text{batas bawah}) \dots \dots \dots (2.75)$$

Dimana :

h_n adalah nilai dari ketinggian struktur bangunan (m) dari bagian paling atas hingga bagian dasar, dengan catatan koefisien C_t dan x didapatkan dari persamaan

dibawah ini :

$$T_a = C_u \times T_a \text{ (batas atas) } \dots\dots\dots(2.76)$$

Tabel 2.9 Koefesien untuk Batas Atas pada Periode yang Dianalisa

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefesien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

j. Koefisien respon seismik ragam fundamaental

Kriteria pada SNI 1726 tahun 2019 digunakan untuk menentukan nilai dari koefisien respon seismic C_s .

$$C_s = S_{DS}/R/I_e \dots\dots\dots(2.77)$$

Batasan :

$$C_s \text{ max} = S_{DS}/(T_A \cdot R/I_e) \dots\dots\dots(2.78)$$

C_s harus lebih dari :

$$C_s \text{ min} = 0,04 \times S_{DS} \times I_e \dots\dots\dots(2.79)$$

Maka, $C_s \text{ min} < C_s < C_s \text{ max}$

k. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar pada ragam getar ke-m struktur, V_m , ke arah yang diisyatkan ditentukan mengacu persamaan :

$$V_1 = C_s \times W \dots\dots\dots(2.80)$$

Keterangan:

C_s = koedisien respon seismik dari ragam fundamental

W = berat efektif seismic dari ragam fundamental sebagian dari beban hidup

l. Batas Simpangan Pada Antar Lantai

Simpangan di pusat massa tingkat-x (δ) (mm) harus mengacu persamaan rumus dibawah ini :

$$\delta_x = \frac{C_d x \delta_e}{I_e} \dots\dots\dots(2.81)$$

Tabel 2.10 Simpanan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori		
	I dan II	III	IV
Bangunan selain konstruksi dinding geser batu bata, berjumlah 4 lantai maupun kurang, dilengkapi dinding interior, partisi, langit-langit dan system dinding eksterior yang dirancang untuk menampung pergerakan antar lantai.	0,025h _x	0,020h _x	0,015h _x
Sistem struktur dinding kantilever menggunakan bahan batu bata yang berfungsi mengatasi gaya geser	0,010h _x	0,010h _x	0,010h _x
Struktur dinding geser lain nya	0,007h _x	0,007h _x	0,007h _x
Semua struktur lainnya	0,020h _x	0,015h _x	0,010h _x

m. Pengaruh P - Delta

Dampak P Delta untuk pergeseran tingkat serta momen, serta hasil gaya dan momen dari komponen structural, bersama dengan pergeseran pada antar lantai yang muncul, tidak dihitung jika koefisien stabilitas (θ) adalah 0,10 atau kurang, sebagaimana dijelaskan dalam SNI 1726-2019. Anda dapat menghitung koefisien stabilitas (θ) sesuai persamaan berikut dalam standar tersebut :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots (2.82)$$

Keterangan :

P_x = Beban pada desain vertikal keseluruhan di atas tingkat X

= Simpangan pada antar tingkat pada desain

I_e = Faktor keutamaan pada gempa

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

h_{sx} = Tinggi lantai di bawah lantai X

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

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

Koefisien stabilitas (θ) dilarang melebihi $\theta_{\max}$, nilai $\theta_{\max}$ dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta c d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.83)$$

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

n. Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur

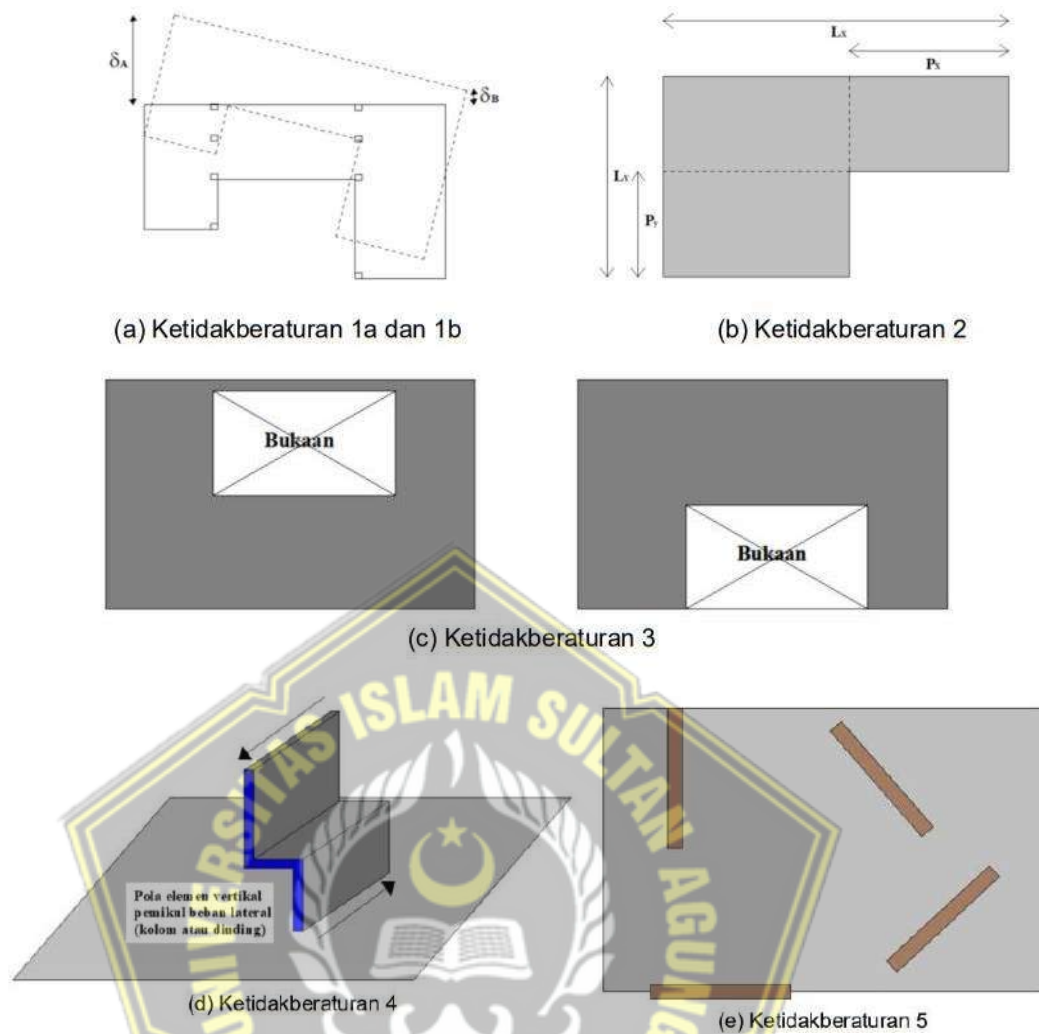
Ketidakberaturan struktur adalah suatu kondisi dimana suatu struktur tidak memenuhi syarat keberaturan (*regularity*) yang ditetapkan oleh standar perancangan gempa. Kondisi ini dapat mempengaruhi perilaku struktur saat terjadi gempa, sehingga perlu diperhitungkan dengan cermat dalam perancangan struktur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

1. Ketidakberaturan Horizontal

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 perancangan ketahanan gempa bangunan gedung. Sesuai aturan SNI 1726:2019 untuk Tipe dan penjelasan ketidakberaturan dijelaskan pada Tabel 2.16.

Tabel 2.11 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 adalah ketika refleksi lantai max. termasuk pada torsi tak terduga dengan $A_x=1,0$ pada salah satu ujung struktur yang tegak lurus sumbu besar dari 1,2 kali simpangan pada 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	Ketidak-beraturan torsi berlebihan terjadi ketika defleksi tingkat max yang dihitung, diakibatkan torsi tak terduga diketahui $A_x =1,0$ pada satu diantara ujung struktur yang tegak lurus pada sumbu besar dari 1,4 kali defleksi tingkat rata – rata pada 2 ujung struktur. Syarat diafragma kaku atau semi kaku.
2.	7.3.3.4 Tabel 16	D.E.F D.E.F	Ketidakseragaman sudut dalam di tentukan ketika dua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam berada pada arah yang ditunjukkan > 15% dari dimensi denah struktur dalam arah yang dituju.
3.	7.3.3.4 Tabel 16	D.E.F D.E.F	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dikatakan ada ketika diafragma mengalami diskontinuitas atau perubahan kekakuan, termasuk yang memiliki area terpotong maupun terbuka > 50% wilayah diafragma kasar yang terisolasi atau perubahan signifikan pada kekakuan diafragma efektif yang melebihi setengah dari ketinggian antar lantai.
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	Ketidak-beraturan yang ditimbulkan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan sebagai yang terjadi ketika diskontinuitas gaya lateral ada dilintasan, 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	Ketidakaturan dalam sistem non-paralel dinyatakan terjadi ketika elemen vertikal yang membawa gaya lateral tidak sejajar dengan sumbu utama yang berhubungan dengan sistem pemikul gaya gempa.



Gambar 2.10 Ketidak-beraturan Horizontal (a) ketidak-beraturan torsi serta ketidak-beraturan torsi berlebih, (b) ketidakberaturan sudut dalam, (c) ketidak-beraturan diskontinuitas diafragma, (d) ketidak-beraturan yang diakibatkan oleh pergeseran tegak lurus terhadap bidang, (e) ketidak-beraturan sistem nonparallel

2. Ketidakberaturan Vertikal

Merupakan 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

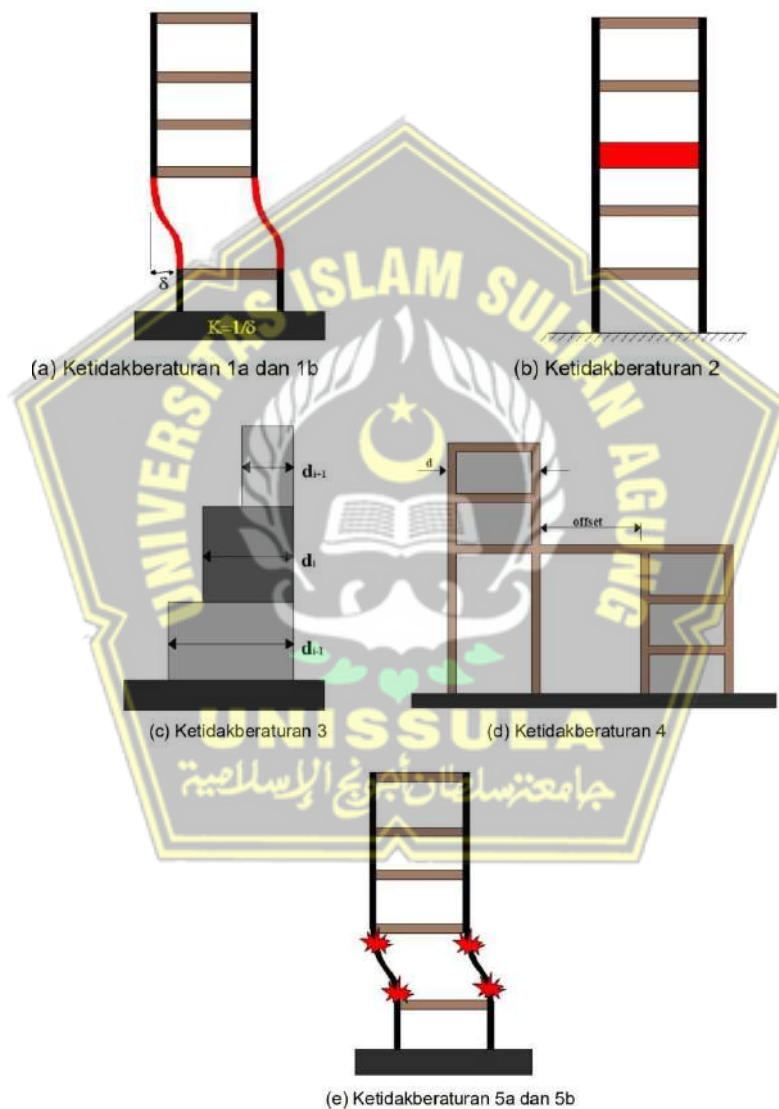
dapat mempengaruhi pengaruh gempa pada struktur dan mempengaruhi koefisien reduksi respons spektrum yang diperlukan dalam perancangan tahan gempa. Oleh karena itu, ketidakberaturan vertikal juga harus diperhitungkan dalam perancangan tahan gempa untuk memastikan keselamatan struktur dan penghuni bangunan. Sesuai aturan SNI 1726:2019 untuk Tipe dan penjelasan ketidakberaturan dijelaskan pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12 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 $< 80\%$ dari kekuatan rata – rata tiga tingkat di atasnya.
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 $< 70\%$ kekuatan rata – rata tiga lapisan atas.
2.	D.E.F	Table 16	Ketidak-beraturan berat (massa) terjadi ketika massa efektif dilapisan manapun $> 150\%$ massa sebenarnya dari lapisan yang berdekatan. Tidak perlu mempertimbangkan atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya.
3.	D.E.F	Table 16	Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi apabila dimensi horizontal dari sistem pemikul gaya gempa pada setiap tingkat melebihi 130% dari dimensi horizontal sistem pemikul gaya gempa pada tingkat di bawahnya.
4.	B.C.D.E.F D.E.F D.E.F	0 0 Table 16	Penyimpanan karena diskontinuitas pada bidang elemen vertical pemikul gaya lateral terjadi ketika perpindahan dalam bidang elemen pemikul gaya lateral $>$ panjang elemen maupun kekuatan elemen penahan berkurang.
5a.	E.F D.E.F	0 Table 16	Ketidakberaturan tingkat yang lemah diakibatkan diskontinuitas di kekuatan lateral tingkat adalah sebagai adanya kekuatan lateral pada tingkat $< 80\%$ kekuatan lateral tingkat di atasnya.

	Penerapan kategori design seismik	Pasal referensi	Tipe dan penjelasan ketidak-beraturan
5b.	D.E.F B.C D.E.F	0 Table 16	Ketidakberaturan tingkat yang terlalu lemah karena diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dikatakan ada dengan syarat kekuatan lateral pada tingkat < 65% pada kekuatan lateral tingkat di atasnya.

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2.11 Ketidakberaturan yang terjadi ke arah Vertikal (a) ketidakberaturan kekakuan pada tingkat lunak dan ketidak-beraturan kekakuan di tingkat lunak yang berlebihan, (b) ketidak-beraturan pada berat (massa), (c) ketidakseragaman geometri vertikal, (d) ketidakseragaman akibat diskontinuitas di bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral, (e) ketidak-beraturan pada tingkat lemah diakibatkan diskontinuitas pada kekakuan di lateral tingkat dan ketidakberaturan di tingkat lemah yang berlebihan akibat diskontinuitas yang terjadi pada kekuatan lateral pada tingkat.

(Sumber : SNI 1726:2019)

2.5.4. Pembebanan

Untuk merencanakan pembebanan yang terjadi pada gedung, diperlukan perhitungan kombinasi beban yang tepat. Kombinasi beban tersebut akan menghasilkan efek beban terfaktor yang harus dipertimbangkan dalam desain keseluruhan gedung. Penting untuk memastikan bahwa kekuatan desain gedung sama atau lebih besar dari efek yang dihasilkan dari kombinasi beban. Salah satu kombinasi beban yang harus diperhitungkan adalah beban seismic yang dikombinasikan dengan beban-beban lainnya mengacu SNI 1727-2020 :

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5w)$
4. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ Atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9 D + 1,0W$
6. $1,2 D + E_v + E_h + L$
7. $0,9 D - E_v + E_h$

2.6 Perancangan Struktur Bawah

Perancangan ini 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*).

2.6.1 Daya Dukung Ijin Tiang Tunggal

Daya dukung ultimate fondasi (Q_u)

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(2.84)$$

Daya dukung allowable fondasi (Q_{all})

$$Q_{all} = Q_u / sf \dots\dots\dots(2.85)$$

2.6.2 Penentuan Jumlah Pondasi Kelompok

1. Penentuan Jumlah Pondasi Kelompok

$$n = P_u / Q_{all} \dots\dots\dots(2.86)$$

2. Kapasitas Pondasi Tiang Pancang Kelompok

a) Jarak antar as tiang (pile grup)

$$S = 2,5 D \sim 4 D \dots\dots\dots(2.87)$$

Syarat jarak as ke tepi tiang

$$S \geq 0,5 D + 0,15 \dots\dots\dots(2.88)$$

b) Daya dukung kelompok tiang

• Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \arctan(d/s) \dots\dots\dots(2.89)$$

$$Eff = 1 - \frac{\theta}{90} \times \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right) \dots\dots\dots(2.90)$$

• Daya dukung kelompok tiang

$$P_{all \text{ group}} = Eff \times (np \times Q_{all}) \dots\dots\dots(2.91)$$

$$W_c = L_x \times L_y \times h \times w_c \text{ (WEIGHT CONCRETE)} \dots\dots\dots(2.92)$$

$$W_{pancang} = n \times A_b \times H \times w_c \dots\dots\dots(2.93)$$

$$P_v = P_u \times W_c \times W_{pancang} \dots\dots\dots(2.94)$$

Cek daya dukung terhadap gaya aksial akibat beban terfaktor

$$P_{all \text{ group}} > P_v$$

c.) Beban maksimum setiap tiang pada kelompok tiang

Beban maksimum setiap tiang < Daya dukung izin tiang Kontrol,

$$P_{max} = \frac{P_v}{np} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{n \cdot y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{n \cdot x \cdot \sum y^2} \leq Q_{all} \dots\dots\dots(2.95)$$

2.6.3 Perancangan Pile Cap

1. Tulangan tegangan geser 1 Arah

$$d_s = s_b + D_{tul}/2 \dots\dots\dots(2.96)$$

$$d = h - d_s \dots\dots\dots(2.97)$$

Mencari nilai Vu :

$$\sum P_U = P_1 + P_2 \dots\dots\dots(2.98)$$

Tegangan geser yang bisa ditahan oleh beton (Vc)

Kuat geser pile cap 1 arah

Rasio sisi panjang dan pendek kolom

$$\beta = b_x/b_y \dots\dots\dots(2.99)$$

Kuat geser arah x diambil nilai yang terkecil,

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \times \sqrt{f'c \times b \times \left(\frac{d}{6}\right)} \dots\dots\dots(2.100)$$

$$V_{c2} = \left(1 + \frac{as \times d}{b}\right) \times \sqrt{f'c \times b \times \left(\frac{d}{12}\right)} \dots\dots\dots(2.101)$$

2. Tinjauan tegangan geser 2 arah

a. Rasio sisi panjang dan pendek dimensi pile cap

$$= L/B \dots\dots\dots(2.102)$$

b. Dimensi bidang kritis

- Lebar bidang geser Pons

$$B_x = b_x + d \dots\dots\dots(2.103)$$

$$B_y = b_y + d \dots\dots\dots(2.104)$$

- Luas bidang geser Pons

$$A_p = 2 \times (B_x \times B_y) \times d \dots\dots\dots(2.105)$$

- Lebar bidang geser Pons

$$b_p = 2 \times (B_x + B_y) \dots\dots\dots(2.106)$$

c. Tegangan geser Pons

Rasio sisi panjang dan pendek kolom

$$\beta = b_x/b_y \dots\dots\dots(2.107)$$

Tegangan geser Pons (fp) diambil nilai yang paling kecil,

$$f_p = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \times \sqrt{\frac{f'c}{6}} \dots\dots\dots(2.108)$$

$$f_p = \left(1 + \frac{as \times d}{b_p}\right) \times \sqrt{\frac{f'c}{12}} \dots\dots\dots(2.109)$$

$$f_p = 1/3 \times \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(2.110)$$

$$V_{np} = A_p \times f_p \dots\dots\dots(2.111)$$

2.6.4 Perancangan Tulangan Pile Cap

A. Penulangan Lentur Pile Cap

a. Momeni pada Pile Cap

$$c_x = (L_x - b_x)/2 \dots\dots\dots(2.112)$$

$$e_x = C_x - a \dots\dots\dots(2.113)$$

$$W_1 = C_x \times L_y \times h \times w_c \dots\dots\dots(2.114)$$

$$M_u = \sum P_u \times e_x - W_1 \times (C_x/2) \dots\dots\dots(2.115)$$

aMencari batas rasio tulangan

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min1} = 1,4/400 \dots\dots\dots(2.116)$$

$$\rho_{min2} = \sqrt{\frac{f'_c}{4}} \times 400 \dots\dots\dots(2.117)$$

diambil ρ terbesar $\rho_{min} = 0,00433$

Rasio tulangan kondisi balance,

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots(2.118)$$

Rasio tulangan kondisi maksimum,

$$\rho_{b \max} = \frac{\epsilon_c + f_y/E_s}{\epsilon_c + \epsilon_c} \times \rho_b \dots\dots\dots(2.119)$$

b. Desain penulangan Pile Cap

- Mencari rasio tulangan,

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \dots\dots\dots(2.120)$$

$$p = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots(2.121)$$

$$R_n = M_u / (\theta \times b \times d^2) \dots\dots\dots(2.122)$$

- Trial/Error

- Tulangan yang di pasang daerah tarik

$$A_s \text{ tarik} = 0,25 \times \pi \times d_2 \times (\text{lebar plat/jarak}) \dots\dots\dots(2.123)$$

$$A_s \text{ tarik} > A_s \text{ min}$$

- Tulangan yang dipasang di daerah tekan

$$A_s \text{ tekan} = 0,25 \times \pi \times d_2 \times (\text{lebar plat/jarak}) \dots\dots\dots(2.124)$$

Nilai regangan (ϵ) dan faktor reduksi (θ) pile cap

$$a = \frac{A_s \text{ tarik} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots(2.125)$$

$$C = a/\beta_1 \dots\dots\dots(2.126)$$

$$\epsilon_s = (d-c)/c \times 0,003 \dots\dots\dots(2.127)$$

$$\epsilon_s > 0,005 \dots\dots\dots(2.128)$$

Momen Nominal

$$M_n = A_s \text{ tarik} \times f_y \times (d - a/2) \dots\dots\dots(2.129)$$

- Syarat jarak antar tulangan

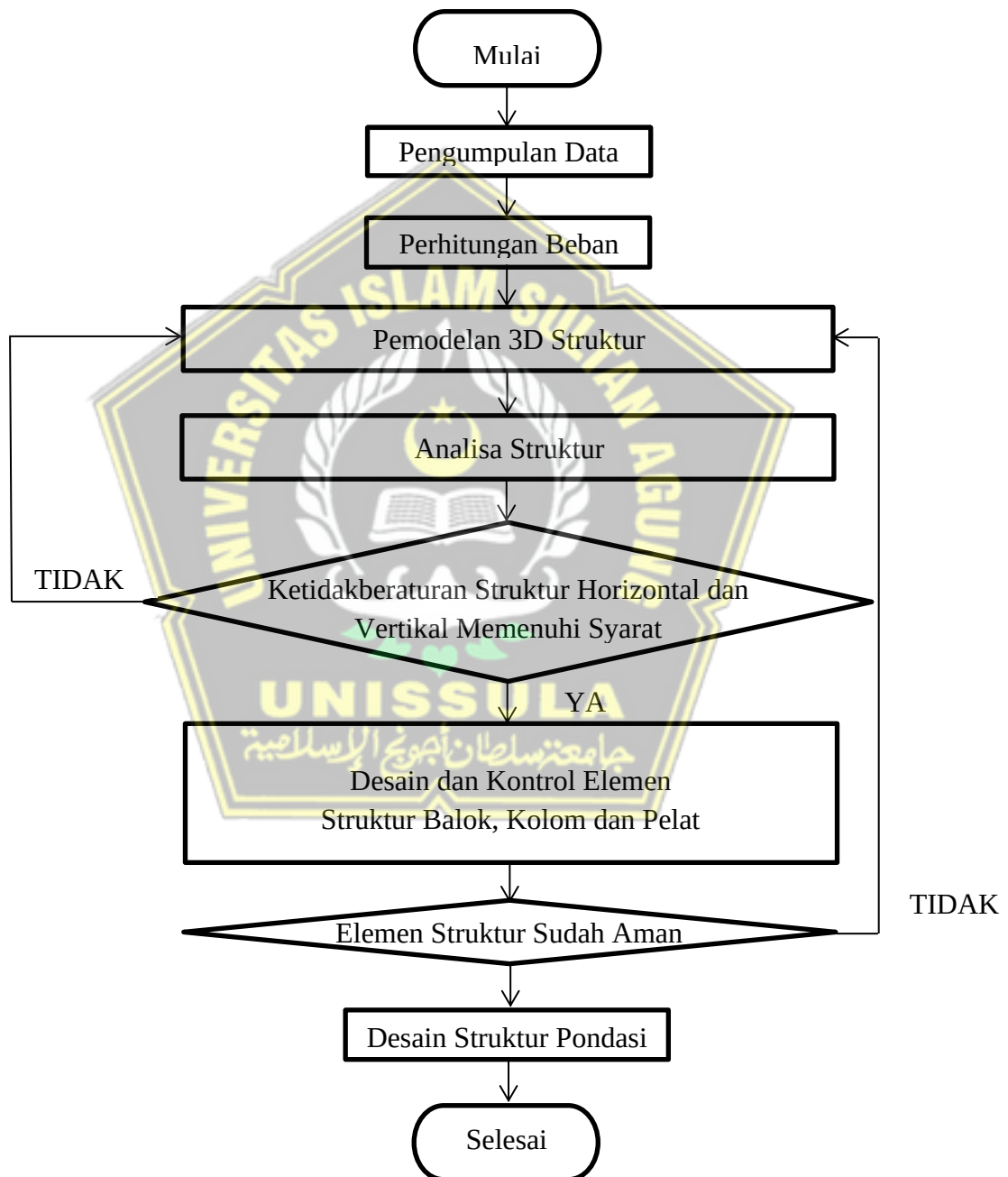
$$S \leq 3 \times \text{tebal pile cap} \dots\dots\dots(2.130)$$



BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Diagram Alir Perancangan

Diagram alir (*flow chart*) yang penulis gunakan dalam perancangan desain untuk struktur hotel adalah sebagai berikut :



3.2. Langkah – Langkah Perancangan Struktur

3.2.1. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dimulai dengan proses pengumpulan informasi perancangan yang diperlukan meliputi :

- a. Detail bangunan
- b. Denah bangunan
- c. Parameter respon spectrum bangunan tersebut
- d. Data tanah
- e. Pembebanan yang di *input*
- f. Metode analisa serta desain struktur
- g. Mutu material yang dipakai
- h. Acuan dan refrensi yang digunakan dalam perancangan

3.2.2. Pemodelan Struktur

Pemodelan memakai *software* ETABS V.20, hasil output dari perhitungan tersebut diperoleh gaya eksternal dan internal yang timbul pada struktur gedung hotel 5 lantai akibat bebann yang terjadi.

3.2.3. Perhitungan Pembebanan

Beban yang dihitung dalam perancangan antara lain atap, pelat, balok, kolom dan pondasi. Berikut merupakan analisa pembebenan yang dilakukan :

- a. Beban mati terdiri dari berat sendiri struktur.
- b. Beban hidup merupakan beban peralatan serta manusia yang pada akhirnya menjadi beban struktur.
- c. Beban gempa diperoleh pada perhitungan berat sendiri struktur lalu dilanjutkan dengan langkah – langkah perhitungan yang kemudian diperoleh hasil gaya gempa arah x dan y.
- d. Perhitungan analisa struktur berfungsi untuk memperoleh gaya normal, gaya lintang dan momen serta jumlah tulangan. Kemudian gaya dan jumlah tulangan ini dibandingkan dengan tulangan yang akan dipasang dan melakukan desai pondasi.
- e. Perhitungan Dimensi yang diperhitungkan meliputi balok, kolom dan penulangan.

3.2.4. Mendimensi Struktur

Pradimensi struktur menggunakan struktur komposit, bagian yang dilakukan *trial and error* adalah struktur atas dan bawah.

3.2.5. Perhitungan Analisa Struktur

Perkembangan teknologi yang semakin maju secara langsung juga berdampak pada bentuk bangunan yang bervariasi, yang mana akan menciptakan analisis perhitungan yang rumit serta memerlukan durasi pengerjaan yang lama untuk menyelesaikannya, salah satu cara dalam menganalisa struktur dari bangunan yang akan direncanakan adalah dengan menggunakan ETABS V.20.

software tersebut merupakan alat bantu untuk mempermudah dan mempercepat perhitungan analisa struktur. Hasil *output* dari analisa ini diperoleh gaya lintang, gaya normal dan momen. Proses selanjutnya hasil dari *output* tersebut dipakai untuk menghitung tulangan dan pondasi. Berikut merupakan langkah dalam analisa struktur menggunakan *software* ETABS V.20 :

a. Penentuan satuan yang digunakan

Untuk memulai pemodelan, langkah awal yang harus dilakukan adalah harus memilih satuan yang konsisten, sehingga dapat mengurangi resiko terjadinya kesalahan dalam tahap perancangan.

b. *Input* material dan *input* dimensi penampang

Tahap selanjutnya adalah memilih jenis material serta spesifikasi material yang telah disesuaikan pada peraturan yang ada serta memilih dimensi penampang yang dipakai dalam perancangan.

c. Pemodelan struktur

Langkah selanjutnya adalah memilih bagaimana bentuk keseluruhan bangunan dan harus mengisahkan bagaimana caranya bangunan yang akan dimodelkan tersebut aman dari berbagai aspek yang berlaku.

d. *Input* beban (beban mati dan beban hidup)

Bila data yang di input saat perancangan pada akurat maka hasil *output* yang diperoleh menjadi lebih tepat dan akurat. Beban mati pelat, beban sendiri struktur, beban hidup, beban gempa statik atau dinamik pada ETABS V.20 sesuai langkah – langkah dibawah ini :

1. Berat sendiri
 - a. *Input* berat jenis material pada *tools* material
 - b. *Input* dimensi penampang pada *tools section*
 - c. Menghitung berat sendiri struktur = berat sendiri x A x P
2. Beban hidup merata dan beban mati

Beban hidup merata dan beban mati di input pada pemodelan sebagai beban merata pelat lantai
3. Beban gempa
 - a. Mendesain beban gempa static ekuivalen mengacu persyaratan SNI 1726 – 2019
 - b. Mendesain beban gempa dari respon spektrum menggunakan data terbaru dari puskim dan SNI 1726 – 2019
 - c. Mengontrol beban gempa dinamik (respon spectrum) > 100% beban static ekuivalen
 - e. Analisa Struktur

Prosedur minimal dalam pemeriksaan hasil analisa struktur harus dilakukan sebagai berikut :

1. Mengontrol reaksi tumpuan serta beban yang dihasilkan
2. Mengontrol dimensi dari balok, pelat dan kolom
3. Mengontrol nilai ratio pada balok dan kolom
4. Mengontrol kestabilan dari analisis dinamik :

Berbeda dengan analisis static yang hasilnya mengacu pada perhitungan beban dan kekakuan struktur, hasil yang diperoleh dari analisis dinamik mengacu pada berbagai aspek antaralain periode getaran, metode getaranm jumlah eigen, damping ratio, drif lantai, faktor partisipas massa dan *ratio base shear* statik / dinamik.
- f. Cek kekuatan struktur

Dimensi balok dan kolom yang akan digunakan dapat diinput dengan cara manual maupun otomatis, tetapi jika hasil profil yang didesain tidak memenuhi hasil yang sudah ditentukan maka harus dilakukan *trial and error* dimana hasil yang harus didapatkan yaitu dimensi penampang profil yang

mampu untuk memikul gaya yang dihasilkan struktur dan juga harus dihasilkan penampang yang ekonomis sesuai SNI yang berlaku.

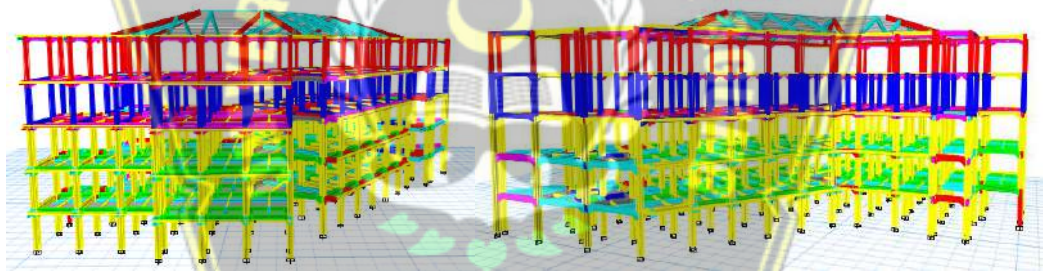
3.3. Penyajian Laporan dan Format Gambar

Dalam penulisan laporan tugas akhir ini penulis menyesuaikan dengan peraturan penulisan tugas akhir yang sudah ditentukan oleh Progam Studi Teknik Sipil antara lain sistematika penulisan, tata guna bahasa dan bentuk dari laporan tersebut.

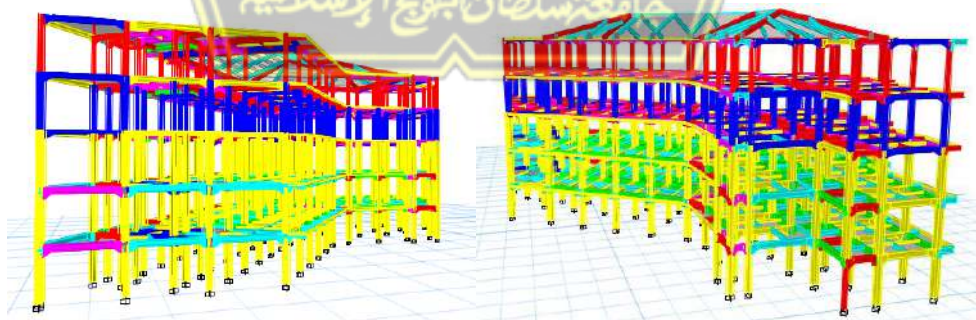
Format untuk gambar yang digunakan menyesuaikan aturan serta langkah – langkah menggambar struktur bangunan.

3.4. Pemodelan Struktur

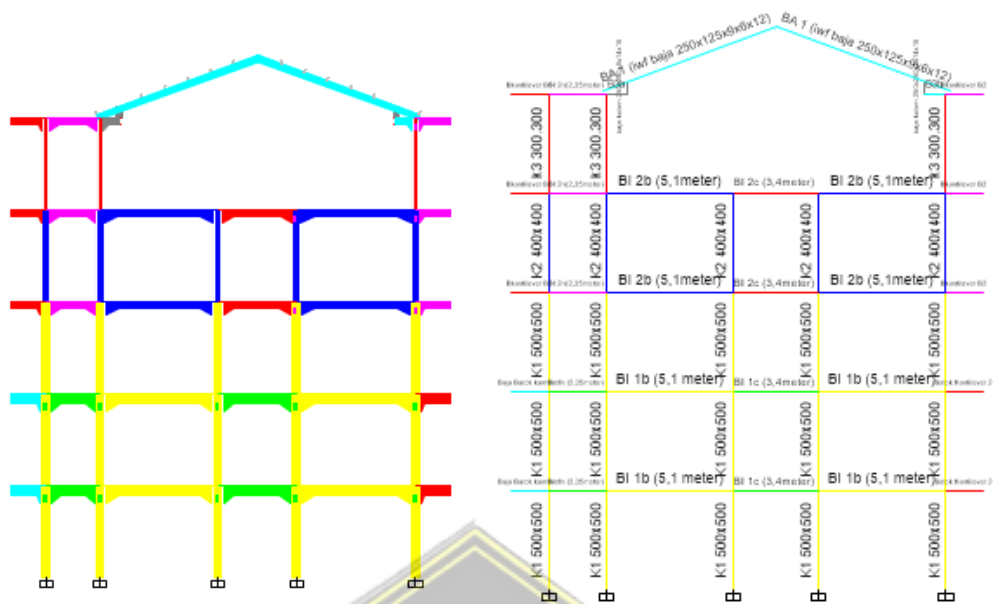
Pemodelan struktur memakai *software* ETABS V.20, berikut merupakan pemodelan gedung hotel 5 lantai dengan menggunakan struktur baja komposit.



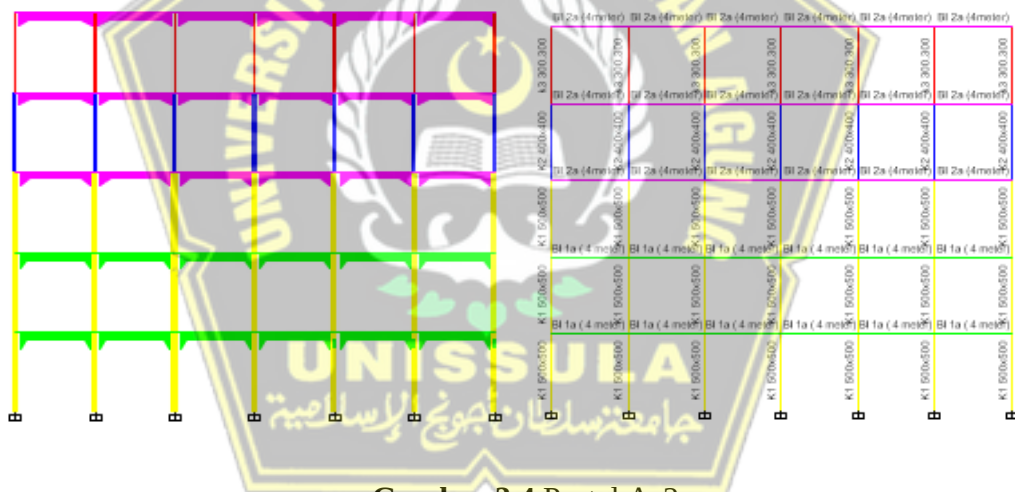
Gambar 3.1 Pemodelan Struktur View 1



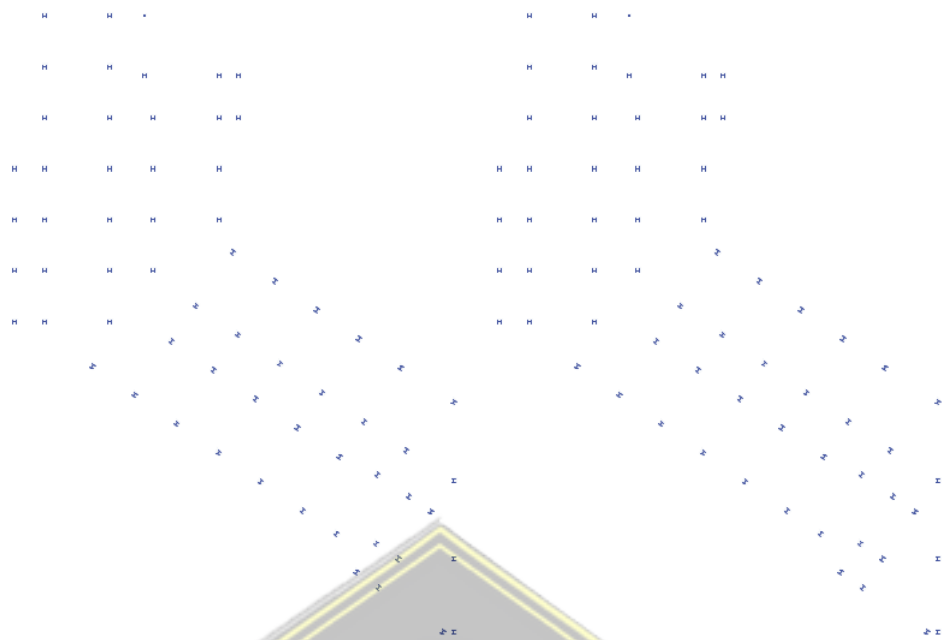
Gambar 3.2 Pemodelan Struktur View 2



Gambar 3.3 Portal As1



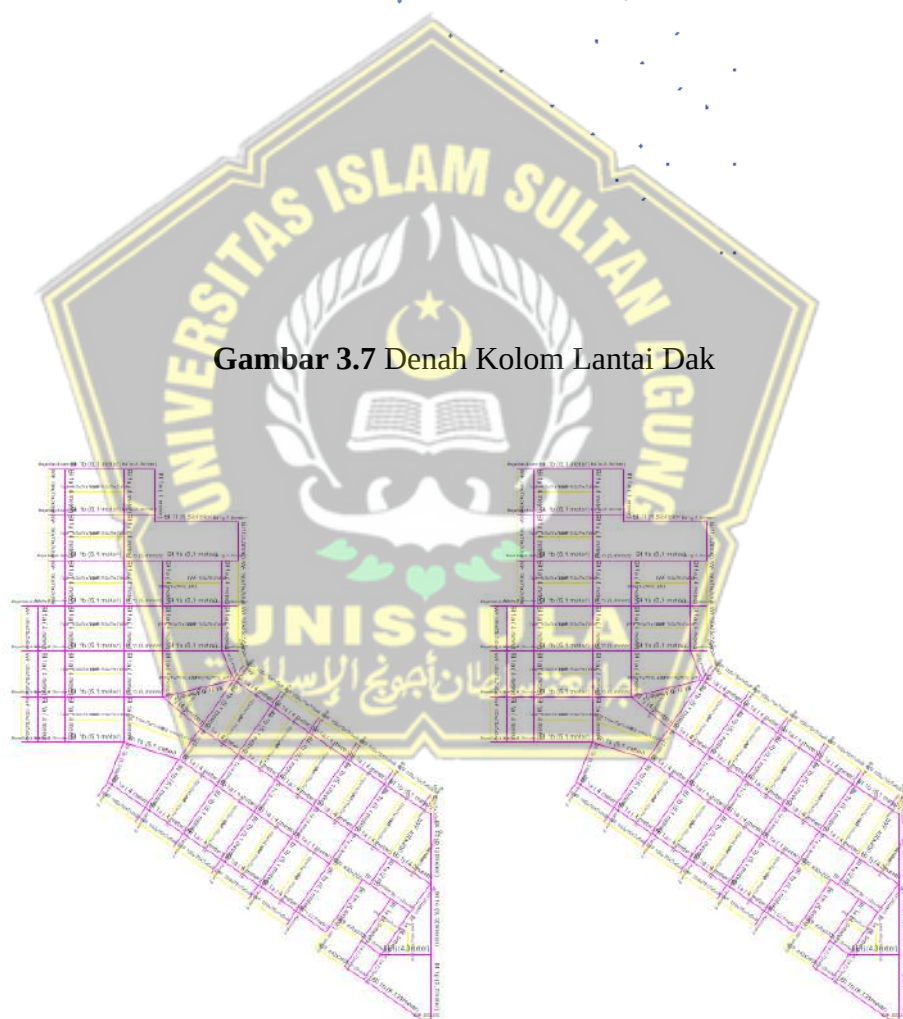
Gambar 3.4 Portal As2



Gambar 3.5 Denah Kolom Lantai 2 dan 3



Gambar 3.6 Denah Kolom Lantai 4 dan 5

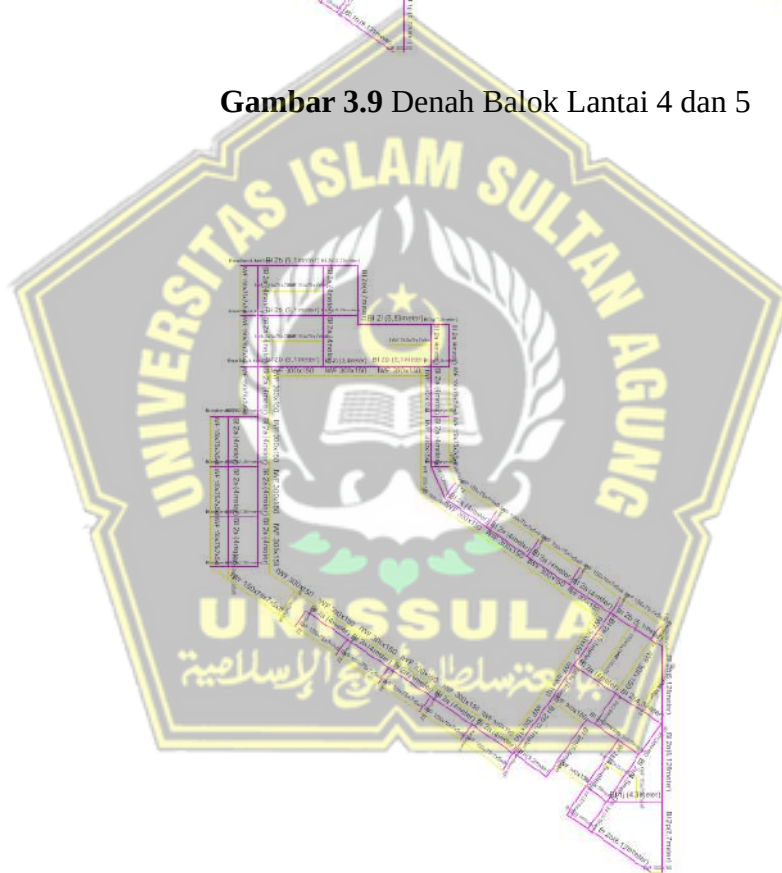


Gambar 3.7 Denah Kolom Lantai Dak

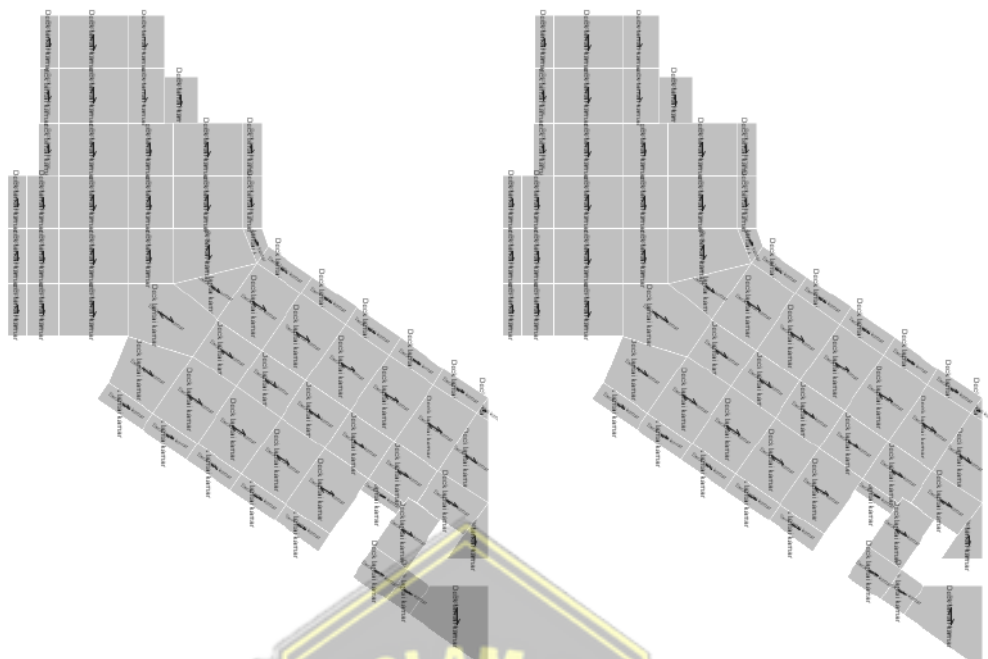
Gambar 3.8 Denah Balok Lantai 2 dan 3



Gambar 3.9 Denah Balok Lantai 4 dan 5



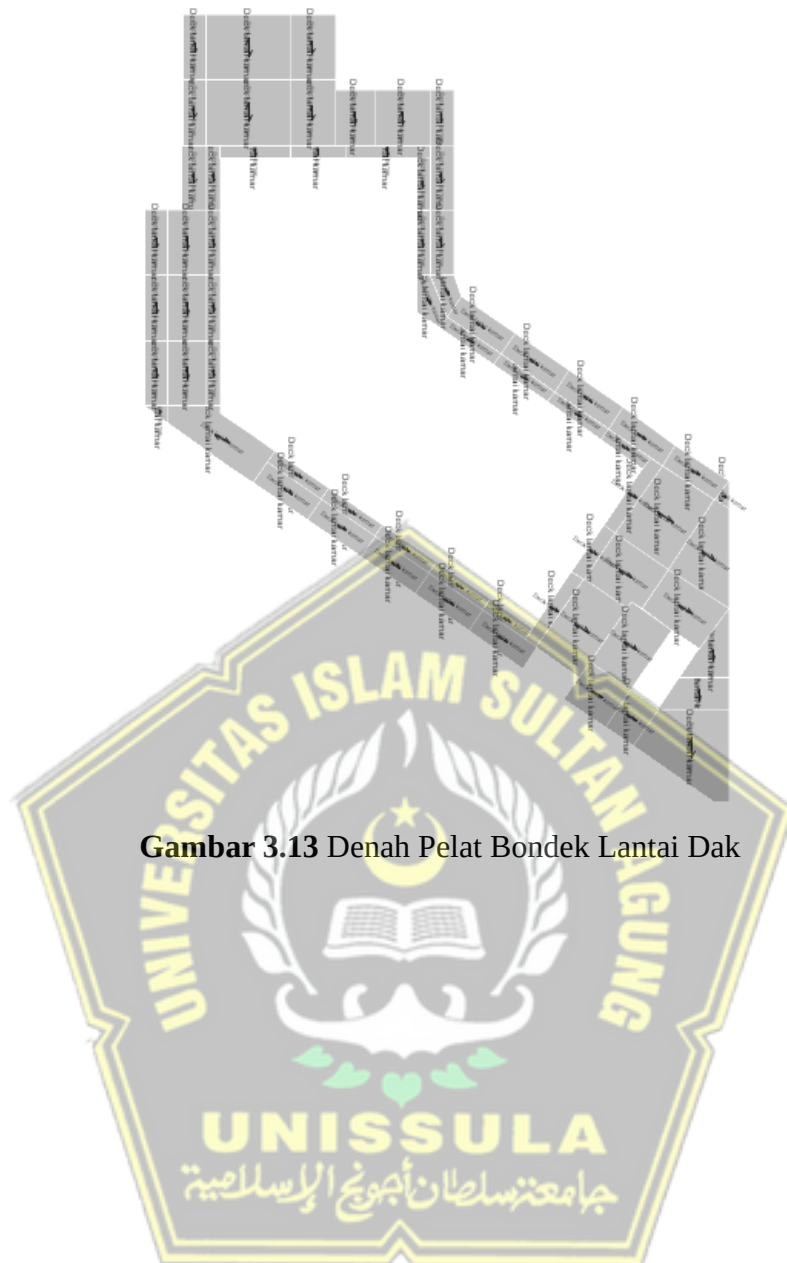
Gambar 3.10 Denah Balok Lantai Dak



Gambar 3.11 Denah Pelat Bondek Lantai 2 dan 3



Gambar 3.12 Denah Pelat Bondek Lantai 4 dan 5



Gambar 3.13 Denah Pelat Bondek Lantai Dak

BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

4.1 Tinjauan Umum

Analisis gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit dilakukan dengan menggunakan pemodelan struktur 3D *software* ETABS V20. Kolom serta balok pada bangunan ini dimodelkan sebagai elemen frame sedangkan pelat lantai (bondek). Pada analisis terhadap beban gempa, struktur gedung ini dimodelkan sebagai struktur bangunan semi kaku (semi rigid).

4.2 Pemodelan Penampang Struktur

4.2.1 Dimensi Penampang Struktur

Direncanakan mengacu SNI 1729-2020 dan SNI 1726-2019.

1. Penampang Balok

Balok yang digunakan menggunakan balok IWF dengan dimensi yang ada pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.1 Penampang Balok

No	Nama Balok	Baja	H (mm)	B (mm)	T1 (mm)	T2 (mm)	R (mm)
1	BA 1	Iwf 250.125.9.6.12	250	125	9	6	12
2	BA 2	Iwf 200.100.8.5.5.11	200	100	8	5,5	11
3	BA 3	Iwf 150.75.7.5.8	150	75	7	5	8
4	Bkantilever1	Iwf 400.200.13.8.16	400	200	13	8	16
5	Bkantilever2	Iwf 300.150.9.6.5.13	300	150	9	6,5	13
5	BI 1	Iwf 400.200.13.8.16	400	200	13	8	16
6	BI 2	Iwf 300.150.9.6.5.13	300	150	9	6,5	13

2. Penampang Kolom

Kolom yang digunakan pada struktur ini menggunakan struktur komposit dengan baja berselimut beton, berikut dimensi kolom yang digunakan :

Tabel 4.2 Penampang Kolom Komposit

No	Nama	Luas Penampang Beton (mm)	Baja	H (mm)	B (mm)	T1 (mm)	T2 (mm)	R (mm)
1	K1	500 x 500	HB 300.30 0.10.15 .18	300	300	10	15	18
2	K2	400 x 400	HB 200.20 0.8.12. 13	200	200	8	12	13
3	K3	300 300	HB 100.10 0.6.8.1 2	100	100	6	8	12
4	Kolom baja Rangka Atap	-	Hwf 250.25 0.9.14. 16	250	250	9	14	16

3. Penampang Pelat

Penampang pelat menggunakan bondek baja yang dikompositkan dengan balok anak menggunakan shear stud.

Tabel 4.3 Penampang Pelat

No	Nama Pelat	Tebal Pelat Lantai (mm)
1	Bondek Lantai Kamar	120

4.2.2 Mutu Material Struktur

Berikut merupakan mutu material yang dipakai:

1. Mutu beton

$$f_c' = 25 \text{ MPa (K300)}$$

2. Mutu baja tulangan

$$\text{BJTS 410B} = f_y 420 \text{ MPa, } f_u 525 \text{ MPa}$$

3. Mutu baja IWF dan HWF

$$\text{BJ 37} = f_u 370 \text{ MPa, } f_y 240 \text{ MPa}$$

4.3 Analisa Struktur

4.3.1 Pembebanan Gravitasi

Beban yang di-input mengacu dari aspek fungsional setiap ruangan. Data yang digunakan sebagai acuan besaran beban yang di-input yaitu :

Dalam perancangan sebuah struktur bangunan beban – beban yang akan dimasukan sudah tercantum di SNI 1727-2020. Adapun beban yang tidak terlampit pada SNI tersebut maka beban itu ditentukan dari spesifikasi perhitungan material yang ada pada peraturan beban Indonesia terdahulu. Data yang digunakan sebagai acuan besaran beban yang di-input yaitu :

A. Beban Mati Tambahan

Tabel 4.4 Beban Mati Tambahan pada Pelat

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Beban (kN/m ²)
1	Beban pasir tebal 1 cm	0,16
2	Beban spesi tebal 3 cm	0,66
3	Beban keramik tebal 1 cm	0,22
4	Beban Plafond + Penggantung	0,2
5	Beban M.E.P	0,25
Total		1,49

Tabel 4.5 Beban Mati Tambahan pada Dinding Permanen

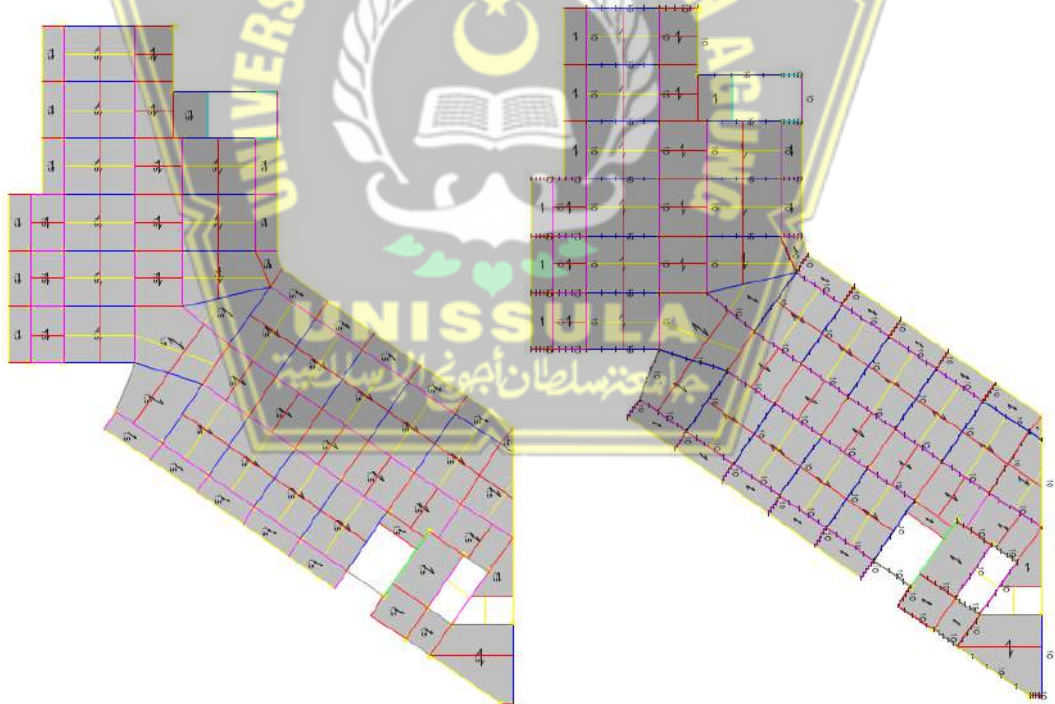
No	Tinggi Dinding(m)	Berat Dinding (kN/m ²)	Total Beban Mati Tambahan (kN)
1	4	2,5	10



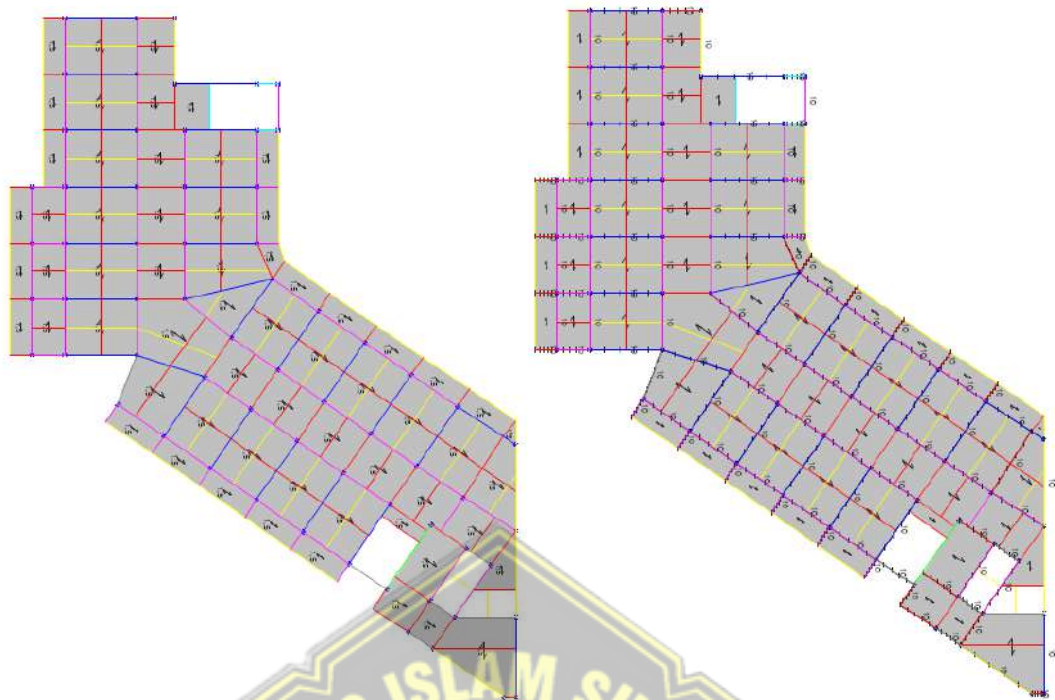
Gambar 4.1 Beban Mati dan Beban Dinding pada Lantai 2



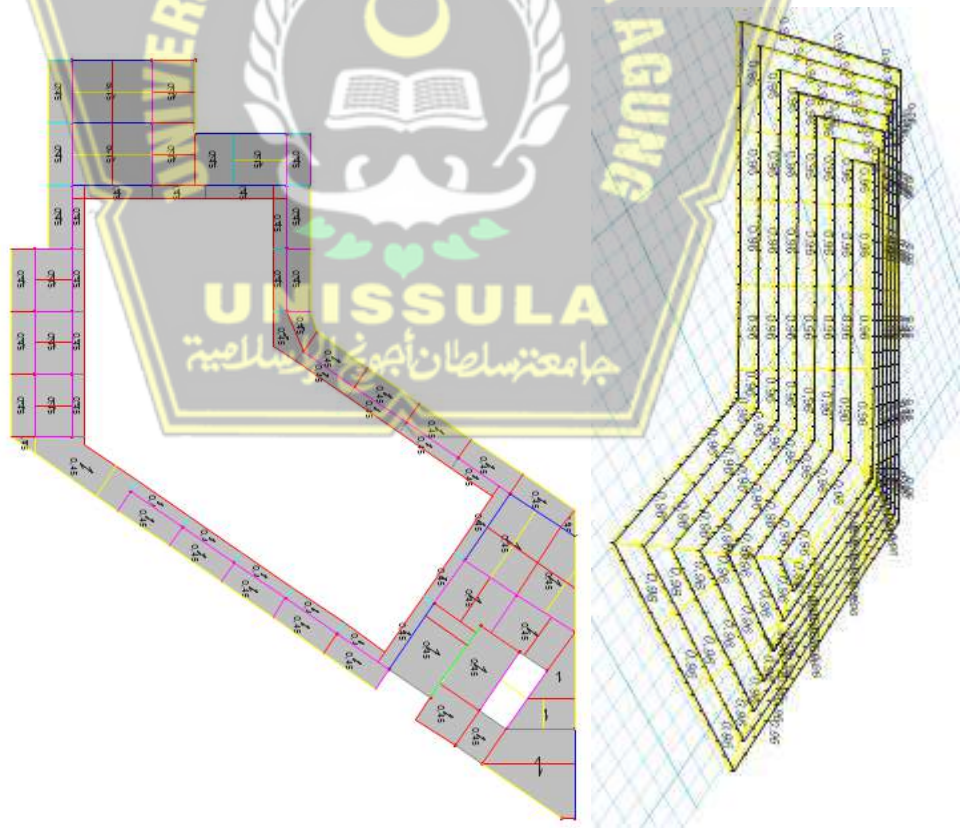
Gambar 4.2 Beban Mati dan Beban Dinding pada Lantai 3



Gambar 4.3 Beban Mati dan Beban Dinding pada Lantai 4



Gambar 4.4 Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5



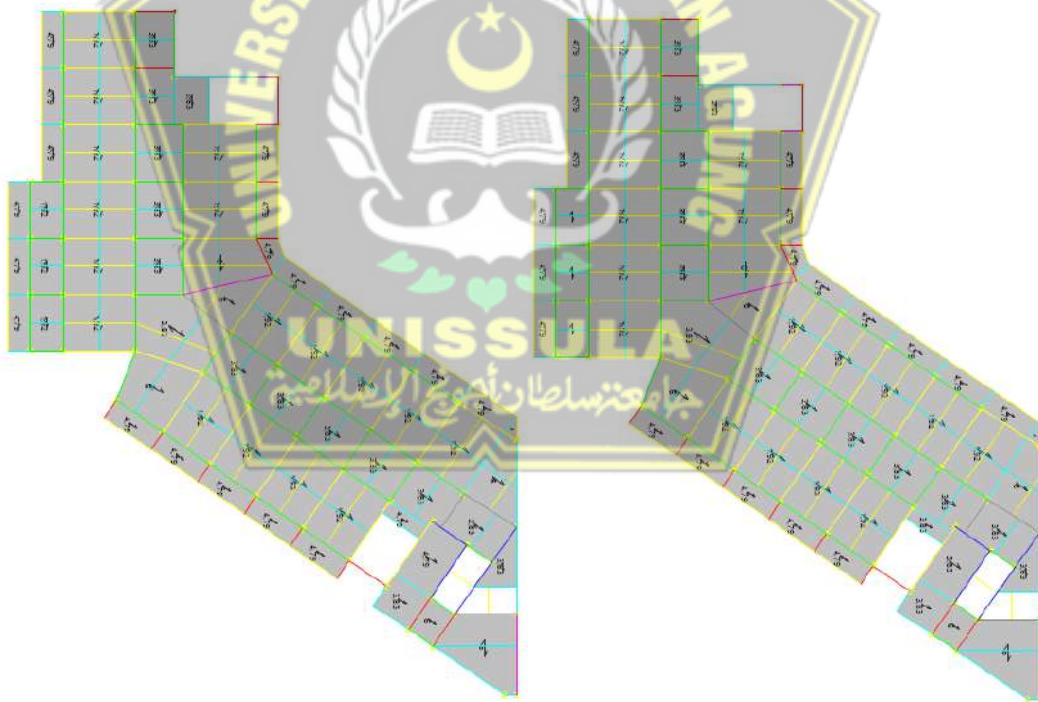
Gambar 4.5 Beban Mati pada Lantai Top

B. Beban Hidup

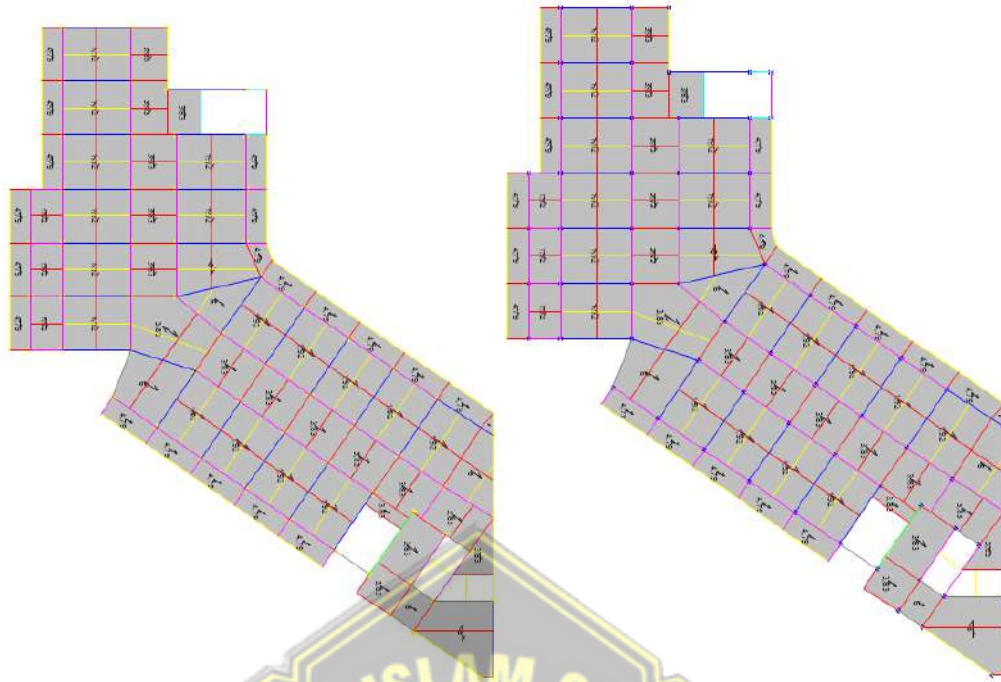
Berikut merupakan beban yang di input pada struktur dengan menggunakan *software* Etabs V.20.

Tabel 4.6 Beban Hidup

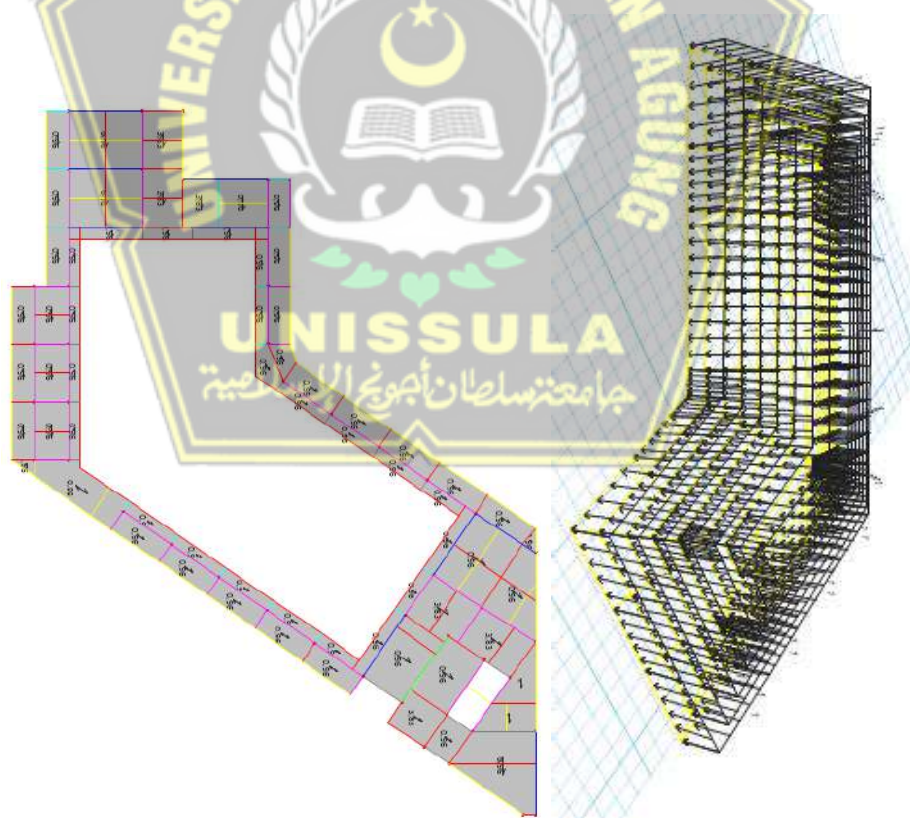
NO	Jenis Beban Hidup	Beban (kN/m ²)
1	Beban Hidup Lantai Gedung Hotel	1,92
2	Beban Hidup Atap	0,96
3	Beban Hidup Lobi	4,79
4	Beban Hidup Balkon	4,79
5	Beban Hidup Koridor diatas Lantai Pertama	3,83
6	Beban Hidup Gudang	6
7	Beban Hidup Koridor	4,79



Gambar 4.6 Input Hidup pada Lantai 2 dan Lantai 3



Gambar 4.7 Input Hidup pada Lantai 4 dan Lantai 5



Gambar 4.8 Input Hidup pada Lantai Top

4.3.2 Pembebanan Gempa pada Struktur

Beban pada gempa yang dipakai sesuai dengan peraturan yang telah ditentukan di SNI 1726-2019 mengenai Tata cara perencanaan ketahanan pada gempa untuk bangunan gedung serta non gedung.

Tingkat pada gempa memakai kategori gempa parah, yaitu gempa bumi yang periode ulangnya 2500 tahun ($TR = 2500$ tahun) atau gempa yang kemungkinan terjadi selama periode 50 tahun adalah 2% ($RN = 2\%$). Struktur bangunan dapat terjadi kerusakan struktural yang parah jika terjadi gempa bumi besar, namun harus tetap berdiri serta tidak runtuh untuk mencegah terjadinya korban jiwa (SNI 1726 tahun 2019). Data lokasi struktur gedung di Kabupaten Semarang digunakan untuk menganalisis beban gempa menggunakan spektra respon. Program ETABS V20.3 digunakan untuk melakukan analisis. Parameter yang digunakan pada analisis respon spectra didapat dari web rsa spectrum PUPR serta dilakukan juga perhitungan dengan metode manual menggunakan *software* excel untuk mengetahui perhitungan yang lebih akurat.



Gambar 4.9 Spektrum Respon Desain

4.3.2.1 Kategori Kelas Situs Tanah

Dalam penentuan kriteria desain sesimik pada bangunan yang terletak diatas permukaan tanah maupun penentuan amplifikasi besaran percepatan pada gempa

dasar tanah hingga permukaan maka diperlukan klasifikasi pada kelas situs. Kelas situs mengacu pada data tanah dari penyelidikan lapangan yang mana pada analisis ini data tanah yang dipakai yaitu dengan menggunakan data sondir. Namun untuk menentukan kelas situs tanah mengacu SNI 1726 tahun 2019 pasal 5.3 definisi kelas situs memakai nilai N-SPT sehingga dilakukan pengkonversian nilai Q_c – N-SPT.



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN TEKNIK SIPIL
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)

Pekerjaan/Proyek : Kajian Tanggap Bencana Longsor Kabupaten Semarang
Lokasi : Jembatan Banyu Kuning Kecamatan Sumowono Kabupaten Semarang
Titik : S.2
Tanggal : 7 April 2019
Kedalaman : 6,80 meter
Dikerjakan : Sunpto, BE
Dikoreksi : Lisa Fitriyana, ST., M.Eng

DUTCH CONE PENETRATION TEST

Kedalaman / Depth (m)	Conus Resistant (kg / cm ²)	Conus + Cleep Resistant (kg / cm ²)	Lokal Friction (kg / cm ²)	Total Friction (kg / cm)	Friction Ratio %
0,0	0	0	0	0	0
0,2	20	25	5	10	2,50
0,4	13	19	6	22	4,62
0,6	16	20	4	30	2,50
0,8	23	29	6	42	2,61
1,0	13	17	4	50	3,08
1,2	16	22	6	62	3,75
1,4	14	17	3	68	2,14
1,6	8	11	3	74	3,75
1,8	12	15	3	80	2,50
2,0	20	24	4	88	2,00
2,2	6	9	3	94	5,00
2,4	10	12	2	98	2,00
2,6	11	15	4	106	3,64
2,8	60	70	10	126	1,67
3,0	20	25	5	136	2,50
3,2	16	20	4	144	2,50
3,4	11	13	2	148	1,82
3,6	6	9	3	154	5,00
3,8	7	9	2	158	2,86
4,0	6	8	2	162	3,33
4,2	7	9	2	166	2,86
4,4	10	12	2	170	2,00
4,6	12	14	2	174	1,67
4,8	13	16	3	180	2,31
5,0	11	13	2	184	1,82
5,2	10	12	2	188	2,00

Kedalaman / Depth (m)	Conus Resistant (kg / cm ²)	Conus + Cleep Resistant (kg / cm ²)	Lokal Friction (kg / cm ²)	Total Friction (kg / cm)	Friction Ratio %
5,4	12	15	3	194	2,50
5,6	13	16	3	200	2,31
5,8	55	65	10	220	1,82
6,0	100	120	20	260	2,00
6,2	110	125	15	290	1,36
6,4	125	150	25	340	2,00
6,6	75	90	15	370	2,00
6,8	211	225	14	420	1,25
7,0					
7,2					
7,4					
7,6					
7,8					
8,0					
8,2					
8,4					
8,6					
8,8					
9,0					
9,2					
9,4					
9,6					
9,8					
10,0					
10,2					
10,4					
10,6					

Gambar 4.10 Data Sondir

Untuk perhitungan pada titik pengujian S.2 dengan kedalaman 6,8 m serta tebal 0,2 m menghasilkan nilai Conus Resistant (Q_c) 200 kg/cm². Kemudian hasil Q_c tersebut dianalisis dengan menggunakan rumus :

$$Q_c = 4N$$

$$N = Q_c/4$$

$$= 211/4$$

$$= 52,5$$

Setelah mendapatkan nilai N kemudian mencari nilai N' dengan menggunakan rumus :

$$N' = \text{Kedalaman (m)} / N_{spt}$$

$$= 0,2/52,5$$

$$= 0,00381$$

Setelah mendapatkan nilai N' kemudian dijumlahkan secara keseluruhan pada 1 titik Untuk perhitungan nilai $\sum N'$ dapat dilihat pada dibawah ini :

Tabel 4.7 N'

Kedalaman/Depth (m)	N'
0,20	0,00381
0,40	0,007619
0,60	0,011429
0,80	0,015238
1,00	0,019048
1,20	0,022857
1,40	0,026667
1,60	0,030476
1,80	0,034286
2,00	0,038095
2,20	0,041905
2,40	0,045714
2,60	0,049524
2,80	0,053333
3,00	0,057143
3,20	0,060952
3,40	0,064762
3,60	0,068571
3,80	0,072381
4,00	0,07619
4,20	0,08
4,40	0,08381
4,60	0,087619
4,80	0,091429
5,00	0,095238
5,20	0,099048
5,40	0,102857
5,60	0,106667
5,80	0,110476

Kedalaman/Depth (m)	N'
6,00	0,114286
6,20	0,118095
6,40	0,121905
6,60	0,125714
6,80	0,129524
119,00	2,2667

$$\sum N' = 2,2667$$

Hasil dari $\sum N'$ tersebut kemudian digunakan untuk menentukan kelas situs tanah dengan rumus :

$$\begin{aligned} \text{Kelas Situs} &= \sum \text{kedalaman} / \sum N' \\ &= 119 / 2,2667 \\ &= 52,8 \end{aligned}$$

Mengacu SNI 1726-2019 pasal 5.3 Situs tanah diklasifikasikan menjadi situs SA, SB, SC, SD, SE atau SF adalah :

Tabel 4.8 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	V_s (m/s)	N atau N_{ck}	s_u (kPa)
SC (Tanah Keras, sangat padat dan batuan Lunak)	350 s/d 750	> 50	≥ 100

Berdasarkan hasil analisis dari tabel data tanah diatas, didapatkan hasil nilai kelas situs rata – rata 52,8 atau lebih dari 50 sehingga dapat dikatakan tanah keras atau SC.

4.3.2.2 Koefisien – Koefisien situs serta parameter – parameter respons spectral percepatan pada gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko – tertarget (MCE_R)

Dalam menentukan respon spectral percepatan pada gempa MCE_R di permukaan tanah, dibutuhkan faktor amplifikasi seismic periode 0,2 detik serta periode 1

detik. Faktor amplifikasi mencakup getaran yang terkait percepatan pada getara periode pendek (F_a) serta faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili pada periode 1 detik (F_v). Pada parameter respons spektral percepatan periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) yang mengacu kepada pengaruh klasifikasi situs dan harus ditentukan dengan persamaan :

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

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

Dimana :

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

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

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

F_v = Faktor penguatan yang berkaitan dengan percepatan yang mencerminkan getaran dalam periode satu detik.

Dalam penentuan faktor – faktor diatas bisa ditentukan melalui tabel berikut :

Tabel 4.9 Parameter Respon Spektral

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

Catatan :

Nilai antara S_s dengan F_a dapat dihitung dengan interpolasi linier.

Koefisien situs, F_a dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini :

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

$$F_a = 1,2 + (1,2 - 1,2) \times \left(\frac{(0,8757 - 0,75)}{(1 - 0,75)} \right)$$

$$F_a = 1,2$$

Tabel 4.10 Interpolasi Linier

Ss	Fa
0,75	1,2
1	1,2
0,8757	1,2

Dari hasil interpolasi linear antara nilai S_s dan F_a didapatkan nilai $F_a = 1,2$

Tabel 4.11 Parameter Respon Spektral

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Catatan :

Interpolasi linear digunakan untuk menghitung nilai antara F_v dan S_1

Koefisien situs, F_v dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini :

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

$$F_a = 1,5 + (1,5 - 1,5) \times \left(\frac{(0,3807 - 0,3)}{(0,4 - 0,3)} \right)$$

$$F_a = 1,5$$

Tabel 4.12 Interpolasi Linear

S1	Fv
0,3	1,5
0,4	1,5
0,3807	1,5

Dari hasil interpolasi linear antara S_1 dan F_v didapatkan nilai $F_v = 1,5$

4.3.2.3 Parameter Percepatan Desain

Parameter pada percepatan spectral di desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik, S_{D1} , ditentukan melalui perumusan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a \cdot S_s = \frac{2}{3} \times 1,2 \times 0,8757 = 0,701$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v \cdot S_1 = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 0,3807 = 0,3807$$

4.3.2.4 Kategori Desain Seismik

Tabel 4.13 Kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Berdasarkan tabel diatas, pada kategori resiko II dengan nilai $S_{DS} 0,5 \leq 0,70$. Struktur dikatakan masuk kategori resiko D.

Tabel 4.14 Kategori Resiko

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	C	C

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Mengacu tabel diatas, kategori resiko 2 dan Nilai $S_{D1} 0,20 \leq 0,3807$, struktur masuk kedalam kategori resiko D.

4.3.2.5 Spektrum Respon Desain



Gambar 4.11 Spektrum Respon Desain

Jika spectrum respon desain dibutuhkan pada tatacara ini dan prosedur tanah dari spesifik situs tidak dipakai, maka kurva spectrum respon desain harus dilanjutkan sesuai dan mengacu gambar diatas serta mengacu persyaratan berikut :

1. Periode < dari T_0 , spektru respons percepatan desain S_a , didapatkan dari rumus;

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

Contoh Penjabaran :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} = 0,1087 \text{ detik}$$

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

Sehingga

$$\begin{aligned} S_a &= 0,701 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,010}{0,1087} \right) \\ &= 0,701 \text{ detik} \end{aligned}$$

2. Untuk periode $\geq T_0$ dan $\leq T_s$, spectrum respons percepatan desain S_a , sama dengan S_{DS} ;

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,54$$

3. Periode yang nilainya $>$ dari T_s tetapi $\leq T_L$, respons spektral percepatan desain S_a , mengacu pada rumus :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Contoh penjabaran :

$$S_{D1} = 0,3807 \text{ detik}$$

$$T = 0,55 \text{ detik}$$

Sehingga

$$S_a = \frac{0,3807}{0,55} = 0,692 \text{ detik}$$

4. Periode yang nilainya $>$ dari T_L , respon spektral percepatan desain S_a , mengacu pada rumus:

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

Contoh penjabaran :

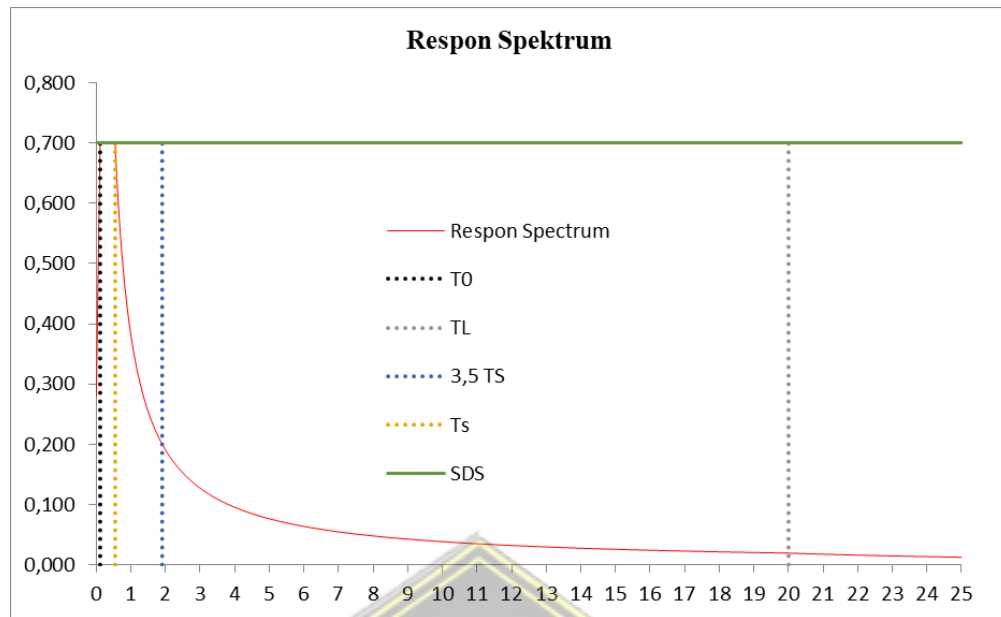
$$S_{D1} = 0,3807 \text{ detik}$$

$$T = 0,58 \text{ detik}$$

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

Sehingga

$$S_a = 0,019 \text{ detik}$$



Gambar 4.12 Respons Spektrum

4.3.2.6 Faktor R , Ω_o dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

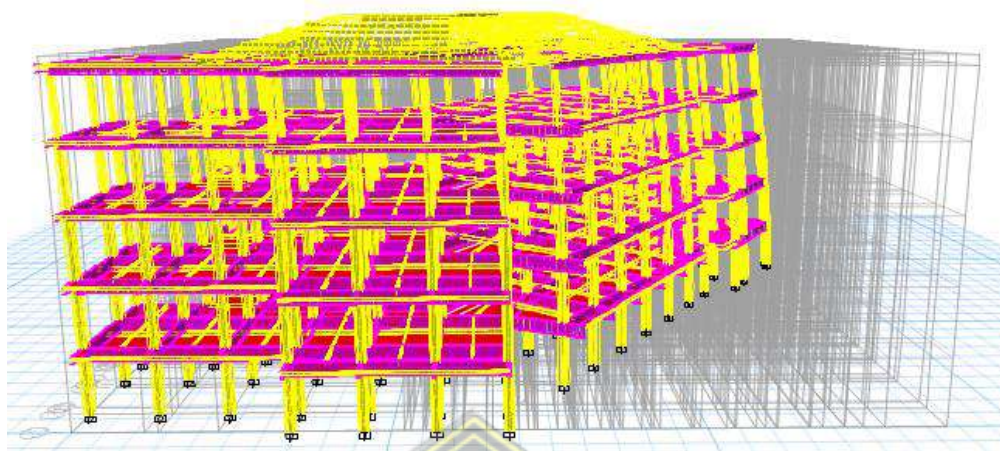
Pentingnya gaya aksial berbanding lurus dengan tinggi sebuah bangunan. maka, sistem penahan gaya gempa harus berdasarkan pada *limit* sistem struktur serta *limit* ketinggian struktur. Koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat-lebih (Ω_o) serta koefisien amplikasi defleksi (C_d) merupakan faktor – faktor yang berpengaruh terhadap sistem penahan gaya gempa.

Dalam perancangan gedung hotel 5 lantai digunakan SRPMK.

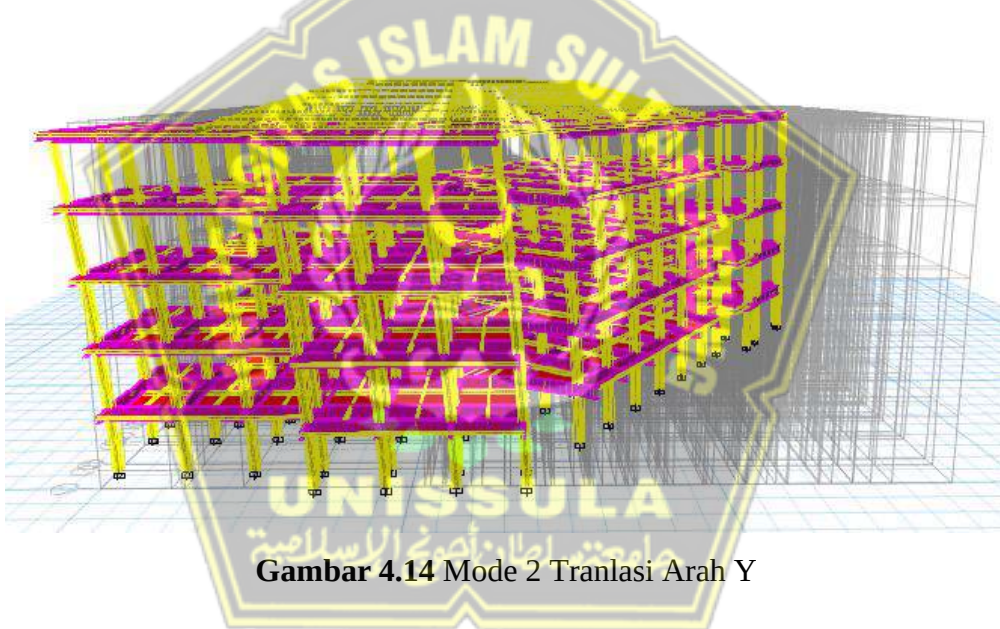
Sesuai SNI nomor 1726 – 2019, untuk nilai R , Ω_o dan C_d perancangan sistem penahan pada gaya gempa serta kategori pada desain seismik D maka data (TB) yang dipakai adalah sistem rangka pemikul momen khusus dengan nilai :

1. Koefisien Modifikasi Respon (R) = 8
2. Faktor Pembesaran Defleksi (Ω_o) = 3
3. Faktor Kuat Lebih (C_d). = 5,5

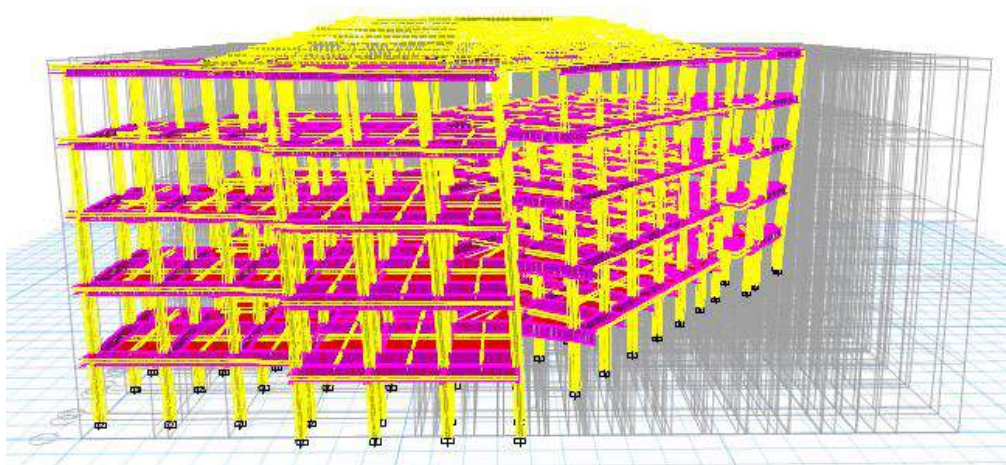
4.3.2.7 Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur



Gambar 4.13 Mode 1 Tranlasi Arah X



Gambar 4.14 Mode 2 Tranlasi Arah Y



Gambar 4.15 Mode 3 Rotasi

Tabel 4.15 Cek Periode Getar

Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
	sec				
1	0,957	0,572	0,295	0	0,132
2	0,881	0,4	0,568	0	0,032
3	0,812	0,045	0,148	0	0,807

Pemodelan 3 dimensi yang dilakukan minimal 3 derajat kebebasan terpenuhi terdiri dari dua arah translasi dan rotasi boleh terjadi pada mode ke – 3 menurut pasal 7.7.3 pada SNI 1726-2019. Berdasarkan hasil analisis ragam getar struktur dari tabel diatas, mode 1 dan mode 2 yang terjadi translasi arah X dan Y sedangkan pada mode 3 terjadi arah rotasi. Dengan demikian, ragam getar bangunan telah sesuai SNI 1726 tahun 2019 pasal 7.7.3. tabel diatas menjelaskan prosentasi bahwa pada mode 1 dominan ke arah X sebesar 57%, mode dua dominan translasi arah Y sebesar 57% dan pada mode 3 rotasi sebesar 80%

4.3.2.8 Periode Getar Struktur

Periode pada fundamental struktur, T pada arah orthogonal harus didapatkan dengan memakai tipe struktur serta karakteristik deformasi pada elemen pemikul pada analisis yang memenuhi syarat, periode fundamental struktur, T harus kurang dari hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a yang ditunjukkan sesuai

dengan jenis sistem struktur, percepatan periode 1 detik S_{D1} dan ketinggian bangunan (SNI 1726-2019 pasal 7.8.2)

Tabel 4.16 Periode Fundamental Struktur

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

Untuk parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} yang telah didapatkan yaitu 0,3807. Dengan demikian nilai koefisien C_u sesuai tabel yaitu 1,4.

Tabel 4.17 Tipe Struktur

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismik yang ditentukan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik :		
Rangka baja pemikul momen	0,00724	0,8

Berdasarkan tabel diatas mendapatkan nilai :

1. $C_t = 0,0724$

2. $x = 0,8$

1. Penentuan batas bawah periode getar struktur

$$T_{amin} = C_t \times H_n^x$$

Dimana

$$T_{amin} = \text{Periode Batas Bawah (s)}$$

$$C_t = \text{Koefisien Batas Bawah}$$

H_n = Ketinggian Total Struktur (m)

x = Koefisien Tipikal Struktur

Sehingga :

$$\begin{aligned} T_{a\min} &= 0,0724 \times 22,7^{0,8} \\ &= 0,880 \text{ detik} \end{aligned}$$

2. Penentuan Batas Atas Periode Getar Struktur

$$T_{a\max} = C_u \times T_a$$

Dimana

$T_{a\max}$ = Periode Batas Atas (s)

T_a = Periode Batas Bawah (s)

C_u = Koefisien pada Batas Atas

Sehingga

$$\begin{aligned} T_{a\max} &= 1,4 \times 0,880 \\ &= 1,232 \text{ detik} \end{aligned}$$

Tabel 4.18 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0,957	1,045	6,5649	43,0976
Modal	2	0,881	1,135	7,1286	50,8167
Modal	3	0,812	1,232	7,7396	59,9007

Berdasarkan tabel diatas, didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Periode getar arah X = 0,957 < $T_{a\max}$ = 1,232 detik
2. Periode getar arah Y = 0,881 < $T_{a\max}$ = 1,232 detik
3. Periode getar arah X = 0,957 > $T_{a\min}$ = 0,880 detik
4. Periode getar arah Y = 0,881 > $T_{a\min}$ = 0,880 detik

Periode getar arah X < $T_{a\max}$, dengan demikian periode batas atas yang digunakan adalah 0,948. Untuk periode getar arah Y > $T_{a\min}$, dengan demikian periode yang digunakan adalah periode batas bawah = 0,881 detik.

4.3.2.9 Partisipasi Massa Struktur

Analisis diharuskan menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk menentukan partisipasi massa raga, terkombinasi 100% dari massa struktur (SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.1). Tabel dibawah ini menunjukkan partisipasi pada massa ragam terkombinasi mencapai 100% dari massa struktur.

Tabel 4.19 Partisipasi Massa Struktur

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

Berdasarkan tabel tersebut partisipasi massa struktur sampai mencapai 100% sehingga sudah mengacu pada kriteria yang disebutkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.1.

4.3.3 Gaya Lateral Ekuivalen

4.3.3.1 Perhitungan Keofisien Respons Seismik

Mengacu kerriteria SNI 1726-2019 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismic, C_s harus mengacu pada rumus :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.75)$$

Dimana :

C_s = Koefisien respons seismic desain

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

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan pada gempa

Diketahui,

S_{DS} = 0,701 detik

R = 8

I_e = 1

Sehingga :

$$C_s = \frac{0,701}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,088$$

1. Perhitungan C_s maks arah X

$$C_{smax\ x} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.76)$$

Dimana

$C_{s\ max\ x}$ = Koefisien respons seismic untuk arah X

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

R = Koefisien modifikasi gempa

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah X yang digunakan $T > T_{min}$

Diketahui,

S_{DS} = 0,701 detik

R = 8

I_e = 1

T = 0,948 detik

Sehingga :

$$C_{smax\ x} = \frac{0,701}{0,948\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0497$$

Didapatkan hasil $C_s\ maks \geq C_s\ desain$, Karena nilai $C_s\ maks$ arah X lebih besar dari sama dengan $C_s\ desain$ dengan demikian C_s arah X yang digunakan 0,0497

2. Perhitungan C_s maks arah Y

$$C_{smax\ y} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.76)$$

Dimana

$C_{s\ max\ y}$ = Koefisien respons seismic untuk arah Y

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

R = Koefisien modifikasi gempa

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah Y yang digunakan

Diketahui,

S_{DS} = 0,701 detik

R = 8

I_e = 1

T = 0,880 detik

Sehingga :

$$C_{smax} Y = \frac{0,701}{0,880 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,054$$

Didapatkan nilai $C_{smax} Y < C_s$ desain, maka $C_{smax} Y$ dapat digunakan.

3. Penentuan Nilai k

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

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

$$k_x = 0,5 \times 0,948 + 0,75$$

$$k_x = 1,2285$$

Interpolasi nilai k untuk arah y nilai periode desain pada rentang 0,5 kurang dari T kurang dari 2,5 :

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

$$k_y = 0,5 \times 0,880 + 0,75$$

$$k_y = 1,1905$$

Tabel 4.20 Rekapitulasi Analisis Statik Ekuivalen

Analisis Statik Ekuivalen			Keterangan
Koefisien Respon Seismik	$C_s = S_{DS}/(R/I_e)$	0,088	
	$C_{sx} = S_{DS}/(T^*(R/I_e))$	0,0471	Dipakai arah x
	$C_{sy} = S_{D1}/(T^*R/I_e)$	0,054	Dipakai arah y
	$C_{smin} = 0,044 * S_{DS} * I_e$	0,031	
	$K_x = 0,5 < T < 2,5$	1,2285	
	$k_y = 0,5 < T < 2,5$	1,1905	

4.3.3.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik, V, pada arah yang ditentukan harus mengacu pada SNI 1726-2019 pasal 7.81 :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots(2.78)$$

Keterangan :

C_{sx} = Koefisien respon seismic yang dipakai arah x = 0,0471

C_{sy} = Koefisien respon seismic yang dipakai arah y = 0,054

W = Berat seismic efektif yang diperoleh dari perhitungan manual berat perantai.

Tabel 4.21 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

LANTAI	X	Y
Lantai 2	9584,98	9584,98
Lantai 3	9626,87	9626,87
Lantai 4	9198,989	9198,989
Lantai 5	8576,877	8576,877
Atap	1670,335	1670,335
Jumlah	38658,05	38658,05

Dari tabel diatas didapatkan hasil berat efektif bangunan yaitu sebesar 38658,05 kN, sehingga :

$$V_x = 0,0471 \times 38658,05 = 1922,299 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,054 \times 38658,05 = 2088,127 \text{ kN}$$

4.3.3.3 Perhitungan Gaya Geser antar Tingkat

Distribusi gaya gempa lateral (F) pada tiap lantai mengacu

SNI 1726-2019 pasal 7.8.3 :

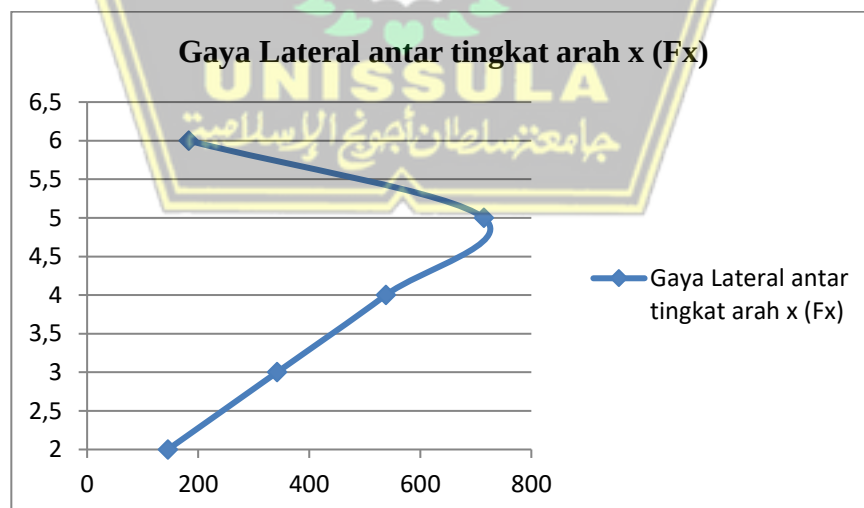
$$F = C_v \times V$$

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

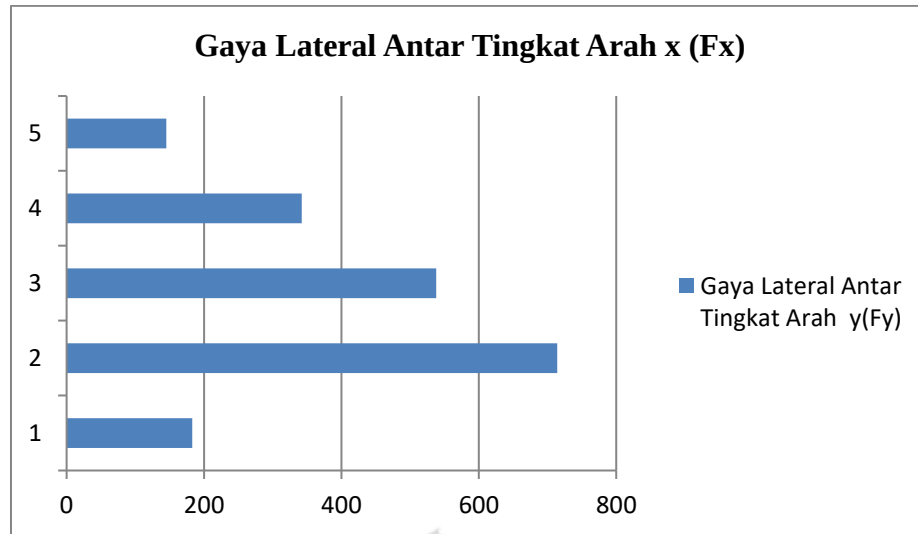
1. Perhitungan gaya geser antar tingkat arah x

Tabel 4.22 Perhitungan Gaya Geser antar Tingkat Arah x

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	k	Wi x hi^k (kN/m)	Cv	Fx
6	20	1670,335	1,2285	66239,79	0,095162	182,9302
5	16	8576,877		258577,4	0,371481	714,0968
4	12	9198,989		194766,5	0,279808	537,8743
3	8	9626,87		123860	0,177941	342,0564
2	4	9584,98		52628,61	0,075608	145,3411
Jumlah	60	38658,05		696072,3	1	1922,299



Gambar 4.16 Diagram Gaya Lateral antar Tingkat Arah x (Fx)



Gambar 4.17 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,2285$$

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

$$W_i = 9584,98 \text{ kN}$$

$$V_x = 1922,299 \text{ kN}$$

Dicari :

- Momen $W_i h_i^k$
- C_v
- Lateral arah X

Jawaban :

$$\begin{aligned} \text{a. Momen} &= W_i h_i^k \\ &= 9584,98 \times 4^{1,2285} \\ &= 52628,61 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

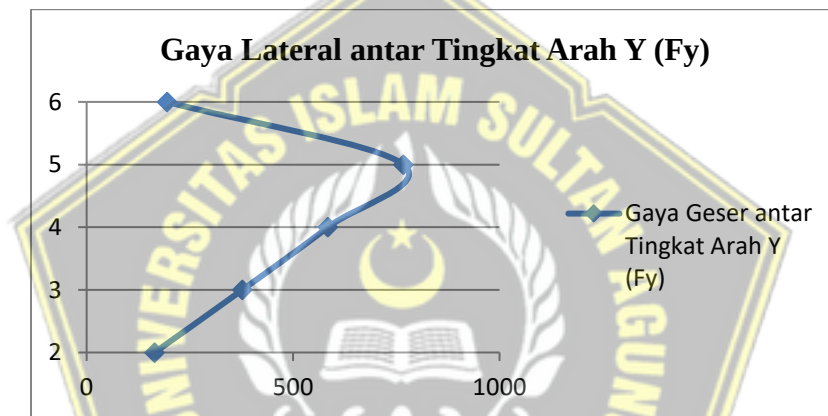
$$\begin{aligned} \text{b. } C_v &= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}} \\ &= \frac{52628,61}{696072,3} \\ &= 0,075 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Lateral arah X} &= C_v \times V \\ &= 0,075 \times 1922,299 \\ &= 145,3411 \text{ kN} \end{aligned}$$

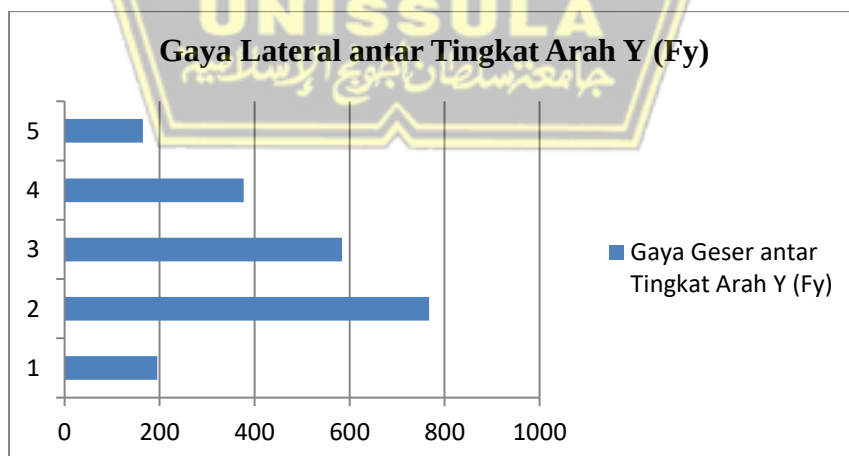
2. Perhitungan gaya geser antar tingkat arah y

Tabel 4.23 Perhitungan Gaya Geser antar Tingkat Arah y

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	k	Wi x hi ² /k (kN/m)	Cv	Fy
						Cv.V
6	20	1670,335	1,1905	59112,56	0,093322	194,8678
5	16	8576,877		232720,2	0,367398	767,1748
4	12	9198,989		177217	0,279775	584,2055
3	8	9626,87		114449,5	0,180683	377,2889
2	4	9584,98		49927,94	0,078822	164,5902
Jumlah	60	38658,05		633427,1	1	2088,127



Gambar 4.18 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y



Gambar 4.19 Diagram Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y

Contoh penjabaran perhitungan dari tabel diatas :

Diketahui :

$$k = 1,1905$$

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

$$W_i = 9584,98 \text{ kN}$$

$$V = 2088,127 \text{ kN}$$

Dicari :

- Momen $W_i h_i^k$
- C_v
- Lateral arah Y

Jawaban :

$$\begin{aligned} \text{a. Momen} &= W_i h_i^k \\ &= 9584,98 \times 4^{1,1905} \\ &= 59112,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } C_v &= \frac{\text{Momen}}{\text{Momen Total}} \\ &= \frac{59112,56}{633427,1} \\ &= 0,0788 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Lateral arah Y} &= C_v \times V \\ &= 0,0788 \times 2088,127 \\ &= 164,5902 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.3.3.4 Perhitungan Gaya Geser tiap Lantai

Gaya geser pada tiap – tiap lantai akibat beban gempa desain mengacu perhitungan SNI 1726-2019 pasal 7.8.4 :

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

Gaya geser merupakan komulatif nilai total gaya lateral ekivalen tiap lantai.

Tabel 4.24 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai

Lantai	Arah X (kN)		Arah Y (kN)	
	Fx	Vx	Fy	Vy
6	182,9302	182,9302	194,8678	194,8678
5	714,0968	897,0271	767,1748	962,0425

Lantai	Arah X (kN)		Arah Y (kN)	
	F _x	V _x	F _y	V _y
4	537,8743	1434,901	584,2055	1546,248
3	342,0564	1776,958	377,2889	1923,537
2	145,3411	1922,299	164,5902	2088,127

1. Perhitungan gaya geser per lantai arah X

Gaya geser lantai 6, $V_6 = F_6 = 182,93 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 5, $V_5 = V_6 + F_5 = 182,93 + 714,096 = 897,0271 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 4, $V_4 = V_5 + F_4 = 897,0271 + 537,8743 = 1434,901 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3 = 1434,901 + 377,2889 = 1923,532 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2 = 1923,532 + 145,3411 = 1922,299 \text{ kN}$

2. Perhitungan gaya geser per lantai arah Y

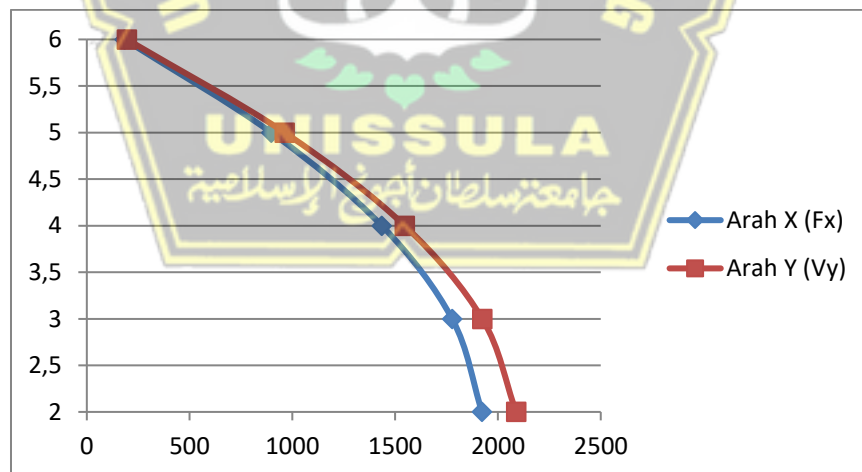
Gaya geser lantai 6, $V_6 = F_6 = 194,8678 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 5, $V_5 = V_6 + F_5 = 194,8678 + 767,1748 = 962,0425 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 4, $V_4 = V_5 + F_4 = 962,0425 + 584,2055 = 1546,248 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 3, $V_3 = V_4 + F_3 = 1546,248 + 377,2889 = 1923,537 \text{ kN}$

Gaya geser lantai 2, $V_2 = V_3 + F_2 = 1923,537 + 164,6902 = 2088,127 \text{ kN}$



Gambar 4.20 Gaya Geser Per Lantai

4.3.3.5 Skala Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statik – Dinamik

SNI 1726 tahun 2019 pasal 7.9.1.4.1 menyebutkan bahwa jika kombinasi respons pada gaya geser dasar pada hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dianalisis melalui metode static ekuivalen, oleh karenanya gaya itu harus dikalikan dengan V/V_t , yang mana V merupakan gaya geser dasar static ekuivalen serta V_t merupakan gaya geser dasar yang diperoleh 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 bantuan *software* ETABS, sedangkan untuk perhitungan gaya gempa statik dilakukan dengan cara manual dengan bantuan *software* EXCEL.

Tabel 4.25 Perhitungan Gempa Statik

Lantai	Statik		Dinamik	
	V_x	V_y	V_x	V_y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	182,9302241	194,867795	332,5143	318,304
5	897,0270721	962,042547	752,9517	759,4632
4	1434,901374	1546,24806	1059,2477	1095,4429
3	1776,957752	1923,53695	1290,9363	1334,4127
2	1922,298853	2088,12713	1425,454	1445,7723

Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa gaya geser gempa dinamik jika dibandingkan dengan gaya geser gempa statik hasilnya masih lebih kecil, oleh karena itu perlu dilakukan perhitungan skala 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 :

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

Dimana :

$$g = \text{Percepatan gravitasi} = 9,8 \text{ m/s}^2$$

I_e = Faktor keutamaan gempa = 1

R = Koefisien modifikasi respon = 8

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor} &= \frac{9,81 \times 1}{8} \\ &= 1,22625 \end{aligned}$$

Hasil dari skala awal yang digunakan untuk arah X dan Y

2. Perhitungan koreksi skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

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

Diketahui :

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Perhitungan koreksi skala arah X

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 = 2088,127 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 = 1425,454 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction} &= \frac{2088,127}{1425,454} \\ &= 1,464 \end{aligned}$$

Perhitungan koreksi skala arah Y

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 = 2088,127 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 = 1445,772 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction} &= \frac{2088,127}{1445,772} \\ &= 1,444 \end{aligned}$$

3. Perhitungan skala baru

Untuk perhitungan skala baru menggunakan persamaan :

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

Dimana :

Scale Factor = skala awal

V = gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = gaya geser dasar dinamik

Perhitungan skala baru arah X

Diketahui

Scale factor = 1,226

V = gaya geser dasar statik lantai 2 = 1922,299 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 = 1425,454 kN

Sehingga :

$$\text{New Scale Factor } X = 1,226 \frac{1922,299}{1425,454} = 1,653$$

Perhitungan skala baru arah Y

Diketahui

Scale factor = 1,226

V = gaya geser dasar statik lantai 2 = 2088,127 kN

V_t = gaya geser dasar dinamik lantai 2 = 1445,772 kN

Sehingga :

$$\text{New Scale Factor } Y = 1,226 \frac{2088,127}{1445,772} = 1,771$$

Tabel 4.26 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)
	V_x	V_y	V_x	V_y						
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)						
6	182,93	194,86	332,51	318,30	1,226	1,226	1,464	1,444	1,653	1,771
5	897,02	962,04	752,95	759,46						
4	1434,90	1546,24	1059,24	1095,44						
3	1776,95	1923,53	1290,93	1334,41						
2	1922,29	2088,12	1425,45	1445,77						

4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik

Dinamik Correction arah X = Dinamik arah X x Koreksi skala X

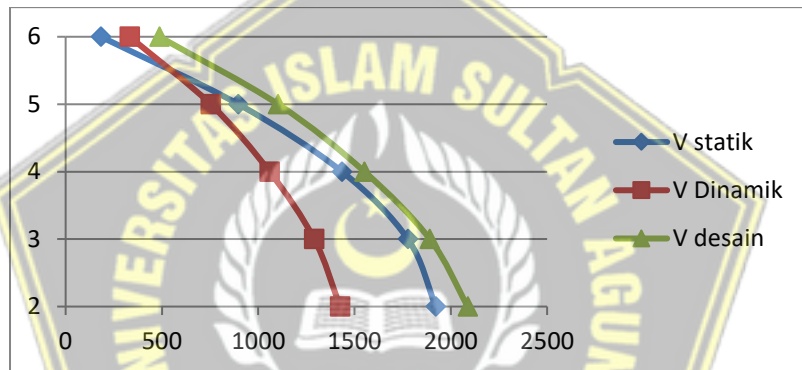
$$= 1425,45 \times 1,464$$

$$= 2088,1271 \text{ kN}$$

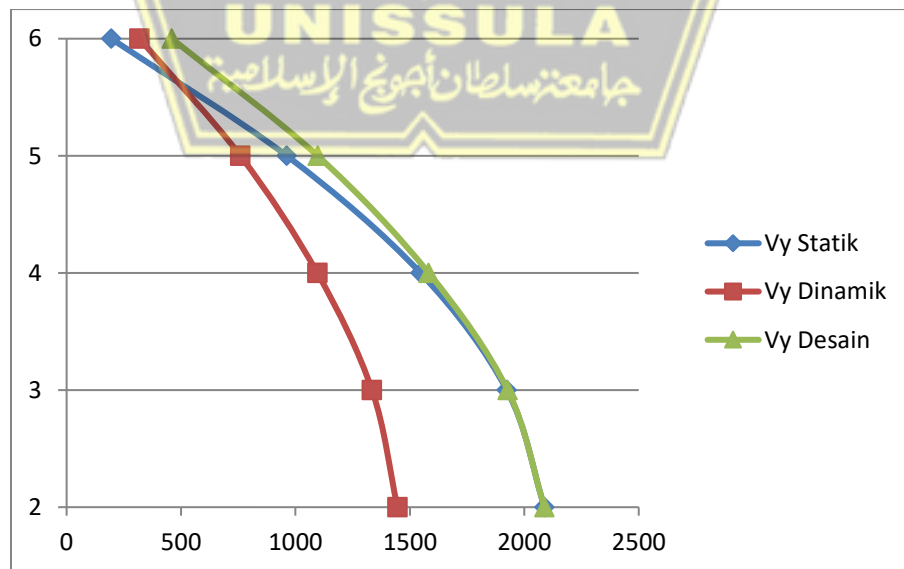
$$\begin{aligned}
 \text{Dinamik Correction arah Y} &= \text{Dinamik arah Y} \times \text{koreksi skala Y} \\
 &= 1445,77 \times 1,444 \\
 &= 2088,1271 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.27 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik

Lantai	Statik		Dinamik Correction		Gaya Geser Desain	
	V _x	V _y	V _x	V _y	V _x	V _y
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	182,9302	194,867795	487,095431	459,7261	487,0954	459,7261
5	897,0271	962,042547	1102,98815	1096,892	1102,988	1096,892
4	1434,901	1546,24806	1551,67677	1582,147	1551,677	1582,147
3	1776,958	1923,53695	1891,07408	1927,291	1891,074	1927,291
2	1922,299	2088,12713	2088,12713	2088,127	2088,127	2088,127



Gambar 4.21 Diagram Geser Komulatif Arah X



Gambar 4.22 Diagram Geser Komulatif Arah Y

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

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

a. Perhitungan gaya lateral desain arah X

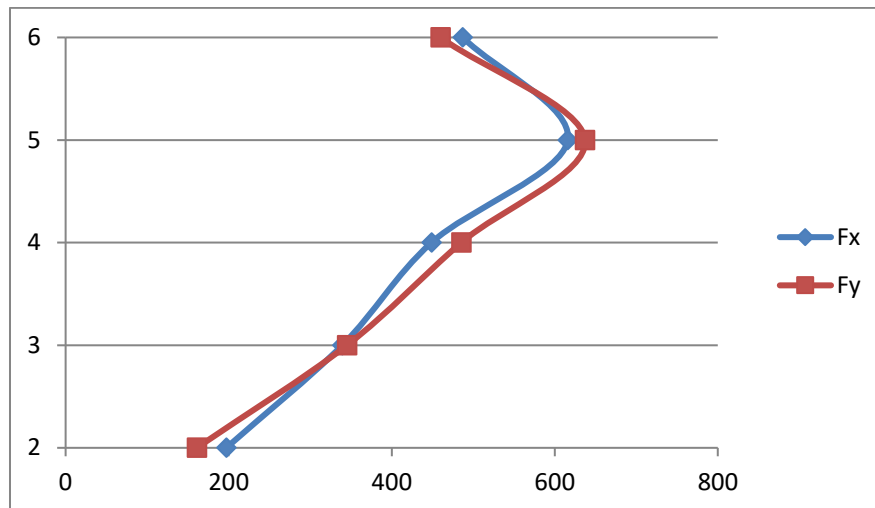
$$\begin{aligned} F_6 &= V_6 &&= 487,0954 \text{ kN} \\ F_5 &= V_5 - V_6 &&= 1102,988 - 487,092 = 625,8927 \text{ kN} \\ F_4 &= V_4 - V_5 &&= 1551,677 - 1102,988 = 448,6886 \text{ kN} \\ F_3 &= V_3 - V_4 &&= 1891,074 - 1551,677 = 339,3973 \text{ kN} \\ F_2 &= V_2 - V_3 &&= 2088,127 - 1891,074 = 197,0531 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Perhitungan gaya lateral desain arah Y

$$\begin{aligned} F_6 &= V_6 &&= 459,7261 \text{ kN} \\ F_5 &= V_5 - V_6 &&= 1096,892 - 459,7261 = 637,1657 \text{ kN} \\ F_4 &= V_4 - V_5 &&= 1582,147 - 1096,892 = 485,2551 \text{ kN} \\ F_3 &= V_3 - V_4 &&= 1927,291 - 1582,147 = 345,1438 \text{ kN} \\ F_2 &= V_2 - V_3 &&= 2088,127 - 1927,291 = 160,8365 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.28 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain

Gaya Geser Desain		Gaya Lateral Desain	
V _x	V _y	F _x	F _y
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
487,0954	459,7261	487,0954	459,7261
1102,988	1096,892	615,8927	637,1657
1551,677	1582,147	448,6886	485,2551
1891,074	1927,291	339,3973	345,1438
2088,127	2088,127	197,0531	160,8365



Gambar 4.23 Diagram Gaya Lateral Desain

4.3.3.6 Simpangan Antar Lantai

Simpangan yang terjadi pada antar tingkat desain (Δ) diharuskan dianalisa sebagai simpangan di pusat massa diatas serta dibawah tingkat arah X dan Y (SNI 1726 tahun 2019 pasal 7.8.6). Pada simpangan pada antar tingkat desain (Δ) harus kurang dari simpangan antar tingkat izin (Δ_a) (SNI 1726 tahun 2019 pasal 7.12.1)

Berdasarkan Tabel 2.10 Simpangan yang terjadi antar Tingkat Izin untuk kategori tipe struktur, digunakan kategori semua sistem lainnya dengan nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a) 0,02.

Faktor redundansi ρ , harus digunakan dikedua arah orthogonal pada semua sistem pada struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain seismik D, nilai ρ harus sebesar 1,3.

1. Perhitungan Simpangan antar Lantai pada arah X

Perhitungan simpangan antar lantai arah X (lantai 6)

Diketahui :

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

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

$$\text{Displacement } (\delta) = \text{hasil analisis software Etabs}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 (\Delta) \text{ izin/ Drift limit} &= \frac{h \times 0,02}{1,3} \\
 &= \frac{4000 \times 0,02}{1,3} \\
 &= 61,538 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

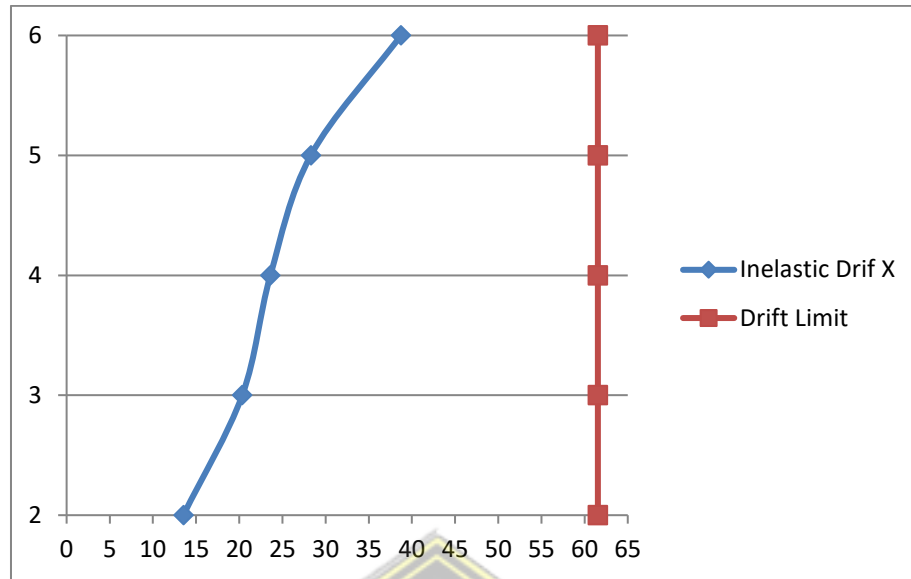
$$\begin{aligned}
 (\Delta)_{xe} \text{ Elastic Drift}_6 &= \Delta_6 - \Delta_5 \\
 &= 22,635 - 15,593 \\
 &= 7,042 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (\Delta)_x \text{ Inelastic Drift}_6 &= (\Delta)_{xe} \times C_d \\
 &= 7,042 \times 5,5 \\
 &= 38,731 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dikatakan aman apabila $\Delta_x < \Delta_{\text{izin}}$

Tabel 4.29 Simpangan antar Lantai Pada Arah X

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH X						
Simpangan Antar Tingkat Izin		$\Delta_a =$		0,02	h	
Faktor Redunsansi		$\rho =$		1,3	KDS "D"	
Story Drift Inelastik Izin		$\Delta_{\max}$		Δ / ρ		
		$\Delta_{\max}$		0,02		
Faktor Pembesaran Defleksi		$C_d =$		5,5		
Faktor Keutamaan Gempa		I_e		1		
Story Drift Inelastik		$\Delta = \delta$		$*C_d/I_e$		
Story	h	Displacement δ_e	Elastic Drift δ_e	Inelasitic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
6	4000	22,635	7,042	38,731	61,53846154	aman
5	4000	15,593	5,143	28,286	61,53846154	aman
4	4000	10,45	4,292	23,606	61,53846154	aman
3	4000	6,158	3,699	20,3445	61,53846154	aman
2	4000	2,459	2,459	13,5245	61,53846154	aman



Gambar 4.24 Simpangan antar Lantai Arah X

2. Perhitungan Simpangan antar Lantai pada Arah Y

Perhitungan simpangan antar lantai arah Y (lantai 6)

Diketahui :

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

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

Displacement (δ) = hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$(\Delta) \text{ izin/ Drift limit} = \frac{h \times 0,02}{1,3}$$

$$= \frac{4000 \times 0,02}{1,3}$$

$$= 61,538 \text{ mm}$$

$$(\Delta)_{xe} \text{ Elastic Drift}_6 = \Delta_6 - \Delta_5$$

$$= 28,219 - 17,323$$

$$= 10,896 \text{ mm}$$

$$(\Delta)_x \text{ Inelastic Drift}_6 = (\Delta)_{xe}_6 \times C_d$$

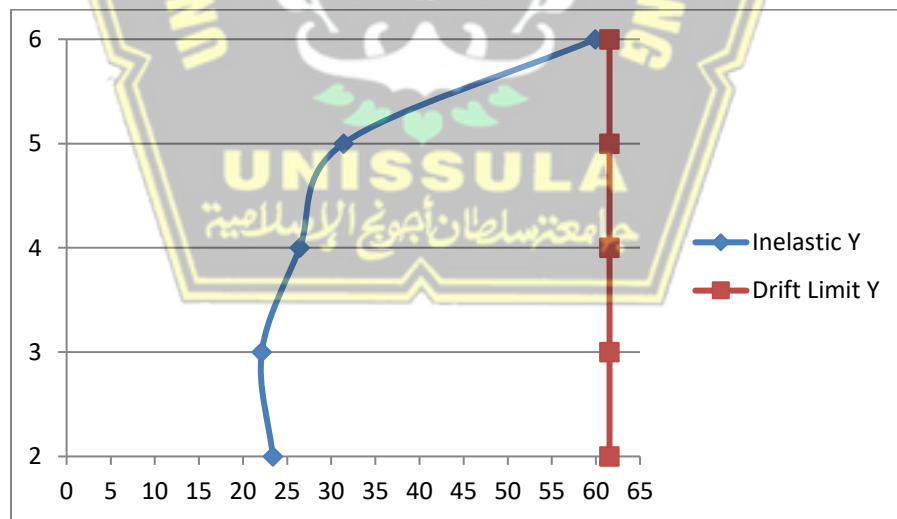
$$= 10,896 \times 5,5$$

$$= 59,928 \text{ mm}$$

Dikatakan aman apabila $\Delta_x < \Delta_{\text{izin}}$

Tabel 4.30 Simpangan antar Lantai Arah Y

SIMPANGAN ANTAR LANTAI ARAH Y						
Simpangan Antar Tingkat Izin			$\Delta a =$	0,02	h	
Faktor Redunsansi			$\rho =$	1,3	KDS "D"	
Story Drift Inelastik Izin			Δ_{max}	Δ / ρ		
			Δ_{max}	0,02		
Faktor Pembesaran Defleksi			$C_d =$	5,5		
Faktor Keutamaan Gempa			I_e	1		
Story Drift Inelastik			$\Delta = \delta$	$*C_d/I_e$		
Story	h	Displacement δ_e	Elastic Drift δ_e	Inelastitic Drift (Δ)	Drift Limit	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
6	4000	28,219	10,896	59,928	61,53846154	aman
5	4000	17,323	5,706	31,383	61,53846154	aman
4	4000	11,617	4,804	26,442	61,53846154	aman
3	4000	6,813	4,021	22,115	61,53846154	aman
2	4000	2,792	4,25	23,375	61,53846154	aman



Gambar 4.25 Simpangan antar Lantai Arah Y

4.3.3.7 Cek Kestabilan Struktur Akibat Gempa

Untuk mengetahui layan bangunan tidak hanya dari menentukan simpangan antar lantai juga harus mengetahui tingkat kestabilan struktur yang terjadi akibat gempa. Pengaruh yang terjadi pada P-delta pada geser tingkat serta momen, gaya serta momen elemen pada struktur yang dihasilkan dan juga simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan apabila koefisien stabilitas (θ) seperti yang diisyaratkan oleh rumus berikut $\leq 0,1$.

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

Keterangan :

P_x = Hasil analisis *software* Etabs

V_x dan V_y = Gaya gempa dinamik desain

I_e = Faktor keutamaan gempa (1)

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai 4000 mm

Koefisien stabilitas (θ) kurang dari ($\theta_{\max}$) diisyaratkan sebagai berikut :

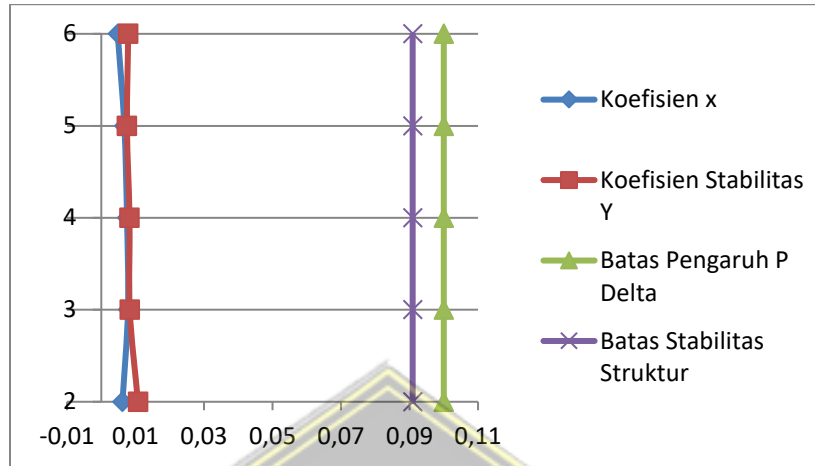
$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

Dimana β merupakan rasio yang dibutuhkan geser pada kapasitas geser yang diizinkan secara konservatif diambil 1,0.

Tabel 4.31 Kontrol Efek P delta

Kontrol Efek P Delta											
Lantai i	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur,	Cek
	ΔX	ΔV	P	Vx	Vy		θX	θV			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
6	38,7	59,9	1325,9	487,09	459,72	4000	0,004	0,0078	0,1	0,09090	Aman
	3	2	2	5	6		7			9	
5	28,2	31,3	5763,4	1102,9	1096,8	4000	0,006	0,0075	0,1	0,09090	Aman
	8	8	9	9	9		7			9	
4	23,6	26,4	10846,	1551,6	1582,1	4000	0,007	0,0082	0,1	0,09090	Aman
	0	2	7	8	5		5			9	
3	20,3	22,1	15929,	1891,0	1927,2	4000	0,007	0,0083	0,1	0,09090	Aman
	4	1	8	7	9		8			9	
2	13,5	23,3	21013	2088,1	2088,1	4000	0,006	0,0106	0,1	0,09090	Aman
	2	7		3	3		1	9		9	

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, stabilitas struktur arah x ($\theta_{\max}$). Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa sudah sesuai.



Gambar 4.26 Efek P-Delta

Contoh perhitungan cek kestabilan struktur akibat beban gempa

1. Perhitungan arah X (θ_X) lantai 6

Diketahui :

$$P_{x6} = 1325,92 \text{ kN}$$

$$V_{x6} = 487,095 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x6} = 38,731 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

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

Sehingga :

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

$$\theta = \frac{1325,92 \times 38,731 \times 1}{487,09 \times 4000 \times 5,5}$$

$$= 0,0047$$

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

$$0,0047 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0059 \leq 0,0909 \text{ (Aman)}$$

2. Perhitungan arah Y (θ_Y) lantai 6

Diketahui :

$$P_{y6} = 1325,92 \text{ kN}$$

$$V_{y6} = 459,726 \text{ kN}$$

$$\Delta_{y6} = 59,928 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$C_d = 5,5$$

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

Sehingga :

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

$$\theta = \frac{1325,92 \times 59,928 \times 1}{459,726 \times 4000 \times 5,5}$$
$$= 0,0078$$

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

$$0,0078 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \right) \leq 0,25$$

$$0,0078 \leq 0,0909 \text{ (Aman)}$$

4.3.3.8 Cek Ketidakberaturan Struktur

Struktur harus dikategorikan beraturan maupun tidak beraturan sesuai pasal SNI 1726-2019, meliputi ketidakberaturan struktur horizontal dan vertikal.

1. Ketidakberaturan Horizontal

a. 1. Ketidakberaturan Torsi A

Dikatakan iya apabila simpangan yang terjadi antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga $A_x = 1,0$ disalah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu lebih 1,2 kali simpangan yang terjadi antar tingkat rata – rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal – pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

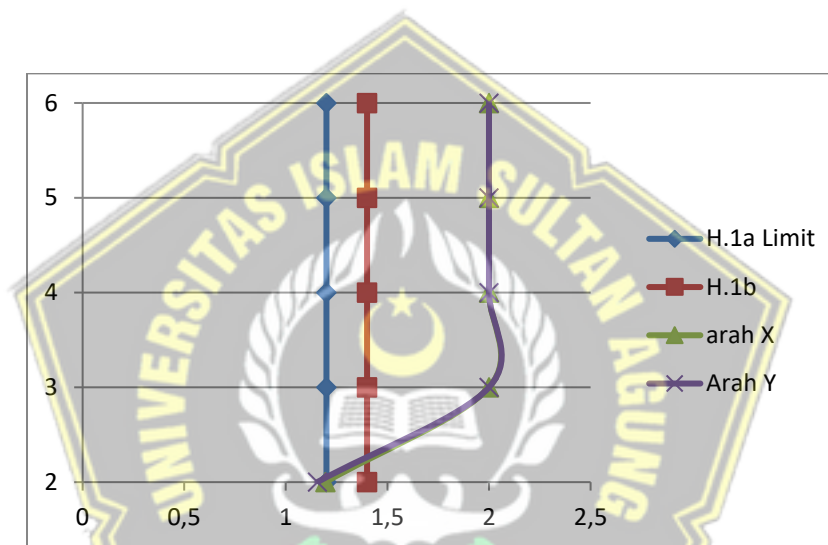
2. Ketidakberaturan Torsi B

Dikatakan iya apabila simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu nilainya lebih dari 1,4 kali

simpangan antar tingkat rata – rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal – pasal refrensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Tabel 4.32 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y		Syarat	
	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek	Horizontal 1a	Horizontal 1b
6	2	H.1b	2	H.1b	1,2	1,4
5	2	H.1b	2	H.1b	1,2	1,4
4	2	H.1b	2	H.1b	1,2	1,4
3	2	H.1b	2	H.1b	1,2	1,4
2	1,157	OKE	1,513	H.1b	1,2	1,4



Gambar 4.27 Diagram Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B arah X dan Y

Mengacu hasil analisis yang telah dilakukan diatas, dapat disimpulkan bahwa :

1. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata – rata (Δ_{avg}) lebih besar 1,2, maka termasuk kedalam ketidakberaturan 1a. Dari hasil analisis pada tabel, tidak ditemukan hasil $\Delta_{max} / \Delta_{avg}$ lebih dari 1,2 . Dengan demikian, ketidakberaturan ini dinyatakan tidak ada.
2. Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum (Δ_{max}) dibagi dengan simpangan antar lantai rata – rata (Δ_{avg}) lebih besar 1,4, maka termasuk ketidakberaturan torsi 1b. Dari analisis tabel diatas

hasil lebih dari 1,4 (lantai 3 – lantai 6) pada yang ditinjau. dengan demikian, ketidakberaturan ini dinyatakan ada.

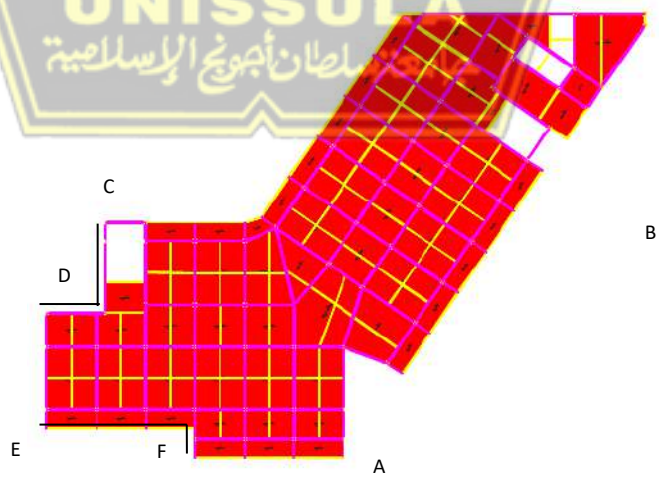
Dikarenakan tergolong masuk pada ketidakberaturan 1b maka struktur hotel termasuk pada ketidakberaturan 1b.

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Dikatakan iya apabila kedua dimensi proyek denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau serta dapat dilihat pada tabel dibawah.

Tabel 4.33 Perhitungan pada Lantai 2 – lantai 5

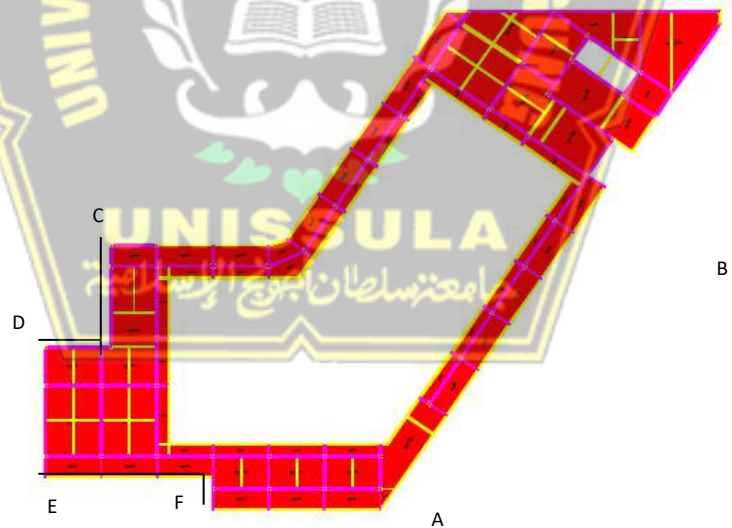
Lx(A)	=	48,336	m	7,2504
Ly(B)	=	35,917	m	5,38755
Dimensi Sudut		/A;B	Cek	
			15%	2 Sudut dalam
C	7,332	0,204137	Tidak Ada	oke
D	4,693	0,097091	Tidak Ada	(tidak ada)
E	12	0,248262	Tidak Ada	oke
F	2,36	0,065707	Tidak Ada	(tidak ada)
g	11,307	0,233925	Tidak Ada	oke
h	19,037	0,530028	Tidak Ada	(tidak ada)



Gambar 4.28 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada Lantai 2 – lantai 5

Tabel 4.34 Perhitungan pada Lantai Dak

Lx(A)	=	48,336	m	7,2504
Ly(B)	=	35,917	m	5,38755
Letak Sudut		/A;B	Cek	
			15%	2 Sudut Dalam
C	7,332	0,204137	Tidak ada	Oke (Tidak Ada)
D	4,693	0,097091	Tidak ada	Oke (Tidak Ada)
E	12	0,248262	Tidak ada	Oke (Tidak Ada)
F	2,36	0,065707	Tidak ada	Oke (Tidak Ada)
g	11,307	0,233925	Tidak ada	Oke (Tidak Ada)
h	19,037	0,530028	Tidak ada	Oke (Tidak Ada)



Gambar 4.29 Ketidakberaturan Sudut Dalam pada Lantai Dak

Berdasarkan dari hasil analisis diatas, kedua dimensi proyek denah dari struktur tidak lebih dari 15% dimensi denah struktur dari arah yang akan

ditinjau. Dengan demikian, struktur Hotel tidak memiliki ketidakberaturan tersebut.

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan tersebut iya apabila terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

Tabel 4.35 Perhitungan pada Lantai Dak

Perhitungan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma					
Lantai	Atotal (m ²)	Abukaan (m ²)	50% Atotal	%	Keterangan
2	835,36	45,68	417,68	5%	Tidak Ada
3	835,36	45,68	417,68	5%	Tidak Ada
4	835,36	45,68	417,68	5%	Tidak Ada
5	835,36	45,68	417,68	5%	Tidak Ada
dak	856,59	456,04	428,295	53%	Ada

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

d. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

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

Semua kolom yang menerus pada struktur ini sehingga ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dinyatakan tidak ada.

e. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Dikatakan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Kolom pada struktur ini sejajar dengan sumbu X dan Y sehingga ketidakberaturan sistem non paralel dinyatakan tidak ada.

Tabel 4.36 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal

REKAPITULASI KETIDAKBERATURAN HORIZONTAL		
NO	Ketidakberaturan horizontal	Keterangan
1	1a	Ada
	1b	
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam	Tidak Ada
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	Ada
4	ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	Tidak Ada
5	ketidakberaturan sistem nonparalel	Tidak Ada

3. Ketidakberaturan Vertikal

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Dikatakan iya apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata – rata tingkat di atasnya.

b. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan

Dikatakan iya apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 70% kekakuan rata – rata tiga tingkat di atasnya.

Tabel 4.37 Ketidakberaturan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
6	112964,105		90590,321	
5	303621,939	Oke	185524,941	Oke
4	526884,559	Oke	312540,903	Oke
3	761218,353	Oke	437171.989	Oke
2	775569,789	Oke	601530,409	Oke

Berdasarkan hasil analisis pada tabel diatas dapat disimpulkan bahwa :

1. Pada setiap lantai rata – rata kekakuan tiga tingkat diatasnya tidak kurang dari 70% dan 80% dengan demikian ketidakberaturan ini dinyatakan tidak ada.
2. Untuk ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan juga dikatakan tidak ada karena tidak ditemukan suatu tingkat yang kekakuannya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat diatasnya kurang dari 70% kekakuan rata – rata tiga tingkat diatasnya.

Dengan demikian, untuk ketidakberaturan tingkat lunak 1a dan 1b tidak ada pada struktur Hotel.

c. Ketidakberaturan Massa

Dikatakan iya apabila massa efektif di sembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat disekitarnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

Tabel 4.38 Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
6	171210,65	(Atap)
5	876217,21	Tidak Oke
4	939341,37	Oke
3	983400,14	Oke
2	979012,32	Oke

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel diatas terdapat massa efektif pada suatu lantai yaitu lantai 5 yang lebih besar 150% dari massa efektif pada tingkat didekatnya. Dengan demikian, untuk ketidakberaturan massa didefinisikan ada.

d. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan ini dinyatakan iya apabila dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismic diseberang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismic tingkat didekatnya.

Tabel 4.39 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
6	300	
5	400	Tidak Oke
4	400	Oke
3	500	Oke
2	500	Oke

Poin Ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila dimensi elemen seperti kolom atau shearwall pada struktur yang dimensinya lebih besar 130% pada tingkat atas atau bawah. Dengan demikian, dikarenakan adanya ketidakberaturan vertikal yang lebih dari 130% yaitu pada lantai 5 maka ketidakberaturan geometri vertikal pada struktur ini didefinisikan ada.

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

Dinyatakan iya apabila 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 pada struktur ini bersifat menerus dari lantai dasar ke atas. Poin ini berlaku apabila ada kolom yang memiliki pergeseran ke kanan atau ke kiri dan tidak menerus. Dengan demikian, ketidakberaturan ini dinyatakan tidak ada.

f. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat.

Tabel 4.40 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Latreal Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
6	448,32		459,80	
5	1015,19	Oke	1097,07	Oke
4	1428,17	Oke	1582,40	Oke
3	1740,55	Oke	1827,60	Oke
2	1921,92	Oke	2088,46	Oke

Tabel 4.41 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Latreal Tingkat

REKAPITULASI KETIDAKBERATURAN Vertikal		
NO	Ketidakteraturan horizontal	Keterangan
1	1a	TIDAK ADA
	1b	
2	Ketidakteraturan berat(massa)	ADA
3	Keberaturan Geometri Vertikal	ADA
4	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Vertikal Pemikul Gaya Lateral	TIDAK ADA
5	5. Diskontinuitas ketidakberaturan lateral tingkat	TIDAK ADA

4.3.3.9 Cek Eksentrisitas

Mengacu SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.1 Karena adanya eksentrisitas antara letak pusat massa dan pusat kekakuan, untuk diafragma tidak fleksibel, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus memperhitungkan dampak momen puntir internal , Mt. Penempatan dan distribusi massa yang didukung oleh diafragma fleksibel harus diperhitungkan saat mendistribusikan gaya ke bagian vertikal.

Contoh perhitungan

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

Dimana:

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

δ_{avg} = Rata – rata perpindahan titik – titik terjuh struktur ditingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

Dimana nilai faktor pembesaran torsi (A_x) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlu lebih dari 3.

Nilai δ_{max} dan δ_{avg} didapatkan dari analisis melalui software ETABS V.20.

Sehingga didapatkan :

Analisis faktor pembesaran torsi arah x

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

$$A_x = \left(\frac{7,884}{1,2 \times 3,942} \right)^2$$

$$A_x = 2,77$$

Tabel 4.42 Faktor Pembesaran Torsi

Max Drift x	Avg Drift	Ax arah x
7,884	3,942	2,77
6,685	3,342	2,77
5,42	2,71	2,77
4,573	2,287	2,77
2,480	2,478	1

Tabel 4.43 Momen Torsi Arah X

Momen Torsi Arah X				
Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Ax	%	Ecc.(m)
6	2	2,777777778	13,89%	4,99
5	2	2,778609012	13,89%	4,99
4	2	2,777777778	13,89%	4,99
3	2	2,776563316	13,88%	4,99
2	1,157	1	4,65%	1,67

Analisis faktor pembesaran torsi arah x

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

$$A_x = \left(\frac{10,151}{1,2 \times 5,076} \right)^2$$

$$A_x = 2,77$$

Tabel 4.44 Faktor Pembesaran Torsi

Max Drift	Avg Drift	Ax arah y
mm	mm	
10,151	5,076	2,777230567
11,827	5,913	2,778247572
10,126	5,063	2,777777778
8,819	4,409	2,778407838
5,253	3,472	1,589618383

Tabel 4.45 Momen Torsi Arah Y

Momen Torsi Arah Y				
Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Ax	%	Ecc.(m)
6	2	2,77942	14%	6,71731
5	2	2,77915	14%	6,71664
4	2	2,77778	14%	6,71333
3	2	2,77927	14%	6,71695
2	1,155	0,91313	5%	2,20685

SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.2 menyatakan bahwa nilai torsi tak terduga senilai 5 %. Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, struktur gedung berada di kategori desain seismik D dan terdapat ketidakberaturan torsi 1a dan 1b pada arah X dan arah Y. Menurut SNI 1726 2019 pasal 7.8.4.3 Apabila gedung memiliki ketidak beraturan torsi 1a dan 1b dan berada di kategori desain seismik C,D,E dan F, maka perlu dilakukan faktor pembesaran torsi yang disebabkan oleh pembesaran momen akibat bergesernya pusat masa bangunan. Untuk hasil perhitungan faktor pembesaran torsi dan input hasil perhitngan pada software ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.46 dan 4.47. Dengan demikian, karena momen torsi sudah diperbesar, maka gaya gaya dalam yang terdapat pada elemen seperti balok dan kolom juga besar.

4.3.3.10 Cek Redundansi

Mengacu kriteria SNI 1726 2019 pasal 7.3.4.2 Struktur pada jenis desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabel 13, Tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan struktur ini masuk kedalam kategori desain seismik D dan mempunyai ketidakberaturan torsi horizontal 1b. Mengacu kriteria SNI 1726 2019 pasal 7.3.4.2 maka nilai faktor redundansi yang diambil sebesar 1,3.

4.3.3.11 Kombinasi Pembebanan

Ada dua kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur ini. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode ultimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi metode ultimit digunakan untuk pengecekan kapasitas penampang sedangkan metode beban layan digunakan untuk pengecekan kekuatan pondasi. Untuk kombinasi pembebanan dapat dilihat pada dibawah ini.

Tabel 4.46 Kombinasi Pembebanan Ultimit

No	Persamaan	DL	SIDL	LL	L _r	R	W	E _x	E _y
U1,1	1,4D	1,4	1,4						
U2,1	1,2D+1,6L+0,5L _r	1,2	1,2	2	0,5				
U2,2	1,2D+1,6L+0,5R	1,2	1,2	2		0,5			
U3,1	1,2D+1,6L _r	1,2	1,2	1	1,6				
U3,2	1,2D+1,6L _r +W	1,2	1,2		1,6		0,5		
U3,3	1,2D+1LL+1,6r	1,2	1,2	1		1,6			
U3,4	1,2D+1,6R+0,5W	1,2	1,2			1,6	0,5		
U3,5	1,2D+1,6R	1,2	1,2			1,6			
U4,1	1,2D+1LL+0,5 L _r	1,2	1,2	1	0,5		1		
U4,2	1,2D+1LL+0,5 L _r +1W	1,2	1,2	1	0,5				
U4,3	1,2D+1LL+0,5R	1,2	1,2	1		0,5	1		
U4,4	1,2D+1LL+0,5R+1w	1,2	1,2	1		0,5			
U5,1	0,9D+1W	0,9	0,9				1		
U6,1	(1,2+0,2SDS)D+1L+1,3Ex+0,39Ey	1,3401	1,3401	1				1,3	0,39
U6,2	(1,2+0,2SDS)D+1L+1,3Ex-0,39Ey	1,3401	1,3401	1				1,3	- 0,39
U6,3	(1,2+0,2SDS)D+1L-1,3Ex+0,39Ey	1,3401	1,3401	1				-1,3	0,39
U6,4	(1,2+0,2SDS)D+1L-1,3Ex-0,39Ex	1,3401	1,3401	1				-1,3	- 0,39
U6,5	(1,2+0,2SDS)D+1L+0,39Ex+1,3Ey	1,3401	1,3401	1				0,39	1,3
U6,6	(1,2+0,2SDS)D+1L-0,39Ex+1,3Ey	1,3401	1,3401	1				- 0,39	1,3
U6,7	(1,2+0,2SDS)D+1L+0,39Ex-1,3Ey	1,3401	1,3401	1				0,39	-1,3

No	Persamaan	DL	SIDL	LL	L _r	R	W	E _x	E _y
U6,8	$(1,2+0,2SDS)D+1L-0,39Ex-1,3Ey$	1,3401	1,3401	1				- 0,39	-1,3
U7,1	$(0,9-0,2SDS)D+1,3Ex+0,39Ey$	0,7599	0,7599					1,3	0,39
U7,2	$(0,9-0,2SDS)D+1,3Ex-0,39Ey$	0,7599	0,7599					1,3	- 0,39
U7,3	$(0,9-0,2SDS)D-1,3Ex+0,39Ey$	0,7599	0,7599					-1,3	0,39
U7,4	$(0,9-0,2SDS)D-1,3Ex-0,39Ey$	0,7599	0,7599					-1,3	- 0,39
U7,5	$(0,9-0,2SDS)D+0,39Ex+1,3Ey$	0,7599	0,7599					0,39	1,3
U7,6	$(0,9-0,2SDS)D-0,39Ex+1,3Ey$	0,7599	0,7599					- 0,39	1,3
U7,7	$(0,9-0,2SDS)D+0,39Ex-1,3Ey$	0,7599	0,7599					0,39	-1,3
U7,8	$(0,9-0,2SDS)D-0,39Ex-1,3Ey$	0,7599	0,7599					- 0,39	-1,3

Tabel 4.47 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	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		0,91	0,27
U5.2	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		0,91	-0,27
U5.3	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		-0,91	0,27
U5.4	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		-0,91	-0,27
U5.5	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		0,27	0,91
U5.6	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		0,27	-0,91
U5.7	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		-0,27	0,91
U5.8	$(1 + 0,14S_{DS})D \pm 0,7\rho Q_e$	1,098	1,098		-0,27	-0,91
U6.1	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	0,683	0,205
U6.2	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	0,683	- 0,205
U6.3	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	- 0,683	0,205
U6.4	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	- 0,683	- 0,205
U6.5	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525\rho Q_e +$	1,070	1,070	0,75	0,205	0,683

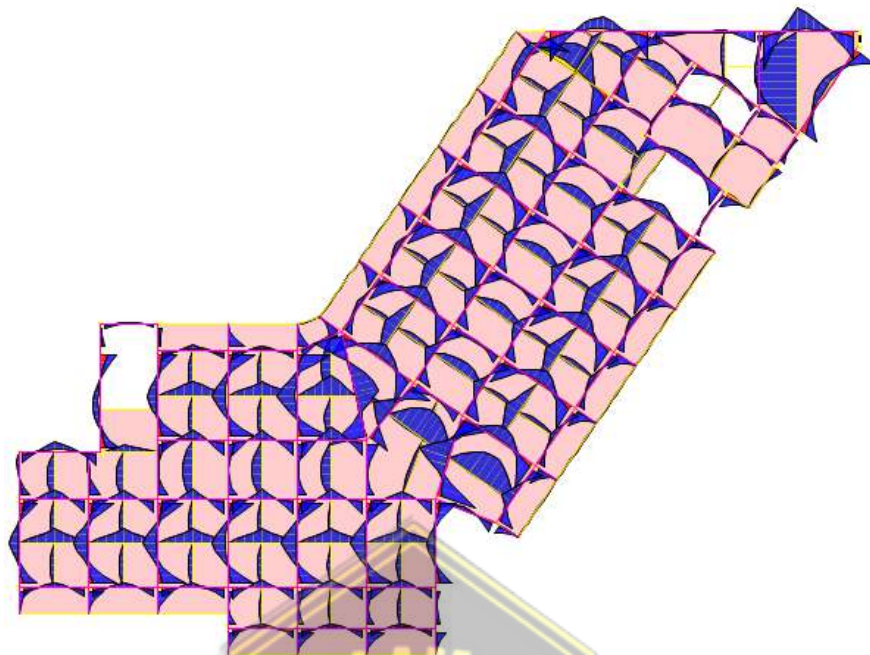
NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
	$0,75L$					
U6.6	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525pQ_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	0,205	- 0,683
U6.7	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525pQ_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	- 0,205	0,683
U6.8	$(1 + 0,10S_{DS})D \pm 0,525pQ_e + 0,75L$	1,070	1,070	0,75	- 0,205	- 0,683
U7.1	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		0,91	0,27
U7.2	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		0,91	-0,27
U7.3	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		-0,91	0,27
U7.4	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		-0,91	-0,27
U7.5	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		0,27	0,91
U7.6	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		0,27	-0,91
U7.7	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		-0,27	0,91
U7.8	$(0,6 - 0,14S_{DS})D \pm 0,7pQ_e$	0,502	0,502		-0,27	-0,91

4.4 Hasil Analisa Struktur

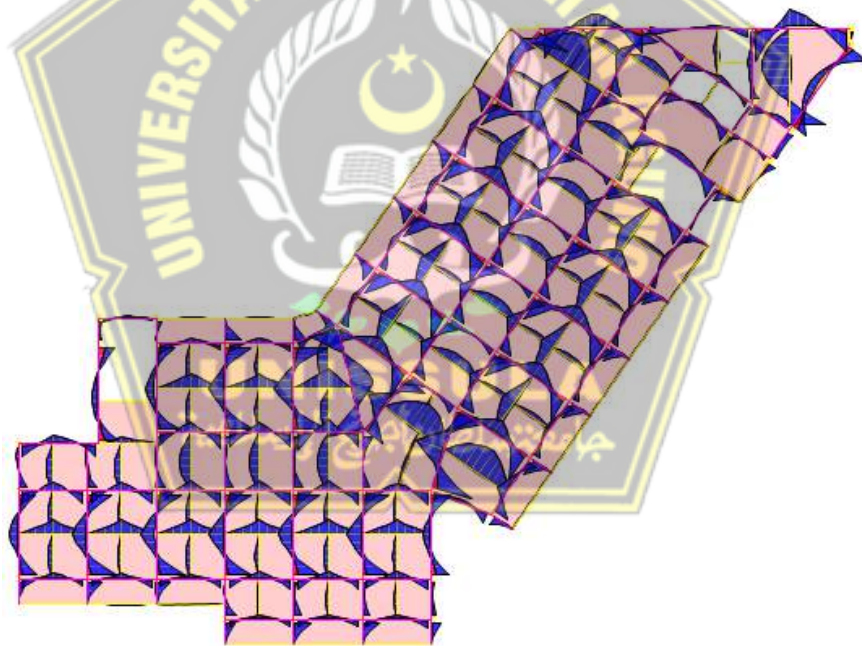
Berikut merupakan hasil analisa struktur dari perancangan Gedung Hotel 5 lantai dengan struktur komposit menggunakan *software* Etabs V20.

4.4.1 Momen

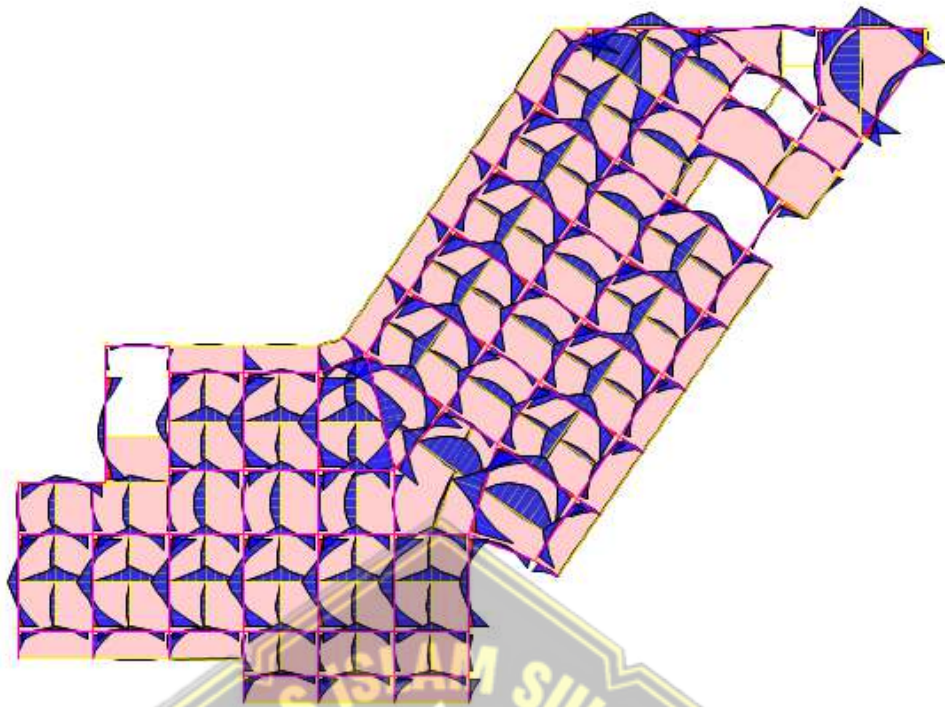
Momen merupakan hasil gaya dikali jarak. Berikut merupakan momen yang terjadi pada struktur :



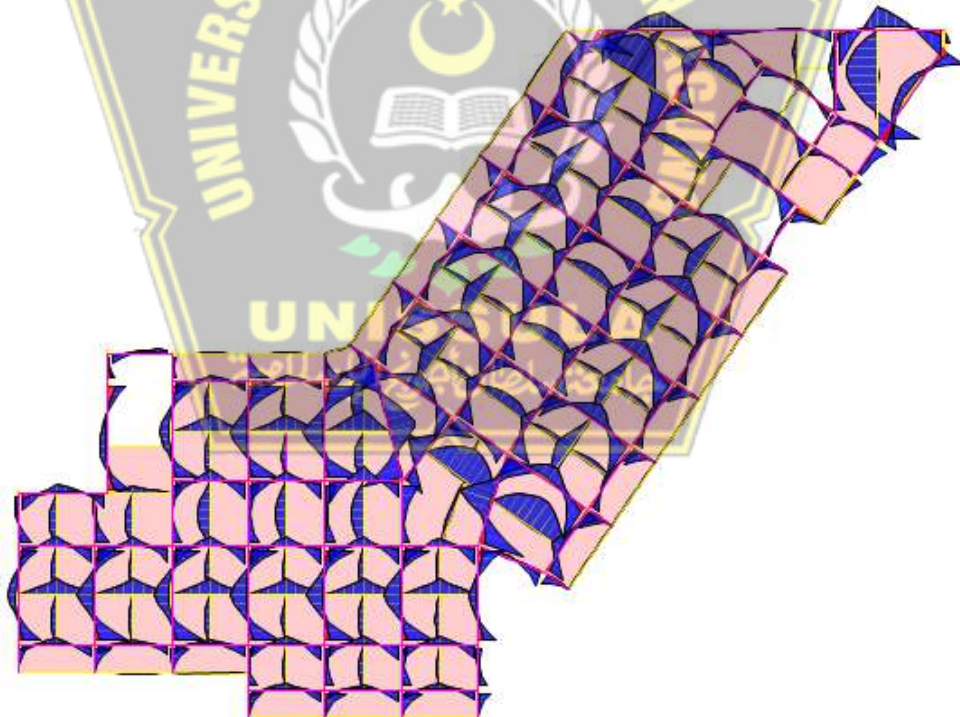
Gambar 4.30 Nilai Momen Lantai 2



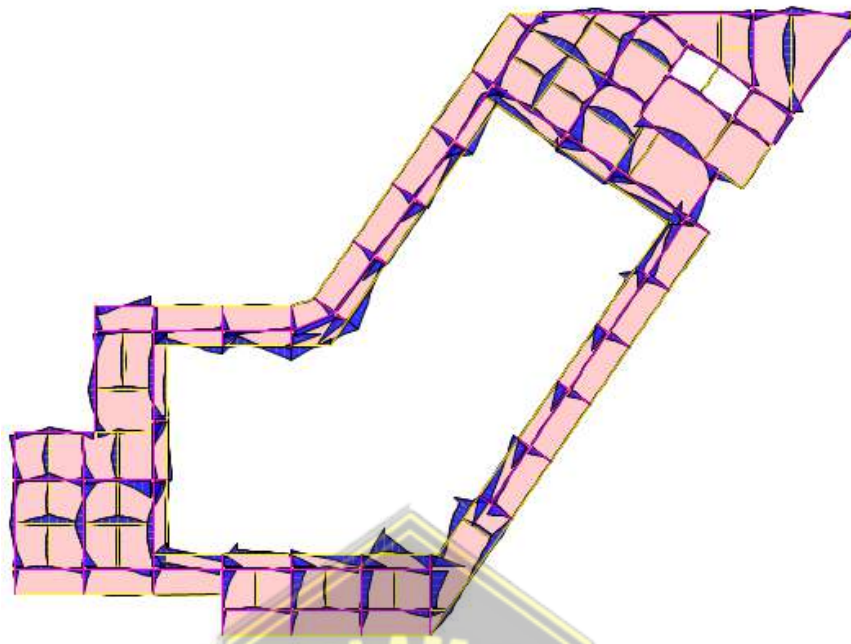
Gambar 4.31 Nilai Momen Lantai 3



Gambar 4.32 Nilai Momen Lantai 4



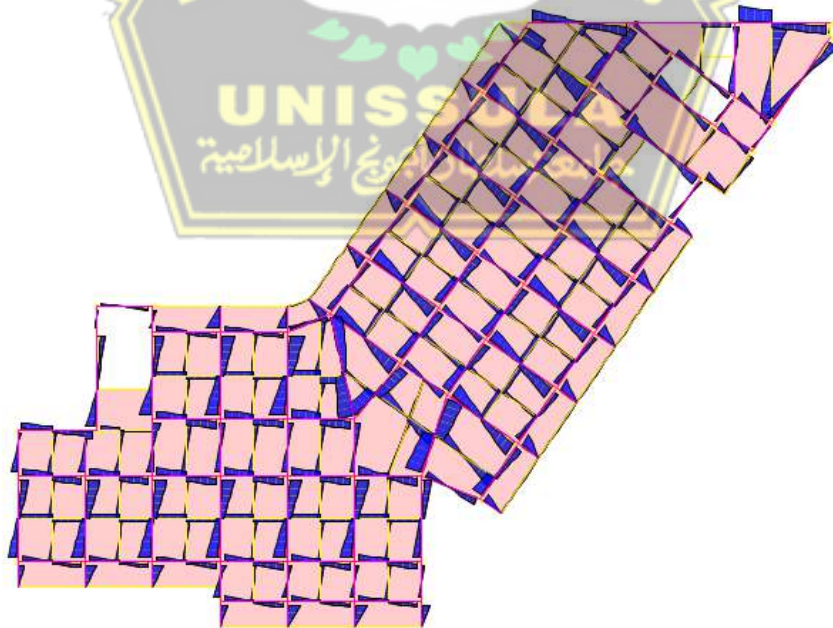
Gambar 4.33 Nilai Momen Lantai 5



Gambar 4.34 Nilai Momen Lantai Atap

4.4.2 *Gaya Lintang*

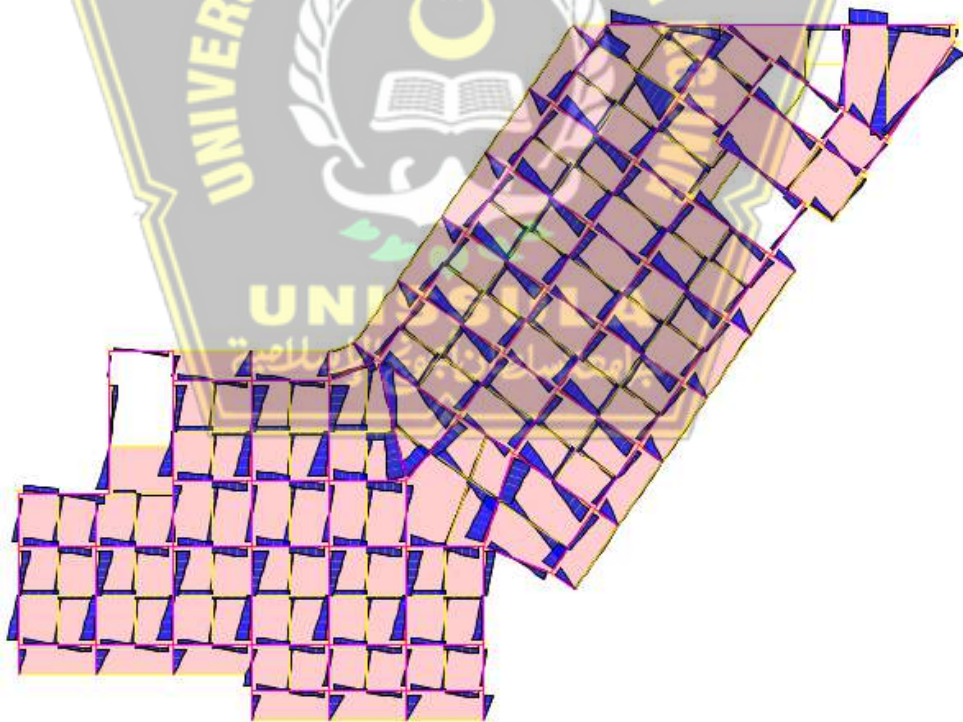
Gaya lintang atau geser adalah gaya dalam yang bekerja tegak lurus dengan as atau sumbunya. Untuk gaya lintang yang dihasilkan pada perhitungan adalah sebagai berikut :



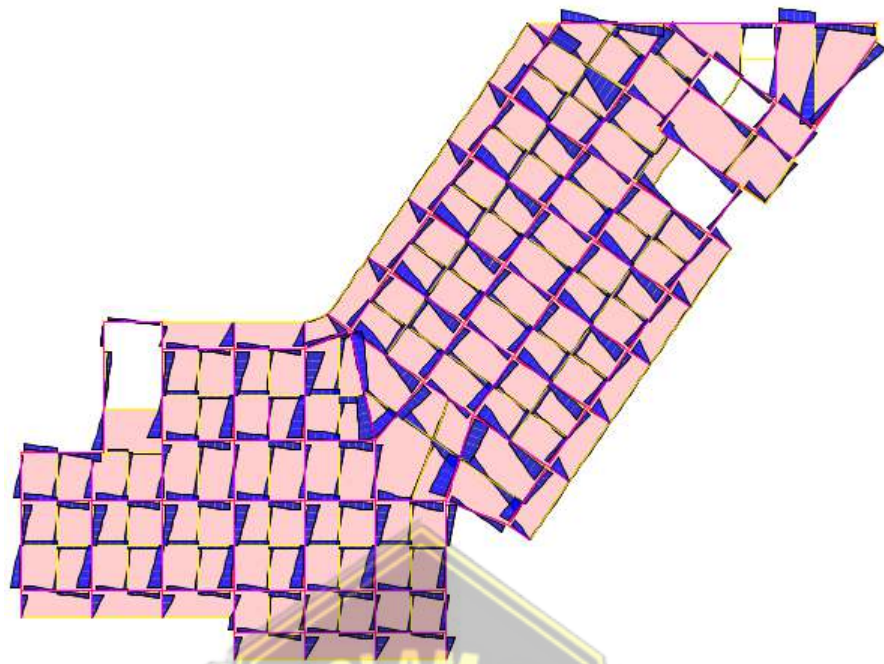
Gambar 4.35 Nilai Gaya Geser pada Lantai 2



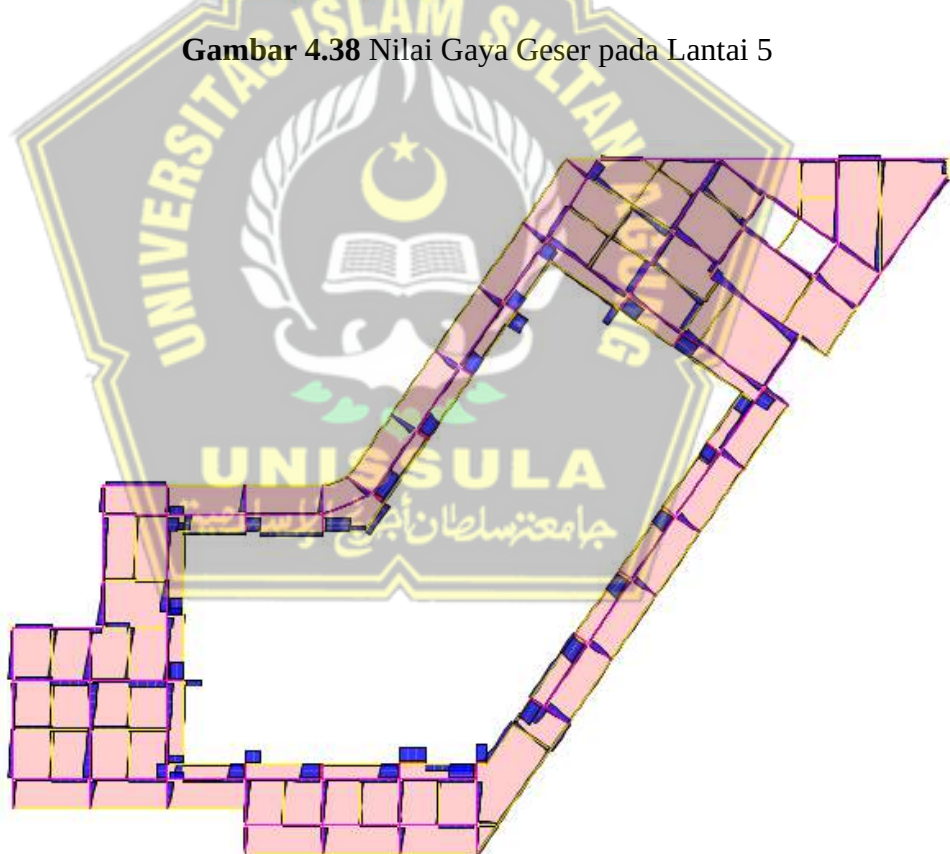
Gambar 4.36 Nilai Gaya Geser pada Lantai 3



Gambar 4.37 Nilai Gaya Geser pada Lantai 4

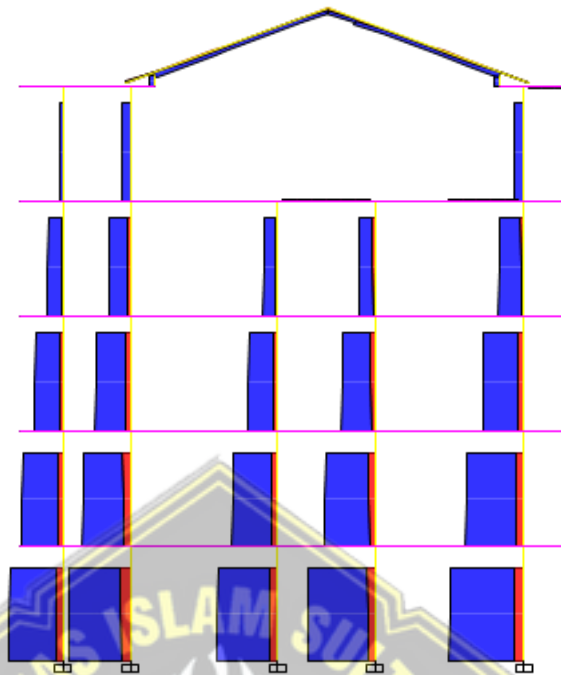


Gambar 4.38 Nilai Gaya Geser pada Lantai 5



Gambar 4.39 Nilai Gaya Geser pada Lantai Atap

4.4.3 Gaya Normal



Gambar 4.40 Nilai Gaya Normal

4.5 Perancangan Struktur Sekunder

4.5.1 Pelat Lantai

Struktur hotel menggunakan pelat lantai dengan rencana pelat yang dipakai adalah dengan menggunakan bondek *Super Floor Deck* produksi PT SUPER STEEL INDAH. Saat proses pelaksanaan tidak dipasang penyangga (*no props*) dalam proses pengerasan pelat beton. selain itu, bondek direncanakan tebal 0,75 mm serta mutu pelat beton $f_c' = 25$ MPa

a. Pelat Lantai Bentang 2,5 m

Dari hasil perhitungan pembebanan struktur diatas, maka didapat data berupa :

1. Beban mati (Tabel C3.1-1B ASCE 7-02)

- Beban dinding partisi = $0,70 \text{ kN/m}^2$
- Berat spesi + keramik = $0,75 \text{ kNm}^2$
- Berat plafon = $0,049 \text{ kN/m}^2$
- Berat penggantung = $0,1 \text{ kN/m}^2$
- Berat ducting dan plumbing = $0,18 \text{ kN/m}^2$

- $q_{Dtotal} = 1,8 \text{ kN/m}^2$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2020)

- Lantai hotel $q_{Ltotal} = 1,92 \text{ kN/m}^2$

3. Beban Layan

Beban layan pada pelat lantai hotel merupakan beban total yang ditanggung oleh lantai hotel

$$\begin{aligned} Q_u &= q_{D \text{ total}} + q_{L \text{ total}} \\ &= 1,8 + 1,92 \\ &= 3,72 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data Perancangan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perancangan praktis pada brosur terlampir, pada bentang menerus serta memakai tulangan negatif dan tanpa penyangga digunakan perancangan sebagai berikut:

- Bentang = 2,5 m
- Beban berguna = 4 kN/m^2
- Tulangan negatif = $3,48 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Tebal pelat beton = 12 cm

5. Menentukan Tulangan Negatif

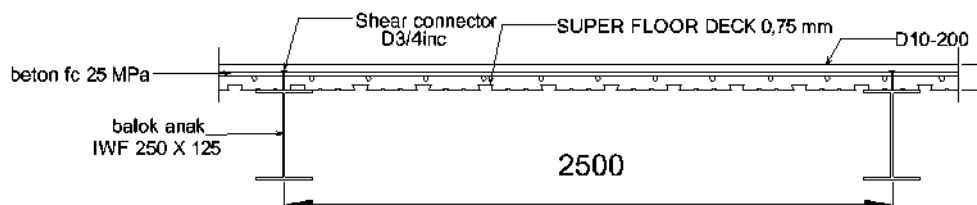
Dipakai tulangan berdiameter 10 ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$).

Total tulangan per meter adalah:

$$n = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_s} = \frac{3,48}{0,785} = 4,44 \text{ (dibulatkan 5)}$$

Spasi antar tulangan, $s = 1000/5 = 200 \text{ mm}$

Tulangan negatif yang digunakan D10 – 200



Gambar 4.41 Detail Pelat Lantai Bentang 2,5 m.

b. Pelat Lantai Bentang 2 m

1. Beban mati (Tabel C3.1-1B ASCE 7-02)

- Beban dinding partisi = $0,70 \text{ kN/m}^2$
- Berat spesi + keramik = $0,75 \text{ kN/m}^2$
- Berat plafon = $0,049 \text{ kN/m}^2$
- Berat penggantung = $0,1 \text{ kN/m}^2$
- Berat ducting dan plumbing = $0,18 \text{ kN/m}^2$
- q_{Dtotal} = $1,8 \text{ kN/m}^2$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2020)

- Lantai hotel q_{Ltotal} = $1,92 \text{ kN/m}^2$

3. Beban Layan

Beban layan pada pelat lantai hotel merupakan beban total yang ditanggung oleh lantai hotel

$$\begin{aligned} Q_u &= q_{Dtotal} + q_{Ltotal} \\ &= 1,8 + 1,92 \\ &= 3,72 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data Perancangan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perancangan praktis pada brosur terlampir, pada bentang menerus serta menggunakan tulangan negatif dan tanpa penyangga analisa perancangan sebagai berikut:

- Bentang = 2 m
- Beban berguna = 4 kN/m^2
- Tulangan negatif = $2,03 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Tebal pelat beton = 12 cm

5. Menentukan Tulangan Negatif

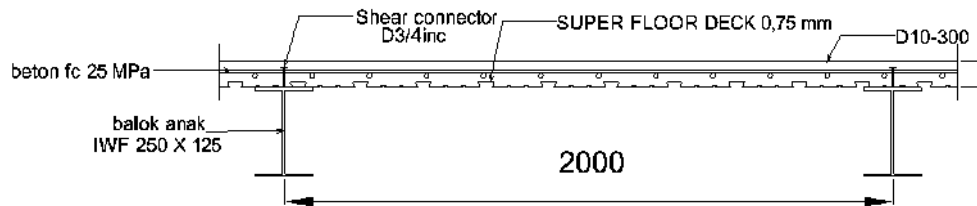
Diameter tulangan yang dipakai 10 ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$).

Total tulangan per meter adalah:

$$n = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_s} = \frac{2,03}{0,785} = 2,58 \text{ (dibulatkan 3)}$$

Spasi antar tulangan, $s = 1000/3 = 333 \text{ mm}$

Tulangan negatif yang digunakan D10 – 300



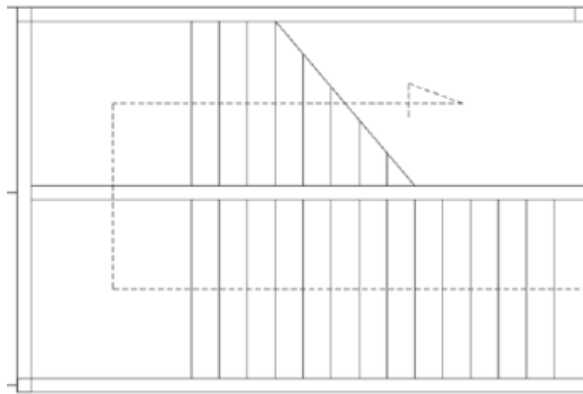
Gambar 4.42 Detail Pelat Lantai Bentang 2 m.

4.5.2 Tangga

4.5.2.1 Data Perancangan Tangga

Struktur tangga memakai struktur baja dengan dimensi yaitu :

Ketinggian anggar lantai	= 400 cm
Tinggi bordes	= 200 cm
Lebar tanjakan (i)	: 30 cm
Tinggi tanjakan (t)	= 17 cm
Jumlah tanjakan (Σt)	: $\frac{200}{17} = 12$ buah
Jumlah injakan (Σi)	: $(\Sigma t)-1=12-1=11$ buah
Lebar bordes	: 150 cm
Lebar tangga	: 165 cm
Sudut kemiringan (α)	: 30°
Persyaratan tangga:	
$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$	
$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 65 \text{ cm}$	
$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$ (Sesuai)	
Cek sudut kemiringan	
$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$	
$25^\circ \leq 30^\circ \leq 40^\circ$ (OK)	



Gambar 4.43 Detail Perancangan Tangga

1. Perancangan Pelat Tangga

Perencanaan tebal pelat tangga

Tebal pelat anak tangga = 3 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja Bj 37

a. Pembebanan

1. Beban Mati

$$\text{Pelat anak tangga} = 0,003 \times 1,65 \times 7850 = 38,8575 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati (qD)} = 0,381 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban Hidup:

Tangga dan bordes tangga

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

b. Kombinasi Pembebanan

$$q_u = (1,2 \times 0,381) + (1,6 \times 4,79)$$

$$= 8,1212 \text{ kN.m}$$

$$M_u = (1/8) \times q_u \times L^2$$

$$= (1/8) \times 8,1212 \times (0,30)^2$$

$$= 0,09136 \text{ kN.m}$$

$$= 9,136 \text{ kN.cm}$$

c. Kontrol Momen Lentur

Dengan mengacu kepada persamaan (2.7) maka nilai momen lentur adalah :

$$Z = (1/4) \times b \times h^2$$

$$\begin{aligned}
 &= (1/4) \times 165 \times (0,3)^2 \\
 &= 3,7125 \text{ cm}^3 \\
 M_p &= Z_x \times f_y \\
 &= 3,7125 \times 240 \\
 &= 8910 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 87,318 \text{ kN/cm}^2 \\
 \phi M_p &= 0,9 \times 87,318 \\
 &= 78,5862 \text{ kN.cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_p &\geq M_u \\
 78,5862 &\geq 9,13635 \text{ (Sesuai)}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen lentur dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen *ultimate* sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol Lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) maka nilai kontrol lendutan adalah :

$$\begin{aligned}
 \delta_{\text{ijin}} &= \frac{L}{360} = \frac{17}{360} = 0,0472 \text{ cm} \\
 I_x &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 165 \times 0,3^3 \\
 &= 0,37125 \text{ cm}^4 \\
 \delta &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL) \times L^4}{EI} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,00381+0,0479) \times 17^4}{200000 \times 0,37125} \\
 &= 0,00101236 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta &< \delta_{\text{ijin}} \\
 0,00101236 &< 0,047 \text{ (Sesuai)}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan yang terjadi lebih kecil dari nilai lendutan yang diizinkan sehingga hasilnya dikatakan aman.

2. Perancangan Pengaku Pelat Tangga (*Support Frame*)

Direncanakan memakai profil U 65 x 65,7

$$W = 6,92 \text{ Kg/m} \qquad I_x = 75,9 \text{ cm}^4 \qquad r = 7 \text{ mm}$$

$$A = 8,818 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 12,4 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$b = 40 \text{ mm}$$

$$i_x = 2,93 \text{ cm}$$

$$i_y = 1,19 \text{ cm}$$

a. Pembebanan

1. Beban mati ($\frac{1}{2}$ lebar anak tangga)

$$\text{Berat pelat} = 0,003 \times (0,3/2) \times 7850 = 3,5325 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = \underline{6,920 \text{ kg/m}} +$$

$$\text{Total beban mati (q}_D) = 10,4525 \text{ kg/m}$$

$$= 0,1024 \text{ kN/m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_D \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,1024 \times 1,65$$

$$= 0,0845 \text{ kN}$$

$$M_D = \frac{1}{8} \times 0,1024 \times 1,65^2$$

$$= 0,03486 \text{ kN.m}$$

2. Beban Hidup

Pelat anak tangga terdiri dari beban hidup terpusat serta beban hidup merata.

Dari dua beban akan diambil beban hidup yang terbesar.

a. Beban hidup terpusat

$$V_L(\text{terpusat}) = (2 \times 100)/2 = 100 \text{ kg}$$

$$= 0,981 \text{ kN}$$

$$M_L(\text{terpusat}) = 0,75 \times M_{\max}(\text{terpusat})$$

$$= 0,75 \times (100 \times 82,5) - (100 \times 0,275)$$

$$= 41,25 \text{ kgm}$$

$$= 0,40425 \text{ kN.m}$$

b. Beban hidup terbagi rata

$$q_L = 0,5 \times \text{beban hidup merata} \times \text{tebal pelat}$$

$$= 0,5 \times 4,79 \times 0,30$$

$$= 0,719 \text{ kN/m}$$

$$V_L(\text{merata}) = 1,2 \times q_L \times L$$

$$= 1,2 \times 0,719 \times 1,65$$

$$= 1,42263 \text{ kN}$$

$$M_L(\text{terpusat}) = \frac{1}{8} \times q_L \times (L)^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 0,719 \times (1,65)^2$$

$$= 0,148 \text{ kN}$$

Jadi, dari dua pembeban diatas diambil hasil yang terbesar, yaitu beban hidup terpusat sehingga :

$$q_u = 1,2.q_D + 1,6.q_L$$

$$= 1,2 \times (0,1024) + 1,6 \times (0,7185)$$

$$= 2,399 \text{ kN/m}$$

$$V_u = 1,2.V_D + 1,6.V_L$$

$$= (1,2 \times 0,0845) + (1,6 \times 1,42263)$$

$$= 1,699 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,2.M_D + 1,6.M_L$$

$$= (1,2 \times 0,03486) + (1,6 \times 0,1482)$$

$$= 0,2789 \text{ kN.m}$$

b. Kontrol penampang profil

Dengan mengacu kepada tabel (2.1) sehingga kontrol pada penampang profil adalah:

Pelat sayap:

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{40}{5} = 8$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,969$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$8 < 10,969 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Pelat badan:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{75}{5} = 15$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_p$$

$$15 < 108,54 \text{ (Sesuai) Pelat badan aman}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$Z_x = (t_w \times d) \frac{1}{2} d + (t_w (b - t_w)) \frac{1}{2} t_w$$

$$= (0,5 \times 7,5) \frac{1}{2} 7,5 + (0,5 (7,5 - 0,5)) \frac{1}{2} 0,5$$

$$\begin{aligned}
 &= 14,5 \text{ cm}^3 \\
 M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2400 \times 14,5 \\
 &= 34800 \text{ kg.cm} \\
 &= 341,04 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 0,9 \times 341,04 \\
 &= 306,936 \text{ kN.cm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$306,936 \geq 0,2789 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

c. Kontrol Kuat Geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai kontrol kuat geser adalah:

$$\frac{h}{tw} = \frac{75}{5} = 15$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

$$\frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$15 \leq 64,663 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times \\
 &= 0,6 \times 2400 \times A_w \\
 &= 0,6 \times 2400 \times (7,5 \times 0,5) = 5400 \text{ kg} \\
 &= 52,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 52,92 = 47,628 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad 47,628 \geq 2,3776 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan gaya geser nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya lintang ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol Lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) maka nilai kontrol lendutan adalah :

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{165}{360} = 0,458 \text{ cm} \\ \delta_o &= \frac{5}{384} \times \frac{(qU)xL^4}{EI} + \frac{3}{24} \times \frac{PxL^3}{EI} \times \left(\frac{a}{L} - \frac{a^3}{L^3} \right) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,0239912)x165^4}{200000x12,4} + \frac{3}{24} \times \frac{100x165^3}{200000x12,4} \times \left(\frac{75}{165} - \frac{75^3}{165^3} \right) \\ &= 0,4548 \text{ cm} \\ \delta_o &< \delta_{ijin}\end{aligned}$$

$$0,4548 < 0,4583 \text{ (Sesuai)}$$

Lendutan dianggap aman karena lebih kecil dari lendutan ijin yang ditentukan.

3. Perancangan Pelat Bordes

- Perancangan tebal pelat

$$\begin{aligned}\text{Tebal pelat bordes} &= 6 \text{ mm} \\ \text{Panjang pelat bordes} &= 165 \text{ cm} = 1,65 \text{ m} \\ \text{Lebar pelat bordes} &= 150 \text{ cm} = 1,5 \text{ m} \\ \text{Berat jenis baja} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Mutu baja} &= 37 \\ \text{Tegangan leleh baja} &= 2400 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

a. Pembebanan

1. Beban mati

$$\begin{aligned}\text{Beban pelat } 0,006 \times 1,65 \times 7850 &= 77,715 \text{ kg/m} \\ &= 0,761607 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

2. Beban hidup

$$\text{Lantai hotel} = 4,79 \text{ kN/m}$$

b. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}qU &= 1,2 qd + 1,6 ql \\ &= 1,2 (0,761607 + 1,6 (4,79)) = 8,5779 \text{ kN/m}^2 \\ Mu &= 1/8 q_u L^2 \\ &= 1/8 (8,5779) (1,5)^2\end{aligned}$$

$$= 2,4125 \text{ kNm}$$

$$= 241,254 \text{ kNcm}$$

c. Kontrol Momen Lentur

Dengan mengacu kepada persamaan (2.7) maka nilai momen lentur adalah :

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 165 \times (1,5)^2$$

$$= 92,8125 \text{ cm}^3$$

$$M_p = f_y \times Z_x$$

$$= 2400 \times 19,125$$

$$= 222750 \text{ kgcm}$$

$$= 2182,95 \text{ Kn.cm}$$

$$\phi M_p = 0,9 \times 2182,95$$

$$= 1964,655 \text{ kN.cm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad 1964,655 \geq 241,254 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol Lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) maka nilai kontrol lendutan adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{150}{360} = 0,4167 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 165 \times 0,6^3$$

$$= 2,97 \text{ cm}^4$$

$$\delta_o = \frac{5}{384} \times \frac{(qD + qL) \times L^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(0,007616 + 0,0479) \times 150^4}{200000 \times 2,97}$$

$$\delta_o = 0,00410719 \text{ cm}$$

$$\delta_o < \delta_{ijin}$$

$$0,00410719 < 0,4167 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan < dari nilai lendutan yang diizinkan maka hasilnya dikatakan aman.

4. Perancangan Balok Bordes

Iwf 125 x 125 x 6,5 x 9 x 10

W = 23,79 kg/m

Tw = 6,5 mm

Ix = 847 cm⁴

A = 30,31 cm²

r = 10 mm

Iy = 293 cm⁴

B = 125 mm

h = 87 mm

Sx = 136 cm³

D = 125 mm

ix = 5,29 cm

Sy = 47 cm³

Tf = 9 mm

iy = 3,11 cm

Zx = 136 cm³

a. Pembebanan

1. Bebani hidup

Lantai hotel SNI 1727 – 2020 = 4,79 kN/m²

Total beban hidup (qL) = 0,5 x 4,79 = 2,395 kN/m²

VL = 1,2 x qL x L
 = 1,2 x 2,395 x 165
 = 4,7421 kN/m²

ML = 1/8 x qL x (L)²
 = 1/8 x 2,395 x (1,65)²
 = 0,815 kg.m

2. Bebani mati

Berat pelat = 0,006 x 1,25 x 7850 = 29,4375 kg/m

$$\begin{aligned}\text{Berat profil} &= 23,79 \text{ kg/m} + \\ &= 53,2275 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\text{Total Beban Mati (q}_D\text{)} = 0,4737 \text{ Kn/m}$$

$$\begin{aligned}V_D &= 0,5 \cdot q_D \cdot L \\ &= 1,2 \cdot 0,4737 \cdot 1,65 \\ &= 0,488 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_D &= 1/8 \cdot q_D \cdot (L)^2 \\ &= 1/8 \cdot 0,4737 \cdot (1,65)^2 \\ &= 0,1612 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

b. Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}V_u &= 1,2 V_D + 1,6 V_L \\ &= 1,2 \cdot 0,488 + 1,6 \cdot 4,7421 \\ &= 8,173 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \cdot 0,1612 + 1,6 \cdot 0,815 \\ &= 1,4975 \text{ kNm}\end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang

Dengan mengacu kepada tabel (2.1) sehingga kontrol pada penampang profil adalah :

Pelat Sayap :

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} = \frac{125}{9 \times 2} = 3,472$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

3,472 < 108,54 (Penampang Kompak)

Pelat badan:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{87}{6,5} = 13,385$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_p$$

13,385 < 108,54 (Sesuai) Pelat badan aman

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p \\
 M_p &= Z_x \times f_y \\
 &= 136 \times 2400 \\
 &= 326400 \text{ kgcm} \\
 &= 29,14464 \text{ kNm} \\
 \phi M_p &= 0,9 \times 29,14464 \\
 &= 26,14464 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_p \geq M_U$$

$$26,14464 \geq 3,3686 \text{ Sesuai}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol Kuat Geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai Kontrol kuat geser adalah :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{87}{6,5} = 13$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

$$\frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$13,3846 \leq 64,663 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0,6 \times 2400 \times (12,5 \times 0,65) \\
 &= 11700 \text{ kg} \\
 &= 104,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,9 \times 104,13 \\
 &= 93,717 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$93,717 \geq 8,1735 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan gaya geser nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya lintang ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

e. Kontrol Lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) maka nilai kontrol lendutan adalah :

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{165}{360} = 0,458 \text{ cm} \\ I_x &= 874 \text{ cm}^4 \\ \delta_o &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL) \times L^4}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,00473 + 0,02395) \times 165^4}{200000 \times 874} \\ &= 0,001634 \text{ cm} \\ \delta_o &< \delta_{ijin}\end{aligned}$$

$$0,001634 < 0,458 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan yang terjadi < nilai lendutan yang diizinkan maka hasilnya dikatakan oke.

5. Perancangan Balok Tangga

$$I_{wf} 300 \cdot 150 \cdot 6,5 \cdot 9 \cdot 13$$

W	= 36,72 kg/m	r	= 13 mm	SX	= 481 cm ³
A	= 46,78 cm ²	h	= 256 mm	SY	= 68 cm ³
B	= 150 mm	ix	= 12,41 cm	Zx	= 481 cm ³
H	= 300 mm	iy	= 3,3 cm	Zy	= 67,7 cm ³
tf	= 9 mm	Ix	= 7210 cm ⁴		
tw	= 6,5 mm	Iy	= 508 cm ⁴		

a. Pembebanan

1. Anak tangga

- Beban mati

Beban pelat	= 0,003 . 1,65 . 7850	= 38,8575 kg/m
Berat profil balok tangga		= 36,72 kg/m
Total beban mati (qD)		= 75,5775 kg/m
		= 0,741kN/m

- Beban hidup

$$\text{Tangga SNI 1727 – 2020} = 1,33 \text{ kN/m}^2$$

2. Bordes

- Beban Mati (pada bordes)

$$\text{Beban pelat} = 0,006 \times 1,65 \times 7850 = 77,715 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok tangga} = \underline{36,72 \text{ kg/m}} +$$

$$\text{Total beban mati (qD)} = 114,435 \text{ kg/m}$$

$$= 1,1214 \text{ Kn/m}$$

- Beban Hidup

$$\text{Tangga SNI 1727 – 2020} = 1,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{VL} &= 1,2qL \times L \\ &= 9,4842 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= 1/8 qL \times L^2 \\ &= 1,63 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Total qD} = 1,8621 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{VD} &= 0,5 \times qD \times L \\ &= 1,536 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MD} &= 1/8 \times qD \times L^2 \\ &= 0,633 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam didapatkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Momen maksimum (MU)} &= 1,2MD + 1,6ML \\ &= 1,2 \times 0,633 + 1,6 \times 1,63 \\ &= 3,368 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser maksimum (VU)} &= 1,2VD + 1,6 VL \\ &= 1,2 \times 1,536 + 1,6 \times 9,4842 \\ &= 17,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya aksial maksimum (PU)} = 10,463 \text{ kN}$$

c. Kontrol penampang profil

Dengan mengacu kepada tabel (2.1) sehingga kontrol pada penampang profil adalah :

Pelat Sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{75}{9} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,969$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$8,33 < 10,969 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Pelat badan:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{256}{6,5} = 39,385$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_p$$

$$39,385 < 108,54 \text{ (Penampang Kompak)}$$

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 481 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^3 \\ &= 1154400 \text{ kgcm} \\ &= 102,7416 \text{ kNm} \\ \phi M_p &= 0,9 \times 102,7416 \\ &= 92,46744 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_p \geq M_U$$

$$92,46744 \geq 3,368 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol tekuk lateral

Dengan mengacu kepada persamaan (2.10) maka nilai kontrol tekuk lateral adalah:

1. Perhitungan LP

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

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{508}{46,78}} = 3,295 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \cdot 3,295 \cdot \sqrt{\frac{200000}{240}} = 167,43 \text{ cm}$$

$$= 1,674 \text{ m}$$

2. Perhitungan LR

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_0}\right)' 2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)' 2}}$$

Untuk profil IWF simetri ganda, nilai $c = 1$

$$C_w = \frac{1}{4} \cdot I_y \cdot h^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 508 \cdot 25,6^2$$

$$= 3251,2$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{(I_y \cdot C_w)}}{S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{(508 \cdot 3251,2)}}{481}$$

$$r_{ts}^2 = 2,67$$

$$r_{ts} = 1,63 \text{ cm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3$$

$$= \left(\frac{1}{3} \times 25,6 \times 0,65^3\right) + \left(\frac{1}{3} \times 30 \times 0,9^3\right)$$

$$= 9,633 \text{ cm}^4$$

$$L_r = 1,95 \times 1,63 \times \frac{200000}{0,7 \times 2400} \sqrt{\frac{9,633 \times 1}{481 \times 25,6} + \sqrt{\left(\frac{9,633 \times 1}{481 \times 25,6}\right)' 2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 2400}{200000}\right)' 2}}$$

$$= 211,347 \text{ cm}$$

Balok tangga dibagi menjadi 2, yaitu :

1. Balok tangga dibagian bordes dengan ketentuan kuat lentur berdasarkan ketentuan $L < L_p$

$$L_p = 1,674 \text{ m}$$

$$L_r = 2,113 \text{ m}$$

$$L_b = 1,5 \text{ m}$$

$1,5 < 1,674$ Maka $M_n = M_p$ (Momen bentang pendek, tekuk torsi lateral tidak berlaku)

2. Balok tangga dibagian anak tangga ketentuan kuat lentur berdasarkan ketentuan $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,67 \text{ m}$$

$$L_r = 2,1134 \text{ m}$$

$$L_b = 1,5 \text{ m}$$

Maka $M_n = M_p$ (Momen bentang pendek, tekuk torsi lateral tidak berlaku)

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2400 \times 481 \\ &= 1154400 \text{ Kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0,9 \times 1154400 \\ &= 10389,6 \text{ Kg.cm} \\ &= 101,818 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$101,818 \text{ Kn.m} \geq 3,3685 \text{ kN.m (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

- e. Kontrol kuat geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai Kontrol kuat geser adalah :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{256}{6,5} = 39,384$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

$$\frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$39,385 \leq 64,663 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v1 \\ &= 0,6 \cdot 2400 \cdot (30 \cdot 0,65) \cdot 1 \\ &= 28080 \text{ kg} \\ &= 275,184 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 275,184 \\ &= 247,6656 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$2476656 \geq 17,02 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan gaya geser nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya lintang ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

f. Kontrol lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) maka nilai kontrol lendutan adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{410}{360} = 1,139 \text{ cm}$$

$$I_x = 7210 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} \delta_o &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL) \times L^4}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,01862 + 0,0479) \times 410^4}{200000 \times 7210} \\ &= 0,01697 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta_o < \delta_{ijin}$$

$$0,01697 < 1,139 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan yang terjadi < nilai lendutan yang diizinkan maka hasilnya dikatakan aman.

g. Persamaan interaksi tekan – lentur

Dengan mengacu kepada persamaan (2.33) maka nilai interaksi tekan – lentur adalah :

$$L = 410 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,7 \text{ (sendi – jepit)}$$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{k_c \cdot L}{\pi \cdot i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{0,7 \cdot 410}{3,14 \cdot 3,3} \times \sqrt{\frac{2400}{200000}} \\ &= 0,959 \end{aligned}$$

$$\lambda_c < 1,2 \text{ (ok)}$$

$$\begin{aligned} \omega &= 1,25 \cdot \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \cdot 0,959^2 \\ &= 1,151 \end{aligned}$$

$$P_n = \frac{A_g \cdot f_y}{\omega}$$

$$= \frac{46,78 \cdot 240}{1,151} = 9756,714 \text{ kg}$$

$$= 95,6158 \text{ Kn}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times P_n$$

$$= 0,85 \times 95,6158$$

$$= 81,2734 \text{ Kn}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{10,4634}{81,2734} = 0,1287 < 0,2 \text{ maka}$$

$$\frac{P_u}{2 \times \phi P_n} + \left[\frac{M_u}{\phi M_n} \right] \leq 1,0$$

$$\frac{10,4634}{2 \times 81,2734} + \left[\frac{3,3686}{101,818} \right] = 0,0974 \leq 1,0 \text{ (Sesuai) Maka kekuatan lentur aman}$$

karena < kekuatan lentur ijin.

4.5.3 Perancangan Balok Anak

4.5.3.1 Sebelum Komposit

Dimensi profil baja 250 . 125 . 6 . 9 . 12

Tabel 4.48 Dimensi Balok Anak

DIMENSI BALOK ANAK			
w	=	29,56	kg/m
A	=	37,66	cm ²
B	=	125	mm
D	=	250	mm
Tf	=	9	mm
Tw	=	6	mm
r	=	12	mm
h	=	208	mm
ix	=	10,37	cm
iy	=	2,79	cm
Ix	=	4050	cm ⁴
Iy	=	294	cm ⁴
Sx	=	324	cm ³
Sy	=	47	cm ³
Zx	=	324	cm ³
Zy	=	47	cm ³

Dimensi Bondek yang dipakai :

$$h_r = 4,2 \text{ cm}$$

$$w_r = 15,6$$

$$t = 0,08$$

a. Pembebanan

1. Beban Mati

- Bondek = $0,06 \times 0,08 = 0,0048 \text{ kN/m}$

- Pelat Lantai = $2,103 \text{ kN}$

- Balok Anak = $0,289 \text{ kN}$

$$q_D \text{ total} = 2,39 \text{ kN/m}$$

2. Beban Hidup

Dianggap belum bekerja, dikarenakan hanya beban pekerja yang dianggap sangat kecil = 0 kN/m

b. Perhitungan Gaya Dalam



Gambar 4.44 Denah Balok Anak

Perhitungan analisa struktur dalam memperoleh besaran gaya dalam mendesain struktur balok anak dihitung manual di *software* excel :

$$\text{Momen maksimum (MU)} = 37,1436 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser maksimum (VU)} = 18,963 \text{ kN}$$

$$\text{Lendutan maksimum} = 0,05 \text{ cm}$$

c. Kontrol Penampang

Dengan mengacu kepada tabel (2,1) sehingga kontrol pada penampang profil adalah :

Pelat Sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 6,94$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,969$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$6,94 < 10,969 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = 34,66$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_p$$

$$34,66 < 108,54 \text{ (Penampang Kompak)}$$

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 324 \times 2400 \\ &= 777600 \text{ kgcm} \\ &= 7776 \text{ kgm} \\ &= 76,2048 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_p \\ &= 0,9 \times 76,2048 \\ &= 68,584 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$68,584 \text{ kNm} \geq 37,1436 \text{ kNm (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen *ultimate* sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol tekuk lateral

Dengan mengacu kepada persamaan (2,10) maka nilai control tekuk lateral adalah :

1. Perhitungan LP

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

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= 2,79 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \times 27,9 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 1419,5 \text{ mm}$$

$$= 1,42 \text{ m}$$

2. Perhitungan LR

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{s_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{s_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 f_y}{E}\right)^2}}$$

Untuk profil IWF simetris ganda, nilai $c = 1$

$$C_w = \frac{1}{4} \cdot I_y \cdot h^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 295 \cdot 20,8^2$$

$$= 31799,04 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{s_x}$$

$$r_{ts}^2 = 9,437$$

$$r_{ts} = 3,971 \text{ cm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3$$

$$= \left(\frac{1}{3} \times 20,8 \times 6\right) + \left(\frac{1}{3} \times 12,5 \times 0,9\right)$$

$$= 4,5351 \text{ cm}^4$$

$$L_r =$$

$$1,95 \times 3,971 \frac{200000}{0,7 \times 2400} \sqrt{\frac{4,5351 \times 1}{432 \times 20,8} + \sqrt{\left(\frac{4,5351 \times 1}{432 \times 20,8}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 2400}{200000}\right)^2}}$$

$$= 32,45 \text{ cm}$$

$$= 0,32 \text{ m}$$

Dengan ketentuan kuat lentur berdasarkan ketentuan $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,42 \text{ m}$$

$$L_r = 0,32 \text{ m}$$

$$L = 23 \text{ cm}$$

Maka $M_n = M_p$ (momen bentang pendek, tekuk torsi lateral tidak berlaku)

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 324 \times 2400$$

$$= 777600 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 777600$$

$$= 699840 \text{ kgcm}$$

$$= 6998,4 \text{ kgm}$$

$$= 68,584 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$68,584 \text{ kNm} \geq 37,1436 \text{ kNm (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga struktur dinyatakan aman.

e. Kontrol geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai kontrol kuat geser adalah :

$$\frac{h}{tw} = 34,66$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

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

$$34,66 < 64,663 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v1$$

$$= 0,6 \cdot 2400 \cdot (20,8 \cdot 0,6) \cdot 1$$

$$= 17971,2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 &= 176,11 \text{ kN} \\
 {}^{\circ}V_n &= 0,9 \times 176,11 \\
 &= 158,505 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$${}^{\circ}V_n \geq V_u$$

$$158,505 \text{ kN} \geq 18,963 \text{ kN (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan gaya geser nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya lintang *ultimate* sehingga hasilnya dikatakan aman.

f. Kontrol lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) maka nilai control lendutan adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,111 \text{ cm}$$

$$\delta^{\circ} < \delta_{ijin}$$

$$0,05 < 1,111 \text{ (Sesuai)}, (\delta^{\circ}) \text{ berdasarkan hasil dari program Etabs}$$

4.5.3.2 Setelah Komposit

a. Pembebanan

1. Beban mati (qD)

- Bondek = 0,0048 kN/m
- Pelat lantai = 2,103 kN/m
- Balok anak = 0,28 kN/m
- Instalasi MEP = 0,25 kN/m
- Plafond + rangka = 0,2 kN/m
- qD total = 2,84 kN/m

2. Beban hidup

Beban hidup hotel SNI 1727-2020

$$qL = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

b. Perhitungan gaya dalam

Gaya dalam didapatkan dari analisis *software* ETABS V.20 :

$$\text{Momen maksimum (MU)} = 40,1558 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser maksimum (VU)} = 20,4285 \text{ kN}$$

c. Menghitung momen nominal

Dengan mengacu kepada persamaan (2.38) maka nilai momen nominal adalah :

Lebar efektif :

$$1. B_{eff} \leq 1/8 \text{ bentang balok} = 1/8 \times 400 \\ = 50 \text{ cm}$$

$$2. B_{eff} \leq 1/2 \text{ jarak antar sumbu balok yang berdekatan} \\ = 1/2 \times 255 \\ = 127,5 \text{ cm}$$

$$\text{Menggunakan } B_{eff} = 50 \text{ cm}$$

Acuan penampang :

$$\frac{h}{tw} = 34,666$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{tw} \leq \lambda p \text{ (Sesuai)}$$

Menentukan nilai C :

$$A_c = t_{\text{pelat}} \times B_{eff} = 50 \times 12 \\ = 600 \text{ cm}^2$$

$$C1 \text{ atau } T = A \times F_y = 37,66 \times 2400 \\ = 90384 \text{ kg}$$

$$C2 = 0,85 f_c' \times A_c = 0,85 \times 300 \times 600 \\ = 153000 \text{ kg}$$

$$C3 = \text{desain komposit penuh, } C3 \text{ tidak diperlukan}$$

$$C = C \text{ terkecil} = 90384 \text{ kg}$$

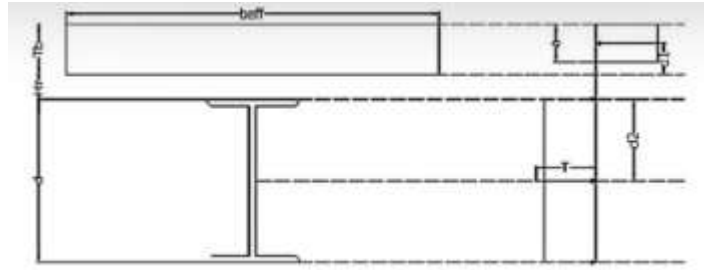
Perhitungan jarak dari tengah gaya yang bekerja :

$$a = \frac{c}{0,85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{90384}{0,85 \times 300 \times 50} = 7,08 \text{ cm}$$

$$d1 = h_r + t_b - a/2 = 12,65 \text{ cm}$$

$$d2 = 0, \text{ profil baja tidak mengalami tekan}$$

$$d3 = d/2 = 12,5 \text{ cm}$$



Gambar 4.45 Aksi Komposit Balok Anak

Momen nominal :

$$\begin{aligned}
 Mn &= C (d1 + d2) + T (d3-d2) \\
 &= 90384 (12,65 + 0) + 90384 (12,5-0) \\
 &= 2273657,37 \text{ kgcm} \\
 &= 22736,573 \text{ kgm} \\
 &= 222,81 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= 0,9 \times 222,81 \\
 &= 200,53 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Mu = 40,155 \text{ kNm}$$

$Mu \leq \phi Mn$ (Sesuai)

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar dari atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.35) dan (2.18) maka nilai control lendutan adalah :

Transformasi beton ke baja

$$Ec = 4700 \times \sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{fc'} = 23500 \text{ MPa}$$

$$Es = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 n &= Es/Ec \\
 &= 200000/23500 \\
 &= 8,51
 \end{aligned}$$

$$Beff = 50 \text{ cm}$$

$$Btr = \frac{Beff}{n} = \frac{50}{8,51}$$

$$= 5,875 \text{ cm}$$

$$Atr = Btr \times t_{\text{pelat}} = 5,875 \times 12$$

$$= 70,5$$

Menghitung garis netral :

$$Y_{na} = \frac{\left[\left(Atr \times \frac{t_{\text{pelat}}}{2} \right) \right] + \left[A \left(t_{\text{pelat}} + hr + \frac{d}{2} \right) \right]}{(Atr + 2)}$$

$$= \frac{\left[\left(70,5 \times \frac{12}{2} \right) \right] + \left[37,66 \left(12 + 4,2 + \frac{25}{2} \right) \right]}{(70,5 + 2)}$$

$$= 13,90 \text{ (dari atas)}$$

Menentukan nilai momen inersia

$$I_{tr} = \left[\left(\frac{1}{2} \times Btr \times t_{\text{pelat}}^3 \right) + Atr \left(Y_{na} - \frac{t_{\text{pelat}}}{2} \right)^2 \right] + \left[I_x + A \left(t_{\text{pelat}} + hr + \frac{d}{2} \right) - Y_{na} \right)^2 \right]$$

$$I_{tr} = \left[\left(\frac{1}{2} \times 5,875 \times 12^3 \right) + 70,5 \left(13,90 - \frac{12}{2} \right)^2 \right] + \left[4050 + 37,66 \left(12 + 4,2 + \frac{25}{2} \right) - 13,9 \right)^2 \right]$$

$$I_{tr} = 10187,73 \text{ cm}^4$$

Kontrol lendutan :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$I_x = 10187,74 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} \delta^{\circ} &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD + qL)L^4}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(2,84 + 1,92)400^4}{200000 \times 10187,73} \\ &= 0,78 \end{aligned}$$

$$\delta_{\text{ijin}} \geq \delta^{\circ}$$

$$1,11 \geq 0,78 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan yang terjadi < dari nilai lendutan yang diizinkan maka hasilnya dikatakan aman.

e. Kontrol geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai control kuat geser adalah :

$$\frac{h}{tw} = 34,66$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

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

$$34,66 \leq 64,663 \text{ (plastis)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times Aw \times Cv1 \\ &= 0,6 \times 2400 \times (2,08 \times 0,6) \times 1 \\ &= 17971,2 \text{ kg} \\ &= 176,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 176,11 \\ &= 158,505 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq Vu \\ 158,505 &\geq 20,428 \text{ (Sesuai)} \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan gaya geser nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya linang ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

4.5.3.3 Perancangan Penghubung Geser

Tabel 4.49 Detail Penghubung Geser

bE	=	500	mm
Es	=	200000	mPa
Ec	=	23500	
t	=	120	mm
IWF	=	250x125	
Ix	=	4050	cm4
Ag	=	37,66	cm2
Tebal Pelat	=	120	cm
dstud	=	19	mm

$$\begin{aligned} Asc &= \frac{1}{4} \pi ds^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19,05^2 = 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$E_c = 23500$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c \times E_c} \\ &= 0,5 \times 283,385 \times \sqrt{25 \times 23500} \\ &= 108605,2 \text{ N} \\ &= 11082,17 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= A_{sc} \times F_u \\ &= 283,385 \times 370 \\ &= 104852,5 \text{ N} \\ &= 10699,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

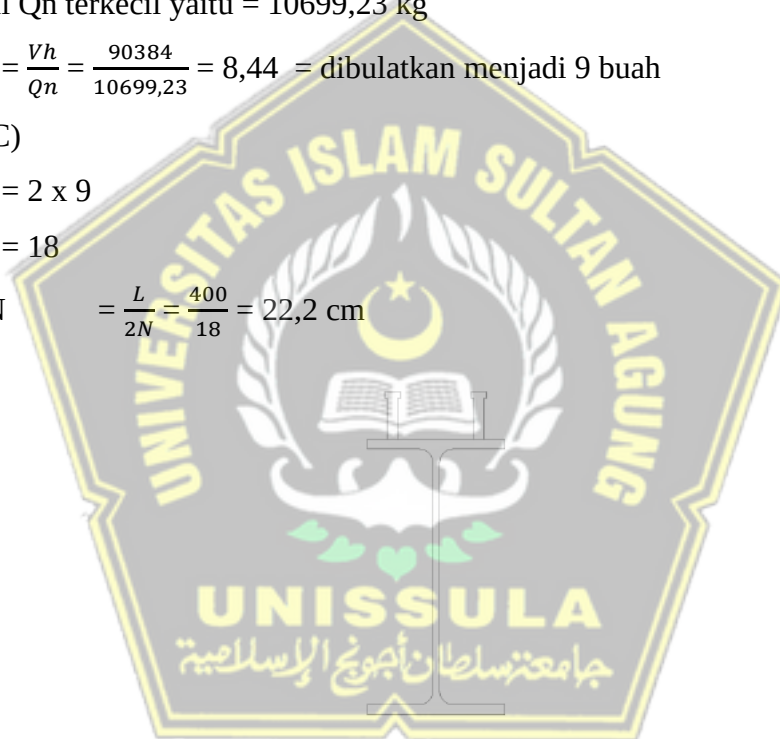
Diambil Q_n terkecil yaitu = 10699,23 kg

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{90384}{10699,23} = 8,44 = \text{dibulatkan menjadi 9 buah}$$

(* $V_h=C$)

$$\begin{aligned} 2N &= 2 \times 9 \\ &= 18 \end{aligned}$$

$$\text{Spasi } N = \frac{L}{2N} = \frac{400}{18} = 22,2 \text{ cm}$$



Gambar 4.46 Penghubung Geser

4.6 Perancangan Struktur Primer

4.6.1 Perancangan Balok Induk Arah Y

Dicoba dengan menggunakan IWF 400 . 200 . 8 . 13 . 16

Tabel 4.50 Detail Balok induk Arah Y

Balok Induk Arah Y			
W	=	66,03	kg/cm
A	=	84,12	cm ²
B	=	200	mm
H	=	400	mm
tf	=	13	mm
tw	=	8	mm
r	=	16	mm
h	=	342	mm
ix	=	16,79	cm
iy	=	4,55	cm
Ix	=	23700	cm ⁴
Iy	=	1740	cm ⁴
SX	=	1185	cm ³
SY	=	174	cm ³
zx	=	1190	cm ³
Panjang Balok	=	510	cm
Direncanakan jarak penghubung geser praktis	=	750	mm

Dimana jarak antara daerah yang tidak terkekang arah lateralnya tidak boleh <

$$\frac{17500xy}{f_y} = \frac{17500 \times 4,5}{240} = 331,6285$$

$$331,6285 \leq 750 \text{ (Sesuai)}$$

a. Perhitungan gaya dalam

Hasil dari Analisa gaya dalam diambil dari *software* ETABS V.20 :

Momen maksimum (MU) = 135,405 kNm

Gaya geser maksimum (VU) = 56,73 kN

b. Kontrol penampang

Dengan mengacu kepada tabel (2.1) sehingga control pada penampang profil adalah

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{100}{t} = 7,69$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,969$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$7,69 \leq 10,969 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Pelat badan :

$$\frac{h}{t} = 400/8 = 50$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{t} \leq \lambda_p$$

$$50 \leq 108,54 \text{ (Penampang Kompak)}$$

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 1190 \times 2400 \\ &= 2856000 \text{ kgcm} \\ &= 28560 \text{ kgm} \\ &= 279,888 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 0,9 \times 279,888 \\ &= 251,899 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$251,899 \text{ kNm} \geq 135,405 \text{ kNm (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

c. Kontrol tekuk lateral

Dengan mengacu kepada persamaan (2.10) maka nilai control tekuk lateral adalah :

- LB = jarak penghubung geser = 75 cm
- Perhitungan L_p

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

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times 45,4 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
 &= 2306,63 \text{ mm} \\
 &= 230,663 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$L_B \leq L_p$ maka termasuk kategori bentang pendek.

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \times f_y \\
 &= 2856000 \text{ kgcm} \\
 &= 279,888 \text{ kNm} \\
 \phi M_p &= 0,9 \times 279,888 \\
 &= 252,899 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_p \geq M_u$$

$$252,899 \text{ kNm} \geq 135,405 \text{ kNm (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai kontrol kuat geser adalah :

$$\frac{h}{t} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

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

$$42,75 \leq 64,663 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v1 \\
 &= 0,6 \times 2400 \times (34,2 \times 0,8) \times 1 \\
 &= 39398,4 \text{ kg} \\
 &= 386,1043 \text{ kN} \\
 \phi V_n &= 0,9 \times 386,1043 \\
 &= 347,4939
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$347,4939 \text{ kN} \geq 56,73 \text{ kN}$$

e. Kontrol interaksi geser dan lentur

Dengan mengacu kepada persamaan (2.59) maka nilai interaksi tekan-lentur adalah :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625x \frac{V_u}{\phi V_n} < 1,375$$

$$\frac{135,405}{252,899} + 0,625x \frac{56,73}{347,4939} < 1,375$$

$$0,639 < 1,375 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai perbandingan yang terjadi lebih kecil dari 1 sehingga hasilnya dikatakan aman.

f. Kontrol lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) untuk balok menerus, defleksi pertengahan bentang pada situasi biasa dari suatu pembebanan merata pada suatu batang prismatic dengan momen ujung yang tidak sama dinyatakan sebagai :

$$\delta = \frac{5xL^2}{48 x E x I_x} [M_s - 0,1x(M_a + M_b)]$$

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{510}{360} = 1,41 \text{ cm}$$

$$I_x = 23700 \text{ cm}^4$$

$$M_s = 135889,8 \text{ kgcm (momen tengah bentang)}$$

$$M_a = 1381633 \text{ kgcm (momen ujung terbesar)}$$

$$M_b = -1280612 \text{ kgcm (momen ujung terkecil)}$$

$$\delta = \frac{5xL^2}{48 x E x I_x} [M_s - 0,1x(M_a + M_b)]$$

$$\delta = \frac{5x510^2}{48 x 200000 x 23700} [135889 - 0,1x(1381633 + (-1280612))]$$

$$= 0,44 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{ijin}$$

$$1,41 < 0,44 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan yang terjadi < nilai lendutan yang diizinkan maka hasilnya dikatakan aman.

4.6.2 Perancangan Balok Induk Arah X

Diamsusikan memakai profil IWF 400x200

Tabel 4.51 Detail Balok induk Arah X

Balok Induk Arah Y			
W	=	66,03	kg/cm
A	=	84,12	cm ²
B	=	200	mm
H	=	400	mm
tf	=	13	mm
tw	=	8	mm
r	=	16	mm
h	=	342	mm
ix	=	16,79	cm
iy	=	4,55	cm
Ix	=	23700	cm ⁴
Iy	=	1740	cm ⁴
SX	=	1185	cm ³
SY	=	174	cm ³
zx	=	1190	cm ³
Panjang Balok	=	510	cm
Direncanakan jarak penghubung geser praktis	=	750	mm

Dimana jarak antara daerah yang tidak terkekang arah lateralnya harus lebih dari

$$\frac{17500xry}{fy} = \frac{17500x4,5}{240} = 331,6285$$

$$331,6285 \leq 750 \text{ (Sesuai)}$$

a. Perhitungan gaya dalam

Nilai gaya dalam dan geser yang diambil dari *software* ETABS V.20 :

Momen maksimum (MU) = 127,35 kNm

Gaya geser maksimum (VU) = 125,385 kN

b. Kontrol penampang

Dengan mengacu kepada tabel (2.1) sehingga control pada penampang profil adalah

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{100}{t} = 7,69$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,969$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$7,69 \leq 10,969 \text{ (Penampang Kompak)}$$

Pelat badan :

$$\frac{h}{t} = \frac{400}{8} = 50$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,54$$

$$\frac{h}{t} \leq \lambda_p$$

$$40 \leq 108,54 \text{ (Penampang Kompak)}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 1190 \times 2400 \\ &= 2856000 \text{ kgcm} \\ &= 28560 \text{ kgm} \\ &= 279,888 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 0,9 \times 279,888 \\ &= 251,899 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$251,899 \text{ kNm} \geq 127,35 \text{ kNm (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

c. Kontrol tekuk lateral

Dengan mengacu kepada persamaan (2.10) maka nilai control tekuk lateral adalah :

$$- L_B = \text{jarak penghubung geser} = 75 \text{ cm}$$

- Perhitungan L_p

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

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times 45,4 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 2306,63 \text{ mm} \\ &= 230,663 \text{ cm} \end{aligned}$$

$L_B \leq L_p$ maka termasuk kategori bentang pendek.

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 2856000 \text{ kg.cm} \\ &= 279,888 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_p &= 0,9 \times 279,888 \\ &= 251,899 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_p \geq M_u$$

$$251,899 \text{ kNm} \geq 127,35 \text{ kNm (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal dan hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimate sehingga hasilnya dikatakan aman.

d. Kontrol geser

Dengan mengacu kepada persamaan (2.24) maka nilai kontrol kuat geser adalah :

$$\frac{h}{t} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 64,663$$

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

$$42,75 \leq 64,663 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v1 \\ &= 0,6 \times 2400 \times (34,2 \times 0,8) \times 1 \\ &= 39398,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$= 386,1043 \text{ kN}$$

$${}^{\circ}V_n = 0,9 \times 386,1043$$

$$= 347,4939$$

$${}^{\circ}V_n \geq V_u$$

$$347,4939 \text{ kN} \geq 125,385 \text{ kN}$$

- e. Kontrol interaksi geser dan lentur

Dengan mengacu kepada persamaan (2.61) maka nilai interaksi tekan-lentur adalah :

$$\frac{M_u}{{}^{\circ}M_n} + 0,625x \frac{V_u}{{}^{\circ}V_n} < 1,375$$

$$\frac{127,35}{252,899} + 0,625x \frac{125,385}{347,4939} < 1,375$$

$$0,731 < 1,375 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai perbandingan yang terjadi lebih kecil dari 1 sehingga hasilnya dikatakan aman.

- f. Kontrol lendutan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.18) balok menerus, defleksi pertengahan bentang pada situasi biasa dari suatu pembebanan merata pada suatu batang prismatic dengan momen ujung yang tidak sama dinyatakan sebagai :

$$\delta = \frac{5xL^2}{48xExIx} [Ms - 0,1x(Ma + Mb)]$$

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$Ix = 23700 \text{ cm}^4$$

$$Ms = 61003,06 \text{ kgcm (momen tengah bentang)}$$

$$Ma = 1299563 \text{ kgcm (momen ujung terbesar)}$$

$$Mb = -1298984 \text{ kgcm (momen ujung terkecil)}$$

$$\delta = \frac{5xL^2}{48xExIx} [Ms - 0,1x(Ma + Mb)]$$

$$\delta = \frac{5x510^2}{48x200000x23700} [61003,06 - 0,1x(1299563 + (-1298984))]$$

$$= 0,34 \text{ cm}$$

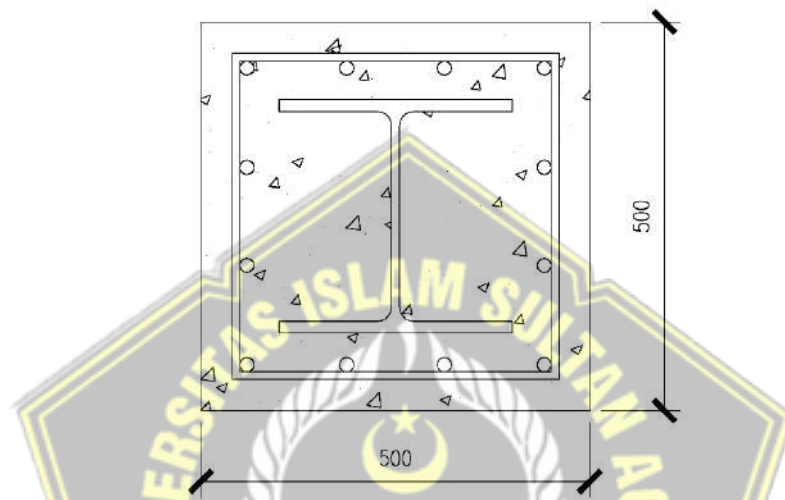
$$\delta < \delta_{ijin}$$

$$1,11 > 0,34 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai dari lendutan yang $<$ dari nilai lendutan yang diizinkan sehingga hasilnya dikatakan aman.

4.6.3 Perancangan Kolom Komposit

A. Modulus section penampang kolom



Gambar 4.47 Penampang Kolom Komposit

Direncanakan memakai profil IWF 300 x 300 x 20 x15 x 18

Tabel 4.52 Data Properti Kolom Komposit

W	= 94,04 kg/m	r	= 18 mm	SX	= 1360 cm ³
A	= 119,8 cm ²	h	= 234 mm	SY	= 450 cm ³
B	= 300 mm	ix	= 13,05 cm	fy	= 240 MPa
H	= 300 mm	iy	= 7,51 cm	fyr	= 370 MPa
tf	= 15 mm	Ix	= 20400 cm	Fc	= 25 Mpa
tw	= 10mm	Iy	= 6750 cm		
Zx	= 1465 cm ³				

Panjang dan lebar beton = 500 mm

Tulangan Longitudinal = D16 (BJTS 420B)

Tulangan Tranversal = D10 (BJTS 420B)

$E_c = 25742,96 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$A_s = 119,8 \text{ cm}^2$

$A_c = 2380 \text{ cm}^2$

$A_r = 105,504 \text{ cm}^2$

Untuk profil baja diselubungi beton

$C_1 = 0,7$

$C_2 = 0,6$

$C_3 = 0,2$

B. Kuat Rencana Kolom

SNI 1729 - 2020 pasal I.2 telah menetapkan secara empiris kriteria-kriteria yang harus dipenuhi dalam perhitungan kekuatan rencana pada kolom komposit. Hal ini bertujuan agar perhitungan kekuatan elemen vertikal dapat memenuhi standar yang telah ditetapkan

1. Modulus Penampang Komposit

Dengan mengacu kepada persamaan (2.44) maka nilai modulus penampang komposit adalah :

$$E_m = E + C_3 \times E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = 200000 + 0,2 \times 25742,96 \times \left(\frac{2500}{119,8} \right)$$

$$E_m = 302284,215 \text{ MPa}$$

2. Tegangan leleh gabungan

Dengan mengacu kepada persamaan (2.45) maka nilai tegangan leleh gabungan adalah :

$$\begin{aligned} f_{my} &= f_y + C_1 f_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \\ &= 240 + 0,7 \times 370 \left(\frac{105,504}{119,8} \right) + 0,6 \times 25 \left(\frac{2500}{119,8} \right) \\ &= 766,1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3. Jari – jari girasi komposit

Dengan mengacu kepada persamaan (2.46) maka nilai jari – jari girasi komposit adalah :

$$\begin{aligned} r_m &= 0,3 * b = 0,3 * 50 \\ &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

4. Inersia kolom komposit

Dengan mengacu kepada persamaan (2.47) maka nilai inersia kolom komposit adalah :

$$\begin{aligned} I_{tr} &= I_x + I_y + \left(\frac{\left(\frac{1}{12} * b * h^3 \right)}{n} \right) \\ &= 20400 + 6750 + \left(\frac{\left(\frac{1}{12} * 50 * 50^3 \right)}{200000 / 25742,96} \right) \\ &= 94188,96 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

5. Syarat luas penampang baja

Mengacu persyaratan yang berlaku nilai luas penampang profil baja harus $> 1\%$ penampang melintang komposit

1% dari $A_c = 50$

$A_s = 119,8$ (Sesuai)

C. Perhitungan Analisa struktur

Gaya dalam yang terjadi didapatkan dari *software* ETABS:

Momen maksimum (MU) : 187,557 kN.m

Gaya geser maksimum (VU) : 56,22 kN

Gaya aksial maksimum (PU) : 1336,4736 kN

D. Koefisien tekuk



Gambar 4.48 Tampak Kolom

Tipe kolom	: K1
L kolom	: 500 cm
Itr kolom	: 94188,96 cm ⁴
Tipe kolom	: K2
L kolom	: 400 cm
Itr kolom	: 94188,96 cm ⁴
Ix balok 1,2 X	: 118000 cm ⁴
L balok 1,2 X	: 850 cm
Ix balok 1,2 Y	: 118000 cm ⁴
Lbalok 1,2 Y	: 600 cm ⁴
GBX	: 1 (jepit)
GBY	: 1 (jepit)

1. Perbandingan rangka portal

Dengan mengacu kepada persamaan (2.48) maka nilai perbandingan rangka portal adalah :

$$\begin{aligned}\sum I_c / L_c &= (94188,959 / 500) + (94188,959 / 500) \\ &= 313,96\end{aligned}$$

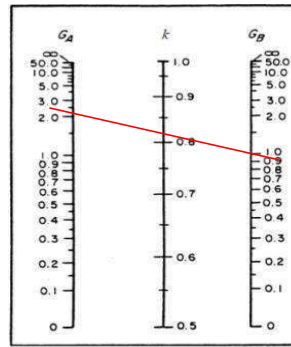
$$\begin{aligned}\sum I_{bx} / L_{bx} &= (I_x \text{ balok } 1x / L \text{ balok } 1x) + (I_x \text{ balok } 2x / L_{balok} \text{ } 2x) \\ &= (71000 / 850) + (71000 / 850) \\ &= 167,059\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum I_{by} / L_{by} &= (I_x \text{ balok } 1y / L \text{ balok } 1y) + (I_x \text{ balok } 2y / L_{balok} \text{ } 2y) \\ &= (11300 / 600) + (11300 / 600) \\ &= 37,6667\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}G_{Ax} &= (\sum I_c / L_c) / (\sum I_{bx} / L_{bx}) \\ &= 313,96 / 167,059 \\ &= 1,88\end{aligned}$$

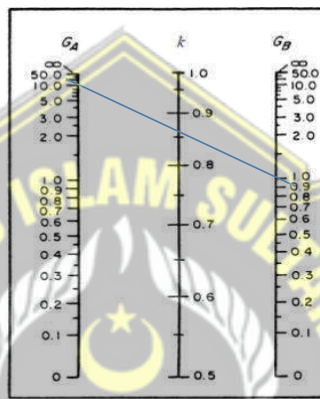
$$\begin{aligned}G_{Ay} &= (\sum I_c / L_c) / (\sum I_{by} / L_{by}) \\ &= 392,453 / 37,6667 \\ &= 8,33\end{aligned}$$

Mencari nilai Kcx = 0,82



Gambar 4.49 Nomogram Kolom Tak Bergoyang Arah X

Mencari nilai $K_{cy} = 0,86$



Gambar 4.50 Nomogram Kolom Tak Bergoyang Arah Y

E. Faktor sumbu tekuk

Terjadinya tekuk pada struktur baja dikarenakan elemen baja memiliki ketebalan yang relatif tipis, sehingga lebih mudah untuk mengalami deformasi akibat tekanan. Deformasi ini dapat mengurangi kapasitas struktur baja secara keseluruhan. SNI 1729 - 2020 menetapkan syarat-syarat tertentu yang harus dipenuhi agar nilai faktor (ω) dapat diasumsikan pada perhitungan struktur baja yang mengalami tekuk.

Dengan mengacu kepada persamaan (2.50) maka nilai faktor sumbu tekuk adalah :

a. Diketahui

$$L_{kx} = 0,82 * 5000$$

$$= 4100 \text{ mm}$$

$$L_{ky} = 0,86 * 5000$$

$$= 4300 \text{ mm}$$

b. Parameter kelangsingan terhadap sumbu x

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{Kc.L}{rm.\pi} \sqrt{\frac{fmy}{Em}} \\ &= \frac{4100}{150,3,14} \sqrt{\frac{766,1}{302284,2}} \\ &= 0,526\end{aligned}$$

c. Parameter kelangsingan terhadap sumbu y

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{Kc.L}{rm.\pi} \sqrt{\frac{fmy}{Em}} \\ &= \frac{4300}{150,3,14} \sqrt{\frac{766,1}{302284,2}} \\ &= 0,544\end{aligned}$$

Dari kedua persamaan didapatkan nilai $\lambda_{cx,y} > 0,25$ dan $\lambda_{cx,y} < 1,2$ maka kolom dikategorikan sebagai kolom sedang.

F. Kelangsingan penampang kolom

Dengan mengacu kepada tabel (2.2) maka nilai kelangsingan penampang kolom adalah :

a. Nilai factor tekuk

$$\begin{aligned}\omega_{x,y} &= 1,43 / (1,6 - 0,67 * \lambda_c) \\ &= 1,43 / (1,6 - 0,67 * 0,544) \\ &= 1,161\end{aligned}$$

b. Kelangsingan penampang kolom

- Pelat sayap

$$\begin{aligned}\lambda &= b/tf \\ &= 150/15 \\ &= 10\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,56 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 16,166\end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_p$ (Profil kompak)

- Pelat badan

$$\frac{h}{tw} = \frac{234}{10}$$

$$= 23,4$$

$$\lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 43,01$$

$h/tw < \lambda_p$ (profil kompak) Untuk penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_{my} \times Z_x$$

$$= 766,1 \times 1465000$$

$$= 1122321287 \text{ N.mm}$$

$$= 1122,321 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1122,321$$

$$= 1010,1 \text{ kNm}$$

$$M_u = 187,447 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan, faktor reduksi dikalikan dengan momen nominal, dan jika hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai momen ultimat, maka hasilnya dianggap aman.

G. Interaksi tegangan aksial terhadap lentur

Dengan mengacu kepada persamaan (2.53) maka nilai interaksi tegangan aksial terhadap lentur adalah ;

a. Tegangan aksial kolom

$$F_{crx,y} = f_{my} / \omega_x$$

$$= 766,1 / 1,18$$

$$= 649,228 \text{ MPa}$$

b. Tegangan aksial tekan

$$P_{nx,y} = A * f_{crx}$$

$$= 11980 * 649,228$$

$$= 7777,757 \text{ Kn}$$

c. Tegangan aksial terfaktor

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,85 * P_{nx} \\ &= 0,85 * 7777,757 \\ &= 6611,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

$\phi P_n > P_u$ (Sesuai)

Dikarenakan, gaya normal nominal dikalikan dengan faktor reduksi, dan jika hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya normal ultimat, maka hasilnya dianggap aman.

d. Kontrol sumbu lentur

- Rasio tegangan aksial

$$\begin{aligned}\frac{P_u}{\phi P_n} &= \frac{1336,4736}{6611,1} \\ &= 0,202 > 0,2 \text{ sehingga rumus untuk interaksi tegangan adalah}\end{aligned}$$

- Interaksi Tegangan

$$\begin{aligned}\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_u}{\phi M_n} \right) &\leq 1 \\ \frac{1336,4736}{6611,1} + \frac{8}{9} * \left(\frac{187,477}{1010,1} \right) &= 0,3671 \leq 1\end{aligned}$$

Dikarenakan nilai perbandingan yang terjadi lebih kecil dari 1 sehingga hasilnya dikatakan aman.

H. Geser nominal

Dengan mengacu kepada persamaan (2.60) dan (2.61) yang menganut SNI 1729 – 2020 maka nilai geser nominal adalah :

a. Tegangan geser nominal kolom

$$\begin{aligned}V_n &= 0,6 * f_{my} * A_w \\ &= 0,6 * 766,1 * (300 * 10) \\ &= 1378961,31 \text{ N} \\ &= 1378.961 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 * 1387,961 \\ &= 1034,221\end{aligned}$$

$$V_u = 56,22 \text{ kN}$$

$\phi V_n > V_u$ (Sesuai)

Pada kondisi ini, faktor reduksi dikalikan dengan gaya geser nominal, dan jika hasilnya lebih besar atau sama dengan nilai gaya lintang ultimat, maka dapat dikatakan bahwa hasilnya aman.

b. Tegangan geser terfaktor kolom komposit

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi Vn} < 1,375$$

$$\frac{187,447}{1010,1} + 0,625 \frac{12,413}{1034,221} = 0,219 < 1,375 \text{ (Sesuai)}$$

Dikarenakan nilai perbandingan yang terjadi lebih kecil dari 1 sehingga hasilnya dikatakan aman.

4.7 Perancangan Atap

Perhitungan analisa struktur atap meliputi kolom pada rangka kuda – kuda, gording, penggantung gording serta kuda - kuda.



Gambar 4.51 Denah Rencana Gording

4.7.1 Perhitungan Gording

4.7.1.1 Data Perancangan

Data-data perancangan yang digunakan yaitu :

- Mutu baja = BJ 37
- f_y = 240 MPa
- f_u = 370 MPa

- Tegangan ijin = 160 MPa
- f_r = 70 MPa
- Spasi antar kuda-kuda = 5,3 meter
- Spasi antar gording = 1 meter
- Tipe atap = Galvalum
- Berat atap = 6 kg/m²
- Kemiringan atap = 20 °

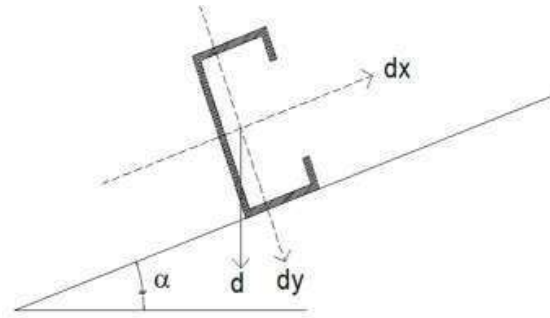
Diasumsikan perancangan gording menggunakan profil Lip Channel 150x65x20x2,3 yaitu :

- b = 65 mm
- h_t = 150 mm
- t = 3,2 mm
- a = 20 mm
- W = 53,9 kN/mm
- C_y = 21,7 mm
- I_x = 2480000 mm⁴
- I_y = 410000 cm⁴
- Z_x = 362000 mm³
- Z_y = 211 mm

4.7.1.2 Perhitungan Beban

1. Beban Mati (qDL)

- Berat penutup atap ($q \times b$) = 58,8 kN/mm
- Berat gording = 56,84 kN/mm
- qDL = 112,7 kN/mm
- Berat lain (10% qDL) = 11,76 kN/m
- qDL total = 124,46 kN/mm



Gambar 4.52 Arah Pembebanan Profil Gording

$$\begin{aligned} qDL\ X &= qDL\ total \times \sin \alpha \\ &= 124,46\ kN/mm \times \sin 20^\circ \\ &= 113,288\ kN/mm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} qDL\ Y &= qDL\ total \times \cos \alpha \\ &= 124,46\ kN/mm \times \cos 20^\circ \\ &= 50,568\ kN/mm \end{aligned}$$

2. Beban Hidup (qLL)

- Beban Pekerja (Terpusat)

$$\begin{aligned} qLL\ X &= P_x = 100\ kg \times \sin \alpha \\ &= 100\ kg \times \sin 20^\circ \\ &= 91,29\ kg \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} qLL\ Y &= P_y = 100\ kg \times \cos \alpha \\ &= 133\ kg \times \cos 20^\circ \\ &= 40,81\ kg \\ &= 0,4\ kN \end{aligned}$$

- Beban Air Hujan (Merata)

Beban air hujan dihitung berdasarkan pasal 5.4.4.2 pada SNI 03-1727 2013.

Diasumsikan

$$\text{tinggi statis (ds)} = 20\ mm$$

$$\text{tinggi hidrolis (dh)} = 1,2\ ds = 24\ mm$$

$$\text{Sehingga, R} = 0,0098\ (ds+dh)$$

$$R = 0,4312 \text{ kN/m}^2 = 43,12 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} qL &= R \times \text{jarak gording} \\ &= 43,12 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 43,12 \text{ kg/m} \\ &= 422,576 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

$$qL \text{ X} = qL \times \sin 20^\circ = 385,826 \text{ kN/mm}$$

$$qL \text{ Y} = qL \times \cos 20^\circ = 172,48 \text{ kN/mm}$$

- Beban Angin (Merata)

Mengacu SNI 1727-2020 pasal 27.1.5 Sehingga beban angin yang dipakai dalam perhitungan desain sebesar $0,38 \text{ kN/m}^2$ atau 38 kg/m^2 .

Pengaruh angin pada atap



Gambar 4.53 Pengaruh Beban Angin Bangunan Gedung Tertutup dengan Atap Pelana

$$\begin{aligned} qW &= \text{jarak gording} \cdot \text{beban angin} \\ &= 1 \text{ m} \cdot 38 \text{ kg/m}^2 = 38 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

maka,

$$\begin{aligned} qWX &= qW \cdot \sin \alpha = 38 \text{ kg/m} \cdot \sin 20^\circ \\ &= 34,69 \text{ kg/m} = 0,347 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} qWY &= qW \cdot \cos \alpha = 38 \text{ kg/m} \cdot \cos 20^\circ \\ &= 15,51 \text{ kg/m} = 0,155 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

4.7.1.3 Perhitungan Momen Akibat Beban

1. Momen akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DLX} &= \frac{1}{8} \times q_{DLx} \times (1/2)^2 \\ &= 10,92 \text{ kgm} \\ &= 0,107 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{DLY} = \frac{1}{8} \times q_{DLY} \times L^2$$

$$= 19,52 \text{ kgm}$$

$$= 0,191 \text{ kNm}$$

2. Momen akibat beban hidup terpusat

$$M_{LLX} = \frac{1}{4} \times P_x \times (L/2)$$

$$= 62,76 \text{ kgm}$$

$$= 0,615 \text{ kNm}$$

$$M_{LLY} = 1/4 \cdot P_x \cdot L$$

$$= 56,11$$

3. Momen akibat beban hidup merata (air hujan)

$$M_{RX} = 1/8 \cdot q_{LLx} \cdot (L/2)^2$$

$$= 37,21 \text{ kgm}$$

$$= 0,364 \text{ kNm}$$

$$M_{RY} = 1/8 \cdot q_{LLx} \cdot (L/2)^2$$

$$= 66,54 \text{ kgm}$$

$$= 0,65 \text{ kNm}$$

4. Momen akibat beban angin

Beban angin terjadi secara tegak lurus pada atap sehingga arah beban angin sama dengan arah y.

$$M_{WY} = 1/8 \cdot q_{LLy} \cdot L^2$$

$$= 58,64 \text{ kgm}$$

$$= 0,574 \text{ kNm}$$

4.7.1.4 Perhitungan Momen Ultimate pada Gording

Analisa beban kombinasi dilakukan pada software ETABS sehingga nilai momen ultimate yang terjadi pada gording dapat diketahui , berikut merupakan hasil dari analisa yang telah dilakukan :

Tabel 4.53 Beban Kombinasi Atap

no	DL	SIDL	LL	RL	W	=
1	1,4	1,4				19,5197
2	1,2	1,2	1,6	0,5		113,702
3	1,2	1,2	1,6	1,6	0,5	113.202

4	1,2	1,2	1	0,5	1	80,035
5	0,9	1,2			1	82,06

Berdasarkan tabel diatas dipakai nilai momen M_{ux} serta M_{uy} yang terbesar yaitu 113,701 kgm = 1,114 kNm

4.7.1.5 Perhitungan Momen Nominal

Kontrol rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur mengacu SNI 1729-2020 Tabel B4. 1b, yaitu :

1. Penampang badan

$$\frac{b}{t} = 20,3125$$

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

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

Karena, nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ (penampang badan tidak kompak).

2. Penampang badan

$$\frac{h}{t} = 46,875$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 108,542$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 164,545$$

Sesuai kriteria SNI 1729 – 2020 pasal B4.1Jika nilai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ oleh karena itu digunakan penampang non-kompak. Pada profil berbentuk kanal, perhitungan momen nominal profil dengan mengacu SNI 1729-2020 pasal F3, yaitu :

1. Perhitungan momen nominal akibat pelelehan

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$Z_x = 1/4 \cdot h \cdot t^2 + a \cdot t(ht - a) + t \cdot (b - 2t) \cdot (ht - t)$$

$$= 36231,94$$

2. Analisa momen nominal yang diakibatkan oleh tekuk torsi lateral. Dengan panjang antar pengaku $L_b = 5300 \text{ mm}$

Perhitungan nilai L_p :

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1230 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai L_r :

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

Konstanta warping :

$$\begin{aligned} C_w &= I_y \cdot h^2 / 4 \\ &= 2310000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{ts}^2 &= \sqrt{\frac{I_y \cdot c_w}{s_x}} \\ &= 931,82 \end{aligned}$$

Menghitung konstanta torsi

$$\begin{aligned} J &= \frac{2 \cdot b \cdot t^3 + (h - t_f) t^3}{3} \\ &= 3023,39 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Menghitung konstanta c :

$$\begin{aligned} C &= \frac{h}{2} \sqrt{\frac{I_y}{c_w}} \\ &= 1,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_r = 3746,272 \text{ mm}$$

Dengan nilai $L_b > L_r \rightarrow 5300 \text{ mm} > 3746,39 \text{ mm}$:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,0078 \cdot \frac{J_c}{S_x \cdot h} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = 1,25 M_{\max} / 2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c$$

Menghitung momen yang terjadi (M_A , M_B , dan M_C):

$$M_A = \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang}$$

$$\begin{aligned}
&= 79,783 \text{ kg} \cdot 4\text{m}/4 - 0.5 \cdot 43,96 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m}/4)^2 \\
&= 70,023 \text{ kgm} \\
&= 0,686 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{MB} &= \text{Momen pada } \frac{1}{2} \text{ bentang} \\
&= 144.5 \text{ kg} \cdot 4\text{m}/2 - 0.5 \cdot 43,96 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m}/2)^2 \\
&= 120,52 \text{ kgm} \\
&= 1,181 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mc} &= \text{Momen pada tiga perempat bentang} \\
&= 144.5 \text{ kg} \cdot 4\text{m}/4 - 0.5 \cdot 43,96 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m}/4)^2 \\
&= 70,023 \text{ kgm} \\
&= 0,686 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mmax} &= 120,526 \text{ kgm} \\
&= 1,181 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$Cb = 1,25$$

$$F_{cr} = 127,8$$

$$\begin{aligned}
\text{Mn} &= F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \\
&= 4217,55 \text{ kgm} \\
&= 41,33 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Analisa momen akibat tekuk lokal sayap tekan

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7 \cdot f_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

$$\begin{aligned}
\text{Mn} &= 9473,43 \text{ kgm} \\
&= 92,83 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

4.7.1.6 Kontrol Momen Nominal

Digunakan nilai Mn terkecil. Sehingga nilai Mn min

$$\begin{aligned}
\text{Mn min} &= 4217,55 \text{ kg.m} \\
&= 41,33 \text{ kN.m.}
\end{aligned}$$

$$\text{Mu maks} < \phi \text{Mn}$$

$$1,181 \text{ kNm} < 0,9 \cdot 41,33 \text{ kNm}$$

$$1,181 \text{ kNm} < 37,19 \text{ kNm (Sesuai)}$$

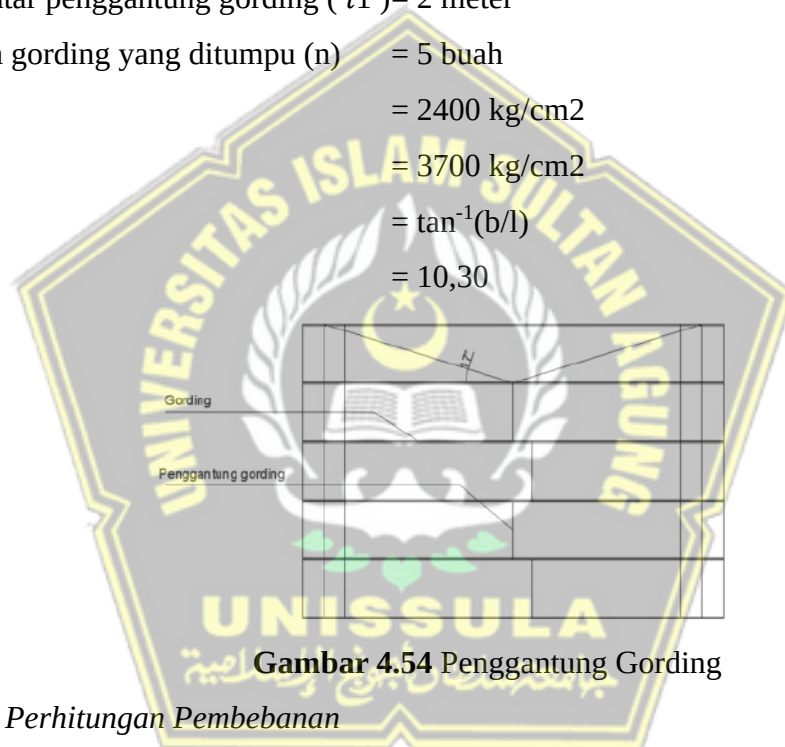
$$\text{Stress Ratio} \rightarrow \text{Mu} / \phi \text{Mn} = 0,25 \leq 1 \text{ (Sesuai)}$$

4.7.2 Perhitungan Penggantung Gording

4.7.2.1 Data Perancangan

Data perancangan yang digunakan pada analisa struktur penggantung gording yaitu :

Jumlah penggantung gording	= 1 buah
Beban angin digording (arah Y)	= 15,51 kg/m
Beban mati digording (arah Y)	= 11,63 kg/m
Beban angin digording (arah Y)	= 15,51 kg/m
Sela antar gording (b1)	= 1 meter
Sela antar penggantung gording (l1)	= 2 meter
Jumlah gording yang ditumpu (n)	= 5 buah
f_y	= 2400 kg/cm ²
f_u	= 3700 kg/cm ²
φ	= $\tan^{-1}(b/l)$
	= 10,30



Gambar 4.54 Penggantung Gording

4.7.2.2 Perhitungan Pembebanan

1. Beban mati

$$\begin{aligned} qD &= l1 \cdot qD \cdot n \\ &= 51,622 \text{ kg} \\ &= 0,505 \text{ kNm} \\ RD &= QD \cdot \sin \theta \\ &= 23,1 \text{ kg} \\ &= 0,226 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban mati

a. Beban Hujan (merata)

$$\begin{aligned} Q_{LR} &= l_1 \cdot q_{LR} \cdot n \\ &= 175,96 \text{ kg} \\ &= 1,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{LR} &= Q_{LR} \cdot \sin \theta \\ &= 78,69 \text{ kg} \\ &= 0,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Pekerja (terpusat)

$$\begin{aligned} Q_{LL} &= n \cdot P_{LL} \\ &= 204 \text{ kg} \\ &= 1,99 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{LL} &= Q_{LR} \cdot \sin \theta \\ &= 91,2 \text{ kg} \\ &= 0,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Beban Angin

$$\begin{aligned} Q_w &= L_1 \cdot q_w \cdot n \\ &= 151,1 \text{ kg} \\ &= 1,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_w &= Q_w \cdot \sin \theta \\ &= 69,35 \text{ kg} \\ &= 0,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.7.2.3 Kombinasi Pembebanan

Tabel 4.54 Beban Kombinasi Atap

no	DL	SIDL	LL	RL	W	=
1	1,4	1,4				35,552
2	1,2	1,2	1,6	0,5		245,26
3	1,2	1,2	1,6	1,6	0,5	152,53
4	1,2	1,2	1	0,5	1	155,18
5	0,9	0,9			1	99,14

Berdasarkan tabel diatas nilai kombinasi beban yang digunakan adalah 245,26 kg
= 2,40 kN

4.7.2.4 Perhitungan Dimensi Penggantung Gording

$$\begin{aligned}\Phi &= \arctan (b_1/l_1) \\ &= 26,57 \\ \sum v &= 0, \quad T \sin \theta - N = 0 \\ T &= N/\sin \phi \\ &= 4985,6 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penggantung gording (A)} &= T/f_y \\ &= 20,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diasumsikan menggunakan penggantung gording batang bulat dengan diameter 19 mm dengan $A_s = 283,53 \text{ mm}^2$ $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ terjadi} = 283,53 \text{ mm}^2 > 207,24 \text{ mm}^2$ (Sesuai).

4.7.2.5 Perhitungan Kontrol Tegangan

Gaya tarik nominal tulangan dihitung sesuai dengan SNI 1729 – 2020 pasal D2:

- a. Cek leleh tarik pada penampang bruto

$$\text{Gaya ultimate terjadi (Tu)} = T = 4985,6 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tarik nominal tulangan (Tn)}$$

$$\begin{aligned}T_n &= \phi f_y \cdot A_g \\ &= 25271,26\end{aligned}$$

$$T_u \leq \phi \cdot T_n = 4985,6 < 25271,26 \text{ (Sesuai)}$$

- b. Cek Tegangan Putus

$$\text{Gaya ultimate terjadi (Tu)} = T = 4985,6 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tarik nominal tulangan (Tn)}$$

$$T_u \leq \phi \cdot T_n, \quad T_n = \phi \cdot f_u \cdot A_e \text{ dimana } A_e = A_n \cdot U$$

Untuk nilai faktor shear lag, $U = 1,0$

$$A_n = A_g = 1169,97 \text{ mm}^2 \rightarrow A_e = 1169,97 \text{ mm}^2$$

$$T_n = 0,75 \cdot 370 \text{ N/mm}^2 \cdot 1169,97 \text{ mm}^2 = 32665,51 \text{ N}$$

$$T_u \leq \phi \cdot T_n$$

Nilai $T_n > T_u$ maka menggunakan penggantung gording dengan $\phi 19$

4.7.3 Perhitungan Kuda – Kuda

4.7.3.1 Data Perancangan

Data perancangan yang dipakai dalam analisa struktur kuda-kuda yaitu :

Mutu baja	= BJ 37
Berat gording	= 5,5 kg/m
Jarak antar kuda-kuda	= 5,3 meter
Sudut kemiringan	= 20°
Jarak antar gording	= 1 meter
Panjang miring atap	= 7,5 meter
Bentang kuda-kuda	= 12 meter
Berat atap	= 6 kg/m ²

Perancangan kuda-kuda diasumsikan menggunakan profil WF 250x125x6x9 dengan data berikut:

A	= 250 mm
B	= 125 mm
tw	= 6 mm
tf	= 9 mm
W	= 29,56 kg/m
Ag	= 37,66 cm ²
R	= 12 mm
Ix	= 4060 cm ⁴
Iy	= 294 cm ⁴
Sx	= 324 cm ³
Sy	= 47 cm ³
Ix	= 10,37 cm
Iy	= 2,79 cm

4.7.3.2 Perhitungan Pembebanan

1. Beban Mati

- Nilai pada A

Berat atap	= 31,8 kg
	= 0,31 kN

Berat gording	= 29,15 kg
	= 0,28 kN
qD	= 60,95 kg
	= 0,6 kN
berat lain(Qd . 10%)	= 6,095 kg
	= 0,06 kN
Qd total	= 0,65 kN

• Untuk nilai pada B

Berat atap	= 15,9 kg
	= 0,15 kN
Berat gording	= 29,15 kg
	= 0,28
qD	= 45,05 kg
	= 0,44 kN
berat lain (Qd . 10%)	= 0,044 kN
Qd total	= 0,48 kN

2. Beban Hidup

Beban hidup pekerja	= 1 kN.
---------------------	---------

3. Beban Hidup

Sesuai persyaratan SNI 1727-2020 pasal 27.1.5 pembebanan minimum angin atap digunakan sebesar 38kg/m^2

- Arah angin datang A = 201,4 kg
= 1,97 kN
- Arah angin datang B = 100,7 kg
= 1 kN
- Angin pergi A = -201,4 kg
= -1,97 kN
- Angin pergi B = -100,7 kg
= -1 kN

4.7.3.3 Perhitungan Gaya pada Kuda – Kuda

Perhitungan gaya yang terjadi pada kuda-kuda menggunakan hasil analisis dengan ETABS v.20.

$$P_{\max} = 37,266 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 13,328 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 20,52 \text{ kN}$$

4.7.3.4 Perhitungan Momen Tekan Nominal

Diketahui:

$$P_{\max} = 37,266 \text{ kN}$$

$$A_g = 37,66 \text{ cm}^2 = 3766 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Panjang antar pengaku lateral} &= \text{jarak antar gording} \\ &= 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur mengacu SNI 1729-2020 Tabel B4.1a yaitu:

$$\lambda = b/2t_f = 6,94$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 15,8 \end{aligned}$$

Nilai $\lambda < \lambda_r$ (penampang non-langsing).

Sesuai kriteria SNI 1729-2020 pasal E3 untuk perhitungan tekan nominal penampang non-langsing (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa elemen langsing).

1. Ke arah sumbu – X

- Perhitungan kelangsingan batang

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

$$K \cdot L / r_x = 9,64 < 200 \text{ (Sesuai)}$$

- Menghitung kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$F_e = 3,14^2 \cdot E / (KL/r_x)^2 = 21205,42 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 238,97 \text{ Mpa}$$

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

$$= 899978,1 \text{ N}$$

2. Ke arah sumbu – Y

- Perhitungan kelangsingan batang

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

$$K \cdot L / r_x = 35,84 < 200 \text{ (Sesuai)}$$

- Perhitungan kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$F_e = 3,14^2 \cdot E / (KL/r_x)^2 = 1534,96 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 224,8 \text{ Mpa}$$

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

$$= 846584,2 \text{ Mpa}$$

Digunakan nilai P_n yang terkecil, sehingga:

$$P_n = 846584,2 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 761925,766 \text{ N}$$

$$= 7619,258 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u = 7619,258 \text{ kN} > 37,266 \text{ kN (Aman)}$$

4.7.3.5 Perhitungan Momen Nominal

Diketahui: $f_r = 70 \text{ MPa}$, Kontrol rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur sesuai kriteria SNI 1729-2020 Tabel B4.1a adalah sebagai berikut :

$$\lambda = \frac{b}{2tf}$$

$$= 6,94$$

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

$$= 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 28,87$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, (penampang badan kompak).

$$h/t = 4167$$

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

$$= 108,54$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 164,54\end{aligned}$$

Sesuai kriteria SNI 1729 – 2020 pasal B4.1 Jika $\lambda < \lambda_p$ maka kompak. Sesuai SNI 1729-2020 pasal F2 jika profil yang digunakan adalah profil WF, maka analisis momen nominal adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan momen nominal akibat pelelehan

$$\begin{aligned}M_n &= M_p = F_y \cdot Z_x \\ Z_x &= 1/4 \cdot ht \cdot t^2 + a \cdot t(ht - a) + t \cdot (b - 2t) \cdot (ht - t) \\ &= 622986 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

2. Perhitungan momen nominal yang diakibatkan oleh tekuk lateral

Dengan nilai panjang antar pengaku $L_b = 7500 \text{ mm}$

perhitu nilai L_p :

$$\begin{aligned}L_p &= 1,76 R_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1417,51 \text{ mm}\end{aligned}$$

Menghitung nilai L_r :

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

Konstanta warping :

$$\begin{aligned}C_w &= I_y \cdot h^2 / 4 \\ &= 45940000000 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}r_{ts}^2 &= \sqrt{\frac{I_y \cdot c_w}{s_x}} \\ &= 1134,26 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung konstanta torsi

$$\begin{aligned}J &= \frac{2 \cdot b \cdot t^3 + (h - t \cdot f) \cdot t^3}{3} \\ &= 78102 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Menghitung konstanta c :

$$\begin{aligned}C &= \frac{h}{2} \sqrt{\frac{I_y}{c_w}} \\ &= 1\end{aligned}$$

$$L_r = 3733,53 \text{ mm}$$

Diketahui, nilai $L_b > L_r \rightarrow 7500 \text{ mm} > 3733,53 \text{ mm}$

Maka:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,0078 \cdot \frac{J_c}{S_x \cdot h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = 1,25 M_{\max}/2,5 M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c$$

Menghitung momen yang terjadi (MA, MB, dan MC):

$$M_A = \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang}$$

$$= 29 \text{ kgm}$$

$$= 0,2 \text{ Kn}$$

$$M_B = \text{Momen pada } \frac{1}{2} \text{ bentang}$$

$$= 2,84 \text{ Kn}$$

$$M_c = \text{Momen tiga perempat bentang}$$

$$= 1,17 \text{ Kn}$$

$$M_{\max} = 430 \text{ kgm}$$

$$= 4,214 \text{ kN}$$

$$C_b = 3,766$$

$$F_{cr} = 162,42 \text{ Mpa}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$= 5,15 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 5,15 = 4,635$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$4,635 > 4,214 \text{ (Sesuai)}$$

Stress Ratio

$$M_u / \phi M_n = 0,84 \leq 1 \text{ (Sesuai)}$$

4.7.3.6 Perhitungan Geser Nominal

Diketahui: $V_u \text{ maks} = V_{\max} = 13,328 \text{ kN}$

1. Kontrol kebutuhan transversal

Pengaku transversal tidak digunakan jika

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

$$\frac{h}{tw} = 41,67$$

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 71,014$$

Diketahui $h/tw \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ berdasarkan analisa yang dilakukan dapat diambil kesimpulan bahwa pengaku transversal tidak dibutuhkan pada komponen struktur ini.

2. Perhitungan Kekuatan Geser

SNI 1729-2020 pasal G2.1.(a) digunakan sebagai acuan dalam memperhitungkan geser struktur dengan badan tanpa pengaku, berikut merupakan perhitungan yang dilakukan :

Apabila $\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ maka nilai $C_v = 1$ dan $\phi = 1$

$$A_w = h \cdot tw = 1500$$

$$\text{Kuat geser} \rightarrow V_n = 0,6 \cdot fy \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_n = 0,6 \cdot 240 \text{ MPa} \cdot 1500 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 216000 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 216000 \text{ N} = 216000 \text{ N} =$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 2160 \text{ kN} \geq 13,328 \text{ kN (Sesuai)}$$

4.7.4 Perhitungan Overstack Kuda-Kuda

Gambar 4.55 Overstack pada Kuda-kuda

Data perancangan untuk analisa overstack yaitu :

Mutu baja = BJ 37

Jarak antar kuda-kuda = 5,3 meter

Jarak antar gording = 1 meter

Bentang kuda-kuda = 12 meter

Berat Atap = 6 kg/m²

Sudut kemiringan = 20°

Berat gording = 5,5 kg/m

Panjang *overstack* = 0,55 meter

Untuk perancangan kuda-kuda diasumsikan memakai profil WF 250x125x8x12 dengan data dibawah ini :

A = 250 mm

B = 125 mm

tw = 6 mm

tf = 9 mm

W = 29,56 kg/m

Ag = 37,66 cm²

R = 12 mm

Ix = 4060 cm⁴

Iy = 294 cm⁴

Sx = 324 cm³

Sy = 47 cm³

Ix = 10,37 cm

Iy = 2,79 cm

4.7.4.1 Perhitungan gaya pada *overstack*

Diketahui:

P maks = 165,06 kg

Ag = 37,66 cm² = 3766 mm²

f_y = 240 MPa

Panjang antar pengaku lateral = jarak antar gording

= 1 m = 1000 mm

Kontrol rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur sesuai SNI 1729-2020 Tabel B4.1a yaitu :

$$\lambda = 2 \frac{h}{tw} = 13,89$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ = 15,8$$

Nilai $\lambda < \lambda_r$ (penampang non-langsing). Analisa tekan nominal penampang non-langsing mengacu kriteria SNI 1729-2020 pasal E3 (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa elemen langsing).

1. K arah sumbu – x

- Analisa kelangsingan batang

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

$$K \cdot L / r_x = 9,64 < 200 \text{ (Sesuai)}$$

- Analisa kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$F_e = 3,14^2 \cdot E / (KL/r_x)^2$$

$$F_{cr} = 238,86 \text{ Mpa}$$

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

$$= 899568,5487 \text{ N}$$

2. K arah sumbu – y

- Analisa kelangsingan batang

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

$$K \cdot L / r_x = 9,64 \text{ (Sesuai)}$$

- Analisa kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$F_e = 3,14^2 \cdot E / (KL/r_x)^2$$

$$F_{cr} = 238,86 \text{ Mpa}$$

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

$$= 899568,5487 \text{ N}$$

Dipakai nilai P_n terkecil dalam menentukan kuat tekan nominal batang, sehingga:

$$P_n = 899568,5487 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 809611,6938 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_u = 809611,6938 > 165,06 \text{ (Sesuai)}$$

4.7.4.2 Perhitungan Momen Nominal

Dengan nilai $f_r = 70 \text{ MPa}$, sesuai SNI 1729-2020 Tabel B4.1a Kontrol rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur adalah sebagai:

$$\lambda = 2 \frac{h}{t_f}$$

$$= 6,94$$

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

$$= 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 28,87$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, (penampang badan kompak).

$$\frac{h}{t} = 41,67$$

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

$$= 108,54$$

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

$$= 164,54$$

Sesuai kriteria SNI 1729 – 2020 pasal B4.1 Jika nilai $\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak). Untuk profil WF, sesuai SNI 1729-2020 pasal F2 analisa momen nominal yaitu :

1. Analisa momen nominal akibat pelelehan

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = 1/4 \cdot ht \cdot t^2 + a \cdot t(ht - a) + t \cdot (b - 2t) \cdot (ht - t)$$

$$= 542139 \text{ mm}^3$$

2. Analisa momen nominal yang diakibatkan tekuk torsi lateral

Dengan panjang antar pengaku $L_b = 5500 \text{ mm}$

Perhitungan nilai L_p :

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

$$= 1388,87 \text{ mm}$$

Perhitungan nilai L_r :

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

Konstanta warping :

$$\begin{aligned}C_w &= I_y \cdot h^2/4 \\ &= 4590000000 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}r_{ts}^2 &= \sqrt{\frac{I_y \cdot c_w}{S_x}} \\ &= 1134,26 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung konstanta torsi

$$\begin{aligned}J &= \frac{2 \cdot b \cdot t^3 + (h - t_f) t^3}{3} \\ &= 78102 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Menghitung konstanta c :

$$\begin{aligned}C &= \frac{h}{2} \sqrt{\frac{I_y}{c_w}} \\ &= 1\end{aligned}$$

$$L_r = 3705,82 \text{ mm}$$

Dengan nilai $L_b > L_r \rightarrow 5500 \text{ mm} > 3705,82 \text{ mm}$ Maka: $M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq$

M_p

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,0078 \cdot \frac{J_c}{S_x \cdot h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = 1,25 M_{\max}/2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c$$

Menghitung momen yang terjadi (MA, MB, dan MC):

$$\begin{aligned}M_A &= \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang} \\ &= 0,2468 \cdot 100 \\ &= 24,68 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_B &= \text{Momen pada } \frac{1}{2} \text{ bentang} \\ &= 0,742 \cdot 100 \\ &= 74,2 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_C &= \text{Momen pada } \frac{1}{4} \text{ bentang} \\ &= 1,0201 \cdot 100 \\ &= 102,01 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$M_{\max} = 136,74 \text{ kgm}$$

$$C_b = 1,678$$

$$F_{cr} = 21425,26 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \\ &= 69417,84 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Berdasarkan analisa dipakai nilai $M_n = 13011,336 \text{ kgm}$

Periksa,

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \cdot 13011,336 \text{ kgm} \\ &= 11710,2024 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$11710,2024 \text{ kgm} > 136,74 \text{ kgm (Sesuai)}$$

Stress Ratio

$$M_u / \phi M_n = 0,012 \leq 1 \text{ (Sesuai)}$$

4.7.4.3 Perhitungan Geser Nominal

Dengan $V_{u\text{maks}} = 367,67 \text{ kg}$

1. Kontrol kebutuhan pengaku transversal

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

$$\frac{h}{tw} = 41,67$$

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,58$$

Diketahui $\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ berdasarkan analisa yang telah dilakukan dapat disimpulkan bahwa tidak dibutuhkan adanya pengaku transversal.

2. Perhitungan Kekuatan Geser

Perhitungan geser struktur dengan badan tanpa pengaku mengacu SNI 1729-2020 pasal G2.1.(a) :

apabila $\frac{h}{tw} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ diketahui nilai $C_v = 1$ dan $\phi = 1$

$$A_w = h \times tw = 1500 \text{ mm}^2$$

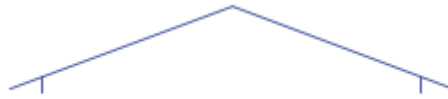
$$\text{Kuat geser} \rightarrow V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$V_n = 0,6 \cdot 240 \text{ MPa} \cdot 1500 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 216000 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 216000 \text{ N} = 216000 \text{ N} = 21600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 211,68 \text{ kN} \geq 3,6 \text{ kN (Sesuai)}$$

4.7.5 Perhitungan Kolom Baja



Gambar 4.56 Kolom Baja pada Struktur Atap

Data-data perancangan untuk analisa *overstack* yaitu :

- WF 250x250x9x14
- A = 250 mm
- B = 250 mm
- t_w = 9 mm
- t_f = 14 mm
- W = 29,56 kg/m
- A_g = 92,18 cm²
- R = 16 mm
- I_x = 1080 cm⁴
- I_y = 365 cm⁴
- S_x = 967 cm³
- S_y = 292 cm³
- I_x = 10,4 cm
- I_y = 6,29 cm

4.7.5.1 Perhitungan gaya pada kolom atap

Diketahui:

- P maks = 5543,09 kg
- A_g = 92,18 cm² = 9218 mm²
- f_y = 240 MPa

Panjang antar pengaku lateral = jarak antar gording
= 1 m = 1000 mm

Cek rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur sesuai kriteria SNI 1729-2020 Tabel B4.1a yaitu:

$$\lambda = \frac{h}{2tf} = 8,93$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15,8$$

Nilai $\lambda < \lambda_r$ (penampang non-langsing). Mengacu SNI 1729-2020 pasal E3 (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa elemen langsing).

1. Ke arah sumbu – X

- Analisa kelangsingan batang

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

$$K \cdot L / r_x = 5,77 < 200 \text{ (Sesuai)}$$

- Analisa kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$F_e = 3,14^2 \cdot E / (KL/r_x)^2 = 59245,24 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 239,59 \text{ Mpa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2208572,12 \text{ N}$$

2. Arah sumbu – Y

- Perhitungan kelangsingan batang

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

$$K \cdot L / r_x = 5,77 < 200 \text{ (Sesuai)}$$

- Analisa kekuatan nominal terfaktor batang tekan

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$F_e = 3,14^2 \cdot E / (KL/r_x)^2 = 59245,24 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 239,59 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2208572,123 \text{ N}$$

Diambil nilai P_n yang terkecil, sehingga:

$$P_n = 2208572,123 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 1987714,911 \text{ N}$$

$$\phi P_n > P_u = 1987714,911 > 5543,09 \text{ (Sesuai)}$$

4.7.5.2 Perhitungan Momen Nominal

Diketahui: $f_r = 70 \text{ MPa}$, cek rasio tebal terhadap lebar untuk komponen struktur sesuai SNI 1729-2020 Tabel B4.1a adalah :

$$\lambda = \frac{b}{2tf}$$

$$= 8,93$$

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

$$= 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 28,87$$

Nilai $\lambda < \lambda_p$, penampang kompak.

$$\frac{h}{t} = 27,78$$

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

$$= 108,54$$

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

$$= 164,54$$

Sesuai SNI 1729 – 2020 pasal B4.1 Apabila nilai $\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak). Mengacu SNI 1729 – 2020 pasal F2 untuk Profil WF, perhitungan momen nominal dihitung sebagai berikut.

1. Analisa momen nominal akibat pelelehan

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = 1/4 \cdot ht \cdot t^2 + a \cdot t(ht - a) + t \cdot (b - 2t) \cdot (ht - t)$$

$$= 824798,5 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 19795,164 \text{ kgm}$$

2. Analisa momen nominal akibat tekuk torsi lateral

Dengan panjang pengaku $L_b = 600 \text{ mm}$

Menghitung nilai L_p :

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

$$= 3131,18 \text{ mm}$$

$$L_b < L_p = 600 < 3131,18$$

Maka, yang digunakan adalah

$$M_n = 19795,1640 \text{ kgm}$$

Cek :

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 19795,1640 \text{ kgm}$$

$$= 17815,6476 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$17815,6476 \text{ kgm} > 1392,56 \text{ kgm (Sesuai)}$$

Stress Ratio

$$M_u / \phi M_n = 0,078 \leq 1 \text{ (Sesuai)}$$

4.7.5.3 Perhitungan Geser Nominal

Dengan $V_u \text{ maks} = 5683,9 \text{ kg}$

1. Periksa kebutuhan pengaku transversal

Tidak digunakan pengaku transversal jika $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{h}{t_w} = 27,78$$

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,58$$

Diketahui $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ sesuai hasil analisis maka komponen inti tidak memerlukan pengaku transversal.

2. Analisa Kekuatan Geser

Mengacu SNI 1729-2020 pasal G2.1.(a) perhitungan geser struktur dengan badan tanpa pengaku yaitu:

apabila $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ didapat nilai $C_v = 1$ dan $\phi = 1$

$$A_w = h \cdot t_w = 2250 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat geser} \rightarrow V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_n = 0,6 \cdot 240 \text{ MPa} \cdot 2250 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 324000 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 324000 \text{ N} = 324000 \text{ N} = 32400 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 32400 \text{ kg} \geq 5683,9 \text{ kg (Sesuai)}$$

4.8 Perancangan Sambungan

4.8.1 Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Digunakan baut

- V_u = 178877,6 kgcm = 17,53 kNm (analisis software etabs)
- Balok anak = 250 x 125
- Balok induk = 400 x 200

Diasumsikan :

Baut mutu A-325

- f_u = 6200 kg/cm²
- d_b = 22 mm
- A_b = 3,799 cm²
- r_1 = 0,5 (Baut tanpa ulir pada bidang geser)

a. Sabungan pada badan balok anak

Dengan mengacu kepada persamaan (2.62) dan (2.63) maka nilai sambungan baut adalah :

Menentukan jumlah *bold*

Kuat 1 baut pada sayap :

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser } (\phi V_n) &= 0,75 \times r_1 \times f_u \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 6200 \times 3,799 \times 2 \\ &= 17665,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2 \times 1,2 \times 3700 \\ &= 17582,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Kuat 1 baut diambil} = 17582,4 \text{ kg} = 172,30 \text{ kN}$$

Menentukan nilai n :

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{178877,6}{17582,4} = 10,1 \text{ buah (dibulatkan menjadi 10 buah)}$$

maka baut 22 mm yang dipasang sebanyak 10 buah

b. Sabungan pada badan balok induk

Dengan mengacu kepada persamaan (2,62) dan (2,63) maka nilai sambungan baut adalah :

Kuat 1 baut pada sayap :

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser } (^{\circ}V_n) &= 0,75 \times r_1 \times f_u \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 6200 \times 3,799 \times 1 \\ &= 8832,675 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat tumpu } (^{\circ}R_n) &= 0,75 \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2 \times 1,2 \times 3700 \\ &= 17582,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\text{Kuat 1 baut diambil} = 8832,675 \text{ kg}$$

Menentukan nilai n

$$n = \frac{V_u}{^{\circ}V_n} = \frac{178877,6}{8832,675} = 20,1 \text{ buah (dibulatkan menjadi 20 buah)}$$

maka baut 22 mm yang dipasangg sebanyak 20 buah

c. Periksa kekuatan penyambung

Periksa terhadap leleh

$$A_g \times 0,9 \times f_y \geq V_u$$

$$(25 \times 12,5) \times 0,9 \times 2400 \geq 178877,6$$

$$675000 \geq 178877,6 \text{ (Sesuai)}$$

Periksa terhadap putus

$$A_n \times 0,75 \times f_u \geq V_u$$

$$(A_g - d' \times t_w) \times 0,75 \times f_u \geq V_u$$

$$((20 \times 12,5) - ((2,2 + 0,15) \times 0,75)) \times 0,75 \times 3700 \geq 178877,6$$

$$688859,06 \geq 178877,6 \text{ (Sesuai)}$$

Periksa jarak *bold*

$$\text{Jarak ketepi} = 1,5 d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

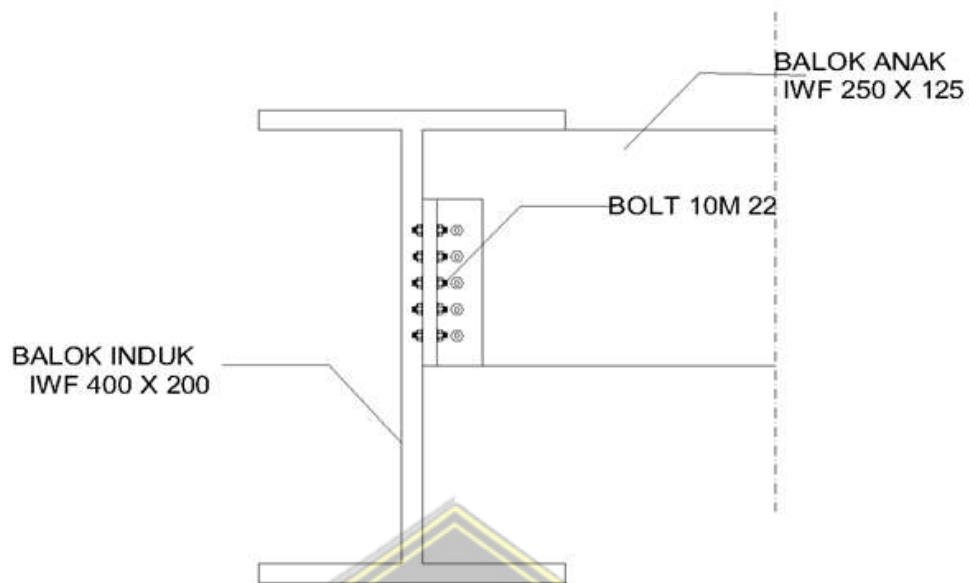
$$1,5 d_b = 1,5 \times 2,2 = 33 \text{ mm}$$

$$(4t_p + 100) = (4 \times 12 + 100) = 148 \text{ mm}$$

$$\text{Renggang antar } \textit{bold} = 3 d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 d_b = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

$$15 t_p = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$



Gambar 4.57 Sambungan Baut Balok Induk ke Balok Anak

4.8.2 Sambungan Balok Induk – Kolom

Data properties kolom dan balok induk :

BJ – 37

$$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_u = 3700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Kolom} = 500 \times 500$$

$$\text{Balok Induk} = 400 \times 200$$

$$M_u = 280022,5 \text{ Kg.cm (ETABS)}$$

$$V_b = \frac{(M_u + M_u)}{L} = \frac{(280022,5 + 280022,5)}{400} = 1400,11 \text{ Kg}$$

$$V_u = 127040,8 \text{ Kg (ETABS)}$$

$$V_u = 1400,11 + 127040,8 = 128440,8 \text{ Kg}$$

Sambungan Diasumsikan :

Digunakan mutu A-325

$$f_u = 6200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D_b = 24 \text{ mm}$$

$$A_b = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = 0,5 \text{ (Baut tanpa ulir pada bidang geser)}$$

a. Sambungan di Badan Balok

Mengacu kepada persamaan (2,62) dan (2,63) maka nilai sambungan baut adalah :
kuat 1 baut pada sayap :

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser } (\phi V_n) &= 0,75 \times r_1 \times f_u \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 6200 \times 4,9 \times 2 \\ &= 22785 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \times 3700 \\ &= 19980 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Kuat 1 } \textit{bold} \text{ diambil} = 19980 \text{ Kg}$$

Jumlah *bold* yang dibutuhkan :

$$n = \frac{Vu}{\phi R_n} = \frac{128440,8}{19980} = 6,4 \text{ buah} \sim 7 \text{ buah}$$

maka digunakan diameter 24 mm yang dipasang sebanyak 7 buah

b. Sambungan Pada Sayap Kolom

Mengacu kepada persamaan (2.62) dan (2.63) maka nilai sambungan baut adalah ;
Kekuatan 1 baut di sayap :

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser } (\phi V_n) &= 0,75 \times r_1 \times f_u \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 6200 \times 4,9 \times 1 \\ &= 11392,5 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \times 3700 \\ &= 19980 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Kuat 1 } \textit{bold} \text{ diambil} = 11392,5 \text{ Kg}$$

Dibutuhkan :

$$n = \frac{Vu}{\phi R_n} = \frac{128440,8}{11392,5} = 11,2 \text{ buah} \sim 12 \text{ buah}$$

maka digunakan diameter 24 mm yang dipasang sebanyak 12 buah

c. Periksa Kekuatan Penyambung

Periksa terhadap leleh

$$A_g \times 0,9 \times f_y \geq V_u$$

$$(25 \times 12,5) \times 0,9 \times 2400 \geq 48102,68$$

$$675000 \geq 128440,9 \text{ (Sesuai)}$$

Periksa terhadap putus

$$A_n \times 0,75 \times f_u \geq V_u$$

$$(A_g - d' \times t_w) \times 0,75 \times f_u \geq V_u$$

$$((25 \times 12,5) - ((2,5,6 + 0,2) \times 0,8)) \times 0,75 \times 3700 \geq V_u$$

$$861193,5 \geq 128440,9 \text{ (Sesuai)}$$

Periksa renggang baut

$$\text{Selisih baut ke tepi} = 1,5 d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

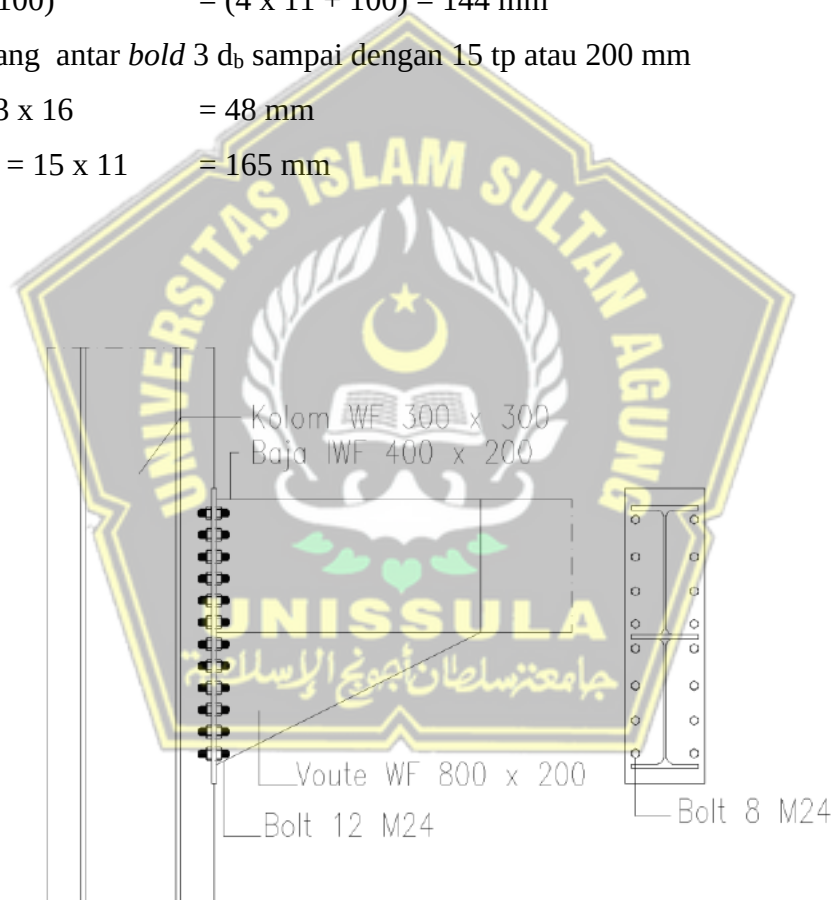
$$1,5 d_b = 1,5 \times 16 = 24,4 \text{ mm}$$

$$(4t_p + 100) = (4 \times 11 + 100) = 144 \text{ mm}$$

Renggang antar *bold* 3 d_b sampai dengan 15 t_p atau 200 mm

$$3 d_b = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}$$

$$15 t_p = 15 \times 11 = 165 \text{ mm}$$



Gambar 4.58 Sambungan Baut Balok Induk ke Kolom

4.8.3 Sambungan Kolom – Kolom

Menggunakan kolom H 300 x 300 :

$$\begin{array}{llll} B & = 300 \text{ mm} & Z_x & = 1465 \text{ cm}^3 & I_x & = 20400 \text{ cm}^4 \\ H & = 300 \text{ mm} & Z_y & = 682 \text{ cm}^3 & I_y & = 6750 \text{ cm}^4 \\ t_f & = 15 \text{ mm} & i_x & = 13,05 \text{ cm} & t_w & = 10 \text{ mm} \end{array}$$

$$i_y = 7,51 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= Z_x \times f_y \\ &= 1465 \times 2400 \\ &= 3516000 \text{ Kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_y &= R_y \times f_y \\ &= 3600 \text{ Kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{sayap}} &= b_f \times t_f \\ &= 300 \times 15 \\ &= 4500 \text{ mm}^2 \\ &= 45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= A_{\text{sayap}} \times F_e \\ &= 45 \times 3600 \\ &= 162000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Pembagian Beban Momen

$$\begin{aligned} I_{\text{badan}} &= I_y \\ &= 6750 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{badan}} &= (I_{\text{badan}} \times M_u) / I_{\text{profil}} \\ &= (6750 \times 3516000) / 20400 \\ &= 1163382,353 \text{ Kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{sayap}} &= M_u - M_{\text{badan}} \\ &= 2352617,647 \text{ Kg.cm} \end{aligned}$$

Sambungan Pada Sayap

Dengan mengacu kepada persamaan (2.62) dan (2.63) maka nilai sambungan baut adalah :

Direncanakan baut adalah :

Mutu baut A-325

$$\begin{aligned}
F_u &= 6200 \text{ kg/cm}^2 \\
d_b &= 25 \text{ mm} \\
A_b &= 4,9 \text{ cm}^2 \\
r_1 &= 0,5 \text{ (Baut tidak pada bidang geser)} \\
T_u &= \frac{M_{sayap}}{d} = \frac{2352617,647}{234} = 10053,92 \text{ Kg} \\
V_u &= P_u + T_u \\
&= 162000 + 10053,92 \\
&= 172053,92 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Kekuatan 1 baut pada sayap :

Dengan mengacu kepada persamaan (2.62) dan (2.63) maka nilai sambungan baut adalah :

$$\begin{aligned}
\text{Kuat geser } (\phi V_n) &= 0,75 \times r_1 \times f_u \times A_b \times m \\
&= 0,75 \times 0,5 \times 6200 \times 4,9 \times 2 \\
&= 22814,062 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kuat tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
&= 0,75 \times 2,4 \times 2,5 \times 1,5 \times 3700 \\
&= 24975 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Kuat 1 *bold* diambil = 22814,062 Kg

Jumlah *bold* yang dibutuhkan :

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{172053,92}{22814,062} = 7,54 \text{ buah} - 8 \text{ buah}$$

maka baut 25 mm yang dipasang sebanyak 8 buah

Sambungan Pada Badan

Diasumsikan tebal pelat buhul = 1 cm

Beban yang bekerja :

$$V_u = 211428 \text{ Kg (ETABS)}$$

$$M_{\text{badan}} = 1163382,353 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kuat geser } (\phi V_n) &= 0,75 \times r_1 \times f_u \times A_b \times m \\
&= 0,75 \times 2,4 \times 0,75 \times 0,5 \times 6200 \times 4,9 \times 2 \\
&= 22814,062 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\text{Kuat tumpu } (\phi R_n) = 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 1,5 \cdot 3700$$

$$= 24975 \text{ Kg}$$

Kuat 1 *bold* yang dipakai 22814,06 Kg

Momen yang terjadi pada titik berat badan :

$$\text{Total Mu} = M_{\text{badan}} + Vu \times e$$

$$= 1163382,353 + 211428,6 \times 7,51$$

$$= 2751211 \text{ Kg.cm}$$

Menentukan nilai n :

$$n = \sqrt{\frac{6 \times Mu}{u \times Ru}}$$

$$Ru = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 22814,6$$

$$= 19163,812 \text{ Kg}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times Mu}{u \times Ru}}$$

$$= \sqrt{\frac{6 \times 2751211}{6 \times 19163,812}}$$

$$= 11,98$$

$$= 12 \text{ buah}$$

Renggang baut

$$\text{Renggang sampai tepi} = 1,5 d_b \text{ s/d } (4tp + 1000 \text{ atau } 200 \text{ mm})$$

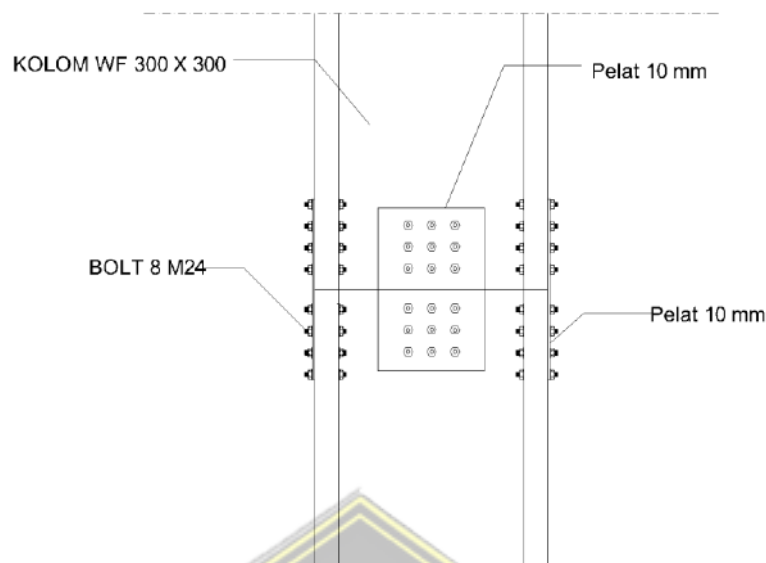
$$1,5 d_b = 1,5 \times 25 = 37,5 \text{ mm}$$

$$(4tp + 100) = (4 \times 10 + 100) = 140 \text{ mm}$$

Renggang antar *bold* 3 d_b s/d 15tp atau 200 mm

$$3 d_b = 3 \times 25 = 75 \text{ mm}$$

$$15tp = 15 \times 10 = 150 \text{ mm}$$



Gambar 4.59 Sambungan Kolom ke Kolom

4.8.4 Sambungan Kolom ke Base Plate dengan Kolom IWF 300.300.10.15

Berdasarkan analisa gaya yang terjadi pada J7 yang berasal dari ETABS V.20 adalah sebagai berikut :

$$P_u = 1384,82 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 224,45 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 277,839 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

$$f'_c = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

Mutu angker direncanakan

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

Pada daerah sisi pada profil baja IWF isiapkan las ($t_e = 1 \text{ cm}$) sebagai berikut :

$$A_{las} = 119,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 20400 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 6750 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{20400}{7,51} = 2176,378 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{6750}{13,05} = 517,241 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 f_{ulas} &= \emptyset \cdot 0,6 \cdot f_{E80xx} \cdot 1 \\
 &= \emptyset \cdot 0,6 \cdot 80 \cdot 70,3 \cdot 1 \\
 &= 2530,8 \text{ Kg/cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{total} &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \\
 &= \frac{59302,46}{119,8} + \frac{1842541,84}{2716,3782} + \frac{931042,86}{517,241} \\
 &= 2973,3367 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_e &= \frac{f_{total}}{f_{ulas}} \times 1 \\
 &= 1,17 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$a = t_e / 0,7 = 1,17 / 0,707 = 1,67 \text{ cm}$$

kriteria tebal kaki las:

Tebal pelat = 20 mm

$$a_{acff} = \frac{1,41 \cdot f_u \cdot t_{pelat}}{f_{E70xx}} = \frac{1,41 \cdot 4000 \cdot 2}{80 \times 70,3} = 2 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis diatas las yang dipakai adalah $a = 2 \text{ cm}$

Analisa Base Plate Arah Y

Direncanakan dengan diameter angker = 22 mm

$$h' > w_e + w_l$$

$$w_e = 1 \frac{3}{4} \times 2,2 = 3,8 \text{ cm} = 4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 c_l &= 27/16 \text{ inch} \times 2,54 \\
 &= 4,29 \text{ cm} = 4,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h' &\geq 5 + 4,5 \\
 &\geq 9,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$h = H - w_e = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 B &= H \\
 &= 50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dimensi Beton:

$$\text{Panjang} = 50 + (2 \cdot 2,5) = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 50 + (2 \cdot 2,5) = 55 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{55 \times 55}{50 \times 50}} = 1,1$$

$$f_{cu}' = 0,85 \cdot f'c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \times 300 \times 1,1$$

$$= 280,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = h - \sqrt{h^2 \frac{P_u \times (2h-H) + 2 M_u}{\phi_c \times f'c \times B}}$$

$$= 46 - \sqrt{46^2 \frac{141308,16 \times (2 \times 46 - 50) + 2 \times 2835091,84}{0,6 \times 280,5 \times 50}}$$

$$= 5,31 \text{ cm}$$

$$T_u = (\phi_c \cdot f_{cu}' \cdot B \cdot a) - P_u$$

$$= (0,6 \cdot 280,5 \cdot 50 \cdot 5,31) - 141308,16$$

$$= -96600,92 \text{ Kg}$$

Sesuai hasil analisis yang telah dilakukan dapat diambil kesimpulan bahwa tidak adanya gaya tarik yang terjadi sehingga penggunaan angker tidak dibutuhkan dalam perancangan namun tetap dipasang angker minimal 2 buah pada bagian sisi pelat dengan panjang 50 cm.

Arah X

Dimensi Beton:

$$\text{Panjang} = 50 + (2 \cdot 2,5) = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 50 + (2 \cdot 2,5) = 55 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{55 \times 55}{50 \times 50}} = 1,1$$

$$f_{cu}' = 0,85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \cdot 300 \cdot 1,1$$

$$= 280,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = h - \sqrt{h^2 \frac{P_u \times (2h-H) + 2 M_u}{\phi_c \times f'c \times B}}$$

$$= 46 - \sqrt{46^2 \frac{141308,16 \times (2 \times 46 - 50) + 2 \times 2290306,12}{0,6 \times 280,5 \times 61}}$$

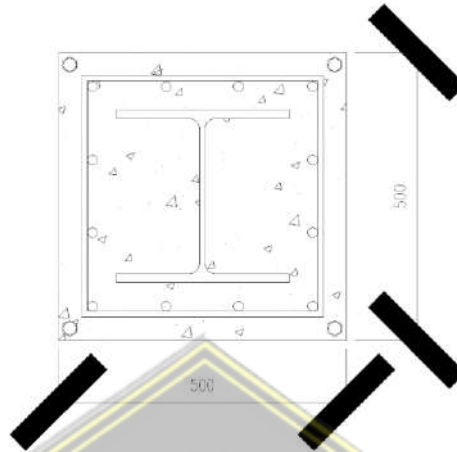
$$= 5,517$$

$$T_u = (\phi_c \cdot f_{cu}' \cdot B \cdot a) - P_u$$

$$= (0,6 \cdot 280,5 \cdot 50 \cdot 5,517) - 141308,16$$

$$= -94878,183 \text{ Kg}$$

Tidak adanya gaya tarik yang terjadi sehingga penggunaan angker tidak dibutuhkan dalam perancangan namun tetap dipasang angker minimal 2 buah pada bagian sisi pelat dengan panjang 50 cm.



Gambar 4.60 Sambungan Kolom ke Base Plate Kolom

4.9 Perancangan Pondasi

Pada pekerjaan pondasi terlebih dulu dilakukan pengecekan terhadap pondasi yang digunakan apakah beban dari struktur atas dapat ditahan dan beban yang bekerja pada tanah yang ada disekitar pondasi. Pada pengecekan pondasi ini dilakukan dengan menggunakan hasil analisis *software* ETABS V.20.3.

4.9.1 Data Properti Material

Untuk material yang digunakan pada struktur pondasi dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.55 Data Properti Material Pondasi

Jenis Tiang Pancang	Bored Pile	
Diameter (D)	0,60	m
Panjang Tiang Pancang (L)	6,80	m
Kuat Tekan Beton Tiang Pancang (f_c')	21	MPa
Berat Beton Bertulang (W_c)	24	kN/m ³

4.9.2 Data Tanah

Menggunakan data tanah dengan hasil pengujian sondir di daerah Kabupaten Semarang.

4.9.3 Tahanan Aksial Tiang

4.9.3.1 Analisis Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Kekuatan Bahan

Berdasarkan tabel 4.54 analisis tahanan aksial tiang yang mengacu pada kekuatan bahan adalah sebagai berikut :

- Luas penampang tiang pancang

$$\begin{aligned} A &= \pi/4 \times D^2 \\ &= \pi/4 \times 0,60^2 \\ &= 0,2827 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Berat tiang pancang

$$\begin{aligned} W_p &= A \times L \times W_c \\ &= 0,2827 \times 6,8 \times 24 \\ &= 46,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton tiang pancang

$$\begin{aligned} f_c' &= 21 \text{ MPa} \\ &= 21 \times 1000 \\ &= 21000 \text{ KPa} \end{aligned}$$

- Kapasitas dukung nominal tiang pancang

$$\begin{aligned} P_n &= 0,3 \times f_c' \times A \\ &= 0,3 \times 21000 \times 0,2827 \\ &= 1781 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Factor reduksi keamanan

$$\Phi = 0,6$$

- Tahanan aksial tiang pancang

$$\begin{aligned} &= \frac{P_n}{\Phi} \\ &= \frac{1781}{0,6} \\ &= 1068,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis diatas, nilai tahanan aksial tiang pancang berdasarkan kekuatan sebesar 1068,77 kN.

4.9.3.2 Analisis Tahanan Aksial Tiang Berdasarkan Hasil Uji Sondir (BAGEMANN)

Analisi tahanan aksial tiang dilakukan dengan metode bageman adalah sebagai berikut :

a. Tahanan Ujung

Tahanan ujung nominal dihitung dengan rumus

$$P_b = \omega \times A_b \times q_c$$

Keterangan:

ω = factor reduksi nilai tahanan ujung nominal tiang = 0,5

S_f = factor keamanan = 3,0

q_c = tahanan penetrasi kerucut statis yang merupakan nilai rata – rata dihitung dari 8.D diatas dasar tiang sampai 4.D dibawah dasar tiang(kN/m²).

A_b = luas ujung bawah tiang (m²)

$$= \pi/4 \times D^2$$

$$= 0,2827 \text{ m}^2$$

Tabel 4.56 Analisis Sondir

DATA HASIL PENGUJIAN					
SONDIR					
No	Kedalaman	q_c	q_c	q_f	q_f
	z_1 (m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)
1	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,20	20	2000	5,00	500,00
3	0,40	13	1300	6,00	600,00
4	0,60	16	1600	4,00	400,00
5	0,80	23	2300	6,00	600,00
6	1,00	13	1300	4,00	400,00
7	1,20	16	1600	6,00	600,00
8	1,40	14	1400	3,00	300,00
9	1,60	8	800	3,00	300,00

DATA HASIL PENGUJIAN					
SONDIR					
No	Kedalaman	q _c	q _c	q _f	q _f
	z ₁ (m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)
10	1,80	12	1200	3,00	300,00
11	2,00	20	2000	4,00	400,00
12	2,20	6	600	3,00	300,00
13	2,40	10	1000	2,00	200,00
14	2,60	11	1100	4,00	400,00
15	2,80	60	6000	10,00	1000,00
16	3,00	20	2000	5,00	500,00
17	3,20	16	1600	4,00	400,00
18	3,40	11	1100	2,00	200,00
19	3,60	6	600	3,00	300,00
20	3,80	7	700	2,00	200,00
21	4,00	6	600	2,00	200,00
22	4,20	7	700	2,00	200,00
23	4,40	10	1000	2,00	200,00
24	4,60	12	1200	2,00	200,00
25	4,80	13	1300	3,00	300,00
26	5,00	11	1100	2,00	200,00
27	5,20	10	1000	2,00	200,00
28	5,40	12	1200	3,00	300,00
29	5,60	13	1300	3,00	300,00
30	5,80	55	5500	10,00	1000,00
31	6,00	100	10000	20,00	2000,00
32	6,20	110	11000	15,00	1500,00
33	6,40	125	12500	25,00	2500,00
34	6,60	75	7500	15,00	1500,00
35	6,80	211	21100	14,00	1400,00

Tahanan penetrasi kerucut statis rata – rata dari 8.D diatas dasar s.d. 4D dibawah dasar tiang pancang,

$$\begin{aligned} 8D &= L - (8 \times D) \\ &= 6,8 - (8 \times 0,60) \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_c &= 37,48 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3758 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Faktor reduksi nilai tahanan ujung nominal tiang

$$\omega = 0,5$$

Tahanan ujung nominal tiang pancang

$$\begin{aligned} P_b &= \omega \times A_b \times q_c \\ &= 0,5 \times 0,2827 \times 3758 \\ &= 529,861 \text{ kN} \end{aligned}$$

Faktor keamanan

$$SF = 3$$

Diambil tahanan aksial tiang pancang

$$\begin{aligned} &= \frac{529,861}{3} \\ &= 177 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Tahanan Gesek

Tahanan gesek nominal menurut Skempton dianalisis dengan menggunakan rumus :

$$P_s = \sum (A_s \times q_f)$$

A_s = luas permukaan segmen dinding tiang (m^2)

q_f = tahanan gesek kerucut statis rata – rata (kN/m)

Tabel 4.57 Tahanan Gesek

No	Kedalaman	L_1 (m)	A_s (m^2)	q_f (kN/m^2)	P_s (kN)
	z_1 (m)				
1	0,00	0,0	0,0000	0,00	0,00
2	0,20	0,2	0,3770	500,00	188,50
3	0,40	0,2	0,3770	600,00	226,19

No	Kedalaman	L ₁ (m)	A _s (m ²)	q _f (kN/m ²)	P _s (kN)
	z ₁ (m)				
4	0,60	0,2	0,3770	400,00	150,80
5	0,80	0,2	0,3770	600,00	226,19
6	1,00	0,2	0,3770	400,00	150,80
7	1,20	0,2	0,3770	600,00	226,19
8	1,40	0,2	0,3770	300,00	113,10
9	1,60	0,2	0,3770	300,00	113,10
10	1,80	0,2	0,3770	300,00	113,10
11	2,00	0,2	0,3770	400,00	150,80
12	2,20	0,2	0,3770	300,00	113,10
13	2,40	0,2	0,3770	200,00	75,40
14	2,60	0,2	0,3770	400,00	150,80
15	2,80	0,2	0,3770	1000,00	376,99
16	3,00	0,2	0,3770	500,00	188,50
17	3,20	0,2	0,3770	400,00	150,80
18	3,40	0,2	0,3770	200,00	75,40
19	3,60	0,2	0,3770	300,00	113,10
20	3,80	0,2	0,3770	200,00	75,40
21	4,00	0,2	0,3770	200,00	75,40
22	4,20	0,2	0,3770	200,00	75,40
23	4,40	0,2	0,3770	200,00	75,40
24	4,60	0,2	0,3770	200,00	75,40
25	4,80	0,2	0,3770	300,00	113,10
26	5,00	0,2	0,3770	200,00	75,40
27	5,20	0,2	0,3770	200,00	75,40
28	5,40	0,2	0,3770	300,00	113,10
29	5,60	0,2	0,3770	300,00	113,10
30	5,80	0,2	0,3770	1000,00	376,99
31	6,00	0,2	0,3770	2000,00	753,98
32	6,20	0,2	0,3770	1500,00	565,49

No	Kedalaman	L ₁ (m)	A _s (m ²)	q _f (kN/m ²)	P _s (kN)
	z ₁ (m)				
33	6,40	0,2	0,3770	2500,00	942,48
34	6,60	0,2	0,3770	1500,00	565,49
35	6,80	0,2	0,3770	1400,00	527,79

$$P_s = \sum (A_s \times q_f)$$

$$= 7502,12$$

Faktor keamanan

$$SF = 5$$

Diambil tahanan aksial tiang pancang

$$\phi * P_s = \frac{7502,12}{5}$$

$$= 1500 \text{ kN}$$

c. Tahanan aksial tiang pancang

Tahanan nominal tiang pancang

$$P_n = P_b + P_s$$

$$= 177 + 1500$$

$$= 1677 \text{ kN}$$

4.9.3.3 Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang Pancang

Dari analisis tahanan aksial tiang yang diambil dari data sondir. Untuk rekapitulasi perhitungan tahanan aksial tiang dapat dilihat dibawah ini.

- Berdasarkan kekuatan bahan = 1068,77 kN
- Berdasarkan hasil uji sondir (Bagemann) = 1677,04 kN
- Daya dukung aksial terkecil = 1068,77` kN
- Berat tiang pancang = 46,14 kN
- Diambil tahanan aksial tiang pancang = 1020 kN

Berdasarkan data diatas, tahanan aksial yang digunakan adalah sebesar 1020 kN

4.9.3.4 Tahanan Lateral Tiang Pancang

1. Tahanan lateral tiang pancang berdasarkan defleksi tiang maksimum (BROMS)

- Diameter (D) = 0,6 m = 60 cm

- Panjang tiang pancang (L) = 6,8 m = 680 cm
- Modulus subgrade horizontal (Kh) = 32000 kN/m³
- Modulus elastis tiang (Ec) = $4700 \times \sqrt{f'c'} \times 10^3$
 $= 4700 \times \sqrt{21} \times 10^3$
 $= 21538106 \text{ kN/m}^3$
- Momen inersia penampang (Ic) = $\pi / 64 \times D^4$
 $= 3,14/64 \times (0,60 \text{ m})^4$
 $= 0,006362 \text{ m}^4$
- Nilai spasi (e) = 0,5 m
- Defleksi tiang maksimum (m) = $y_0 = 0,006 \text{ m}$
- Koefisien defleksi tiang β = $\{kh \times D / (4 \times Ec \times Ic)\}^{0,25}$
 $= \{32000 \times 0,60 / (4 \times 21538106 \times 0,006362)\}^{0,25}$
 $= 0,432 \text{ m}$
- $\beta \times L = 2,94 > 2,5$ maka termasuk tiang pancang (Sesuai)
- Tahanan lateral nominal tiang pancang

$$H = \frac{y_0 \times kh \times D}{\{2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)\}}$$

$$= \frac{0,006 \times 32000 \times 0,60}{2 \times 0,432 \times (0,5 \times 0,432 + 1)}$$

$$= 109,46 \text{ kN}$$
- Faktor reduksi kekuatan ϕ = 0,60
- Tahanan lateral tiang pancang

$$\phi H_n = 0,60 \times 109,46$$

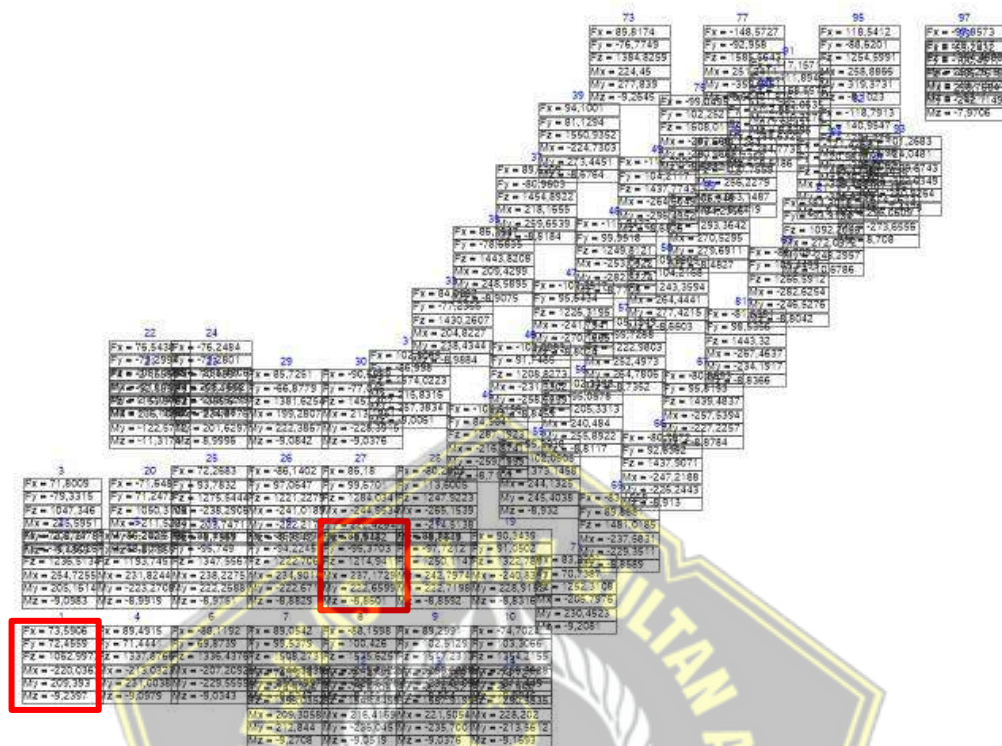
$$= 65,68 \text{ kN}$$

$$= 60 \text{ kN}$$

4.9.4 Perhitungan Pile cap

Pondasi yang ditinjau pada pengecekan kekuatan pondasi adalah pondasi dibagian ujung serta tengah struktur. Untuk nilai reaksi tumpuan diperoleh dari hasil

analisis menggunakan *software*. Penentuan nilai reaksi tumpuan seperti pada gambar berikut.



Gambar 4.61 Reaksi Tumpuan

17
Fx = 85,612
Fy = -95,3703
Fz = 1214,9411
Mx = 237,1729
My = 222,6599
Mz = -8,8601

Gambar 4.62 Reaksi Tumpuan J17

Berdasarkan gambar diatas, diperoleh data reaksi tumpuan disamping bangunan adalah sebagai berikut:

- Gaya aksial (*Puk*) = 1214,94 kN
- Momen arah x (*Mux*) = 237,17 kNm
- Momen arah y (*Muy*) = 222,66 kNm
- Gaya lateral arah x (*Hux*) = 85,61 kN
- Gaya lateral arah y (*Huy*) = 95,37 kN

- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 1020 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 60 kN

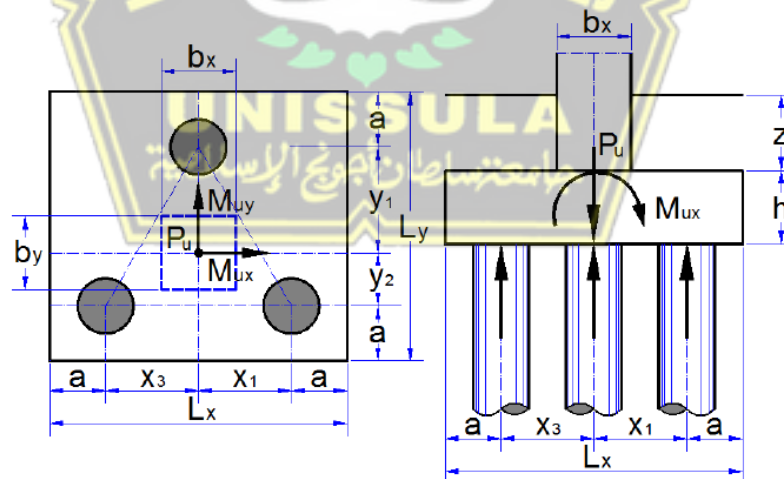
4.9.4.1 Data Properti Material Tiang Pancang

Data pondasi yang digunakan pada joint 1 dapat dilihat diketerangan dibawah ini :

- Kuat tekan beton f_c' = 25 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Kuat leleh tulangan polos ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³
- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,50 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,50 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal Pile cap (h) = 0,50 m
- Tebal tanah diatas Pile cap (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah diatas Pile cap (W_s) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) $\alpha_s = 40$

4.9.4.2 Jumlah Susunan Tiang Pancang

Digunakan susunan tiang pancang dibawah ini :



Gambar 4.63 Susunan Pondasi

Berdasarkan gambar diatas berikut merupakan rekapitulasi jumlah susunan tiang dari arah x dan y :

Tabel 4.58 Susunan Tiang Pancang

Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x ² (m ²)	No.	Jumlah n	y (m)	n * y ² (m ²)
1	1	0,75	0,56	1	1	0,88	0,78
2	1	0,00	0,00	2	2	-0,42	0,35
3	1	-0,75	0,56				
n =	3	$\sum x^2 =$	1,13	n =	3	$\sum y^2 =$	1,13
Lebar Pile cap arah x,						L _x =	2,7
Lebar Pile cap arah y,						L _y =	2,5

4.9.5 Gaya Aksial pada Tiang Pancang

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Berikut merupakan analisis kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial.

- Berat tanah diatas Pile cap

$$\begin{aligned}
 W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\
 &= 2,7 \times 2,5 \times 0 \times 18 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat Pile cap

$$\begin{aligned}
 W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_c \\
 &= 2,7 \times 2,5 \times 0,5 \times 24 \\
 &= 80,97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned}
 P_u &= P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c \\
 &= 1214,94 + 1.2 \times 0 + 1.2 \times 80,97 \\
 &= 1312,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{\max} = 0,75 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{\max} = 0,88 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{\min} = -0,75 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{\min} = -0,42 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u.\max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{\max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{\max}}{\sum y^2} \\ &= \frac{1744,69}{3} + 237,17 \times \frac{0,75}{1,13} + 222,66 \times \frac{0,88}{1,13} \\ &= 770,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u.\min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{\min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{\min}}{\sum y^2} \\ &= \frac{1744,69}{3} + 237,17 \times \frac{-0,75}{1,13} + 222,66 \times \frac{-0,42}{1,13} \\ &= 197,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat} = P_{u.\max} \leq \phi P_n$$

$$= 770,13 \leq 1020 \rightarrow \text{Aman}$$

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.

4.9.6 Gaya Lateral pada Tiang Pancang

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 analisis dibawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$h_{ux} = \frac{H_{ux}}{n}$$

$$= \frac{85,61}{3}$$

$$= 28,54 \text{ kN}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$h_{uy} = \frac{H_{uy}}{n}$$

$$= \frac{95,37}{3}$$

$$= 31,72 \text{ kN}$$

- Gaya lateral kombinasi dua arah

$$h_{umax} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)}$$

$$= \sqrt{(28,54^2 + 31,72^2)}$$

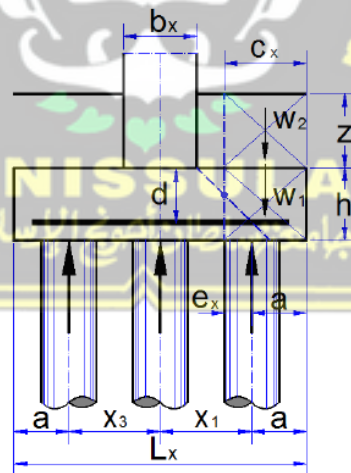
$$= 42,72 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } h_{umax} \leq \phi H_n$$

$$42,72 < 60 \rightarrow \text{Aman}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan diatas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, sehingga kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

4.9.7 Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.64 Tinjauan Geser

Kuat geser Pile cap pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser Pile cap terfaktor. berikut merupakan analisis kuat geser Pile cap :

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,500 - 0,100 \\ &= 0,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bidang kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{Lx - bx - d}{2} \\ &= \frac{2,7 - 0,50 - 0,400}{2} \\ &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 0,9 \times 2,5 \times 0,5 \times 24 \\ &= 26,990 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,9 \times 2,5 \times 0 \times 18,00 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned} V_{ux} &= P_{u,max} - W_1 - W_2 \\ &= 770,13 - 26,990 - 0 \\ &= 743,141 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 2499 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$d = 400 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,50}{0,50} \end{aligned}$$

$$= 1,00$$

- Kuat geser Pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari analisis berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \sqrt{25} \times 2499 \times \frac{400}{6} \times 10^{-3} \\ &= 2499 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 400}{2499+2} \times \sqrt{25} \times 2499 \times \frac{400}{12} \times 10^{-3} \\ &= 3499,700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 2499 \times 400 \times 10^{-3} \\ &= 1666,067 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Diambil, kuat geser Pile cap
 $\rightarrow V_c = 1666,067 \text{ kN}$
- Faktor reduksi kekuatan geser
 $\phi = 0,75$
- Kuat geser Pile cap

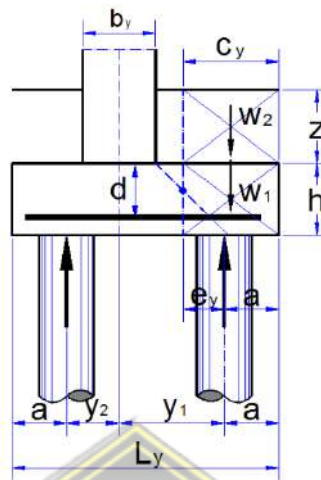
$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 1666,067 \\ &= 1249,550 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$1249,550 > 743,141 \rightarrow \text{Sesuai}$$

4.9.8 Tinjauan Geser Arah Y



Gambar 4.65 Tinjauan Geser

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,50 - 0,100 \\ &= 0,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Spasi bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= \frac{2,50 - 0,50 - 0,400}{2} \\ &= 1,033 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,033 \times 2,50 \times 0,50 \times 24 \\ &= 33,476 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,033 \times 2,50 \times 0 \times 18,00 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= P_{u,max} - W_1 - W_2 \\ &= 770,13 - 33,476 - 0 \\ &= 736,656 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned} b &= L_x \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$d = 400 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,50}{0,50} \\ &= 1,000 \end{aligned}$$

- Kuat geser Pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1,00} \times \sqrt{25} \times 2700 \times \frac{400}{6} \times 10^{-3} \\ &= 2700 \text{ kN} \\ V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 400}{2700+2} \times \sqrt{25} \times 2700 \times \frac{400}{12} \times 10^{-3} \\ &= 3566,667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 2700 \times 400 \times 10^{-3} \\ &= 1800 \text{ Kn} \end{aligned}$$

- Berdasarkan analisis yang telah dilakukan nilai yang digunakan adalah nilai yang paling kecil

$$V_c = 1800 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser Pile cap

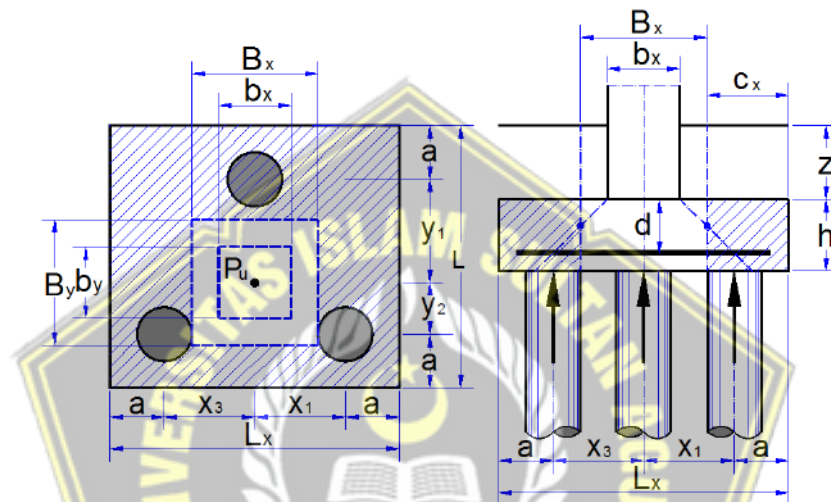
$$\phi V_c = 0,75 \times 1800$$

$$= 1350 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$1350 > 736,656 \rightarrow \text{Sesuai}$$

4.9.9 Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.66 Tinjauan Geser Dua Arah

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$d = h - d'$$

$$= 0,500 - 0,100$$

$$= 0,400 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah x

$$B_x = b_x + d$$

$$= 0,5 + 0,400$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$B_y = b_y + d$$

$$= 0,5 + 0,400$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 1214,940 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$A_p = 2 \times (B_x + B_y) \times d$$

$$= 2 \times (0,900 + 0,900) \times 0,400$$

$$= 1,440 \text{ m}^2$$

- Lebar bidang geser pons

$$b_p = 2 \times (B_x + B_y)$$

$$= 2 \times (0,900 + 0,900)$$

$$= 3,600 \text{ m}^2$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\beta_c = \frac{b_x}{b_y}$$

$$= \frac{0,5}{0,5}$$

$$= 1,000$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$f_p = \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f'_{ci}}}{6}$$

$$= \frac{1+2}{1} \times \frac{\sqrt{25}}{6}$$

$$= 2,500 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{\alpha_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f'_{ci}}}{12}$$

$$= \frac{40 \times 0,400}{3600 + 2} \times \frac{\sqrt{25}}{12}$$

$$= 2,685 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{1}{3} \times \sqrt{25}$$

$$= 1,667 \text{ MPa}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,667 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\begin{aligned}\phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\ &= 0,75 \times 1,440 \times 1,667 \times 10^3 \\ &= 1800 \text{ kN}\end{aligned}$$

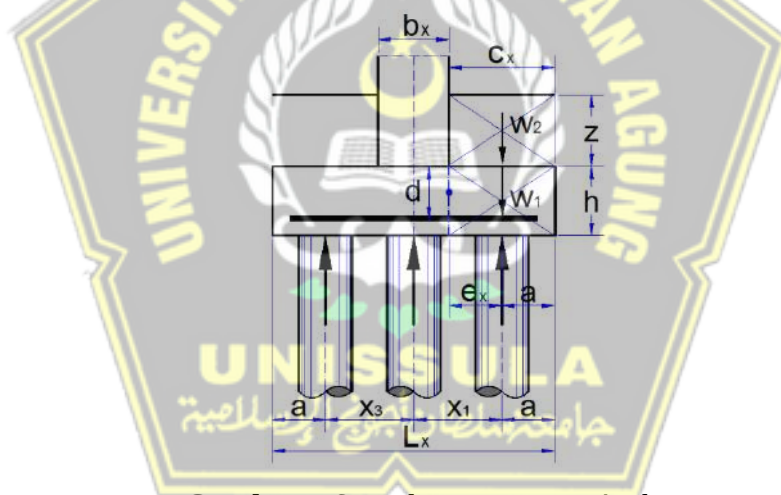
$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

$$1800 > 1214,940 \rightarrow \text{Sesuai}$$

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.

4.9.10 Pembesian Pile cap

4.9.10.1 Tulangan Lentur Arah X



Gambar 4.67 Tulangan Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar Pile cap

$$\begin{aligned}C_x &= \frac{L_x - b_x}{2} \\ &= \frac{2,7 - 0,50}{2} \\ &= 1,100 \text{ m}\end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$e_x = C_x - a$$

$$= 1,100 - 0,60$$

$$= 0,500 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W1 = Cx \times Ly \times h \times Wc$$

$$= 1,100 \times 2,5 \times 0,50 \times 24$$

$$= 323,988 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$W2 = Cx \times Ly \times z \times Ws$$

$$= 1,100 \times 2,5 \times 0 \times 18$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- Momen yang terjadi pada Pile cap

$$Mux = P_{umax} \times ex - W1 \times \frac{Cx}{2} - W2 \times \frac{Cx}{2}$$

$$= 736,656 \times 0,500 - 323,988 \times \frac{1,100}{2} - 0 \times \frac{1,100}{2}$$

$$= 366,92 \text{ kNm}$$

- Lebar Pile cap yang ditinjau

$$b = Ly$$

$$= 2500 \text{ mm}$$

- Tebal Pile cap

$$H = 500 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$d = h - d'$$

$$= 500 - 100$$

$$= 400 \text{ mm}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f'c - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{25 - 28}{7} \\ &= 0,85\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,02529762\end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= 0,75 \times 0,02529762 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,02529762 \times 420}{0,85 \times 25} \\ &= 6,475\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\ &= \frac{366,92}{0,80} \\ &= 458,653 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 458,653 \times \frac{10^6}{2500 \times 400^2} \\ &= 1,1470\end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow (\text{Sesuai})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}p &= 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,1470}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,0028\end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0028$$

- Rumus yang digunakan dalam menentukan luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 0,0028 \times 2500 \times 400 \\ &= 2808 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang dipakai

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Dalam menentukan spasi antar tulangan digunakan rumus

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2500}{2808} \\ &= 252 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Spasi tulangan maksimum

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

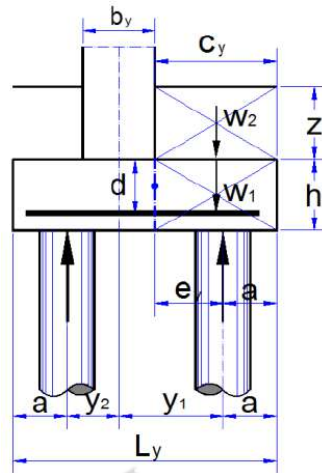
- Berdasarkan analisis tulangan yang dipakai adalah

$$D \text{ 19} - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2500}{150} \\ &= 1723,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.9.10.2 Tulangan Lentur Arah Y



Gambar 4.68 Tulangan Lentur Arah Y

- Selisih tepi kolom terhadap sisi luar Pile cap

$$\begin{aligned} C_y &= y_1 + a - \frac{b_y}{2} \\ &= 0,88 + 0,6 - \frac{0,5}{2} \\ &= 1,233 \text{ m} \end{aligned}$$

- Selisih tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,233 - 0,6 \\ &= 0,633 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 1,233 \times 2,70 \times 0,50 \times 24 \\ &= 39,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 1,233 \times 2,7 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada Pile cap

$$M_{uy} = P_{umax} \times e_y - W_1 \times \frac{C_y}{2} - W_2 \times \frac{C_y}{2}$$

$$= 770,13 \times 0,633 - 39,956 \times \frac{1,233}{2} - 0 \times \frac{1,233}{2}$$

$$= 463,010 \text{ kNm}$$

- Lebar Pile cap yang ditinjau

$$b = L_y$$

$$= 2700 \text{ mm}$$

- Tebal Pile cap

$$h = 500 \text{ mm}$$

- Selisih pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$d = h - d'$$

$$= 500 - 100$$

$$= 400 \text{ mm}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{25 - 28}{7}$$

$$= 0,85$$

$$p_b = \beta_1 \times 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,85 \times 0,85 \cdot \frac{25}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,02529762$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$R_{max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 0,75 \times 0,02529762 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} \times 0,02529762 \times 420}{0,85 \times 25}$$

$$= 6,475$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{463,010}{0,80} \end{aligned}$$

$$= 578,763 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 578,763 \times \frac{10^6}{2700 \times 400^2} \\ &= 1,33 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow (\text{Sesuai})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,33}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0033$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 2700 \times 400 \\ &= 3561,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Selisih antar yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{3561,05} \\ &= 215 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Selisih antar tulangan maksimum

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

- Dipakai tulangan

$$D \text{ 19} - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{150} \\ &= 5103,52 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.9.10.3 Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{\min} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} A_{sx} &= P_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 2500 \times 400 \\ &= 1512 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= P_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 2700 \times 400 \\ &= 1512 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

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

- Selisish antar tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 16^2 \times \frac{2500}{359} \\ &= 359 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Selisih antar tulangan susut maksimum arah x

$$S_{x,\max} = 150 \text{ mm}$$

- Selisih antar tulangan susut arah x yang digunakan

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

- Selisih antar tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} s_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{359} \\ &= 359 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Selisih antar tulangan susut maksimum arah x

$$s_{y,\max} = 150 \text{ mm}$$

- Selisih antar tulangan susut arah x yang digunakan

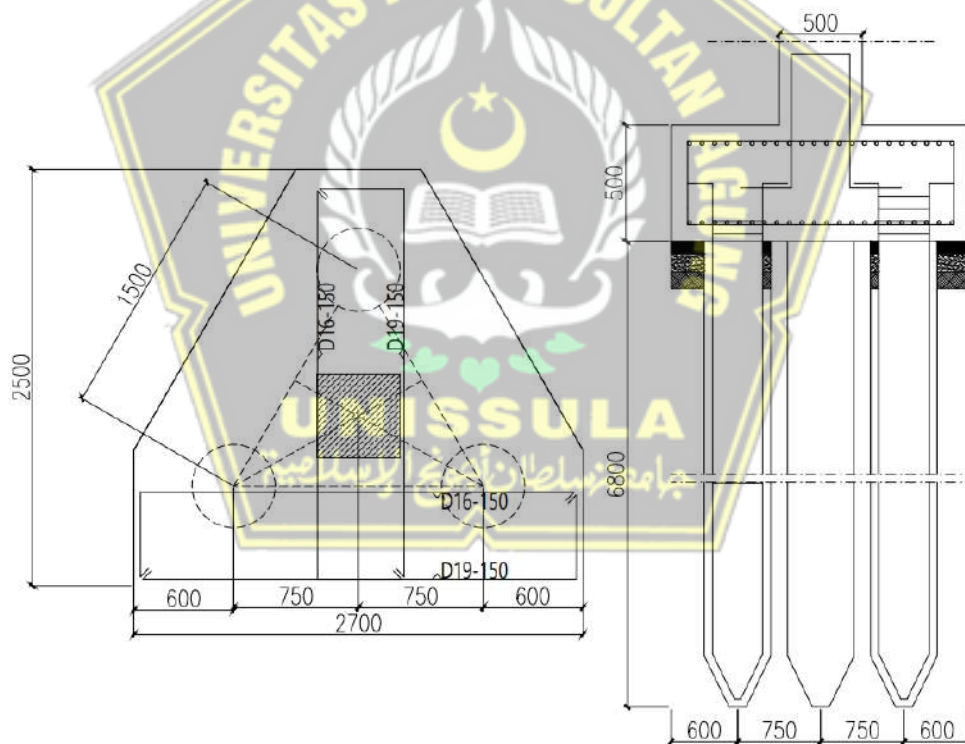
$$s_y = 150 \text{ mm}$$

- Dipakai tulangan susut arah x

$$D16 - 150$$

- Dipakai tulangan susut arah y

$$D16 - 150$$



Gambar 4.69 Detail Penulangan Pile cap Tipe J17

1
$F_x = 73,5906$
$F_y = 72,4559$
$F_z = 1062,9973$
$M_x = -220,0363$
$M_y = 209,393$
$M_z = -9,2397$

Gambar 4.70 Reaksi Tumpuan J1

Berdasarkan gambar diatas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 1062,9973 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 220,0363 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 209,393 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 73,5906 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 72,4559 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 1020 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 60 kN

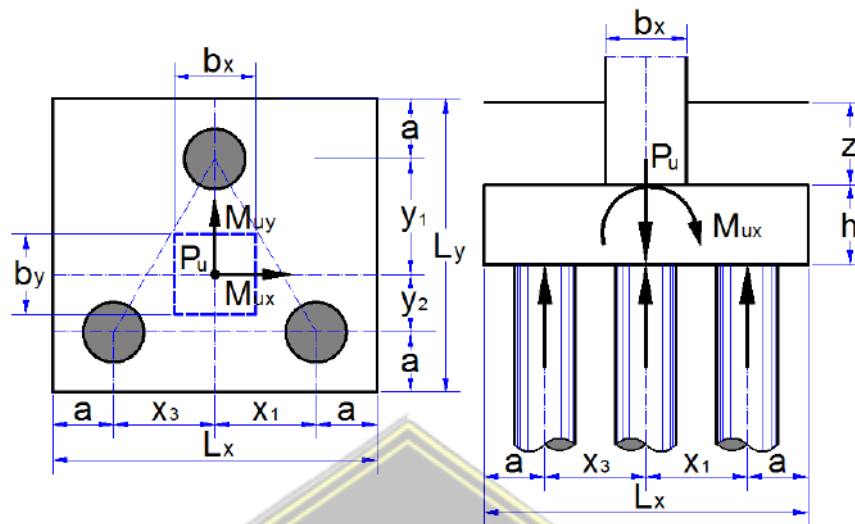
4.9.10.4 Data Properti Material Tiang Pancang

Data pondasi yang digunakan pada joint 1 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini :

- Kuat tekan beton f_c' = 25 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Kuat leleh tulangan polos ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Letak kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) α_s = 40
- Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³
- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,50 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,50 m
- Tebal tanah diatas Pile cap (z) = 0,00 m
- Spasi tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal Pile cap (h) = 0,50 m
- Berat volume tanah diatas Pile cap (W_s) = 18,00 kN/m³

4.9.10.5 Jumlah Susunan Tiang Pancang

Susunan tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :



Gambar 4.71 Susunan Pondasi

Berdasarkan gambar diatas berikut merupakan rekapitulasi jumlah susunan tiang dari arah x dan y :

Tabel 4.59 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	1	0,75	0,56	1	1	0,88	0,78
2	1	0,00	0,00	2	2	-0,42	0,35
3	1	-0,75	0,56				
n =	3	$\sum x^2 =$	1,13	n =	3	$\sum y^2 =$	1,13
Lebar Pile cap arah x,				L _x =		2,7	
Lebar Pile cap arah y,				L _y =		2,5	

4.9.11 Gaya Aksial pada Tiang Pancang

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Berikut merupakan analisis kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial.

- Berat tanah diatas Pile cap

$$\begin{aligned} W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\ &= 2,7 \times 2,5 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat Pile cap

$$\begin{aligned} W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 2,7 \times 2,5 \times 0,5 \times 24 \\ &= 80,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned} P_u &= P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c \\ &= 1063 + 1.2 \times 0 + 1.2 \times 80,97 \\ &= 1160,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{max} = 0,75 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{max} = 0,88 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{min} = -0,75 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{min} = -0,42 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum y^2} \\ &= \frac{1160}{3} + 220,04 \times \frac{0,75}{1,13} + 209,39 \times \frac{0,88}{1,13} \\ &= 697,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum y^2} \\ &= \frac{1160}{3} + 220,04 \times \frac{-0,75}{1,13} + 209,39 \times \frac{-0,42}{1,13} \\ &= 162,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat} = P_{u,max} \leq \phi P_n$$

$$= 679,65 \leq 1020,00 \rightarrow \text{Aman}$$

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.

4.9.12 Gaya Lateral pada Tiang Pancang

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 analisis dibawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= \frac{73,59}{3} \\ &= 24,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= \frac{72,46}{3} \\ &= 24,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral kombinasi dua arah

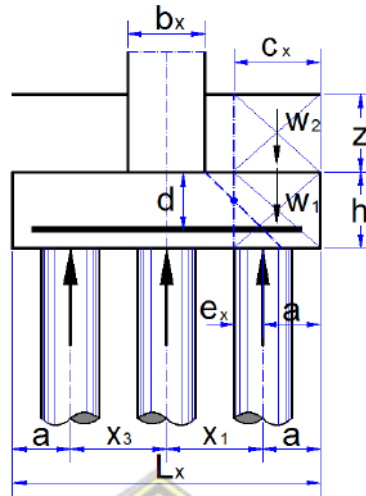
$$\begin{aligned} h_{umax} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= \sqrt{(24,53^2 + 24,15^2)} \\ &= 34,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } h_{umax} \leq \phi H_n$$

$$34,42 < 60 \rightarrow \text{Aman}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan diatas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, sehingga kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

4.9.13 Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.72 Tinjauan Geser

Kuat geser *Pile cap* pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser *Pile cap* terfaktor. berikut merupakan analisis kuat geser *Pile cap* :

- Selisih pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif *Pile cap*

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,500 - 0,100 \\ &= 0,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Selisih bidang kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{L_x - b_x - d}{2} \\ &= \frac{2,7 - 0,50 - 0,400}{2} \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 0,900 \times 2,5 \times 0,5 \times 24 \\ &= 26,990 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,900 \times 2,5 \times 0 \times 18,00 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned} V_{ux} &= P_{u,max} - W_1 - W_2 \\ &= 697,65 - 32,998 - 0 \\ &= 670,665 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 2499 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$d = 400 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,50}{0,50} \\ &= 1,00 \end{aligned}$$

- Kuat geser Pile cap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari analisis berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1} \times \sqrt{25} \times 2499 \times \frac{400}{6} \times 10^{-3} \\ &= 2499 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \cdot \sqrt{f'c'} \times b \cdot \frac{d}{12} \cdot 10^{-3} \\ &= \frac{40 \times 400}{2499+2} \cdot \sqrt{25} \times 2499 \cdot \frac{400}{12} \cdot 10^{-3} \\ &= 3499,700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \cdot 2499 \cdot 400 \cdot 10^{-3} \\ &= 1666,067 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat geser Pile cap yang digunakan

$$V_c = 1666,067 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser Pile cap

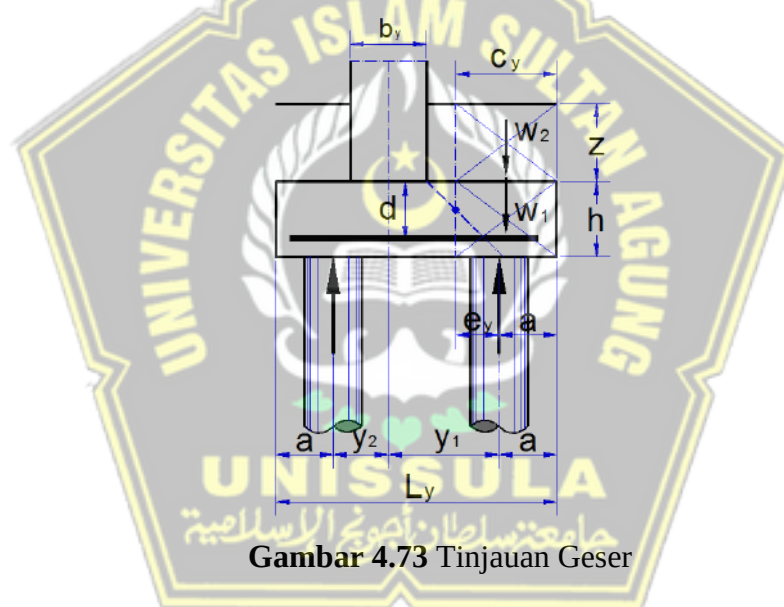
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 1666,067 \\ &= 1249,550 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dimana :

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$1249,550 > 670,665 \rightarrow \text{Sesuai}$$

4.9.14 Tinjauan Geser Arah Y



Gambar 4.73 Tinjauan Geser

- Selisih pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 0,50 - 0,100 \\ &= 0,400 \text{ m}\end{aligned}$$

- Selisih bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= \frac{2,50 - 0,50 - 0,400}{2} \\ &= 1,033 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,033 \times 2,50 \times 0,50 \times 24 \\ &= 33,476 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,033 \times 2,50 \times 0 \times 18,00 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= P_{u,\max} - W_1 - W_2 \\ &= 697,65 - 33,476 - 0 \\ &= 664,179 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned} b &= L_x \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$d = 400 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,50}{0,50} \\ &= 1,000 \end{aligned}$$

- Untuk V_c diambil nilai terkecil dari perhitungan dibawah ini

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \frac{1+2}{1,00} \times \sqrt{25} \times 2700 \times \frac{400}{6} \times 10^{-3} \\ &= 2700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\alpha s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\
 &= \frac{40 \times 400}{2700+2} \times \sqrt{25} \times 2700 \times \frac{400}{12} \times 10^{-3} \\
 &= 3566,667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 2700 \times 400 \times 10^{-3} \\
 &= 1800 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

- Kuat geser Pile cap yang dipakai

$$V_c = 1800 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser Pile cap

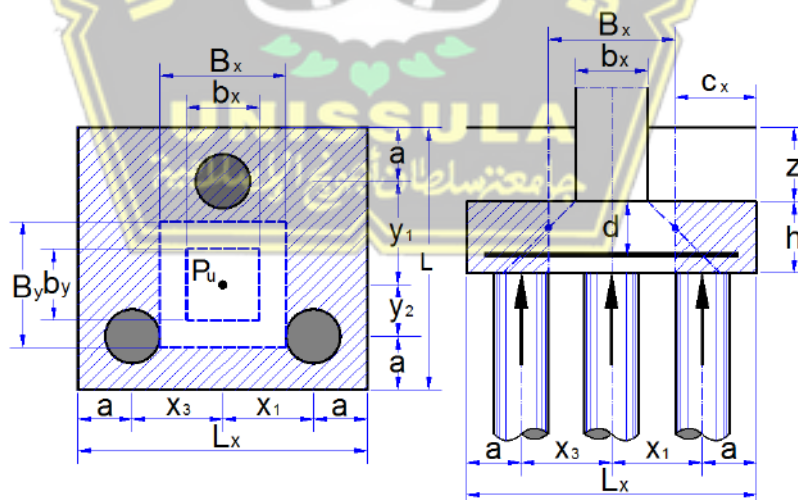
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 1800 \\
 &= 1350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$1350 > 664,179 \rightarrow \text{Sesuai}$$

4.9.15 Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)



Gambar 4.74 Tinjauan Geser Dua Arah

- Selisih pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif Pile cap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,500 - 0,100 \\ &= 0,400 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah x

$$\begin{aligned} B_x &= b_x + d \\ &= 0,5 + 0,400 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$\begin{aligned} B_y &= b_y + d \\ &= 0,5 + 0,400 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 1062,997 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned} A_p &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ &= 2 \times (0,900 + 0,900) \times 0,400 \\ &= 1,440 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned} b_p &= 2 \times (B_x + B_y) \\ &= 2 \times (0,900 + 0,900) \\ &= 3,600 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= \frac{0,5}{0,5} \\ &= 1,000 \end{aligned}$$

- Dalam menentukan nilai tegangan geser pons, dipakai nilai f_p yang paling terkecil didapat dari rumus dibawah ini.

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{6} \\
 &= \frac{1+2}{1} \times \frac{\sqrt{25}}{6} \\
 &= 2,500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{\alpha_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{12} \\
 &= \frac{40 \times 0,400}{3600 + 2} \times \frac{\sqrt{25}}{12} \\
 &= 2,685 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \\
 &= 1,667 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,667 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\begin{aligned}
 \phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\
 &= 0,75 \times 1,440 \times 1,667 \times 10^3 \\
 &= 1800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

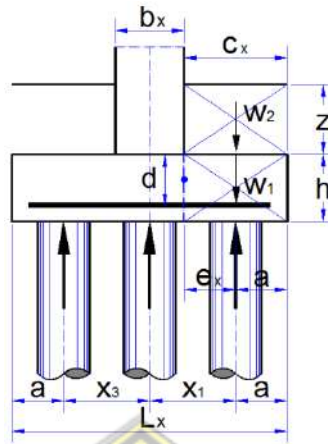
$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

$$1800 > 1062,997 \rightarrow \text{Sesuai}$$

Berdasarkan hasil analisi pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons karena beban terfaktor pada kolom, jadi kuat geser dua arah pada Pile cap aman terhadap gaya geser yang bekerja.

4.9.16 Pembesian Pile cap

4.9.16.1 Tulangan Lentur Arah X



Gambar 4.75 Tulangan Lentur Arah X

- Selisih tepi kolom terhadap sisi luar Pile cap

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{L_x - b_x}{2} \\ &= \frac{2,7 - 0,50}{2} \\ &= 1,100 \text{ m} \end{aligned}$$

- Selisih tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_x &= C_x - a \\ &= 1,100 - 0,60 \\ &= 0,500 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 1,100 \times 2,5 \times 0,50 \times 24 \\ &= 32,988 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 1,100 \times 2,5 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada Pile cap

$$\begin{aligned} M_{ux} &= P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{C_x}{2} - W_2 \times \frac{C_x}{2} \\ &= 697,65 \times 0,500 - 32,988 \times \frac{1,100}{2} - 0 \times \frac{1,100}{2} \end{aligned}$$

$$= 330,684 \text{ kNm}$$

- Lebar Pile cap yang ditinjau

$$b = L_y$$

$$= 2499 \text{ mm}$$

- Tebal Pile cap

$$H = 500 \text{ mm}$$

- selisih pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$d = h - d'$$

$$= 500 - 100$$

$$= 400 \text{ mm}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{25 - 28}{7}$$

$$= 0,85$$

$$p_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,02529762$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$R_{max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 0,75 \times 0,02529762 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} \times 0,02529762 \times 420}{0,85 \times 25}$$

$$= 6,475$$

$$M_n = \frac{M_{ux}}{\phi}$$

$$= \frac{330,680}{0,80}$$

$$= 413,335 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2}$$

$$= 413,335 \times \frac{10^6}{2500 \times 400^2}$$

$$= 103376$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow (\text{Sesuai})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right]$$

$$= 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 1,03376}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0025$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$\rho = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0025 \times 2500 \times 400$$

$$= 2522,39 \text{ mm}^2$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Selisih antar tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2500}{2522,39}$$

$$= 281 \text{ mm}$$

- selisih tulangan maksimum

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

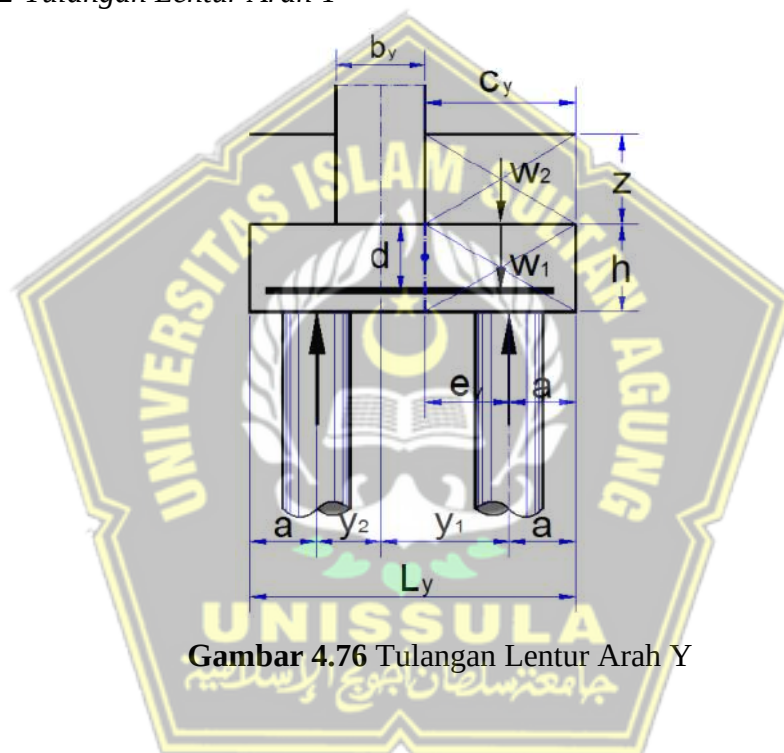
- Dipakai tulangan

$$D 19 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2500}{281} \\ &= 4723,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.9.16.2 Tulangan Lentur Arah Y



Gambar 4.76 Tulangan Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar Pile cap

$$\begin{aligned} C_y &= y_1 + a - \frac{b_y}{2} \\ &= 0,88 + 0,6 - \frac{0,5}{2} \\ &= 1,233 \text{ m} \end{aligned}$$

- selisih tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,233 - 0,6 \\ &= 0,633 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 1,233 \times 2,70 \times 0,50 \times 24 \\ &= 39,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 1,233 \times 2,7 \times 0 \times 18 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada Pile cap

$$\begin{aligned} M_{uy} &= P_{umax} \times e_y - W1 \times \frac{C_y}{2} - W2 \times \frac{C_y}{2} \\ &= 697,65 \times 0,633 - 39,956 \times \frac{1,233}{2} - 0 \times \frac{1,233}{2} \\ &= 417,118 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar Pile cap yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal Pile cap

$$h = 500 \text{ mm}$$

- selisih pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 500 - 100 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f'c - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{25 - 28}{7} \\ &= 0,85\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,02529762\end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times \frac{p_b \times f_y}{0,85 \times f'c}}{0,85 \times f'c} \\ &= 0,75 \times 0,02529762 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times \frac{0,02529762 \times 420}{0,85 \times 25}}{0,85 \times 25} \\ &= 6,475\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{417,118}{0,80} \\ &= 521,3980 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\ &= 521,3980 \times \frac{10^6}{2700 \times 400^2} \\ &= 1,20694\end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow (\text{Sesuai})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}p &= 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \left\{ \frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right\}^{0,5} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left[1 - \sqrt{\left\{ \frac{1 - 2 \times 1,20694}{0,85 \times 25} \right\}} \right] \\ &= 0,0030\end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0030$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 0,0030 \times 2700 \times 400 \\ &= 3197,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang dipakai

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Selisih antar tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{3197,09} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Selisih antar tulangan maksimum

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

- Digunakan tulangan

$$D \ 19 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{150} \\ &= 5103,52 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.9.16.3 Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{\min} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} A_{sx} &= P_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 2700 \times 400 \\ &= 1399 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= P_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 2700 \times 400 \end{aligned}$$

$$= 1512 \text{ mm}^2$$

- Diameter tulangan dipakai

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

- Beda selisih tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 16^2 \times \frac{2500}{359} \\ &= 359 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Beda selisih antar tulangan susut maksimum arah x

$$S_{x,max} = 150 \text{ mm}$$

- Beda selisih antar tulangan susut arah x yang digunakan

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

- Beda selisih antar tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} s_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{2700}{359} \\ &= 359 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Beda selisih antar tulangan susut maksimum arah x

$$S_{y,max} = 150 \text{ mm}$$

- Beda selisih antar tulangan susut arah x yang digunakan

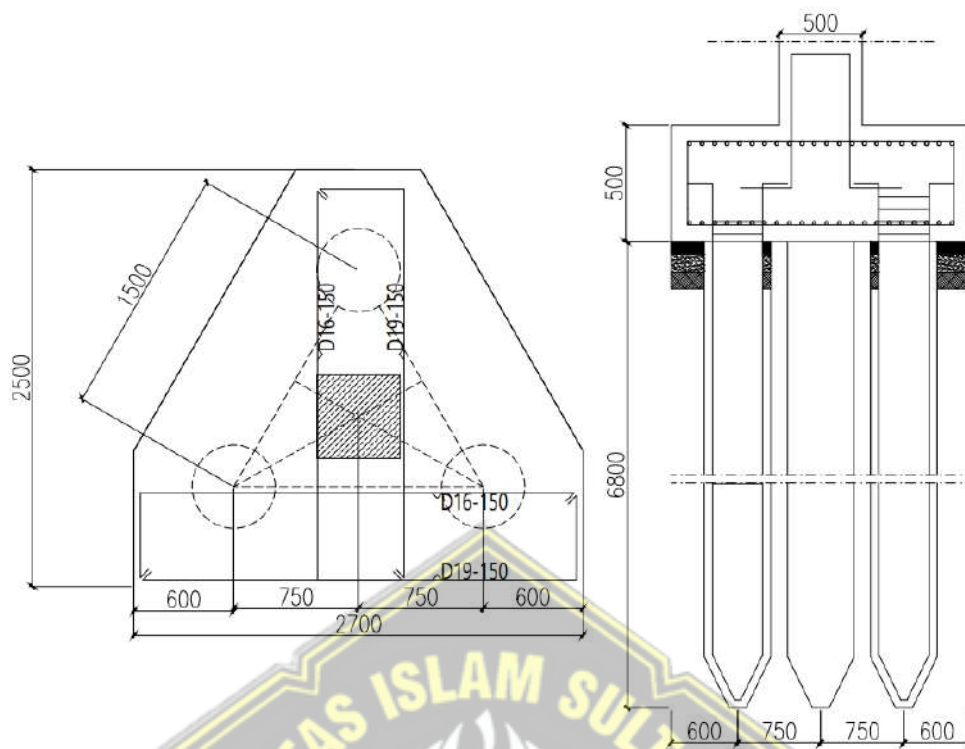
$$S_y = 150 \text{ mm}$$

- Dipakai tulangan susut arah x

$$D16 - 150$$

- Dipakai tulangan susut arah y

$$D16 - 150$$



Gambar 4.77 Detail Penulangan Pile cap Tipe J1

4.10 Perancangan Sloof

Data perancangan:

Penampang balok ($b \cdot h$) = 300. 600 (mm)

Mutu beton (f_c) = 25 (MPa)

Mutu baja (f_y) = 370 MPa (BjTS)

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Modulus elastisitas (E) = 23500 MPa

Tebal selimut beton = 40 mm

D tulangan utama = 16 mm

D tulangan sengkang = 10 mm

Penurunan yang diijinkan (δ) < 15 + $b/600$ (SNI GEOTEKNIK 8460-2017)

$$< 15 + 2000/600$$

$$< 18,33 \text{ cm}$$

4.10.1 Penulangan Sloof

$$M_u = \frac{E \cdot I \cdot \delta}{12 \cdot L^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{23500000 \times 0,003125 \times 0,18}{12 \times 5^2} \\
&= 44,8 \\
d &= h - \text{tebal selimut beton} - D_{\text{sengkang}} - (1/2 \times D_{\text{lentur}}) \\
&= 600 - 40 - 10 \left(\frac{1}{2} \times 16 \right) \\
&= 542 \text{ mm} \\
\phi &= 0,9 \text{ (terkontrol)} \\
M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\
&= \frac{44,8}{0,9} \\
&= 49,77 \text{ kNm} \\
R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
&= \frac{49770000}{400 \times 542^2} \\
&= 0,42 \text{ N/mm}^2 \\
m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
&= \frac{370}{0,85 \times 25} \\
&= 17,411 \\
\rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c' \alpha \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
&= \frac{0,85 \cdot 24,9}{370} \left(\frac{600}{600 + 370} \right) \\
&= 0,0354 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
&= 0,026 \\
\rho_{\min} &= 1,4 / f_y \\
&= 1,4 / 370 \\
&= 0,00378 \\
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{17,411} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,411 \times 0,42}{370}} \right) \\
&= 0,00278
\end{aligned}$$

Karena nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu} > \rho_{max}$ maka ρ_{min}

Tulangan Lentur Tarik

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 400 \times 524 \\ &= 820,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1/4 \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{1,4 \sqrt{25}}{370} \cdot 400 \cdot 524 \\ &= 732,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4 \times b \times w \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 400 \times 524}{370} \\ &= 820,324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gunakan A_s pakai = 820,324 mm²

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

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{\text{pakai}}}{A_{D16}} \\ &= \frac{820,324}{200,96} \\ &= 4,1 \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Tulangan lentur tarik 5D16 ($A_s = 1004,8 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

SNI 2847-2019 pasal 8.4.2.1 menyebutkan tulangan tulangan lentur tekan bisa dipakai sebesar 1/2 dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah. Dipakai tulangan lentur tekan 5D16 ($A_s = 1004,8 \text{ mm}^2$).

Kontrol kapasitas penampang

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' x b} \\ &= \frac{1004,8 \times 370}{0,85 \times 25 \times 300} \\ &= 58,317 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Sela dari serat tekan terluar terhadap sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{58,317}{0,85}$$

$$= 68,6 \text{ mm}$$

- Tegangan Tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1\right)$$

$$= 0,003 \times \left(\frac{542}{68,6} - 1\right)$$

$$= 0,02070$$

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

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} a\right)$$

$$= 0,9 \cdot 1004,8 \cdot 370 \cdot \left(542 - \frac{1}{2} 58,317\right)$$

$$= 170844529,98 \text{ Nmm}$$

$$= 170,8 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 17,403 \text{ kNm} > M_u = 19,764 \text{ (OK)}$$

Penulangan geser

Pembebanan

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 24$$

$$= 4,32 \text{ kN/m}$$

$$q_D = 4,32 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2 \times q_D$$

$$= 5,184$$

- $V_u = 0,5 \times q_u \times 5$
- $$= 0,5 \times 5,184 \times 5$$
- $$= 12,96 \text{ kN}$$

- $\phi V_c = \phi(0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d)$
- $$= 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 542) \times 10^{-1}$$
- $$= 138,21 \text{ kN}$$

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

$$69,105 \geq 17,28 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Kekuatan geser balok yang tidak memenuhi , dengan demikian tulangan geser minimum dipasang sesuai persamaan berikut

- $$V_{C1} = 0,333 \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d$$

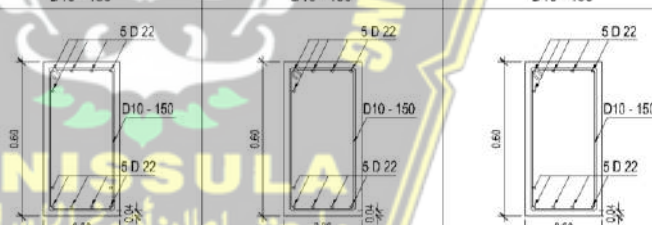
$$= 0,333 \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 542 = 3609,72 \text{ kN}$$

$$V_s \leq V_{C1}$$

$$0 \leq 3609,72 \text{ kN}$$

Digunakan D10 dua kali ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada spasi maksimum, menggunakan nilai yang paling kecil

- $$S1 = \frac{d}{2} = \frac{542}{2} = 271 \text{ mm}$$
- $$S3 = 150$$
- Mengacu hasil analisis yang telah dilakukan maka nilai, $s=150 \text{ mm}$ (digunakan sengkang D10-150) disepanjang sloof

BALOK KODE	TULANGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
TIEBEAM (30/60)	TULANGAN ATAS	5 D 22	5 D 22	5 D 22
	TULANGAN SAMPING	-	-	-
	TULANGAN BAWAH	5 D 22	5 D 22	5 D 22
	TULANGAN SENGKANG (BEUGEL)	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 150
	GAMBAR PENULANGAN			

Gambar 4.78 Detail Penulangan Tiebeam

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

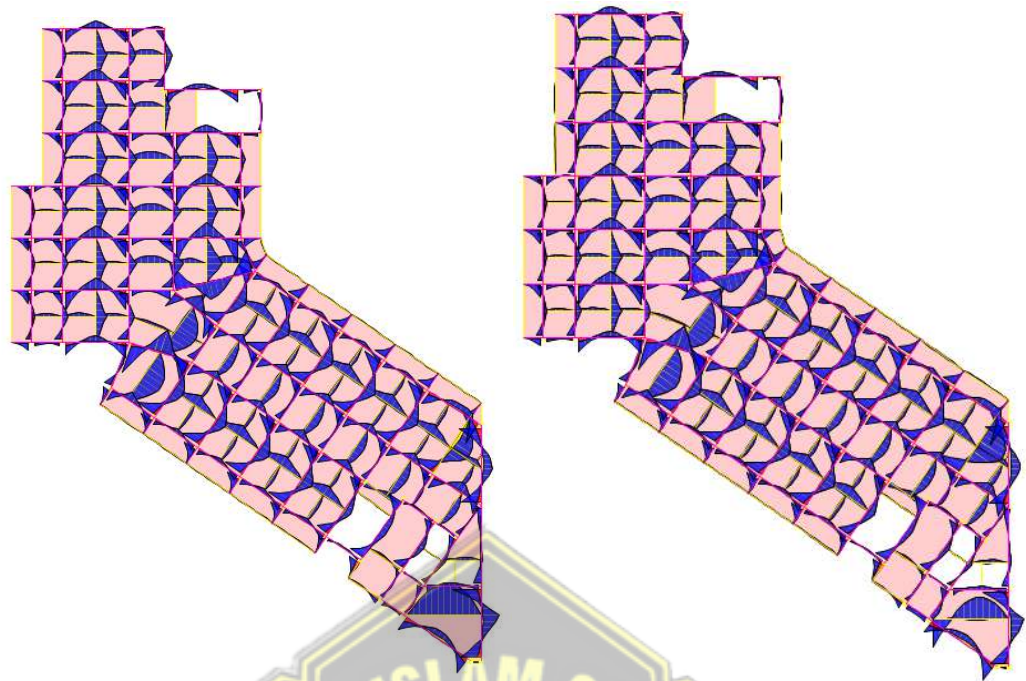
Kesimpulan yang dapat diambil dari hasil analisis yang telah dilakukan adalah :

1. Data Perancangan

- Mutu Beton : 25 MPa
- Mutu Baja : 370 MPa
- Jumlah Lantai : 5 Lantai
- Ketinggian Tiap Lantai
 - Lantai *base* : 0 meter
 - Lantai 2 : 4 meter
 - Lantai 3 : 8 meter
 - Lantai 4 : 12 meter
 - Lantai 5 : 16 meter
 - Lantai dak : 20 meter

2. Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan nilai momen, gaya geser serta gaya aksial pada struktur gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit.

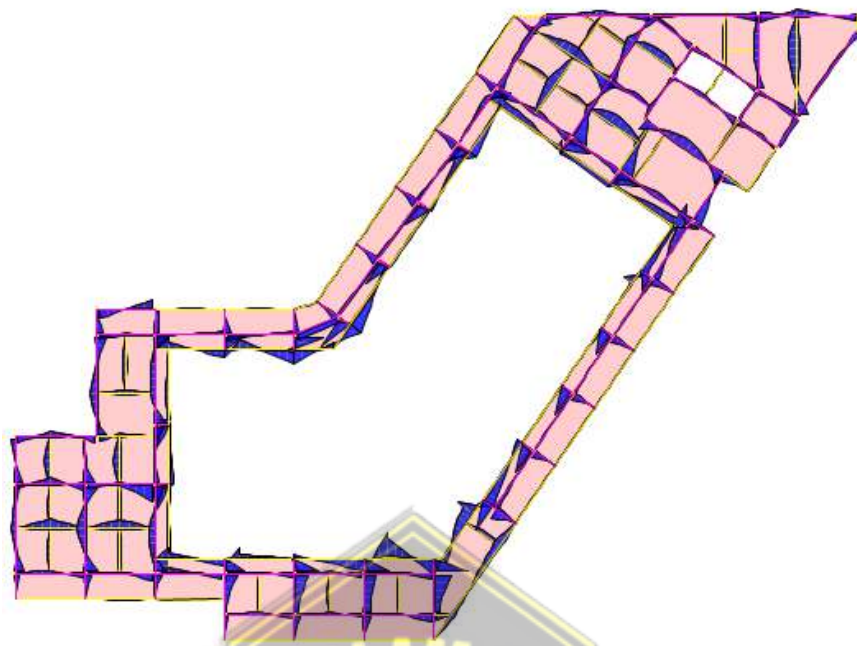
- Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, untuk momen yang terjadi pada gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit adalah sebagai berikut :



Momen Lantai 2 dan 3

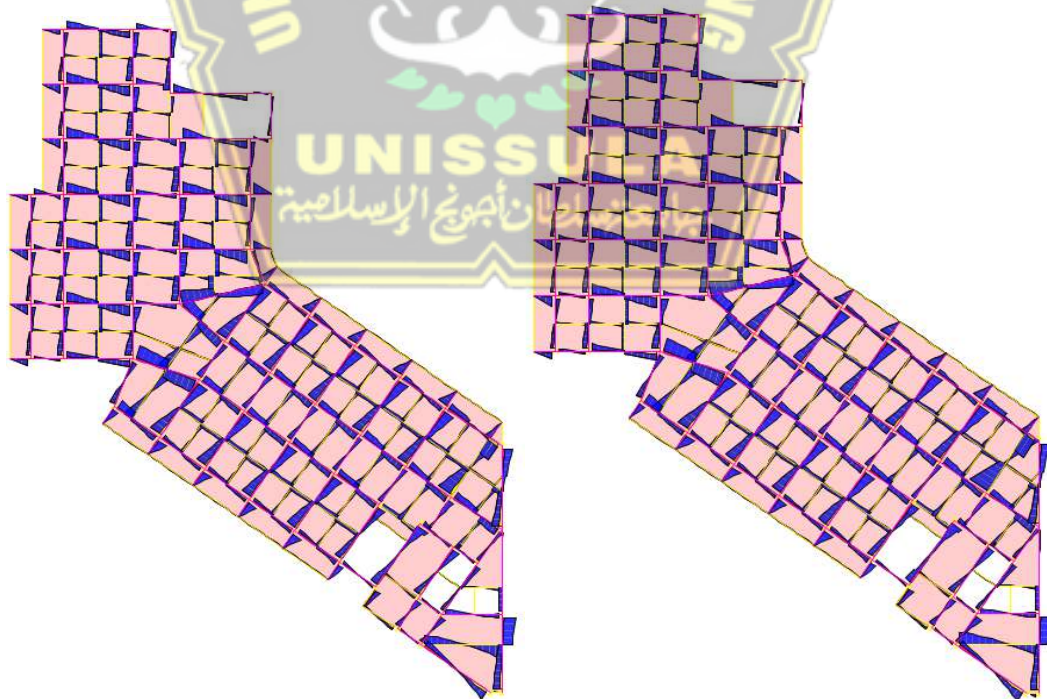


Momen Lantai 3 dan 4

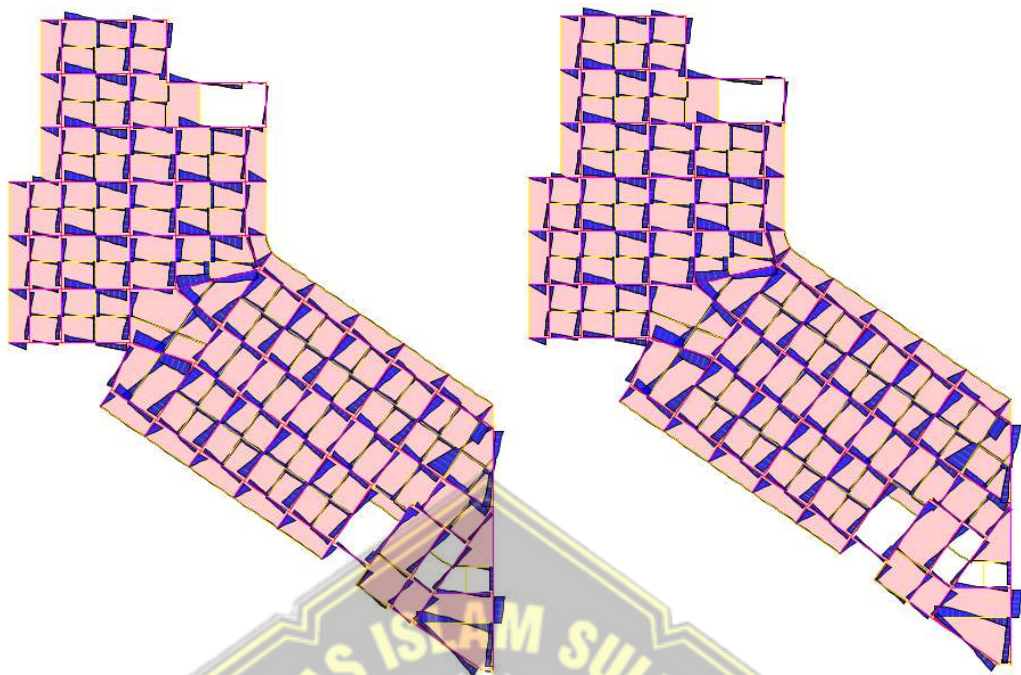


Nilai Momen Lantai Atap

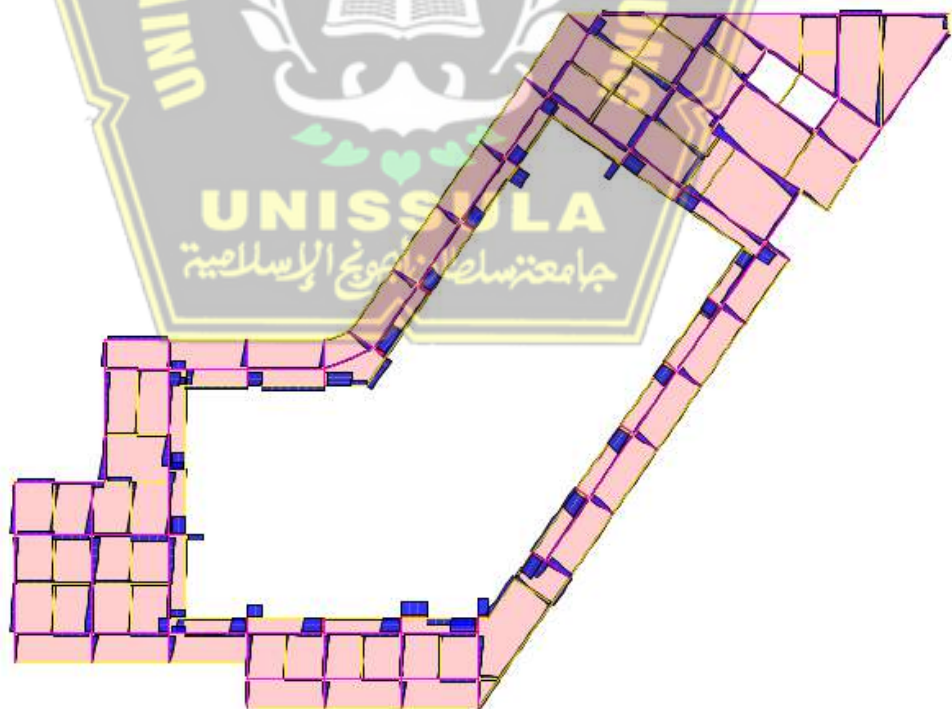
- Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, Untuk gaya lintang yang terjadi pada gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit adalah sebagai berikut :



Gaya Lintang Lantai 2 dan 3

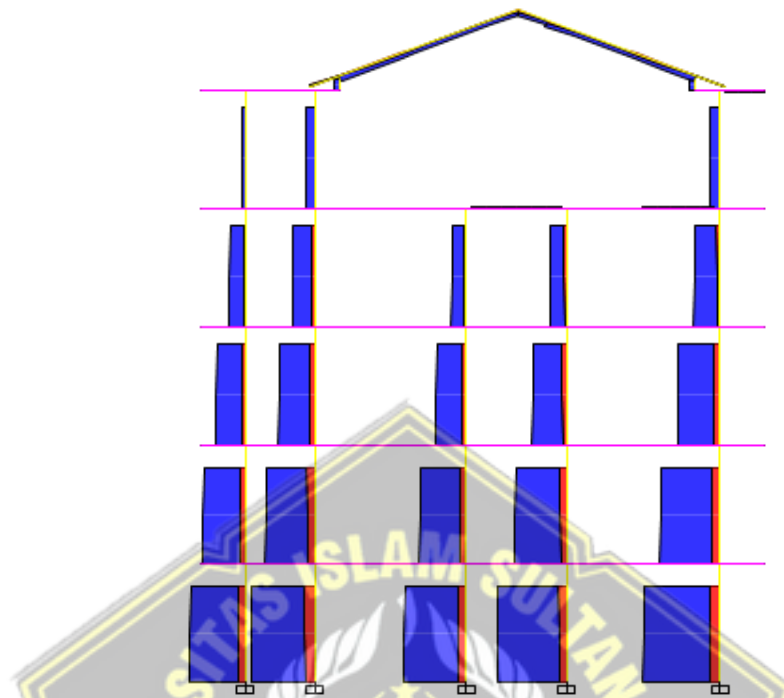


Gaya Lintang Lantai 4 dan 5



Gaya Lintang Lantai Atap

- *Gaya Normal*



Nilai Gaya Normal

3. Ketidakberaturan struktur yang terjadi pada gedung hotel 5 lantai.

Berikut merupakan hasil analisis ketidakberaturan struktur yang telah dilakukan :

- a. Ketidakberaturan Horizontal
 - Ketidakberaturan horizontal 1a dinyatakan ada.
 - Ketidakberaturan horizontal 1b dinyatakan ada.
 - Ketidakberaturan sudut dalam tidak terjadi pada struktur.
 - Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma pada struktur dinyatakan tidak ada.
 - Tidak ditemukan ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada struktur dinyatakan tidak ada.
 - Ketidakberaturan system nonparallel pada struktur dinyatakan tidak ada.

- Pada struktur ini tidak ditemukan ketidakberaturan vertikal 1a.
- Pada struktur ini tidak ditemukan ketidakberaturan vertikal 1b.
- Tidak ditemukan ketidakberaturan berat massa pada struktur yang ditinjau.
- Ditemukan ketidakberaturan geometri vertikal pada struktur.
- Pada struktur ini tidak ditemukan Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada vertikal pemikul gaya .
- Ketidakberaturan akibat lateral tingkat pada struktur dinyatakan tidak ada.

- Kolom

a. K1 500 x 500

- Balok

a. Bentang 4 meter = Baja IWF 400 x 200 x 13 x 8 x 16

b. Bentang 5,1 meter = Baja IWF 400 x 200 x 13 x 8 x 16

264

a. S1

- Tebal pelat = 12 cm
- Bentang = 2,5 meter
- Tebal Dek = 0,75
- Tulangan Arah X = D10 - 200
- Tulangan Arah Y = D10 - 200

b. S2

- Tebal pelat = 12 cm
- Bentang = 2 meter
- Tebal Dek = 0,75 mm
- Arah X menggunakan tulangan = D10 - 300
- Arah Y menggunakan tulangan = D10 - 300

5. Sambungan yang digunakan

- Sambungan Balok Anak – Balok Induk
 - Badan balok anak menggunakan B10 M22 ;
 - Badan balok induk menggunakan B20 M22 ;
 - Jarak ketepi 24,4 mm s/d 144 mm;
 - Spasi antar *bold* 66 mm s/d 180 mm atau.
- Sambungan Balok Induk – Kolom
 - Mutu baut A-325
 - Sambungan pada badan balok menggunakan B7 M24;
 - Sambungan pada sayap kolom menggunakan B12 M24;
 - Jarak ketepi 24,4 mm s/d 144 mm;
 - Spasi antar *bold* 48 mm s/d 165 mm
- Sambungan Kolom – Kolom
 - Mutu baut A-325;
 - Sambungan pada sayap kolom menggunakan B8 M24;
 - Sambungan pada badan kolom menggunakan B12 M24;
 - Tebal pelat 1 cm;
 - Jarak ketepi 37,5 mm s/d 140 mm;

- Spasi antar *bold* 75 mm s/d 150 mm;
- Sambungan Kolom ke *Base Plate*
 - Pelat baja 500 x 500;
 - Menggunakan angker d 22 mm dipasang 2 buah disetiap sisinya dengan panjang 50 cm

6. Pondasi untuk bangunan gedung

Desain kerangka bawah yang terdiri dari pondasi, Pile cap menghasilkan desain elemen sebagai berikut :

- Pondasi yang digunakan *bored pile* dengan diameter 60 cm dipancang hingga kedalaman 6,8 m.
- Desain Pile cap type 1
Dimensi 2700 x 2500 dengan jumlah 3 tiang, menggunakan tulangan D19-150 mm pada wilayah tarik dan D16-150 mm di wilayah tekan. Diameter tulangan susut yang digunakan adalah 16-150 mm.
- Desain Pile cap type 2
Dimensi 2700 x 2500 dengan jumlah 3 tiang, menggunakan tulangan D19-150 mm pada wilayah tarik dan D16-150 mm di wilayah tekan. Diameter tulangan susut yang digunakan adalah 16-150 mm.

7. Berdasarkan analisis yang telah dilakukan perancangan gedung hotel 5 lantai menggunakan struktur baja komposit dengan mengacu persyaratan – persyaratan yang berlaku telah memenuhi syarat

5.2 Saran

Saran dari penulis agar penulisan Tugas Akhir dapat lebih baik berikutnya adalah:

1. Harus ditingkatkan lagi dalam pemahaman materi serta memperbanyak referensi *literature*;
2. Dalam perancangan struktur bangunan bertingkat tentukan batasan yang diisyaratkan meliputi periode fundamental (T) dan lain sebagainya;

3. Lebih mendalami program bantu yang digunakan seperti ETABS V.20;
4. Selalu mengacu pada peraturan structural yang berlaku.



DAFTAR PUSTAKA

- ANSI/AISC - 358. 2010. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Analysis and Design of Steel and Composite Structures*, AISC, Chicago.
- Asroni, Ali. 2008. *Balok dan Pelat Beton Bertulang*, Graha Ilmu, Jakarta.
- BSN / SNI – 1727.2020. *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*, BSN, Jakarta.
- BSN/ SNI – 1729.2020. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*, BSN, Jakarta.
- BSN/ SNI – 2847.2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*, BSN, Jakarta.
- BSN/ SNI – 1726. 2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, BSN, Jakarta.
- BSN/ SNI – 8640. 2017. *Persyaratan Perancangan Geoteknik*, BSN, Jakarta.
- Utomo, Junaedi. 2008. *Sambungan Momen Seismik Pelat Ujung pada SRPMK dengan Kolom Dalam*, Universitas Atma Jaya, Jogjakarta.
- Liang, Qing Quan. 2015. *Analysis and Design of Steel and Composite Structures*, CRC Press, London.
- Setiawan, Haris Budi. 2015. *Perencanaan Struktur Baja Komposit pada Gedung Hotel-Q Denpasar Bali dengan Sistem Rangka Pemikul Momen*, Universitas Jember, Jember.
- Putra, Eka Arismia. Hasan, Bagus Dwi Kusuma. *Perencanaan Ulang struktur Gedung Laboratorium Teknik Elektro Institut Teknologi Sepuluh November Surabaya dengan Struktur Baja Metode LRFD*, Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya.

Apriyanto, Brian Setiawan. 2021. *Perancangan Gedung 4 Lantai Menggunakan Struktur Komposit*. Universitas Islam Sultan Agung, Semarang.

Oemar Ryan R. 2010. *Analisis Sambungan Kolom Baja dengan Pondasi Beton yang Menerima Beban Axial, Geser dan Momen*. Universitas Sebelas Maret, Surakarta.

Fairus, Aryanata R. 2023. *Evaluasi Struktur Bangunan Gedung Bertingkat Eksisting (Studi Kasus Gedung Bea Cukai Semarang)*, Universitas Islam Sultan Agung, Semarang.

