

TUGAS AKHIR

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT
WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL
KINERJA STRUKTUR DENGAN *PERFORMANCE BASED
DESIGN***

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



Disusun Oleh :

**Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024**

**Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050**

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

2022

TUGAS AKHIR

DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*

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



Disusun Oleh :

**Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024**

**Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2022**

LEMBAR PENGESAHAN

DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN
SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR
DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*



Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024



Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 15 Agustus 2022

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. Dr. Ir. H. Sumirin, MS
NIDN: 0004056302
2. Eko Muliawan Satrio, ST., MT.
NIDN: 0610118101
3. Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
NIDN: 0625059102

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:

Pada hari ini tanggal 15-08-2022 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Dr. Ir. H. Sumirin, MS
Jabatan Akademik : Rektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Eko Muliawan Satrio, ST., MT.
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

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

Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024

Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050

Judul : DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*. Dengan tahapan sebagai berikut :

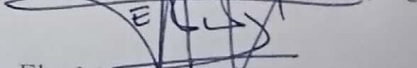
No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	01/03/2022	ACC
2	Seminar Proposal	04/04/2022	
3	Pengumpulan data	15/04/2022	
4	Analisis data	01/05/2022	
5	Penyusunan laporan	10/06/2022	
6	Selesai laporan	15/07/2022	ACC

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

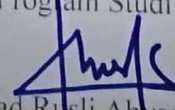
Dosen Pembimbing Utama


Dr. Ir. H. Sumirin, MS

Dosen Pembimbing Pendamping


Eko Muliawan Satrio, ST., MT.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Arfiq Bayu Adam

NIM : 30201800024

NAMA : Edhi Widiyanto

NIM : 30201800050

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

**DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN
SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR
DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*** 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, ____/____/2022

Yang membuat pernyataan,

Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024

Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050



PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Arfiq Bayu Adam

NIM : 30201800024

NAMA : Edhi Widiyanto

NIM : 30201800050

JUDUL TUGAS AKHIR : DESAIN STRUKTUR 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*

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, ____/____/2022

Yang membuat pernyataan,

Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024

Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050



MOTTO

- ✓ Al-Qur'an Surah Al-Mujadalah ayat 11

Artinya :

“Wahai orang-orang yang beriman! Apabila dikatakan kepadamu, “Berilah kelapangan di dalam majelis-majelis,” maka lapangkanlah, niscaya Allah akan memberi kelapangan untukmu. Dan apabila dikatakan, “Berdirilah kamu,” maka berdirilah, niscaya Allah akan mengangkat (derajat) orang-orang yang beriman di antaramu dan orang-orang yang diberi ilmu beberapa derajat. Dan Allah Mahateliti apa yang kamu kerjakan.”

- ✓ Al-Qur'an Surah Al-Imran Ayat 110 (Generasi Khairah Ummah)

Artinya :

“Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma'ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka, di antara mereka ada yang beriman, dan kebanyakan mereka adalah orang-orang yang fasik.”

- ✓ Al-Qur'an Surah Al-Isra' Ayat 23

Artinya :

“Dan Tuhanmu telah memerintahkan supaya kamu jangan menyembah selain Dia dan hendaklah kamu berbuat baik pada ibu bapakmu dengan sebaik-baiknya. Jika salah seorang di antara keduanya atau kedua-duanya sampai berumur lanjut dalam pemeliharaanmu, maka sekali-kali janganlah kamu mengatakan kepada keduanya perkataan "ah" dan janganlah kamu membentak mereka dan ucapkanlah kepada mereka perkataan yang mulia.”

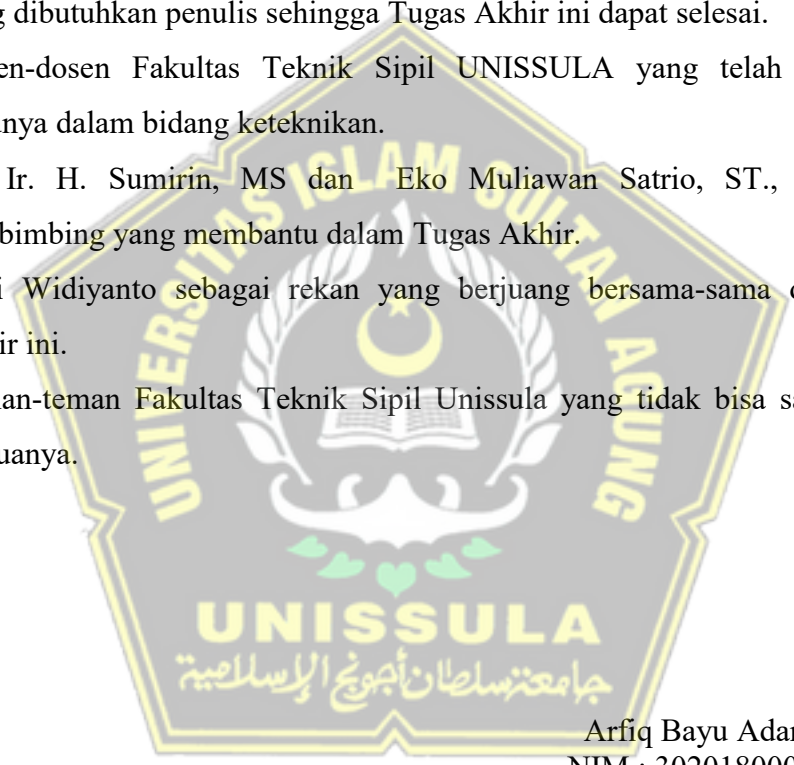
- ✓ Generasi Khairah Ummah (Umat Terbaik)

Menjadi umat terbaik bagi muslim adalah yang tidak bisa kita tawar lagi, berprestasi baik dengan kebijakan dan mencegah dari kemungkaran yang didasari dengan iman.

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Suwardi dan Ibu Suwarti yang telah mencurahkan waktu dan tenaga dalam mendukung saya untuk menggapai cita-cita saya.
2. Keluarga besar saudara Edhi Widiyanto yang telah membantu segala sesuatu yang dibutuhkan penulis sehingga Tugas Akhir ini dapat selesai.
3. Dosen-dosen Fakultas Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya dalam bidang keteknikan.
4. Dr. Ir. H. Sumirin, MS dan Eko Muliawan Satrio, ST., MT sebagai pembimbing yang membantu dalam Tugas Akhir.
5. Edhi Widiyanto sebagai rekan yang berjuang bersama-sama dalam Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman Fakultas Teknik Sipil Unissula yang tidak bisa saya sebutkan semuanya.

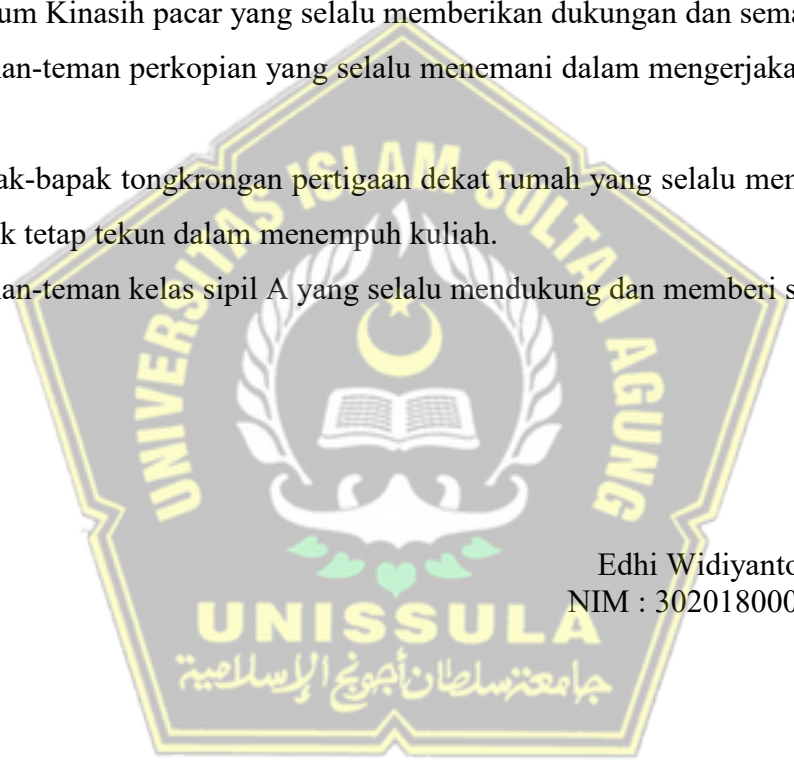


Arfiq Bayu Adam
NIM : 30201800024

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua tercinta Bapak Selamat dan Ibu Markarti yang selalu memberikan semangat dan arahan serta doa untuk selalu berjuang dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Saudara Arfiq Bayu Adam rekan seperjuangan dalam tugas akhir ini.
3. Hanum Kinasih pacar yang selalu memberikan dukungan dan semangat.
4. Teman-teman perkopian yang selalu menemani dalam mengerjakan tugas akhir ini.
5. Bapak-bapak tongkrongan pertigaan dekat rumah yang selalu memberi nasehat untuk tetap tekun dalam menempuh kuliah.
6. Teman-teman kelas sipil A yang selalu mendukung dan memberi semangat.



Edhi Widiyanto
NIM : 30201800050

KATA PENGANTAR

Segala Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmatNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*” guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

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

1. Bapak Ir. H. Rachmad Mudiyo, MT., PhD selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil UNISSULA dan dosen Pembimbing Akademik yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
3. Bapak Dr. Ir. H. Sumirim, MS selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Eko Muliawan Satrio, ST., MT selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
5. Kepada semua pihak yang telah membantu dan memberi semangat dalam membuat laporan Tugas Akhir ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis tetapi bagi para pembaca.

Semarang, Agustus, 2022

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR.....	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	iv
PERNYATAAN KEASLIAN.....	v
MOTTO.....	vi
PERSEMBAHAN.....	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR TABEL.....	xv
DAFTAR GAMBAR	xix
ABSTRAK	xxv
 BAB I PENDAHULUAN.....	 1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan	2
1.4. Batasan Masalah.....	2
1.5. Sistematika Penulisan	3
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	 4
2.1. Modulus Elastisitas.....	4
2.2. Tulangan Beton	4
2.3. Batasan Dimensi Elemen Struktur.....	4
2.3.1. Balok.....	4
2.3.2. Kolom.....	5
2.3.3. Pelat.....	5
2.3.4. Dinding geser (<i>shear wall</i>).....	7
2.4. Sistem Ganda	8
2.5. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus	8
2.5.1. Balok sistem rangka pemikul momen khusus (SRMPK)	9
2.5.2. Kolom sistem rangka pemikul momen khusus (SRMPK).....	11
2.6. Dinding Geser (<i>Shear wall</i>)	15
2.7. Beban Elemen Struktur.....	16
2.8. Analisis gempa Berdasarkan SNI 1726-2019.....	17
2.8.1. Kategori risiko bangunan	18
2.8.2. Faktor keutamaan gempa.....	18
2.8.3. Parameter percepatan gempa	19
2.8.4. Klasifikasi situs tanah	19
2.8.5. Parameter percepatan respons spektral (S_{MS} dan S_{MI}).....	21
2.8.6. Parameter percepatan spektral desain (S_{DS} dan S_{DI})	22
2.8.7. Berat seismik efektif	22
2.8.8. Kategori desain seismik (KDS).....	22
2.8.9. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal struktur	22
2.8.10. Desain izin analisis	29

2.8.11. Faktor sistem pemikul gaya gempa	29
2.8.12. Periode fundamental struktur (T).....	30
2.8.13. Spektrum respons desain (S_a).....	31
2.8.14. Koefisien respons seismik	32
2.8.15. Batasan simpangan (<i>drift</i>) antar tingkat	33
2.8.16. Kestabilan akibat efek P-Delta.....	33
2.9. Kinerja Struktur.....	34
2.9.1. Level kinerja struktur.....	35
2.9.1.1. Tingkatan kinerja struktur ATC-40.....	35
2.9.1.2. Tingkatan kinerja struktur FEMA-356.....	36
2.9.2. Metode ATC-40.....	37
2.9.2.1. Batasan simpangan ATC - 40.....	37
2.9.2.2. Tingkat kinerja berdasarkan fungsi bangunan ATC-40.....	37
2.9.3. Metode FEMA 356.....	38
2.9.3.1. Batasan simpangan FEMA 356.....	40
2.9.3.2. Tingkat kinerja berdasarkan fungsi bangunan FEMA-356.....	41
2.9.4. Metode FEMA 440.....	41
2.10. Analisis Statik Nonlinear (<i>Pushover Analysis</i>).....	41
2.10.1. Distribusi sendi plastis	42
2.10.2. <i>Plastic hinge properties</i>	43
2.10.3. Sendi plastis pada Balok	43
2.10.4. Sendi plastis pada kolom.....	44
 BAB III METODOLOGI	 45
3.1. Pengumpulan Data	45
3.2. Permodelan Struktur.....	45
3.2.1. Pendefinisian material.....	46
3.2.1.1. Material beton.....	46
3.2.1.2. Material baja.....	47
3.2.2. Pendefinisian kolom, balok, dinding geser dan pelat.....	47
3.2.2.1. Kolom.....	47
3.2.2.2. Balok.....	48
3.2.2.3. Dinding geser.....	49
3.2.2.4. Pelat.....	49
3.2.3. Hasil permodelan struktur.....	50
3.3. Pembebanan pada ETABS V18.....	51
3.3.1. Input beban mati tambahan (SIDL).....	51
3.3.1.1. Beban mati tambahan pada pelat.....	51
3.3.1.2. Beban mati tambahan pada balok.....	52
3.3.2. Input beban hidup (<i>Live Load</i>).....	52
3.3.3. Input beban hidup atap (<i>Live Roof</i>).....	53
3.4. Analisis Struktur.....	53
3.5. Analisis Nonlinear Struktur.....	54
3.6. Perencanaan Elemen Struktur Atas.....	54
3.7. Standar yang Digunakan.....	55
3.8. Rencana Anggaran Biaya.....	56
3.9. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	57
3.10. Jadwal Pelaksanaan.....	58

BAB IV ANALISIS DAN PERHITUNGAN	60
4.1. <i>Preliminary Design</i>	60
4.1.1. Data desain awal.....	60
4.1.2. <i>Preliminary design</i> balok	61
4.1.3. <i>Preliminary design</i> kolom	62
4.1.4. <i>Preliminary design</i> pelat	63
4.1.5. <i>Preliminary design</i> dinding geser	64
4.2. Pembebanan	65
4.2.1. Beban mati (DL + SIDL).....	65
4.2.2. Beban hidup (LL + Lr).....	66
4.2.3. Beban hujan (R)	66
4.2.4. Beban gempa.....	66
4.3. Pembebanan Gempa Statik	69
4.3.1. Perhitungan manual.....	69
4.3.1.1. Parameter sistem struktur penahan gaya seismik.....	69
4.3.1.2. Periode fundamental struktur (T)	70
4.3.1.3. Koefisien respons seismik (C_s)	72
4.3.1.4. Berat seismik efektif	73
4.3.1.5. Gaya geser dasar seismik	75
4.3.1.6. Distribusi gaya gempa statik tiap lantai	76
4.3.1.7. Distribusi gaya geser desain seismik	77
4.3.2. Gaya geser statik dari ETABS V18.....	78
4.3.2.1. Metode <i>user coefficient</i>	78
4.3.2.2. Metode <i>time periode user defined</i>	79
4.4. Pembebanan Gempa Dinamik (Respons Spektrum)	80
4.4.1. Perhitungan manual.....	80
4.4.1.1. Perhitungan spektrum respons Desain (S_a).....	80
4.4.1.2. Input spektrum respons desain (S_a) pada ETABS V18	81
4.4.2. Perhitungan otomatis ASCE 7-17 pada ETABS V18	82
4.4.3. Kontrol beban gempa respons spektrum	84
4.4.3.1. Skala faktor	84
4.4.3.2. Input skala faktor pada ETABS V18S	86
4.5. Analisis Sistem Ganda	87
4.5.1. Momen inersi pada elemen struktur	87
4.5.2. Distribusi gaya geser pada sistem ganda	88
4.6. Kontrol Desain Struktur.....	90
4.6.1. Kontrol partisipasi massa aktual.....	90
4.6.2. Kontrol simpangan	91
4.6.3. Kestabilan akibat efek P – Delta.....	95
4.6.4. Ketidakberaturan struktur	97
4.6.4.1. Ketidakberaturan horizontal.....	97
4.6.4.2. Ketidakberaturan vertikal.....	105
4.6.4.3. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan horizontal dan vertikal.....	114
4.6.4.4. Konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan vertikal.....	114
4.7. Pengecekan Elemen Struktur pada ETABS V18	127
4.7.1. Kombinasi pembebanan	127
4.7.2. Parameter elemen beton	128

4.7.3. <i>Design/check</i> struktur	129
4.8. Level Kinerja Strukur	129
4.8.1. Analisis <i>pushover</i>	130
4.8.2. Kinerja struktur	141
4.8.2.1. Kurva kapasitas struktur	141
4.8.2.2. Evaluasi kinerja struktur	142
4.8.2.2.1. Metode ATC – 40.....	142
4.8.2.2.2. Metode FEMA 356.....	145
4.8.2.2.3. Metode FEMA 440.....	154
4.9. Perhitungan Struktur Primer	162
4.9.1. Desain balok	162
4.9.1.1. Desain balok G1	162
4.9.1.1.1. Data perencanaan	162
4.9.1.1.2. Output gaya – gaya dalam	162
4.9.1.1.3. Cek dimensi balok.....	164
4.9.1.1.4. Perhitungan tulangan longitudinal penahan lentur.....	165
4.9.1.1.5. Perhitungan tulangan transversal penahan geser.....	171
4.9.1.1.6. Perhitungan tulangan penahan torsi.....	179
4.9.1.1.7. Sambungan lewatan tulangan balok.....	180
4.9.1.1.8. Panjang kait tulangan balok.....	182
4.9.1.1.9. Gambar dimensi dan penulangan hasil perhitungan.....	183
4.9.1.2. Rekapitulasi desain balok	183
4.9.2. Desain kolom	184
4.9.2.1. Desain kolom K1	184
4.9.2.1.1. Data perencanaan	184
4.9.2.1.2. Output gaya – gaya dalam	184
4.9.2.1.3. Cek dimensi kolom.....	186
4.9.2.1.4. Cek nilai P_u terhadap $0,3A_g f_c'$	186
4.9.2.1.5. Cek kuat lentur minimum kolom.....	186
4.9.2.1.6. Tulangan longitudinal penahan momen lentur.....	192
4.9.2.1.7. Tulangan transversal sebagai <i>confinement</i>	194
4.9.2.1.8. Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser.....	194
4.9.2.1.9. Sambungan lewatan tulangan kolom.....	199
4.9.2.1.10. Gambar dimensi dan penulangan hasil perhitungan.....	201
4.9.2.2. Rekapitulasi desain kolom	202
4.9.2.2.1. Persyaratan <i>strong column weak beam</i> (SCWB)	202
4.9.2.2.2. Rekapitulasi dimensi dan penulangan kolom.....	203
4.9.3. Dinding geser (<i>shear wall</i>)	203
4.9.3.1. Data perencanaan	203
4.9.3.2. Output gaya – gaya dalam	204
4.9.3.3. Kekuatan desain dinding geser.....	205
4.9.3.4. Kebutuhan tulangan transversal dalam menahan geser.....	206
4.9.3.5. Kebutuhan tulangan longitudinal dalam menahan lentur dan aksial.....	211
4.9.3.6. Kebutuhan elemen batas (<i>boundary element</i>).....	211
4.9.3.7. Kebutuhan tulangan transversal pada elemen batas.....	216
4.9.3.8. Kebutuhan tulangan longitudinal pada elemen batas.....	218
4.9.3.9. Gambar dimensi dan penulangan hasil perhitungan.....	219
4.10. Perhitungan struktur sekunder.....	220

4.10.1. Desain pelat lantai	220
4.10.1.1. Desain pelat S1	220
4.10.1.1.1. Data perencanaan	220
4.10.1.1.2. Pembebanan pelat.....	221
4.10.1.1.3. Sistem penulangan pelat.....	221
4.10.1.1.4. Momen pelat akibat beban terfaktor.....	222
4.10.1.1.5. Tinggi efektif pelat.....	224
4.10.1.1.6. Perhitungan tulangan pelat.....	224
4.10.1.1.7. Kontrol lendutan pelat.....	226
4.10.1.1.8. Pengecekan penulangan dengan ETABS V18.....	230
4.10.1.1.9. Gambar Penulangan Pelat.....	233
4.10.2. Desain diafragma	234
4.10.2.1. Diafragma pelat lantai	234
4.10.2.1.1. Data perencanaan	234
4.10.2.1.2. Jenis pelat diafragma.....	234
4.10.2.1.3. Cek dimensi diafragma.....	234
4.10.2.1.4. Elemen kolektor.....	234
4.10.2.1.5. Elemen kord.....	236
4.10.2.1.6. Geser friksi.....	240
 BAB V KESIMPULAN	 245
5.1. Kesimpulan	245
 DAFTAR PUSTAKA	 247
LAMPIRAN A	
LAMPIRAN B	



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Tinggi minimum balok nonprategang.....	4
Tabel 2.2. Ketebalan minimum pelat satu arah.....	5
Tabel 2.3. Ketebalan minimum pelat dua arah.....	6
Tabel 2.4. Ketebalan minimum pelat dua arah dengan balok.....	7
Tabel 2.5. Tebal minimum dinding (h).....	7
Tabel 2.6. Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ).....	8
Tabel 2.7. Batasan Nilai f_c ' Sistem SRPMK.....	9
Tabel 2.8. Tulangan transversal untuk kolom-kolom SRPMK.....	14
Tabel 2.9. Nilai ρ_l dan ρ_t pada dinding geser dengan $V_u \leq 0,5\phi V_c$	15
Tabel 2.10. Beban hidup terdistribusi merata dan beban hidup terpusat.....	17
Tabel 2.11. Kategori risiko bangun gedung dan nongedung	18
Tabel 2.12. Faktor Keutamaan Gempa.....	18
Tabel 2.13. Klasifikasi Situs.....	20
Tabel 2.14. Koefisien situs, F_a	21
Tabel 2.15. Koefisien situs, F_v	21
Tabel 2.16. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.....	22
Tabel 2.17. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik.....	22
Tabel 2.18. Ketidakberaturan horizontal pada struktur.....	23
Tabel 2.19. Ketidakberaturan vertikal pada struktur.....	26
Tabel 2.20. Prosedur analisis yang diizinkan.....	29
Tabel 2.21. Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik.....	30
Tabel 2.22. Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung.....	31
Tabel 2.23. Parameter periode pendekatan C_t dan x	31
Tabel 2.24. Simpangan Antar Tingkat Izin.....	33
Tabel 2.25. Tingkat kinerja struktur berdasarkan ATC-40.....	37
Tabel 2.26. Tingkat kinerja struktur berdasarkan fungsi bangunan ATC-40.....	38
Tabel 2.27. Tingkat kinerja struktur berdasarkan FEMA 356.....	40
Tabel 2.28. Tingkat kinerja struktur berdasarkan fungsi bangunan FEMA-356	41
Tabel 3.1. Biaya penyusunan laporan.....	56
Tabel 3.2. Jadwal pelaksanaan tugas akhir.....	58
Tabel 4.1. Rekapitulasi <i>preliminary design</i> balok.....	61
Tabel 4.2. Rekapitulasi <i>preliminary design</i> kolom.....	63
Tabel 4.3. Perhitungan N-SPT rata-rata BH-01.....	67
Tabel 4.4. Perhitungan N-SPT rata-rata pada 5 titik.....	67
Tabel 4.5. Output berat struktur tiap lantai dari ETABS V18.....	75
Tabel 4.6. Distribusi gaya gempa statik pada arah X.....	76
Tabel 4.7. Distribusi gaya gempa statik pada arah Y.....	77
Tabel 4.8. Gaya geser statik tiap lantai arah X dan arah Y (manual).....	77
Tabel 4.9. <i>Base reactions (user coefficient)</i>	78
Tabel 4.10. <i>Base reactions (periode user defined)</i>	79
Tabel 4.11. Rekapitulasi nilai <i>base shear</i> statik dari beberapa metode.....	79
Tabel 4.12. Perhitungan nilai S_a pada RSUP Wahidin Sudirohusodo	80
Tabel 4.13. Gaya geser dinamik input manual.....	82

Tabel 4.14. Gaya geser dinamik otomatis ASCE 7-16.....	83
Tabel 4.15. Rekapitulasi nilai <i>base shear</i> respons spektrum.....	84
Tabel 4.16. Gaya geser dinamik arah X dan Y tiap lantai dari ETABS V18.....	85
Tabel 4.17. Gaya geser statik dan dinamik arah X dan arah Y tiap lantai.....	85
Tabel 4.18. Hubungan gaya gempa statik dan dinamik.....	85
Tabel 4.19. Gaya geser desain arah X dan Y tiap lantai.....	87
Tabel 4.20. <i>Joint reaction</i> akibat gaya gempa dinamik pada dinding geser.....	89
Tabel 4.21. <i>Modal load participation ratios</i>	91
Tabel 4.22. <i>Modal participation mass ratios</i>	91
Tabel 4.23. <i>Displacement</i> maksimum gempa dinamik arah X.....	92
Tabel 4.24. <i>Displacement</i> maksimum gempa dinamik arah Y.....	93
Tabel 4.25. Batasan simpangan izin struktur.....	93
Tabel 4.26. Simpangan antar tingkat gempa dinamik arah X.....	94
Tabel 4.27. Simpangan antar tingkat gempa dinamik arah Y.....	94
Tabel 4.28. Output beban desain vertikal (<i>Grafity</i>) kumulatif.....	95
Tabel 4.29. Rekapitulasi kestabilan pengaruh P-Delta arah X.....	96
Tabel 4.30. Rekapitulasi kestabilan pengaruh P-Delta arah Y.....	97
Tabel 4.31. Simpangan maksimum dan simpangan rata-rata arah X.....	98
Tabel 4.32. Simpangan maksimum dan simpangan rata-rata arah Y.....	98
Tabel 4.33. Ketidakberaturan torsi 1.a akibat gempa dinamik arah X.....	99
Tabel 4.34. Ketidakberaturan torsi 1.a akibat gempa dinamik arah Y.....	99
Tabel 4.35. Ketidakberaturan torsi berlebihan gempa dinamik arah X.....	100
Tabel 4.36. Ketidakberaturan torsi berlebihan gempa dinamik arah Y.....	101
Tabel 4.37. Rekapitulasi ketidakberaturan torsi 1.a dan 1.b.....	101
Tabel 4.38. Luas bukaan pada lantai 8.....	103
Tabel 4.39. Kekakuan tiap tingkat gempa dinamik arah X.....	105
Tabel 4.40. Kekakuan tiap tingkat gempa dinamik arah Y.....	105
Tabel 4.41. Rekapitulasi perhitungan kekakuan gempa arah X.....	106
Tabel 4.42. Rekapitulasi perhitungan kekakuan gempa arah Y.....	107
Tabel 4.43. Rekapitulasi perhitungan kekakuan berlebihan gempa arah X.....	108
Tabel 4.44. Rekapitulasi perhitungan kekakuan berlebihan gempa arah Y.....	108
Tabel 4.45. Rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan berat/massa.....	109
Tabel 4.46. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan geometri.....	110
Tabel 4.47. Output <i>story forces</i> gempa dinamik arah X.....	111
Tabel 4.48. Output <i>story forces</i> gempa dinamik arah Y.....	111
Tabel 4.49. Pengecekan <i>irregularity</i> tingkat lemah arah X.....	112
Tabel 4.50. Pengecekan <i>irregularity</i> tingkat lemah arah Y.....	112
Tabel 4.51. <i>Irregularity</i> tingkat lemah berlebihan arah X.....	113
Tabel 4.52. <i>Irregularity</i> tingkat lemah berlebihan arah Y.....	113
Tabel 4.53. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan horizontal.....	114
Tabel 4.54. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan vertikal.....	114
Tabel 4.55. Pasal tambahan untuk ketidakberaturan horizontal.....	115
Tabel 4.56. Simpangan izin (Δ_{izin}) / faktor redudansi (ρ) arah X.....	117
Tabel 4.57. Simpangan izin (Δ_{izin}) / faktor redudansi (ρ) arah Y.....	117
Tabel 4.58. Gaya gempa dinamik respons spektrum tiap lantai.....	118
Tabel 4.59. Gaya desain diafragma tiap lantai gempa arah X.....	119
Tabel 4.60. Gaya desain diafragma tiap lantai gempa arah Y.....	120
Tabel 4.61. Gaya desain diafragma yang dipakai arah X.....	121

Tabel 4.62. Gaya desain diafragma yang dipakai arah Y.....	121
Tabel 4.63. Beban merata pada disain pelat diafragma arah X.....	122
Tabel 4.64. Beban merata pada disain pelat diafragma arah Y.....	122
Tabel 4.65. Eksentrisitas dengan faktor pembesaran torsi gempa arah X.....	125
Tabel 4.66. Eksentrisitas dengan faktor pembesaran torsi gempa arah Y.....	125
Tabel 4.67. Rekapitulasi kombinasi pembebanan.....	128
Tabel 4.68. Hasil analisis <i>pushover</i> arah X.....	143
Tabel 4.69. Hasil analisis <i>pushover</i> arah Y.....	144
Tabel 4.70. Output kapasitas spektrum arah X-X.....	146
Tabel 4.71. Faktor modifikasi C_0	147
Tabel 4.72. Faktor massa efektif.....	148
Tabel 4.73. Faktor modifikasi C_2	148
Tabel 4.74. Output kapasitas spektrum arah Y-Y.....	150
Tabel 4.75. <i>Displacement</i> FEMA 356 arah X (dari ETABS V18).....	153
Tabel 4.76. <i>Displacement</i> FEMA 356 arah Y (dari ETABS V18).....	154
Tabel 4.77. Rekapitulasi nilai simpangan metode FEMA 356.....	154
Tabel 4.78. Faktor modifikasi C_0	155
Tabel 4.79. Faktor modifikasi C_1, C_2 dan C_3	156
Tabel 4.80. Rekapitulasi level kinerja struktur dari beberapa metode.....	161
Tabel 4.81. Output gaya-gaya dalam kombinasi envelope G1.....	164
Tabel 4.82. Letak tulangan lentur pada balok G1.....	169
Tabel 4.83. Rekapitulasi kebutuhan tulangan lentur pada balok G1 45/90.....	170
Tabel 4.84. Rekapitulasi gaya geser desain pada balok G1 45/90.....	174
Tabel 4.85. Hasil perhitungan dimensi dan detail penulangan balok.....	183
Tabel 4.86. Output gaya-gaya dalam K1 lantai 1.....	185
Tabel 4.87. Rekapitulasi nilai M_{nb} pada kolom K1.....	190
Tabel 4.88. Pengecekan SCWB pada arah X.....	202
Tabel 4.89. Pengecekan SCWB pada arah Y.....	202
Tabel 4.90. Hasil Perhitungan dimensi dan detail penulangan kolom.....	203
Tabel 4.91. Output gaya pada dinding geser dari ETABS V18.....	204
Tabel 4.92. <i>Shear design</i> dari ETABS V18.....	206
Tabel 4.93. Output nilai c dari ETABS.....	212
Tabel 4.94. Elemen batas pada lag 2 dari ETABS V18.....	213
Tabel 4.95. Rekapitulasi elemen batas dari ETABS V18.....	214
Tabel 4.96. Dimensi <i>boundary element</i> pada dinding geser P1.....	216
Tabel 4.97. Kebutuhan tulangan transversal pada <i>boundary element</i>	218
Tabel 4.98. Rekapitulasi koefisien momen.....	222
Tabel 4.99. Rekapitulasi nilai momen tiap 1 meter hasil perhitungan.....	223
Tabel 4.100. Rekapitulasi nilai momen tiap 1 meter dari ETABS V18.....	223
Tabel 4.101. Output gaya dalam hasil <i>section cut</i> pada pelat arah Y.....	235
Tabel 4.102. Kebutuhan tulangan tambahan pada kolektor.....	236
Tabel 4.103. Output gaya pada elemen kord Tarik.....	236
Tabel 4.104. Output gaya pada elemen kord Tekan.....	237
Tabel 4.105. Kebutuhan tulangan kord (tarik) tambahan.....	238
Tabel 4.106. Tulangan tarik pakai pada elemen kord.....	239
Tabel 4.107. Kebutuhan tulangan kord (tekan) tambahan.....	239
Tabel 4.108. Tulangan tekan pakai pada elemen kord.....	240
Tabel 4.109. Output gaya pada elemen geser friksi lantai 1.....	240

Tabel 4.110. Rekapitulasi tulangan geser friksi lantai 1.....	242
Tabel 4.111. Kebutuhan tulangan geser friksi Lt. 01 – Lt. 08.....	242



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Batasan lebar balok yang melebihi dimensi kolom.....	9
Gambar 2.2. Penulangan sengkang kolom h_x tidak boleh lebih 350 mm.....	13
Gambar 2.3. Penulangan sengkang kolom h_x tidak boleh lebih 200 mm.....	13
Gambar 2.4. Parameter gerak tanah S_s	19
Gambar 2.5. Parameter gerak tanah S_I	19
Gambar 2.6. <i>Irregularity</i> 1a dan 1b	24
Gambar 2.7. <i>Irregularity</i> 2.....	24
Gambar 2.8. <i>Irregularity</i> 3.....	25
Gambar 2.9. <i>Irregularity</i> 4.....	25
Gambar 2.10. <i>Irregularity</i> 5.....	25
Gambar 2.11. <i>Irregularity</i> 1a dan 1b (vertikal).....	27
Gambar 2.12. <i>Irregularity</i> 2 (vertikal).....	27
Gambar 2.13. <i>Irregularity</i> 3 (vertikal).....	28
Gambar 2.14. <i>Irregularity</i> 4 (vertikal)	28
Gambar 2.15. Spektrum respons desain.....	32
Gambar 2.16. Level kinerja struktur ATC-40.....	35
Gambar 2.17. Level kinerja struktur FEMA 356.....	36
Gambar 2.18. Spektrum kapasitas ATC-40.....	37
Gambar 2.19. Perilaku pasca-leleh struktur.....	39
Gambar 2.20. Titik sendi plastis pada SRPMK	42
Gambar 2.21. Pola sendi plastis dengan <i>pushover</i>	42
Gambar 2.22. Tingkat level kinerja struktur.....	43
Gambar 2.23. Sumbu lokal dan sumbu global balok.....	43
Gambar 2.24. Sumbu lokal dan sumbu global kolom	44
Gambar 3.1. Denah Lantai 1.....	46
Gambar 3.2. Potongan A-A.....	46
Gambar 3.3. <i>Material property</i> beton.....	47
Gambar 3.4. <i>Material property</i> baja.....	47
Gambar 3.5. <i>Section property</i> kolom K1 (800/800).....	48
Gambar 3.6. <i>Section property reinforcement</i> K1 (800/800).....	48
Gambar 3.7. <i>Section property</i> balok G1(450/900).....	49
Gambar 3.8. <i>Wall section</i> , $t = 300$ mm.....	49
Gambar 3.9. <i>Slab property</i> S1, $t = 12,5$ cm.....	50
Gambar 3.10. Denah lantai 01 (Building 05).....	50
Gambar 3.11. Tampilan 3D permodelan.....	50
Gambar 3.12. Potongan 3-3	51
Gambar 3.13. Input beban mati tambahan (SIDL).....	52
Gambar 3.14. Input beban mati tambahan (SIDL).....	52
Gambar 3.15. Input beban hidup (LL).....	53
Gambar 3.16. Input beban hidup atap (Lr).....	53
Gambar 3.17. Diagram alir tahapan penyelesaian tugas akhir.....	57
Gambar 3.18. <i>Bar Chart</i> Jadwal Penyelesaian Tugas Akhir	59
Gambar 4.1. Potongan denah pelat S1.....	63
Gambar 4.2. Tampak atas dinding geser.....	64
Gambar 4.3. Ragam mode 1.....	70

Gambar 4.4. Ragam mode 2.....	70
Gambar 4.5. Pengaturan diafragma kondisi kaku (rigid).....	73
Gambar 4.6. Hasil pengimputan diafragma pada pelat dan joint.....	74
Gambar 4.7. Pengaturan massa struktur pada ETABS V18.....	74
Gambar 4.8. Input data pada arah sumbu X metode <i>user coefficient</i>	78
Gambar 4.9. Input data pada arah sumbu X metode <i>periode user defined</i>	89
Gambar 4.10. Grafik spektrum respons desain (S_a).....	81
Gambar 4.11. Define respons spektrum pada ETABS V18.....	81
Gambar 4.12. Load case respons spektrum sumbu X.....	82
Gambar 4.13. <i>Define respons spektrum</i> ASCE 7-16.....	83
Gambar 4.14. <i>Load case respons spektrum</i> ASCE 7-16.....	83
Gambar 4.15. Gaya geser dinamik arah X.....	84
Gambar 4.16. Gaya geser dinamik arah Y.....	84
Gambar 4.17. Input ulang skala faktor arah X.....	86
Gambar 4.18. Input ulang skala faktor arah Y.....	86
Gambar 4.19. Input momen inersia balok (I_{crack}) pada ETABS.....	87
Gambar 4.20. Input momen inersia kolom (I_{crack}) pada ETABS.....	87
Gambar 4.21. Input momen inersia dinding geser (I_{crack}) pada ETABS.....	88
Gambar 4.22. Joint label dinding geser pada <i>basement</i>	88
Gambar 4.23. Input jumlah mode pada ETABS V18.....	90
Gambar 4.24. <i>Maximum story displacement</i> gempa arah X.....	92
Gambar 4.25. <i>Maximum story displacement</i> gempa arah Y.....	92
Gambar 4.26. Grafik simpangan struktur dan simpangan izin.....	94
Gambar 4.27. Input kombinasi pembebanan P-Delta.....	95
Gambar 4.28. Ketidakberaturan sudut dalam lantai 8.....	102
Gambar 4.29. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma lantai 8.....	103
Gambar 4.30. Penempatan kolom SRPMK dan dinding geser.....	104
Gambar 4.31. Letak dinding geser pada struktur.....	104
Gambar 4.32. Lokasi kolom yang dilakukan pengecekan.....	109
Gambar 4.33. Pengecekan diskontinuitas kolom dan dinding geser.....	110
Gambar 4.34. Input eksentrisitas gempa dinamik didalam ETABS.....	116
Gambar 4.35. Pengaturan derajat kebebasan pada ETABS V18.....	123
Gambar 4.36. Input Eksentrisitas akibat <i>irregularity</i> torsi 1.b arah X.....	126
Gambar 4.37. Input Eksentrisitas akibat <i>irregularity</i> torsi 1.b arah Y.....	126
Gambar 4.38. <i>Concrete frame design preferences for</i> ACI 318-14.....	128
Gambar 4.39. <i>Design/check</i> struktur kombinasi Envelope.....	129
Gambar 4.40. Lokasi titik acuan analisis <i>pushover</i>	130
Gambar 4.41. Label titik acuan.....	130
Gambar 4.42. Pengaturan pada <i>nonlinear gravity load</i>	131
Gambar 4.43. Pengaturan <i>nonlinear pushover load case</i> pada arah X.....	131
Gambar 4.44. Pengaturan <i>displacement control</i> arah X.....	132
Gambar 4.45. Pengaturan <i>nonlinear pushover load case</i> pada arah Y.....	133
Gambar 4.46. Pengaturan <i>displacement control</i> arah Y.....	133
Gambar 4.47. Setting sendi plastis pada balok (Push arah X).....	134

Gambar 4.48. Pengaturan pada <i>hinge assignment</i> data (Push arah X).....	135
Gambar 4.49. Setting sendi plastis pada balok (Push arah Y).....	135
Gambar 4.50. Pengaturan pada <i>hinge assignment</i> data (Push arah Y).....	136
Gambar 4.51. <i>Hinge properties</i> pada dinding balok.....	136
Gambar 4.52. Setting sendi plastis pada kolom (Push arah X).....	137
Gambar 4.53. Pengaturan pada <i>hinge assignment</i> data (Push arah X).....	138
Gambar 4.54. Setting sendi plastis pada kolom (Push arah Y).....	138
Gambar 4.55. Pengaturan pada <i>hinge assignment</i> data (Push arah Y).....	139
Gambar 4.56. <i>Hinge properties</i> pada dinding kolom.....	139
Gambar 4.57. Setting sendi plastis pada dinding geser (Push arah X dan Y).....	140
Gambar 4.58. <i>Hinge properties</i> pada dinding geser.....	141
Gambar 4.59. Kurva tingkatan plastifikasi sendi plastis.....	141
Gambar 4.60. Ragam gerak step 1 dan step 2 beban dorong arah X.....	142
Gambar 4.61. Ragam gerak step 10 dan step 11 beban dorong arah X.....	143
Gambar 4.62. Kurva gaya geser vs <i>displacement</i> struktur (pushover arah X)....	143
Gambar 4.63. Ragam gerak step 1 dan step 2 beban dorong arah Y.....	144
Gambar 4.64. Kurva gaya geser vs <i>displacement</i> struktur (pushover arah Y)....	144
Gambar 4.65. Kurva <i>performance point</i> arah X-X.....	145
Gambar 4.66. Kurva <i>performance point</i> arah Y-Y.....	150
Gambar 4.67. <i>Performance point push</i> . X-X (metode FEMA 440).....	155
Gambar 4.68. <i>Performance point push</i> . Y-Y (metode FEMA 440).....	158
Gambar 4.69. Denah lokasi balok G1 (45x90) pada As 4-4 lantai 6.....	162
Gambar 4.70. Potongan balok G1 (45x90) pada As 4-4 lantai 6.....	163
Gambar 4.71. Diagram momen dan lintang komb. Envelope (tump. kiri).....	163
Gambar 4.72. Diagram momen dan lintang komb. Envelope (tump. kanan).....	163
Gambar 4.73. Diagram momen dan lintang komb. Envelope (lapangan).....	164
Gambar 4.74. Kebutuhan luas tulangan longitudinal pada ETABS V18.....	171
Gambar 4.75. Gaya geser goyangan ke kiri dan ke kanan pada balok G1.....	171
Gambar 4.76. Output gaya geser <i>comb.</i> beban gravitasi tump. kiri.....	173
Gambar 4.77. Gaya geser desain <i>Ve</i> pada balok G1.....	174
Gambar 4.78. Output gaya aksial balok kombinasi envelope.....	174
Gambar 4.79. Gaya geser desain akibat goyangan ke kiri.....	177
Gambar 4.80. Gaya torsi balok G1 (45/90).....	179
Gambar 4.81. Panjang kait tulangan balok.....	182
Gambar 4.82. Potongan memanjang balok G1 450x900.....	183
Gambar 4.83. Penampang balok G1 450x900.....	183
Gambar 4.84. Denah lokasi kolom K1(80x80) pada As 2-2 lantai 1.....	184
Gambar 4.85. Potongan kolom K1(80x80) pada As 2-2 lantai 1.....	185
Gambar 4.86. Gaya dalam kolom K1(80/80) komb. Envelope.....	185
Gambar 4.87. Output ϕM_{nc} pada SP-Column.....	187
Gambar 4.88. Kolom – balok pada arah X.....	187
Gambar 4.89. Dimensi dan penulangan balok G3.....	188
Gambar 4.90. Kolom – balok pada arah Y.....	189
Gambar 4.91. Dimensi dan penulangan balok G1.....	189
Gambar 4.92. Nilai M_{nb} pada sisi kanan dan kiri kolom arah X.....	190
Gambar 4.93. Nilai M_{nb} pada sisi kanan dan kiri kolom arah Y.....	191
Gambar 4.94. Nilai <i>b/c capacity ratio</i> pada ETABS V18.....	192

Gambar 4.95. Konfigurasi tulangan longitudinal kolom K1.....	192
Gambar 4.96. Gaya geser desain kolom SRPMK.....	195
Gambar 4.97. Nilai M_{pr} kolom didaerah atas.....	195
Gambar 4.98. Nilai M_{pr} balok pada atas dan bawah kolom.....	196
Gambar 4.99. Output gaya geser pada ETABS V18.....	197
Gambar 4.100. Penampang kolom K1 800x800 lantai 1.....	201
Gambar 4.101. Potongan memanjang kolom K1 800x800 lantai 1.....	202
Gambar 4.102. Denah lokasi dinding geser pada As 0-0 lantai basement.....	203
Gambar 4.103. Potongan P1-P1 lantai 1.....	204
Gambar 4.104. Ilustrasi dinding geser.....	205
Gambar 4.105. Jumlah lapis penulangan.....	207
Gambar 4.106. Rasio tulangan longitudinal dengan SP-Column.....	211
Gambar 4.107. <i>Boundary element</i> dari ETABS.....	211
Gambar 4.108. Ketentuan penulangan elemen batas.....	215
Gambar 4.109. Rasio tulangan longitudinal dengan elemen batas.....	218
Gambar 4.110. Nilai M_n pada dinding geser.....	219
Gambar 4.111. Detail penulangan dinding geser.....	219
Gambar 4.112. Denah Pelat S1 pada lantai 1.....	220
Gambar 4.113. Potongan B-B lantai 1.....	220
Gambar 4.114. Pelat dengan semua sisi terjepit penuh.....	222
Gambar 4.115. Momen tumpuan arah y (M_{tx}).....	223
Gambar 4.116. Faktor pengaruh waktu (ξ).....	229
Gambar 4.117. <i>Draw design strips</i>	230
Gambar 4.118. Momen pada strip.....	231
Gambar 4.119. Pengaturan pada <i>display faxural design</i>	231
Gambar 4.120. Desain penulangan dengan tulangan D10– 150.....	232
Gambar 4.121. Desain penulangan dengan tulangan D8 – 150.....	232
Gambar 4.122. Detail penulangan pada pelat lantai S1.....	233
Gambar 4.123. Potongan memanjang pelat lantai S1.....	233
Gambar 4.124. Lokasi pengecekan tegangan pada elemen kolektor.....	235
Gambar 4.125. Elemen kord tarik gaya arah Y lantai 1.....	236
Gambar 4.126. Elemen kord tekan gaya arah Y lantai 1.....	237
Gambar 4.127. Lokasi geser friksi gaya diafragma arah Y lantai 1.....	240
Gambar 4.128. Tampak atas tulangan geser friksi lantai 1.....	244

DAFTAR NOTASI

$\emptyset$	Faktor reduksi
δ	Defleksi yang terjadi
δ_u	Defleksi ultimate yang terjadi
λ	Angka kelangsingan
Δx	Simpangan antar lantai
ρ	Rasio tulangan
ρ_t	Rasio penulangan horizontal
A_{cv}	Luas penampang dinding struktural
A_g	Luas dimensi kolom (mm ²)
A_s	Luas tulangan tarik (mm ²)
b	Lebar muka tekan komponen struktur (mm)
b_c	Dimensi penampang inti komponen struktur yang diukur ke tepi luar tulangan transversal yang membentuk luas A_{sh} , mm
b_w	Lebar badan, tebal dinding, atau diameter penampang lingkaran, mm
C_t	Koefisien rangka beton pemikul momen
C_u	Koefisien untuk batas pada perioda yang dihitung
C_v	Koefisien respon gempa vertikal
DL	Beban mati
d	Jarak dari serat tekan terjatuh ke pusat tulangan (mm)
d_b	Diameter batang tulangan (mm)
E_c	Modulus elastisitas beton (MPa)
F_c'	Kuat tekan beton (MPa)
f_y	Kekuatan leleh tulangan (MPa)
f_s	Tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan, MPa
f_y	Kekuatan leleh tulangan yang disyaratkan, MPa
h	Tinggi
h_n	Ketinggian struktur
h_x	Spasi horizontal maksimum untuk kaki sengkang tertutup atau ikat kolom
h_w	Tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas atau tinggi bersih segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau, mm
I	Momen inersia penampang terhadap sumbu pusat, mm ⁴
I_b	Momen inersia penampang bruto balok terhadap sumbu pusat, mm ⁴
k	Faktor panjang efektif untuk komponen struktur tekan
ℓ	Panjang bentang balok atau pelat satu arah; proyeksi bersih kantilever, mm
l_e	Faktor keutamaan gempa
l_n	Panjang sisi terpanjang
l_o	Panjang minimum
L_r	Pengaruh beban hidup atap layan
Lu	Tinggi kolom
L_w	Lebar dinding geser
M_{nb}	Kekuatan lentur nominal balok

M_{nc}	Kekuatan lentur nominal kolom
M_n	Kekuatan lentur nominal pada penampang (kN/m)
M_u	Momen terfaktor penampang (kN/m)
M_{pr}	Momen lentur komponen struktur tanpa beban aksial (kN/m)
M_u	Momen yang terjadi pada penampang
n	Jumlah tulangan
N_u	Gaya aksial terfaktor tegak lurus terhadap penampang
P_n	Gaya tekan nominal (N)
P	Beban aksial yang bekerja pada kolom
P_o	Kekuatan aksial nominal pada eksentrisitas nol, N
q	Beban yang bekerja
q_{Du}	Beban mati terfaktor per satuan luas, N/m ²
q_{Lu}	Beban hidup terfaktor per satuan luas, N/m ²
q_u	Beban terfaktor per satuan luas, N/m ²
R	Faktor reduksi gempa
s	Jarak antar tulangan geser
S_1	Parameter respon spektral percepatan gempa periode terpetakan untuk 1 detik
S_{ds}	Parameter respon spektral percepatan pada periode pendek
S_{d1}	Parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik
S_s	Parameter respon spektral percepatan gempa periode terpetakan periode pendek
T	Nilai time periode
V_c	Kegangan terkait kekuatan geser dua arah nominal yang disediakan oleh beton, MPa
v_n	Tegangan beton ekuivalen terkait kekuatan geser dua arah nominal pada pelat atau fondasi, MPa
v_u	Tegangan geser dua arah maksimum terfaktor di keliling penampang kritis yang ditinjau, MPa
V_e	Gaya geser yang terjadi pada struktur
V_s	Gaya geser yang dipikul tulangan baja
w_c	Berat volume beton normal atau berat volume ekuivalen beton ringan, kg/m ³
y_t	Jarak dari sumbu pusat penampang bruto, yang mengabaikan tulangan, ke muka tarik, mm
α	Sudut yang menentukan orientasi tulangan
β	Rasio dimensi panjang terhadap pendek: bentang bersih untuk pelat dua arah, sisi kolom, beban terpusat atau luasan reaksi, atau sisi fondasi telapak
ρ'	Rasio As terhadap bd

DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR DENGAN *PERFORMANCE BASED DESIGN*

Abstrak

Perkembangan ilmu yang semakin matang khususnya struktur bangunan gedung tidak hanya dalam desain struktur gedung tetapi sampai pada mekanisme keruntuhan untuk mengurangi resiko terjadinya keruntuhan total (*collape*) pada bangunan. Mekanisme keruntuhan dianalisis dengan *pushover analysis* atau *nonlinear time history analysis*.

Analisis dengan sistem ganda dan peninjauan struktur dilakukan dengan bantuan program struktur (*ETABS V18*). Permodelan yang telah dibuat diberi pembebanan sesuai dengan SNI 1727:2020 untuk selanjutnya dilakukan analisis dan pengecekan terhadap drift, P-delta dan periode alami yang dilakukan secara manual. Hasil dari pengecekan bila memenuhi ketetapan dapat dilanjutkan dengan tinjauan level kinerja struktur. Struktur dengan level kinerja yang sesuai dengan ketentuan dilanjutkan perhitungan tulangan dan dimensi.

Analisis pada desain gedung 8 lantai Rumah Sakit Wahidin Sudirohusodo telah memenuhi persyaratan didalam SNI 1726:2019. Distribusi beban gempa pada rangka pemikul momen (SRPMK) sebesar 44,67% dan *shear wall* sebesar 55,33% gempa arah X. untuk gempa arah Y rangka pemikul momen (SRPMK) sebesar 64,57% dan *shear wall* sebesar 35,43%. Level kinerja struktur dengan metode ATC-40, FEMA 356 dan FEMA 440 adalah Operasional. Dimensi balok terbesar adalah G1(450/900) dengan tulangan pokok 10D19 dan tulangan transversal 2D10-100. Dimensi kolom terbesar adalah K0(900/900) dengan tulangan lentur 44D22.

Kata Kunci: *SRPMK; Shear Wall; analisis pushover*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu negara dengan potensi kemungkinan terjadi gempa cukup besar baik gempa dengan skala kecil bahkan gempa dengan skala besar. Munculnya titik-titik baru lokasi gempa di Indonesia mengharuskan sering dilakukan pembaruan terhadap peta gempa di Indonesia hal ini berkaitan dengan analisis struktur tahan gempa.

Perkembangan yang semakin maju dalam dunia konstruksi terutama dalam bangunan gedung dapat ditandai dengan banyaknya pembangunan *high rise building* hal ini terjadi karena lahan yang terbatas di daerah perkotaan. Bangunan *high rise building* memiliki resiko tinggi terjadi keruntuhan akibat gaya gempa yang terjadi, maka perencanaan bangunan harus sesuai dengan persyaratan ketahanan gempa yang ada. Keamanan dan keselamatan penghuni merupakan faktor terpenting dalam perencanaan. Bagi ahli struktur hal tersebut menjadikan konstruksi bangunan tidak hanya dilihat dari tingkat kekuatan saja melainkan juga dari deformasi dan level kinerja (*performance*) struktur dalam menahan gaya sebidang (*in-plane force*) baik akibat beban gempa (inersia), beban angin dan beban lateral tanah (untuk *basement*). Bangunan yang tidak direncanakan sesuai persyaratan tahan gempa yang ada dapat menyebabkan terjadinya keruntuhan hal ini tentu dapat menyebabkan korban jiwa, oleh karena itu bangunan perlu direncanakan dengan kinerja struktur sampai pada kondisi *life safety*, dimana bangunan mengalami kerusakan sedang tetapi masih dikatakan stabil apabila diperbaiki dapat beroperasi secara normal. Penentuan level kinerja struktur dapat dilakukan dengan melakukan analisis statik nonlinear dengan program komputer. Terdapat dua jenis metode yang dapat digunakan, yaitu : *nonlinear static prosedure* atau *pushover analysis* dan *nonlinear time history analysis*.

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah laporan tugas akhir :

- a) Bagaimana melakukan analisis pada struktur gedung yang memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020.
- b) Bagaimana mendesain dimensi dan detail penulangan yang memenuhi persyaratan SNI 2847:2019.
- c) Bagaimana meninjau level kinerja struktur dengan *performance based design*.

1.3. Tujuan

Tujuan tugas akhir ini adalah mendesain gedung yang kuat, aman dan ekonomis dengan menggunakan sistem struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan dinding geser sesuai dengan persyaratan didalam SNI 2847:2019, SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019. Adapun tujuan penulisan yaitu :

- a) Melakukan analisis pada struktur gedung yang memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020.
- b) Melakukan desain beton bertulang (balok, kolom, dinding geser dan pelat) yang memenuhi persyaratan SNI 2847:2019.
- c) Melakukan peninjauan level kinerja struktur pada desain dimensi dan penulangan dengan *performance based design*.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah didalam laporan tugas akhir ini adalah :

- a) Desain gedung 8 lantai studi kasus Rumah Sakit Wahidin Sudirohusodo
- b) Tidak meninjau metode pelaksanaan yang dilakukan baik pada struktural ataupun non struktural.
- c) Pembebanan gempa menggunakan metode respons spektrum
- d) Membuat permodelan dengan metode SRMPK dan dinding geser
- e) Melakukan perhitungan struktur primer dan struktur sekunder
- f) Melakukan peninjauan kinerja struktur

1.5. Sistematika Penulisan

Dalam laporan tugas akhir ini sistematika penulisan terdiri dari 5 bab, yaitu:

BAB I PENDAHULUAN

Pada bab pendahuluan menjelaskan tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah dan manfaat.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Pada bab tinjauan pustaka menerangkan tentang teori-teori dan rumus-rumus yang didapatkan dari buku ataupun dari jurnal literatur. Teori yang digunakan diantaranya teori perencanaan ketahanan gempa pada konstruksi gedung, teori terhadap beban desain minimum pada gedung, teori persyaratan beton struktural pada bangunan gedung. Sedangkan rumus-rumus yang digunakan berhubungan dengan dalam mendesain gedung dengan metode SRPMK dan dinding geser.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Pada bab metodologi penelitian menerangkan tentang tata cara atau metode dalam menyelesaikan Desain struktur Gedung 8 Lantai Dengan Sistem Ganda Dan Tinjauan Level Kinerja Struktur Dengan *Performance Based Design*.

BAB IV ANALISIS DAN PERHITUNGAN

Pada bab ini menjelaskan analisis dan perhitungan dalam mendesain Gedung 8 Lantai Dengan Sistem Ganda Dan Tinjauan Level Kinerja Struktur Dengan *Performance Based Design*.

BAB V PENUTUP

Pada bab penutup berisi kesimpulan tentang hasil analisis permodelan, hasil perhitungan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas beton didapatkan sesuai dengan SNI 2847:2019. Persamaan modulus elastisitas pada beton adalah :

- a) Untuk beton ringan diantara 1400 dan 2560 kg/m³

$$E_c = W_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f_{c'}} \dots\dots\dots (2.1)$$

- b) Untuk beton normal

$$E_c = 4700 \sqrt{f_{c'}} \dots\dots\dots (2.2)$$

2.2. Tulangan Beton

Tulangan beton digunakan sebagai perkuatan dalam menahan gaya tarik akibat lemahnya *tensile strength* beton. Tulangan polos merupakan baja dengan penampang bundar dan memiliki permukaan rata. Sedangkan tulangan *deform* memiliki permukaan tidak rata yang berfungsi mencegah pergerakan relatif arah memanjang dipermukaan tulangan terhadap beton.

2.3. Batasan Dimensi Elemen Struktur

Desain awal dapat ditentukan berdasarkan ketentuan didalam SNI 2847:2019 yang mencakup balok, kolom, pelat lantai, dinding geser dan yang lainnya.

2.3.1. Balok

Desain awal balok berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1 memiliki batasan sebagai berikut :

- a) Tinggi balok

Tabel 2.1. Tinggi minimum balok nonprategang

Kondisi perletakan	Minimum $h^{(1)}$
Perletakan sederhana	$L/16$
Menerus satu sisi	$L/18,5$
Menerus dua sisi	$L/21$
kantilever	$L/8$

Untuk kasus lain, tinggi minimum balok :

- ✓ Untuk f_y lebih dari 420 MPa, persamaan pada Tabel 2.1 harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y / 700)$.
- ✓ Untuk balok nonprategang yang terbuat dari beton ringan dengan w_c berkisar antara 1440 hingga 1840 kg/m³, persamaan pada Tabel 2.1 harus dikalikan dengan nilai terbesar dari a) dan b):

a. $1,65 - 0,0003w_c$

b. 1,09

b) Lebar balok

Lebar balok diambil 1/3 sampai dengan 2/3 dikalikan dengan tinggi balok.

2.3.2. Kolom

Dimensi awal kolom berdasarkan konsep *strong column weak beam* dimana kekakuan kolom lebih besar dari kekakuan balok. Persamaan yang dapat digunakan adalah :

$$\frac{EI_{kolom}}{H_{kolom}} \geq \frac{EI_{balok}}{L_{balok}} \dots \dots \dots (2.3)$$

2.3.3. Pelat

Desain awal pelat dengan menentukan tipe pelat tersebut pelat satu arah atau pelat dua arah. Jenis pelat berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.1 ditentukan dari nilai rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendek dengan persamaan berikut :

Pelat satu arah

$$\beta > 2 \dots \dots \dots (2.4)$$

Pelat dua arah

$$\beta \leq 2 \dots \dots \dots (2.5)$$

Desain awal pelat satu arah didalam SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1.1 memiliki batasan sebagai berikut :

Tabel 2.2. Ketebalan minimum pelat satu arah

Kondisi perletakan	Minimum $h^{(1)}$
Tumpuan sederhana	$L/20$
Satu ujung menerus	$L/24$
kedua ujung menerus	$L/28$
kantilever	$L/10$

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 7.3.1.1

Untuk kasus lain, tebal pelat satu arah :

- ✓ Untuk f_y lebih dari 420 MPa, persamaan pada Tabel 2.2 harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y / 700)$.
- ✓ Untuk balok nonprategang yang terbuat dari beton ringan dengan w_c berkisar antara 1440 hingga 1840 kg/m³, persamaan pada Tabel 2.2 harus dikalikan dengan nilai terbesar dari a) dan b):
 - a. $1,65 - 0,0003w_c$
 - b. 1,09

Desain awal pelat dua arah berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.1 dimana tebal minimum tidak boleh kurang dari batasan pada tabel 2.3 dan memiliki nilai terkecil antara 1a dan 1b :

1a. pelat tanpa drop panel.....125 mm

1b. pelat dengan drop panel.....100 mm

Tabel 2.3. Ketebalan minimum pelat dua arah

f_y , MPa ⁽²⁾	Tanpa drop panel ⁽³⁾			drop panel ⁽³⁾		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 8.3.1.1

Catatan :

- a) l_n adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm).
- b) Untuk f_y dengan nilai diantara yang diberikan dalam tabel, ketebalan minimum harus dihitung dengan interpolasi linear.
- c) Drop panel sesuai SNI 2847:2019 Pasal 8.2.4.
- d) Pelat dengan balok diantara kolom sepanjang tepi eksterior. Panel eksterior harus dianggap tanpa balok pinggir jika α_f kurang dari 0,8. nilai α_f untuk balok tepi harus dihitung sesuai SNI 2847:2019 Pasal 8.10.2.7.

Tabel 2.4. Ketebalan minimum pelat dua arah dengan balok sebagai tumpuan disemua sisi pelat

$\alpha_{fm}^{(1)}$	h minimum, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 \leq \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari :	$\frac{l_n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b) ⁽²⁾⁽³⁾
		125	(c)
$\alpha_{fm} \geq 0,2$	Terbesar dari :	$\frac{l_n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ⁽²⁾⁽³⁾
		90	(c)

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 8.3.1.2

2.3.4. Dinding geser (shear wall)

Batasan dimensi ketebalan *shear wall* didalam SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1 memiliki batasan sebagai berikut :

- a. Tinggi balok

Tabel 2.5. Tebal minimum dinding (h)

Tipe dinding	Ketebalan minimum h		
Tumpuan ⁽¹⁾	Terbesar dari	100 mm	(a)
		1/25 nilai terkecil dari panjang dan tinggi tidak tertumpu	(b)
Bukan tumpuan	Terbesar dari	100 mm	(c)
		1/30 nilai terkecil dari panjang dan tinggi tidak tertumpu	(d)
Basemen dan fondasi eksterior ⁽¹⁾		190 mm	(e)

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 11.3.1.1

2.4. Sistem Ganda

Sistem ganda adalah sistem pada bangunan tinggi yang menggabungkan antara struktur rangka pemikul momen dan dinding geser (*shear wall*) untuk menahan gaya lateral akibat gempa. terciptanya sistem ganda tidak terlepas dari kelemahan struktur rangka pemikul momen dalam menahan gaya lateral, dimana semakin tinggi bangunan menyebabkan dimensi struktur semakin besar tentu hal ini dinilai tidak ekonomis. Oleh karena itu perlu dilakukan kombinasi untuk meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur. Pada sistem ganda, SRPMK harus bisa memikul gaya seismik desain paling sedikit 25% sesuai SNI 1726-2019 Pasal 7.2.5.8.

2.5. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

Struktur rangka pemikul momen khusus didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.2.1.7 dikhususkan untuk kategori desain seismik (KDS) D,E dan F.

a) Faktor Reduksi Kekuatan

Tabel 2.6. Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Gaya atau elemen struktur		ϕ	pengecualian
1	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai Pasal 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik (<i>pretension</i>) dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan 21.2.3
2	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada Pasal 21.2.4
3	Torsi	0,75	-
4	Tumpu (<i>bearing</i>)	0,65	-
5	Zona angkur pascatarik (<i>post tension</i>)	0,85	-
6	<i>Bracket</i> dan korbél		-
7	<i>Strut</i> , <i>ties</i> , zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan <i>strut and-tie</i> di Pasal 23	0,75	-
8	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	-
9	Beton polos	0,60	
10	Angkur dalam elemen beton	0,45 – 0,75 sesuai Pasal 17	

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 21.2.1

b) Persyaratan Kuat Tekan Beton untuk Sistem SRPMK

Tabel 2.7. Batasan Nilai f_c' Sistem SRPMK

Kegunaan	Jenis beton	Nilai f_c' minimum (MPa)	Nilai f_c' maksimum (MPa)
Umum	Berat normal dan berat ringan	17	Tidak ada batasan
Sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding struktural	Berat normal	21	Tidak ada batasan
	Berat ringan	21	35 ⁽¹⁾

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 19.2.1.1

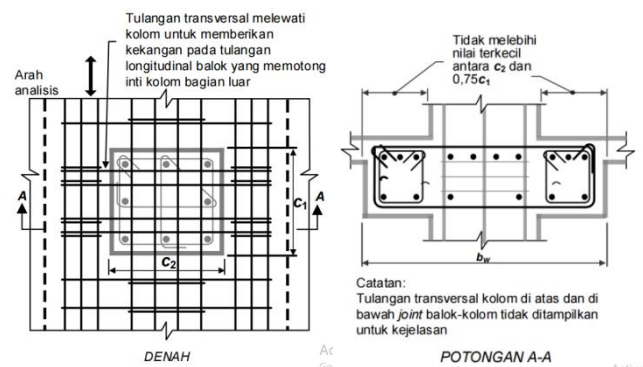
2.5.1. Balok sistem rangka pemikul momen khusus (SRMPK)

Balok SRPMK adalah bagian dari sistem rangka pemiku momen yang berfungsi menahan momen lentur dan geser akibat gaya seismik saat terjadi gempa. Sistem SRMPK digunakan pada daerah yang termasuk kedalam kategori desain seismik D,E dan F. Ketentuan didalam SNI 2847:2019 dalam perencanaan balok SRPMK :

a) Batasan dimensi

Batasan dimensi yang dapat digunakan pada balok SRPMK merujuk pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2 :

- ✓ Panjang bentang bersih, l_n tidak kurang dari $4d$, dimana d adalah tinggi efektif balok
- ✓ Lebar balok, b_w tidak kurang dari $0,3h$ tinggi penampang namun tidak boleh kurang dari 250 mm ($b_w > 0,3h$ atau 250)
- ✓ Untuk lebar balok yang melebihi dimensi kolom penumpu tidak boleh lebih dari c_2 dan $3/4 c_1$ (kali dimensi kolom) pada arah sejajar komponen lentur



Gambar 2.1. Batasan lebar balok yang melebihi dimensi kolom

Sumber : SNI 2847-2019

b) Tulangan longitudinal

- ✓ Jumlah tulangan longitudinal dibagian bawah dan bagian atas penampang (A_s) SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3 :

$$A_s = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d \text{ atau } \dots\dots\dots (2.6)$$

$$A_s = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.7)$$

Luas tulangan tidak boleh melebihi :

$$A_s = 0,025 \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.8)$$

- ✓ Paling sedikit harus disediakan dua buah tulangan menerus, di sisi atas maupun sisi bawah penampang.
- ✓ Kuat lentur positif komponen struktur pada muka joint (titik pertemuan balok-kolom) tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatif pada joint tersebut.

$$\phi M_n^+ ki > 1/2 \phi M_n^- ki \quad (\text{sisi kiri}) \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\phi M_n^+ ka > 1/2 \phi M_n^- ka \quad (\text{sisi kanan}) \dots\dots\dots (2.10)$$

- ✓ Kuat lentur positif atau negatif pada sepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari 1/4 kali kuat lentur maksimum pada muka kedua joint.

$$\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^- > 1/4 \phi M_n, \text{ dikedua joint } \dots\dots\dots (2.11)$$

c) Tulangan transversal

Tulangan transversal digunakan sebagai pengekangan beton, dudukan transversal tulangan longitudinal dan sebagai penahan gaya geser. Tulangan tranversal untuk balok SRPMK diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.

- ✓ Tulangan transversal harus disediakan pada sepanjang dua kali tinggi balok diukur dari muka kolom penumpu kearah tengah bentang dikedua sisi.
- ✓ Tulangan tranversal pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom.
- ✓ Spasi tulangan transversal tidak boleh dari nilai terkecil dari dibawah :
 - $d/4$
 - $6d_b$ (d_b = diameter tulangan longitudinal terkecil)
 - $24d_b$ (d_b = diameter tulangan transversal)
 - 150 mm

d) Gaya aksial terfaktor

Gaya aksial terfaktor pada balok SRPMK tidak boleh lebih besar dari hasil yang didapatkan dari persamaan berikut :

$$P_u < \frac{A_g f_c'}{10} \dots\dots\dots (2.12)$$

Apabila nilai P_u lebih besar dari $A_g f_c' / 10$, pemasangan tulangan transversal harus memenuhi SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2 dan Pasal 18.7.5.4.

e) Kuat geser rencana

Tulangan transversal pada balok SRPMK harus didesain untuk memikul momen gaya geser rencana, V_e yang ditimbulkan oleh kuat lentur maksimum, M_{pr} , dengan tanda berlawanan, yang dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan. M_{pr} adalah kuat momen lentur di ujung balok yang ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y$ dan faktor reduksi $\phi=1$. persamaan M_{pr} adalah sebagai berikut :

$$M_{pr} = A_s (1,25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana nilai a :

$$a = \frac{A_s (1,25f_y)}{0,85f_c' b} \dots\dots\dots (2.14)$$

2.5.2. Kolom sistem rangka pemikul momen khusus (SRMPK)

Kolom SRPMK adalah bagian dari sistem rangka pemikul gaya seismik dan berfungsi menahan momen lentur, geser dan gaya aksial. Sistem SRMPK digunakan pada daerah yang termasuk kedalam kategori desain seismik D,E dan F. Ketentuan-ketentuan yang ada didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7 yang dapat digunakan dalam perencanaan kolom SRPMK :

a) Batasan dimensi

Batasan dimensi yang dapat digunakan pada kolom SRPMK merujuk pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.

- ✓ Dimensi penampang terkecil diukur melewati pusat geometri dan dimensi terkecil adalah 300 mm.
- ✓ Rasio dimensi terkecil dengan dimensi tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

b) Kuat lentur kolom

Kuat lentur kolom ditentukan dari persamaan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3 :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb} \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana :

ΣM_{nc} = kuat lentur nominal kolom yang merangkak kedalam joint

ΣM_{nb} = kuat lentur nominal balok yang merangkak kedalam joint

c) Tulangan longitudinal

- ✓ Luas tulangan longitudinal (A_{st}) pada kolom dibatasi sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4. Luas tulangan tidak boleh kurang dari :

$$0,010A_g \leq A_{st} \leq 0,060A_g \dots\dots\dots (2.16)$$

- ✓ Jumlah tulangan longitudinal pada kolom dengan sengkang bundar minimal 6 batang

d) Tulangan transversal

- ✓ Pemasangan tulangan transversal didaerah dimana pelelehan lentur terjadi dipasang sepanjang l_o , dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari ketentuan berikut :

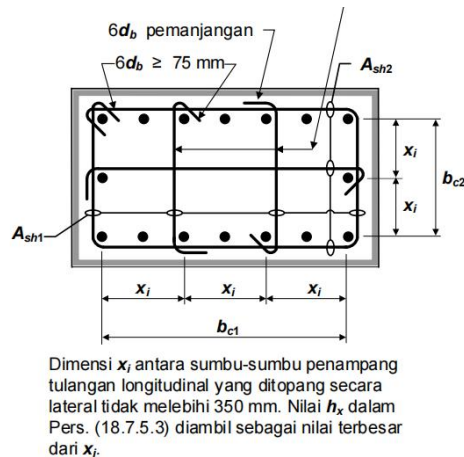
- Tinggi penampang komponen struktur pada muka joint (hubungan balok-kolom)
- $1/6$ x panjang bersih kolom
- 450 mm

- ✓ Spasi tulangan transversal sepanjang l_o diambil tidak boleh melebihi nilai terkecil dari ketentuan dibawah :

- $1/4$ x dimensi kolom terkecil
- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
- Nilai S_0 , didapatkan dari persamaan :

$$100 \text{ mm} \leq S_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana nilai h_x untuk $P_u \leq 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' \leq 70$ MPa tidak boleh lebih 350 mm dan didapat dengan memerhatikan gambar dibawah :



Gambar 2.2. Penulangan sengkang kolom $h_x \geq 350$ mm

Sumber : SNI 2847-2019

Nilai h_x untuk $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa tidak boleh lebih 200 mm dan didapat dengan memerhatikan gambar dibawah :



Gambar 2.3. Penulangan sengkang kolom $h_x \geq 200$ mm

Sumber : SNI 2847-2019

- ✓ Kebutuhan tulangan transversal diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4, dimana jumlah tulangan tergantung dari besarnya gaya aksial (P_u) :

Tabel 2.8. Tulangan transversal untuk kolom-kolom SRPMK

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

Sumber : SNI 2847:2019 – Tabel 18.7.5.4

Dimana nilai k_f dan k_n didapat dari persamaan :

$$K_f = \left(\frac{f_c'}{175} \right) + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.18)$$

$$K_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.19)$$

Dimana n_l adalah jumlah batang atau bundel tulangan kolom

- ✓ Spasi tulangan transversal diluar panjang l_o berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5 diambil tidak boleh melebihi nilai terkecil dari ketentuan dibawah :

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
- 150 mm

- e) Kekuatan geser (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.2)

Tulangan transversal didesain untuk memikul gaya geser rencana, V_e yang ditentukan menghitung kuat momen maksimum M_{pr} , dari komponen struktur tersebut.

$$V_e = \frac{M_{pr a} + M_{pr b}}{l_c} \quad (2.20)$$

Gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana maksimum, M_{pr} dari komponen struktur balok yang merangkak pada joint (hubungan pada balok-kolom tersebut).

2.6. Dinding Geser (Shear wall)

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 kekuatan dinding geser maksimum memikul 75 % gaya geser pada tiap tingkat. Sedangkan sistem rangka didesain mampu memikul gaya geser sekurang-kurangnya 25% pada tiap tingkat. Ketentuan yang ada didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10 yang dapat pakai dalam perencanaan dinding struktur (*shear wall*) :

a) Tulangan *shear wall*

Kebutuhan tulangan pada *shear wall* merujuk pada SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2 :

- ✓ Rasio tulangan ρ_l dan ρ_t pada dinding struktur tidak boleh kurang dari 0,0025. nilai ρ_l dan ρ_t dapat dibawah 0,0025 jika V_u tidak lebih melebihi :

$$0,083A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.21)$$

Nilai ρ_l dan ρ_t diizinkan direduksi sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 11.6.

Tabel 2.9. Nilai ρ_l dan ρ_t pada dinding geser dengan $V_u \leq 0,5\phi V_c$

Tipe dinding	Tipe dari tulangan nonprategang	Ukuran tulangan	f_y , MPa	Longitudinal minimum, ρ_l	Transversal Minimum, ρ_t
Cor di tempat	Batang ulir	$\leq D16$	≥ 420	0,0012	0,0020
		< 420		0,0015	0,0025
		$> D16$	semua	0,0015	0,0025
	Tulangan kawat las	$\leq \emptyset 13$ atau D13	semua	0,0012	0,0020
pracetak	Batang ulir atau tulangan kawat las	semua	semua	0,0010	0,0010

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 11.6.1

- ✓ Jarak tulangan pada dinding struktural tidak boleh lebih 450 mm
- ✓ Tulangan untuk dua lapis dinding struktur digunakan apabila :

$$V_u > 0,17A_{cv}\lambda\sqrt{f'c'} \text{ atau} \dots\dots\dots (2.22)$$

$$h_w / l_w \geq 2,00 \dots\dots\dots (2.23)$$

b) Kekuatan geser

Kuat geser suatu dinding struktural dikatakan mencukupi apabila :

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

Dimana :

V_n = gaya geser terfaktor

V_n = kuat geser nominal dinding struktural

ϕ = faktor reduksi kekuatan

Kuat geser nominal dinding struktural didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 :

$$V_n = A_{cv}(\alpha_{cv}\lambda\sqrt{f'c'} + \rho_t f_y) \dots\dots\dots (2.25)$$

Dimana :

$$\alpha_{cv} = 0,25 \text{ untuk } h_w / l_w \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } h_w / l_w \geq 2,0$$

Interpolasi linear jika h_w / l_w diantara 1,5 dan 2,0

h_w = tinggi dinding

l_w = lebar dinding

c) Beban lentur dan aksial

Beban lentur dan aksial pada dinding geser diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.5. Untuk dinding struktural yang direncanakan memikul beban aksial dan momen lentur, maka kuat lentur dari dinding harus ditentukan. Semua tulangan pada seluruh penampang dinding termasuk pada komponen batas (*boundary element*) harus diperhitungkan untuk menahan kapasitas dari dinding tersebut.

2.7. Beban Elemen Struktural

Ketentuan terhadap jenis-jenis beban diatur dalam SNI 1727:2020.

a. Beban mati

Beban mati meliputi berat sendiri struktur yang meliputi berat elemen struktural, berat komponen arsitektural, beban tambahan seperti *finishing*.

b. Beban hidup

Beban hidup diatur dalam SNI 1727:2020, dimana besarnya tergantung dari kegunaan bangunan tersebut.

Tabel 2.10. Beban hidup terdistribusi merata dan beban hidup terpusat

penggunaan	Beban merata, L_0 $P_s f(kN/m^2)$	Reduksi beban hidup diizinkan (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan ?(No. Pasal)	Terpusat $I_b(kN)$	Juga lihat pasal
Rumah sakit					
Ruang operasi, laboratorium	60(2,87)	Ya(4.7.2)		1.000(4,45)	
Ruang pasien	40(1,92)	Ya(4.7.2)		1.000(4,45)	
Koridor diatas lantai pertama	80(3,83)	Ya(4.7.2)		1.000(4,45)	
Hotel (lihat rumah tinggal)					

Sumber : SNI 1727:2020 – Tabel 4.3.1

c. Beban gempa

Beban gempa adalah beban lateral pada suatu struktur akibat gerakan tanah akibat adanya getaran didalam tanah akibat pergerakan lempeng tektonik atau letusan gunung merapi. Tahapan dalam pembebanan gempa sesuai yang ada di sub-bab: analisis gempa berdasarkan SNI 1726:2019 yang ada dibawah.

2.8. Analisis Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

Gempa rencana didesain berdasarkan SNI 1726:2019 adalah gempa yang kemungkinan terjadi dengan besaran yang sama atau melebihi selama unsur sruktur bangunan 50 tahun adalah 2%.

2.8.1. Kategori risiko bangunan

Kategori resiko bangunan sesuai dengan fungsi bangunan yang akan didirikan. Struktur gedung 8 lantai direncanakan sebagai gedung rumah sakit.

Tabel 2.11. Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lain yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat	IV

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 3

2.8.2. Faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa didapatkan sesuai dengan pemanfaatan atau kegunaan bangunan yang direncanakan.

Tabel 2.12. Faktor Keutamaan Gempa

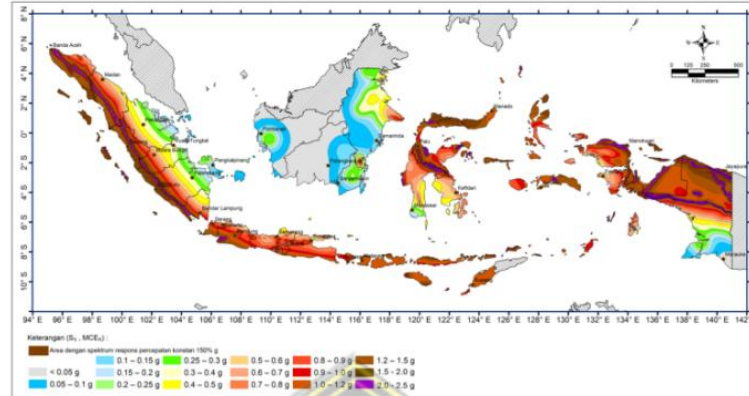
Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 4

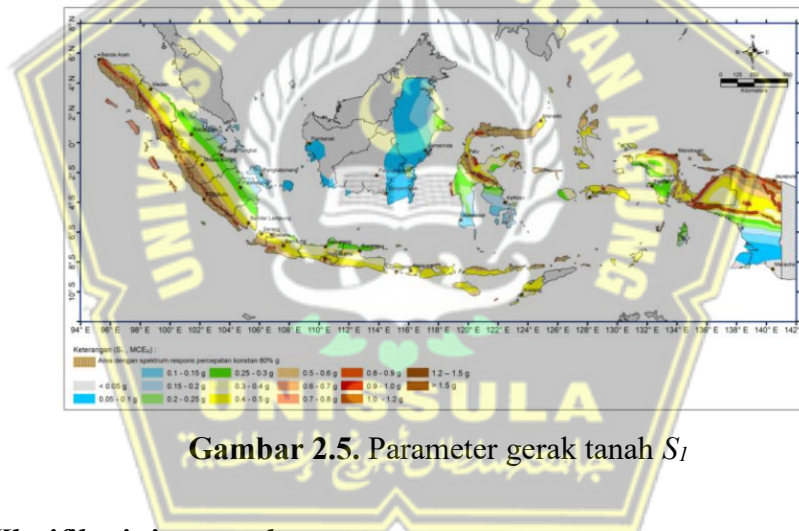
Faktor keutamaan gempa pada gedung 8 lantai dengan kategori resiko IV adalah $I_e = 1,50$.

2.8.3. Parameter percepatan gempa

S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_I (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) didapatkan dari peta gempa SNI 1726:2019.



Gambar 2.4. Parameter gerak tanah S_s



Gambar 2.5. Parameter gerak tanah S_I

2.8.4. Klasifikasi situs tanah

Kriteria desain seismik perlu dilakukan Klasifikasi situs tanah berdasarkan nilai N-SPT hasil diperoleh dari pengujian tanah yang ada sesuai dengan SNI 1726:2019.

Tabel 2.13. Klasifikasi Situs

Kelas situs	V_s (m/detik)	N' atau N_{ch}	S_u (KPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ KPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah liquifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 5

2.8.5. Parameter percepatan respons spektral (S_{MS} dan S_{M1})

Nilai S_{MS} dan S_{M1} memerlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek (F_a) dan amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik (F_v).

Tabel 2.14. Koefisien situs, F_a

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

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 6

Catatan

- Nilai F_a dapat dicari dengan metode interpolasi linear
- SS adalah situs memerlukan investigasi lebih lanjut

Tabel 2.15. Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-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
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SC	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SD	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SE	SS ^(a)					

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 7

Catatan :

- Nilai F_v dapat dicari dengan metode interpolasi linear

Nilai Parameter Percepatan Respons Spektral periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan berdasarkan rumus :

$$S_{MS} = Fa \cdot Ss \dots\dots\dots (2.26)$$

$$S_{M1} = Fv \cdot S1 \dots\dots\dots (2.27)$$

2.8.6. Parameter percepatan spektral desain (S_{DS} dan S_{D1})

Parameter percepatan spektral desain periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) didapatkan berdasarkan rumus :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.29)$$

2.8.7. Berat seismik efektif

Berat seismik efektif diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2, dimana harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya

2.8.8. Kategori desain seismik (KDS)

Penentuan KDS berdasarkan nilai Parameter Percepatan Spektral Desain dan kategori resiko bangunan.

Tabel 2.16. KDS berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 8

Tabel 2.17. KDS berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

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

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 9

2.8.9. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal struktur

Bangunan yang dikatakan memiliki ketidakberaturan struktur dapat menyebabkan terjadinya perbedaan kekakuan antar lantai (*soft story*). ketidakberaturan struktur diatur didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2.

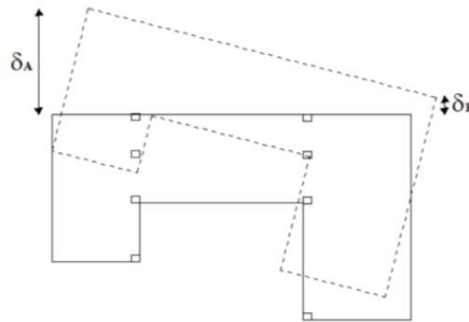
Tabel 2.18. Ketidakberaturan horizontal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1.a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1.b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 13

Ilustrasi ketidakberaturan horizontal dalam grafis :

a. Ketidakberaturan 1a dan 1b :



Gambar 2.6. Irregularity 1a dan 1b

Sumber : SNI 1726:2019

Irregularity 1a dan 1b dapat dituliskan dalam persamaan :

Persamaan untuk 1a :

$$\Delta_A > 1,2 \left(\frac{\Delta_A - \Delta_B}{2} \right) \dots\dots\dots (2.30)$$

Persamaan untuk 1b :

$$\Delta_A > 1,4 \left(\frac{\Delta_A - \Delta_B}{2} \right) \dots\dots\dots (2.31)$$

b. Ketidakberaturan 2 :



Gambar 2.7. Irregularity 2

Sumber : SNI 1726:2019

Irregularity 2 dapat dituliskan dalam persamaan :

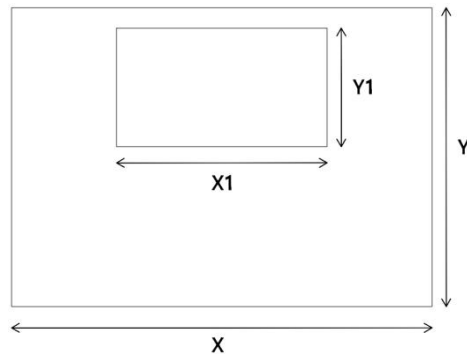
Arah x

$$P_x > 15\%.L_x \dots\dots\dots (2.32)$$

Arah y

$$P_y > 15\%.L_y \dots\dots\dots (2.33)$$

c. Ketidakberaturan 3 :



Gambar 2.8. Irregularity 3

Sumber : SNI 1726:2019

Irregularity 3 dapat dituliskan dalam persamaan :

$$\text{luas } X1.Y1 > 50\% . (\text{luas } X.Y) \dots\dots\dots (2.34)$$

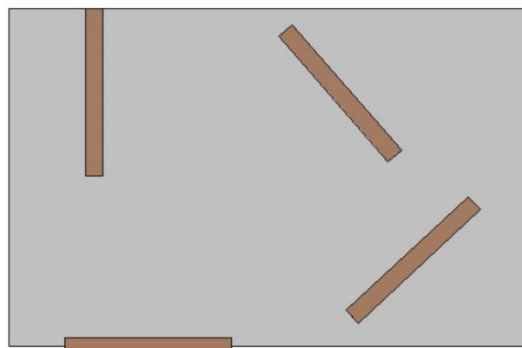
d. Ketidakberaturan 4 :



Gambar 2.9. Irregularity 4

Sumber : SNI 1726:2019

e. Ketidakberaturan 5 :



Gambar 2.10. Irregularity 5

Sumber : SNI 1726:2019

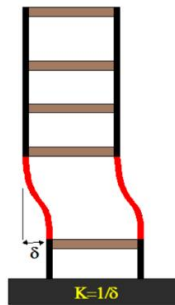
Tabel 2.19. Ketidakberaturan vertikal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1.a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	Tabel 16	D, E, dan F
1.b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya	0 0 Tabel 16	B, C, D,E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Sumber : SNI 1726:1029 – Tabel 14

Ilustrasi ketidakberaturan vertikal dalam grafis :

a. Ketidakberaturan 1a dan 1b :



Gambar 2.11. *Irregularity a dan 1b (vertikal)*

Sumber : SNI 1726:2019

Irregularity 1a dan 1b dapat dituliskan dalam persamaan :

Persamaan untuk 1a :

$$LT.1 < 70\%.LT.2 \text{ atau } \dots\dots\dots (2.35)$$

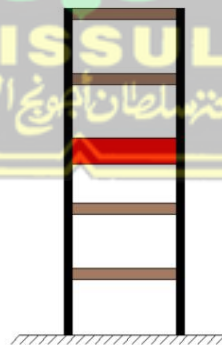
$$LT.1 < 80\%.\left(\frac{LT.2+LT.3+LT.4}{3}\right) \dots\dots\dots (2.36)$$

Persamaan untuk 1b :

$$LT.1 < 60\%.LT.2 \text{ atau } \dots\dots\dots (2.37)$$

$$LT.1 < 70\%.\left(\frac{LT.2+LT.3+LT.4}{3}\right) \dots\dots\dots (2.38)$$

b. Ketidakberaturan 2 :



Gambar 2.12. *Irregularity 2 (vertikal)*

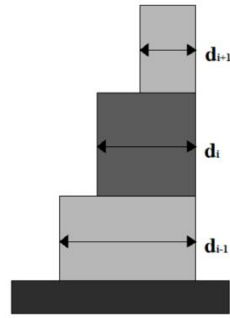
Sumber : SNI 1726:2019

Irregularity 2 dapat dituliskan dalam persamaan :

$$W2 > 150\%.W3 \text{ atau } \dots\dots\dots (2.43)$$

$$W2 > 150\%.W1 \dots\dots\dots (2.44)$$

c. Ketidakberaturan 3 :



Gambar 2.13. Irregularity 3 (vertikal)

Sumber : SNI 1726-2019

Irregularity 3 dapat dituliskan dalam persamaan :

$$\text{Lebar LT.2} > 130\% \text{ Lebar LT.3 atau} \dots\dots\dots (2.45)$$

$$\text{Lebar LT.2} > 130\% \text{ Lebar LT.1} \dots\dots\dots (2.46)$$

d. Ketidakberaturan 4 :



Gambar 2.14. Irregularity 4 (vertikal)

Irregularity 4 dapat dituliskan dalam persamaan :

$$d1 > d \dots\dots\dots (2.47)$$

Dimana :

$d1$ = panjang pergeseran elemen struktur (*shear wall*)

d = panjang elemen struktur (*shear wall*)

e. Ketidakberaturan 5a dan 5b :

Irregularity 5a dan 5b dapat dituliskan dalam persamaan :

Persamaan untuk kasus 5a :

$$\text{Kuat geser LT.1} < 80\% \text{ LT.2} \dots\dots\dots (2.48)$$

Persamaan untuk kasus 5b :

$$\text{Kuat geser LT.1} < 65\% \text{ LT.2} \dots\dots\dots (2.49)$$

2.8.10. Desain izin analisis

Analisis terhadap gaya gempa dapat dilakukan dengan beberapa metode sesuai dengan karakteristik struktur yang ada. Metode analisis dapat ditentukan dengan meninjau KDS yang dipakai sesuai didalam SNI 1726:2019.

Tabel 2.20. Prosedur analisis yang diizinkan

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 0	Analisis spektrum respons ragam pasal 0	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 0
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori resiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 16

2.8.11. Faktor sistem pemikul gaya gempa

Terdapat beberapa faktor dalam perencanaan bangunan tahan gempa yaitu koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran simpangan lateral (C_d), dan faktor kuat lebih (Ω_0) yang perlu ditentukan.

Tabel 2.21. Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

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

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 12

Catatan :

^a TB = Tidak dibatasi, TI = Tidak diizinkan

2.8.12. Periode fundamental struktur (T)

Periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi perkalian koefisien batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a).

$$T \leq C_u \cdot T_a \quad (2.50)$$

Dimana :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \text{ (batas bawah)} \quad (2.51)$$

Keterangan :

C_u = koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung

T_a = periode fundamental pendekatan

C_t = parameter periode pendekatan

h_n = ketinggian struktur (m), sampai tingkat tertinggi struktur

Tabel 2.22. Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

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

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 17

Periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi perkalian koefisien batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a).

Tabel 2.23. Parameter periode pendekatan C_t dan x

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

Sumber : SNI 1726:2019 – Tabel 18

2.8.13. Spektrum respons desain (S_a)

Respons spektrum adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari sistem *single degree off freedom* (SDOF) pada berbagai frekuensi teredam alami akibat dari gonyangan tanah. Nilai S_a didapatkan berdasarkan persamaan sebagai berikut :

- a. $T < T_0$ nilai S_a adalah :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.52)$$

- b. $T_0 \leq T \leq T_s$ nilai S_a adalah :

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots (2.53)$$

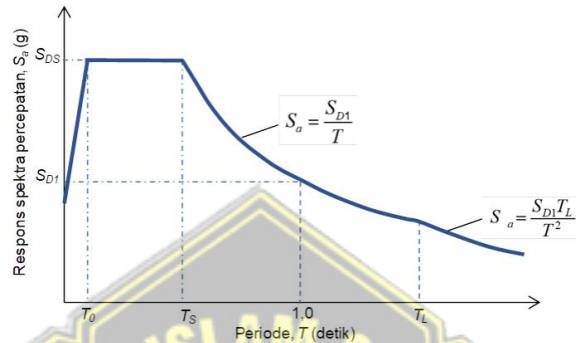
c. $T > T_s$ nilai S_a adalah :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.54)$$

Dimana :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.55)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.56)$$



Gambar 2.15. Spektrum respons desain

Sumber : SNI 1726:2019

2.8.14. Koefisien respons seismik

Perhitungan koefisien respons seismik diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.57)$$

Batas bawah nilai C_s tidak boleh kurang dari :

$$C_{s\ min} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.58)$$

Batas atas nilai C_s tidak boleh lebih dari :

a. $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.59)$$

b. $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.60)$$

Untuk struktur yang berlokasi diaerah dengan nilai S_1 sama atau lebih besar dari

0,6g nilai tidak boleh kurang dari persamaan :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.61)$$

2.8.15. Batasan simpangan (drift) antar tingkat

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6 Untuk mendapatkan besarnya nilai simpangan antar tingkat perlu dicari terlebih dahulu nilai simpangan pada pusat masa di tingkat - x dan dibawahnya :

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.62)$$

Dimana :

δ_{xe} = Perpindahan elastis maksimum (didapatkan dari analisis struktur)

I_e = faktor keutamaan gempa

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral

Nilai δ_x antara tingkat dibatasi dengan batasan simpangan sesuai yang ada didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1.

Tabel 2.24. Simpangan Antar Tingkat Izin

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

Catatan:

^a h_{sx} = tinggi antar tingkat bangunan

2.8.16. Kestabilan akibat efek P-Delta

Efek P-Delta terhadap kestabilan struktur dalam hal ini terhadap gaya geser, momen pada elemen struktur dan simpangan antar tingkat diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7. pengaruh P-Delta dapat diabaikan apabila koefisien stabilitas (θ) nilainya sama atau kurang dari 0,10. persamaan yang digunakan dalam menentukan nilai P-Delta sebagai berikut :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots (2.63)$$

Dimana :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN)

Δ = simpangan antar tingkat (mm)

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan $x - 1$ (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi

Batas atas koefisien stabilitas (θ_{mak}) ditentukan dari persamaan berikut ;

$$\theta_{mak} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.64)$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat dan $x - 1$. Rasio ini diizinkan diambil sebesar 1,0. Apabila nilai koefisien stabilitas (θ) $\geq \theta_{mak}$, struktur tersebut berpotensi besar tidak stabil, sehingga perlu didesain ulang.

2.9. Kinerja Struktur

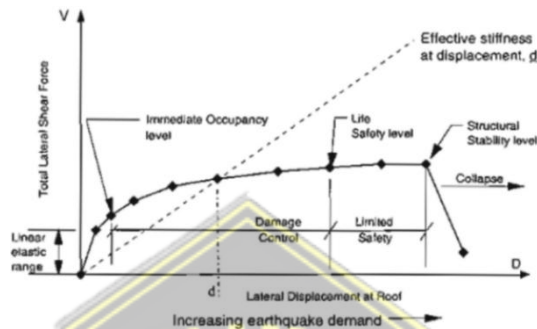
Penentuan level kinerja struktur pada suatu bangunan ditinjau dari tingkat kerusakan setelah gempa terjadi. Analisis yang sering digunakan dalam mendesain struktur gedung adalah analisis yang sifatnya linear, tetapi dalam kenyataannya saat gempa terjadi struktur gedung mengalami perilaku yang bersifat nonlinear atau terjadi sendi plastis pada elemen struktur. Didalam Standar Nasional Indonesia tidak menjelaskan dengan jelas tingkat kinerja struktur yang ingin dicapai untuk mengatasi hal tersebut konsep *performance based design* (PBD) diperkenalkan dengan menggunakan analisis nonlinear berbasis komputer. PBD sendiri ditinjau dari beban terbagi menjadi dua yaitu *performance based wind design* (PBWD) dan *performance based seismic design* (PBSD). Dalam tugas akhir ini level kinerja struktur ditinjau dari beban gempa. Ada dua analisis yang dapat digunakan dalam PBSD yaitu *Nonlinear Time History Analysis* (NLTHA) dan *Pushover Analysis*.

2.9.1. Level kinerja struktur

Tingkat level kinerja yang ingin dicapai perlu meninjau fungsi bangunan tersebut dengan batasan simpangan sesuai ATC-40 atau FEMA 356.

2.9.1.1. Tingkatan kinerja struktur ATC-40

Terdapat beberapa tingkat level kinerja struktur berdasarkan ATC 40 antara lain sebagai berikut :



Gambar 2.16. Level kinerja struktur ATC-40

Sumber : ATC-40

a. *Immediate Occupancy (IO)*

Pada level ini bangunan masih aman untuk operasional setelah gempa terjadi. Kerusakan akibat gempa bersifat minor sehingga tidak mengganggu pengguna bangunan apabila dilakukan perbaikan.

b. *Damage Control (DC)*

Pada level ini bangunan mengalami kerusakan ringan , misalnya pada elemen non-struktural tetapi juga dapat mengalami kerusakan struktural namun masih dapat diperbaiki.

c. *Life Safety (LS)*

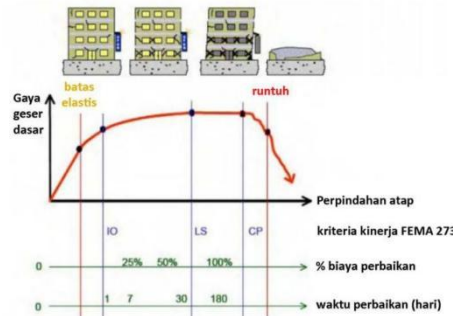
Pada level ini bangunan mengalami kerusakan sedang namun masih dikatakan stabil setelah dilakukan perbaikan kembali dapat digunakan kembali secara normal.

d. *Structural Stability (SS)*

Pada level ini bangunan mengalami kerusakan berat namun masih bisa berdiri tidak runtuh. Komponen struktur masih bekerja merkipun kestabilan bangunan sudah diambang keruntuhan.

2.9.1.2. Tingkatan kinerja struktur FEMA–356

Sedangkan didalam FEMA 356 terdapat beberapa tingkat level kinerja struktur antara lain :



Gambar 2.17. Level kinerja struktur FEMA 356

Sumber : FEMA 356

a. *Operasional*

Bangunan bisa tetap beroperasi setelah gempa terjadi kerusakan non-struktural itupun sangat kecil. Rasio simpangan yang terjadi sebesar 0% - 0.5%.

b. *Immediate Occupancy (IO)*

Pada level ini bangunan masih aman untuk operasional setelah gempa terjadi kerusakan terjadi pada elemen non-struktural. Rasio simpangan yang terjadi sebesar 0.5% - 1%.

c. *Life Safety (LS)*

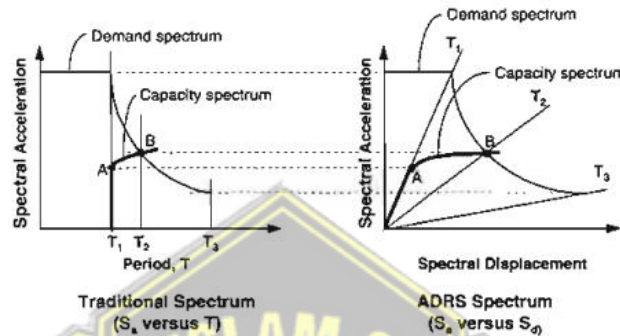
Pada level ini bangunan mengalami kerusakan pada elemen non-struktural dan struktural serta kekakuan bangunan berkurang. Rasio simpangan yang terjadi sebesar 1% - 2%.

d. *Structural Stability (SS)*

Pada level ini bangunan mengalami kerusakan berat pada elemen non-struktural dan struktural serta kekakuan banyak berkurang. Elemen struktural yaitu kolom dan dinding geser masih bisa menahan beban meskipun diambang keruntuhan dan Rasio simpangan yang terjadi sebesar 2% - 4%.

2.9.2. Metode ATC-40

Metode yang digunakan untuk menentukan tingkat level kinerja struktur didalam ATC-40 adalah metode spektrum kapasitas. Metode spektrum kapasitas adalah dengan memplotkan deman respons spektrum dan kurva kapasitas dalam satu format antara spektral percepatan vs spektral perpindahan atau disebut *Acceleration-Displacement Respons Spectra* (ADRS).



Gambar 2.18. Spektrum kapasitas ATC-40

Sumber : ATC-40

2.9.2.1. Batasan simpangan ATC-40

Tingkat kinerja struktur ditentukan dengan membandingkan simpangan (*drift*) akibat gaya gempa arah X dan arah Y dengan batasan simpangan yang ada didalam ATC-40.

Tabel 2.25. Tingkat kinerja struktur berdasarkan ATC-40

Level kinerja struktur				
Batas simpangan antar tigtat	<i>Immediate occupancy</i>	<i>Damage control</i>	<i>Life safety</i>	<i>Structural stability</i>
Simpangan total maksimum	0,01	0,01-0,02	0,02	0,33 Vi/Pi
Simpangan inelastis maksimum	0,005	0,005-0,015	Tidak dibatasi	Tidak dibatasi

Sumber : ATC - 40

2.9.2.2. Tingkat kinerja berdasarkan fungsi bangunan ATC-40

Tingkat kinerja yang ingin dicapai suatu bangunan berbeda-beda berdasarkan fungsi bangunan tersebut.

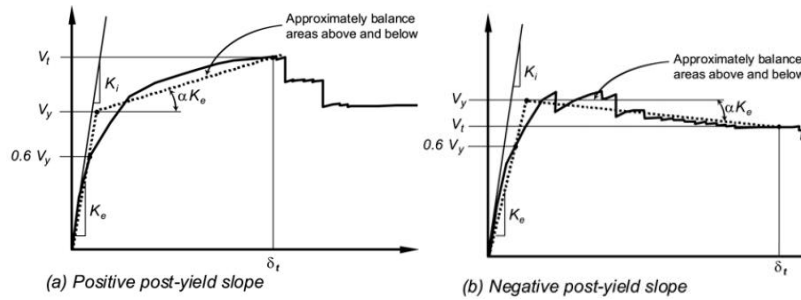
Tabel 2.26. Tingkat kinerja struktur berdasarkan fungsi bangunan ATC-40

Tingkat kinerja	Kondisi bangunan setelah gempa	Kategori bangunan
SP-1 <i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Bangunan aman saat terjadi gempa, resiko korban jiwa dan kegagalan struktur tidak terlalu berarti, gedung tidak mengalami kerusakan berarti dan dapat segera difungsikan kembali.	Struktur bangunan yang mutlak difungsikan sebagai sarana penyelamatan, penyimpanan barang berbahaya, atau struktur bangunan yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional. Contoh : rumah sakit, gudang bahan bakar dll.
SP-2 <i>Damage Control (DO)</i>	Transisi antara <i>Immediate Occupancy (IO)</i> dan <i>Life Safety (LF)</i> . Bangunan masih mampu menahan gempa dan resiko korban jiwa sangat kecil.	Struktur untuk bangunan bersejarah, bangunan sebagai tempat penyimpanan barang berharga.
SP-3 <i>Life Safety (LS)</i>	Bangunan mengalami kerusakan tetapi tidak diperkenankan mengalami keruntuhan yang menyebabkan korban jiwa (resiko korban jiwa rendah). Setelah dilakukan perbaikan pada komponen struktural dan non struktural bangunan dapat difungsikan kembali.	Fasilitas-fasilitas umum, gedung perkantoran, perumahan, gudang dll.
SP-4 <i>Structural Stability (SS)</i>	Struktur pasca gempa mengalami kerusakan hingga diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan gaya gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kestabilan sudah diambang keruntuhan.	-

Sumber : ATC - 40

2.9.3. Metode FEMA 356

Metode FEMA 356 adalah suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numerik langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respon elastis dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan (δ_T).



Gambar 2.19. Perilaku pasca-leleh struktur

Sumber : FEMA-356

Persamaan yang digunakan dalam FEMA-356 dalam menentukan simpangan (*drift*).

a. Waktu getar efektif (T_e)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \dots\dots\dots (2.65)$$

Keterangan :

T_e = waktu getar efektif

T_i = waktu getar elastis

K_e = kekakuan lateral efektif

K_i = kekakuan lateral elastis

Dimana :

$$K_e = \frac{0.6 \times V_y}{0.6 \times \Delta y} \dots\dots\dots (2.66)$$

b. Target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \dots\dots\dots (2.67)$$

Dimana :

C_0 = Faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap/puncak. Didapat dari FEMA 356 Tabel 3-2.

C_1 = Faktor modifikasi untuk menggabungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$$C_1 = 1.0, \text{ untuk } T_e \geq T_s \dots\dots\dots (2.68)$$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1)T_s/T_e]/R, \text{ untuk } T_e \geq T_s \dots\dots\dots (2.69)$$

Nilai R didapat dari persamaan :

$$R = \frac{S_a}{v_{y/W}} C_m \dots\dots\dots (2.70)$$

C_2 = Faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum.

C_3 = Koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-Delta.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \dots\dots\dots (2.71)$$

c. Simpangan (*drift*)

$$drift(\Delta) = \frac{\delta_T}{h_{total}} \dots\dots\dots (2.72)$$

2.9.3.1. Batasan simpangan FEMA 356

Tingkat kinerja struktur ditentukan dengan membandingkan simpangan (*drift*) akibat gaya gempa arah X dan arah Y dengan batasan simpangan yang ada didalam FEMA – 356.

Tabel 2.27. Tingkat kinerja struktur berdasarkan FEMA 356

Kala ulang	Tingkat kinerja struktural dan kerusakan			
	operasional	IO	LS	CP
	Level (1-A)	Level (1-B)	Level (1-C)	Level (1-D)
72 tahun 50%DBE				
225 tahun 50%DBE				
474 tahun 50%DBE				
2475 tahun 50%DBE				
<i>Drift</i> %	0-0,5%	0,5-1%	1-2%	2-4%

Sumber : dinasupr.bandaacehkota.go.id

2.9.3.2. Tingkat kinerja berdasarkan fungsi bangunan FEMA-356

Tabel 2.28. Tingkat kinerja struktur berdasarkan fungsi bangunan FEMA-356

Tingkat kinerja	Kondisi bangunan setelah gempa	Kategori bangunan
<i>Operasional</i>	Bangunan tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non struktural. Secara spesifik hal ini ditandai dengan tidak ada pergeseran permanen pada bangunan.	-
<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Bangunan tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural. Pada komponen non-struktural, peralatan dan isi gedung umumnya masih aman, tetapi secara operasional tidak dapat bekerja karena kegagalan mekanik atau utilitas.	Rumah sakit, gudang bahan bakar/ bahan berbahaya dll
<i>Life Safety (LS)</i>	Dalam kategori ini bangunan pasca gempa terjadi beberapa kerusakan komponen struktur dan kekuatan serta kekakuannya berkurang. Struktur masih mempunyai kekuatan untuk memikul beban-beban yang terjadi pada ambang keruntuhan. Komponen non-struktural masih ada tetapi tidak dapat berfungsi, sehingga perlu dilakukan perbaikan untuk dapat digunakan kembali.	Fasilitas-fasilitas umum, gedung perkantoran, perumahan, gudang dll.

Sumber : FEMA - 356

2.9.4. Metode FEMA 440

Metode FEMA 440 adalah pengembangan metode koefisien perpindahan FEMA 356 atau metode koefisien perpindahan yang diperbaiki. Secara garis besar perhitungan yang dilakukan hampir sama dengan FEMA 356.

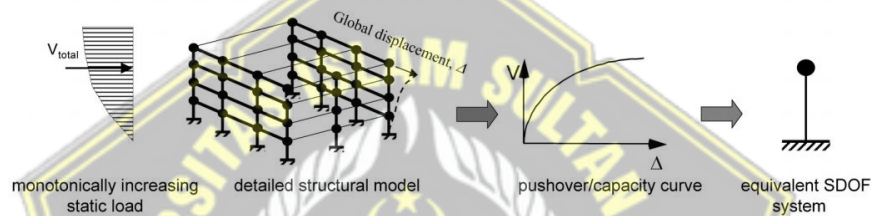
2.10. Analisis Statik Nonlinear (*Pushover Analysis*)

Menurut FEMA 440, *pushover analysis* merupakan analisis statik nonlinear yang digunakan untuk mengukur ketahanan struktur terhadap deformasi lateral dan untuk mengukur mode deformasi. hasil yang diperoleh dengan analisis *pushover* paling baik mewakili perkiraan Perilaku nonlinear yang diharapkan berkembang dalam respon terhadap gerakan tanah gempa bumi.

Mekanisme dalam analisis *pushover* dengan memberikan beban dorong arah lateral dititik pusat massa pada struktur dan ditingkatkan sampai struktur tersebut mengalami keruntuhan. Sebelum keruntuhan terjadi struktur mengalami kondisi plastis pada elemen-elemen struktur atau disebut sendi plastis, biasanya sendi plastis terjadi pada titik pertemuan antara elemen kolom dan balok. Sendi plastis sendiri terjadi karena elemen struktur mengalami kelelahan akibat beban berlebihan yang dapat dilihat dengan grafik hubungan gaya dan perpindahan.

2.10.1. Distribusi sendi plastis

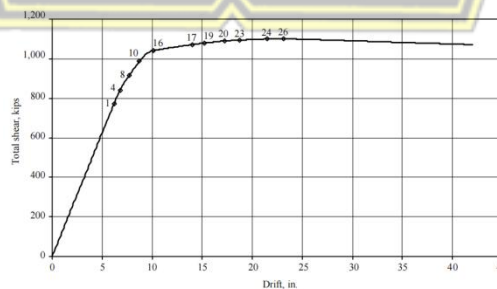
Mekanisme distribusi sendi plastis pada sistem ganda (SRPMK dan dinding geser) dimana untuk SRPMK direncanakan terjadi pada ujung balok dan ujung kolom, sedangkan dinding geser pada pangkal dinding.



Gambar 2.20. Titik sendi plastis pada SRPMK

Sumber : FEMA 440

Mekanisme sendi plastis dengan memberikan beban dorong arah horizontal pada struktur hingga batas elastis atau kelelahan pertama terjadi dan ditingkatkan sampai mencapai kapasitas ultimit.

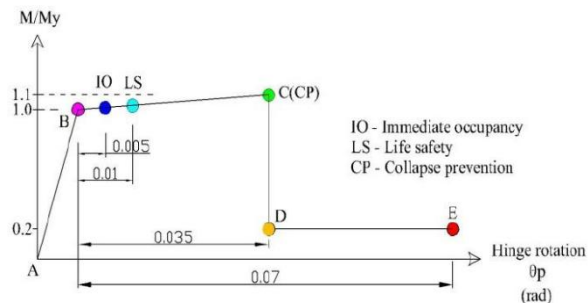


Gambar 2.21. Pola sendi plastis dengan pushover

Sumber : FEMA 451

2.10.2. *Plastis hinge properties*

Penggunaan program analisis struktur dibutuhkan dalam *performance based design* sebuah struktur. Properti sendi plastis pada ETABS V18 diatur berdasarkan FEMA 356.



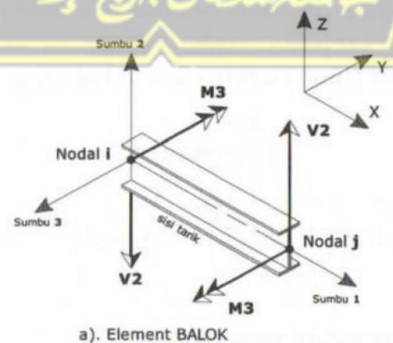
Gambar 2.22. Tingkat level kinerja struktur

Sumber : Google

Kurva di atas menunjukkan hubungan gaya dan Perpindahan yang bergerak dari titik A-B-C-D-E. Titik B menandakan pelepasan pertama, titik C menandakan kapasitas ultimit, titik D adalah kekuatan sisa (*residual strength*). Dan titik E menandakan elemen struktur tersebut telah mengalami keruntuhan (*failure*).

2.10.3. *Sendi plastis pada balok*

Data *hinge properties* dimasukkan pada elemen struktur di daerah tumpuan balok yaitu lokasi sendi plastis diharapkan terjadi. Sendi plastis pada balok dimodelkan dengan pilihan model moment M3, yang artinya sendi plastis hanya terjadi karena momen lentur pada bidang 1-2 pada sumbu lokal penampang balok.

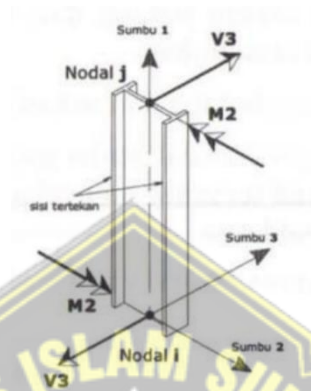


Gambar 2.23. Sumbu lokal dan sumbu global balok

Sumber : Wiranto Dewobroto, 2013

2.10.4. Sendi plastis pada kolom

Data hinge properties dimasukkan pada elemen struktur di daerah ujung-ujung kolom dimana lokasi sendi plastis diharapkan terjadi. Sendi plastis pada kolom dimodelkan dengan pilihan Model P-M2- M3, yang mempunyai arti bahwa sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial (P) dan momen (M) bidang 1-3 dan bidang 1-2 sumbu lokal penampang kolom.



Gambar 2.24. Sumbu lokal dan sumbu global kolom

Sumber : Wiranto Dewobroto, 2013



BAB III

METODE PENELITIAN

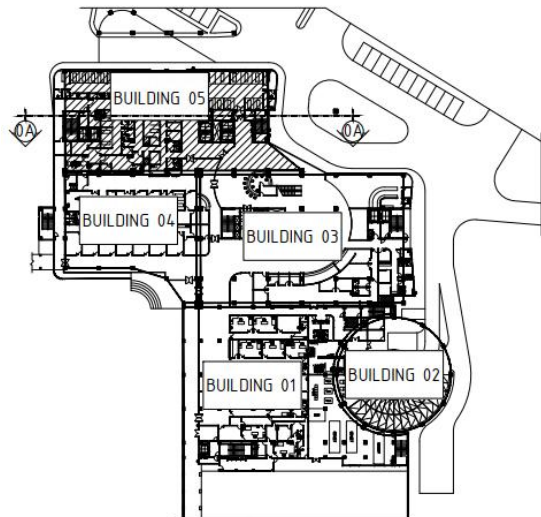
3.1. Pengumpulan Data

Data-data yang diperlukan dalam menyelesaikan Tugas Akhir adalah data sekunder yang didapatkan dari orang lain, buku, artikel jurnal dan internet. Data gempa diperoleh dari *rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/* sesuai lokasi bangunan Rumah Sakit Waihidin Sudirohusodo di kota Makassar. Analisis struktur yang dilakukan dengan bantuan program ETABS V18 untuk memperoleh gaya dalam berupa momen, gaya geser, aksial dll. Pada Tugas Akhir ini lebih terfokuskan dalam mendesain struktur atas (*upper structure*) pada salah satu bagian bangunan dari RSUP Wahidin Sudirohusodo yang dapat dilihat pada gambar 3.1. Data-data yang digunakan dalam menyelesaikan tugas akhir meliputi :

1. Data umum bangunan
2. Gambar *detail engineering design* (DED)
3. Data gempa sesuai lokasi bangunan
4. Data pembebanan
5. Mutu bahan yang digunakan
6. Metode analisis struktur

3.2. Permodelan Struktur

Permodelan struktur bangunan tersebut dimodelkan dengan bantuan aplikasi ETABS 2018, kemudian hasil permodelan tersebut akan dilakukan analisis untuk memperoleh gaya dalam yang digunakan untuk merancang ukuran bangunan. Sebelum dilakukan permodelan dalam aplikasi ETABS, dapat melihat gambar desain gedung seperti :



Gambar 3.1. Denah lantai 1

Sumber : Gambar proyek

Untuk Tugas Akhir bangunan yang akan didesain adalah **Building 05** pada RSUP Wahidin Sudirohusodo.



Gambar 3.2. Potongan A-A

Sumber : Gambar proyek

3.2.1. Pendefinisian material

3.2.1.1. Material beton

Langkah-langkah berikut cara mendefinisikan material beton :

- a) Klik “Define” – “material Properties” – “add new material”– material type pilih “conc” – lalu klik “ok”.
- b) Masukkan data seperti gambar berikut – lalu “OK”

Gambar 3.3. *Material property beton*

3.2.1.2. Material baja

Langkah-langkah berikut untuk mendefinisikan material beton :

- Klik “Define” – “material Properties” – “add new material”– material type pilih “rebar” – lalu klik “ok”.
- Masukkan data seperti gambar dibawah ini – lalu “OK”

Gambar 3.4. *Material property baja*

3.2.2. Pendefinisian kolom, balok, dinding geser dan pelat

3.2.2.1. Kolom

Langkah-langkah berikut untuk mendefinisikan frame kolom :

- Klik “Define” – “section properties” – “frame Section” – pilih “add new property” – pilih *concrete rectangular*” – masukkan data :

Gambar 3.5. *Section property* kolom K1 (800/800)

- b) Lalu klik “*Reinforcement*” – dan masukan data seperti gambar dibawah ini lalu klik “OK”

Gambar 3.6. *Section property reinforcement* K1 (800/800)

Untuk kolom tipe yang lain lakukan Dengan cara sama seperti kolom K1.

3.2.2.2. Balok

Lakukan langkah-langkah berikut ini untuk mendefinisikan balok :

- a) Klik “*Define*” – “*frame Section*” – pilih “*add Rectangular*” – masukan data berikut :

Gambar 3.7. *Section property balok G1(450/900)*

3.2.2.3. Dinding geser

Langkah-langkah berikut untuk mendefinisikan pelat lantai yang akan dibuat :

- Klik “Define” – “section properties” – “wall sections” – pilih “add new property” – masukkan data berikut :

Gambar 3.8. *Wall section, t = 300 mm*

3.2.2.4. Pelat

Langkah-langkah berikut untuk mendefinisikan pelat lantai yang akan dibuat :

- Klik “Define” – “section properties” – “slab section” – pilih “add new property” – masukan data berikut :

Slab Property Data

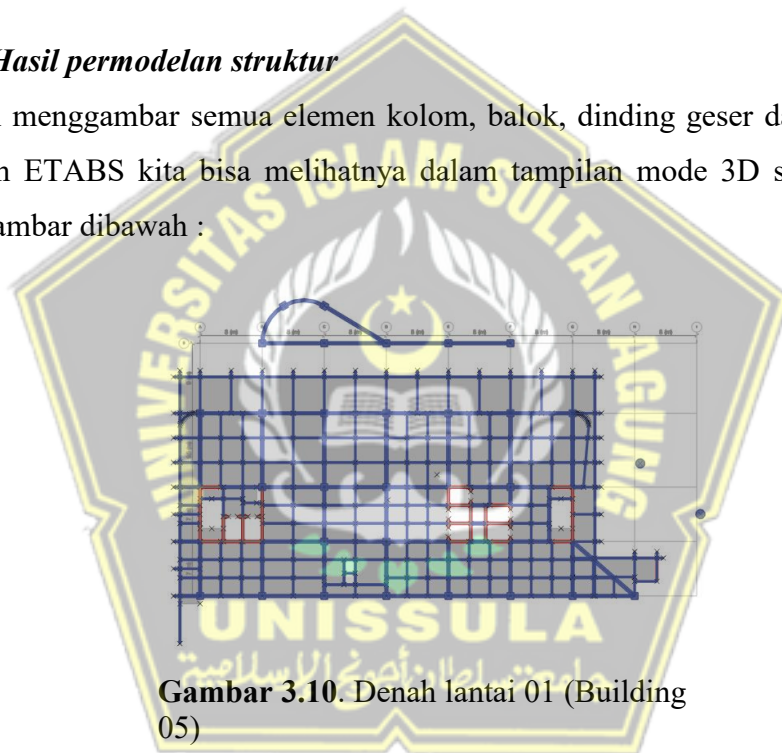
General Data	
Property Name	PLAT 1
Slab Material	BETON FC'25
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Slab
Thickness	150 mm

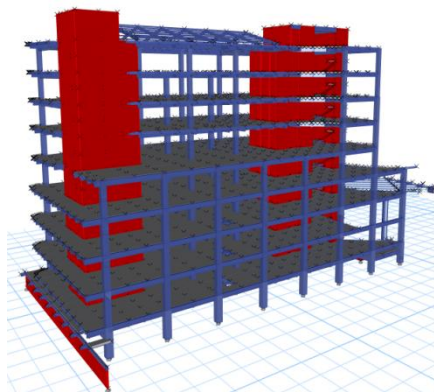
Gambar 3.9. Slab property S1, $t = 12,5$ cm

3.2.3. Hasil permodelan struktur

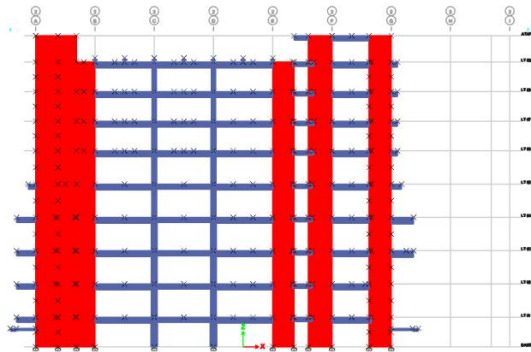
Setelah menggambar semua elemen kolom, balok, dinding geser dan pelat lantai didalam ETABS kita bisa melihatnya dalam tampilan mode 3D seperti tampak pada gambar dibawah :



Gambar 3.10. Denah lantai 01 (Building 05)



Gambar 3.11. Tampilan 3D permodelan



Gambar 3.12. Potongan 3-3

3.3. Pembebanan Pada ETABS V18

Kontribusi beban pada struktur berupa beban mati, beban mati tambahan (SIDL), beban hidup, beban hidup atap (*Live roof*) dan beban gempa. Beban mati meliputi beban kolom, balok, dinding geser, pelat, struktur atap. Beban mati tambahan berupa beban dinding, dinding partisi, plesteran & acian, plafond dan dll. sedangkan beban hidup adalah beban orang dan peralatan yang berada di dalam bangunan tersebut. Untuk acuan pembebanan gempa menggunakan SNI 1727:2019 dalam perencanaan struktur gedung tersebut. Kemudian juga didapatkan berat bangunan itu sendiri sebagai beban gempa statik ekuivalen digunakan sebagai control dalam menghitung gaya gempa respons spektrum.

3.3.1. Input beban mati tambahan (SIDL)

Beban mati yang telah dimodelkan berupa kolom, balok, dinding geser, pelat, rangka atap merupakan *default* dari program ETABS V18, sehingga tidak perlu melakukan penginputan ulang. *Superimposed dead load* (SIDL) dilakukan pada pelat dan frame balok.

3.3.1.1. Beban mati tambahan pada pelat

Langkah-langkah untuk input beban mati tambahan pada pelat lantai :

- a) Klik “assign” – “shell Loads” – “uniform” cek beban seperti gambar dibawah :

Gambar 3.13. Input beban mati tambahan (SIDL)

3.3.1.2. Beban mati tambahan pada balok

Beban mati tambahan yang diinputkan pada balok adalah beban dinding. Langkah-langkah untuk input beban mati tambahan pada balok :

- Klik “assign” – “frame loads” – “distributed” cek beban seperti gambar dibawah :

Gambar 3.14. Input beban mati tambahan (SIDL)

3.3.2. Input beban hidup (Live Load)

Besaran beban hidup yang diinputkan kedalam ETABS ditentukan dari SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1. Langkah-langkah input beban hidup pada pelat :

- Klik “assign” – “shell loads” – “uniform” cek beban seperti gambar dibawah :

Gambar 3.15. Input beban hidup (LL)

3.3.3. Input beban hidup atap (Live Roof)

Besaran beban hidup atap (*live roof*) yang diinputkan kedalam ETABS ditentukan dari SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1. Langkah-langkah input beban hidup atap pada pelat :

- Klik “*assign*” – “*shell loads*” – “*uniform*” cek beban seperti gambar dibawah :

Gambar 3.16. Input beban hidup atap (Lr)

3.4. Analisis Struktur

Analisis struktur dilakukan dengan bantuan program ETABS V18. Adapun tahapan-tahapan dalam melakukan analisis sebagai berikut :

- Pembebanan gempa statik ekivalen (sebagai kontrol gempa respons spektrum)
- Pembebanan gempa dinamik respons spektrum
- Pengecekan gaya gempa respons spektrum terhadap gempa statik ekivalen
- Distribusi gaya gempa pada sistem ganda

- e. Kontrol desain struktur
 - Partisipasi massa aktual
 - Simpangan
 - Pengaruh P-Delta
 - Ketidakberaturan struktur
- f. Pengecekan elemen struktur pada ETABS V18

Desain struktur yang telah memenuhi tahapan-tahapan analisis diatas sesuai persyaratan yang ada dapat diambil gaya-gaya dalamnya. Untuk selanjutnya dilakukan analisis *pushover*.

3.5. Analisis Nonlinear Struktur

Analisis nonlinear dengan cara memberikan beban statik yang ditingkatkan secara bertahap sampai desain bangunan mengalami keruntuhan. adapun tahapan dalam *pushover analysis* adalah :

- a. Membuat *load case gravity*
- b. Membuat *load case pushover* arah X dan arah Y
- c. Permodelan sendi plastis pada elemen struktur didalam ETABS V18
- d. Melakukan *run analysis*

3.6. Perencanaan Elemen Struktur Atas

- a. Perencanaan Balok
 - *Preliminary design* pada balok
 - Permodelan pada aplikasi ETABS V18
 - Pengambilan gaya aksial, momen lentur, geser dan torsi dari ETABS V18
 - Menghitung kebutuhan tulangan longitudinal dan transversal
- b. Perencanaan kolom
 - *Preliminary design* pada kolom
 - Pengambilan gaya aksial, momen lentur, geser dan torsi dari ETABS V18
 - Pengecekan syarat dalam SRMPK
 - Menghitung kebutuhan tulangan longitudinal
 - Menghitung kebutuhan tulangan tranversal

- c. Perencanaan dinding geser
 - *Preliminary design* pada dinding geser
 - Pengambilan gaya-gaya dalam dinding geser pada aplikasi Etabs
 - Menentukan *boundary element* pada dinding geser
 - Menghitung kebutuhan tulangan arah horizontal
 - Menghitung kebutuhan tulangan arah verital
- d. Perencanaan Pelat
 - Perhitungan nilai M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} , dan M_{ty}
 - Pembebanan pelat lantai sesuai SNI pada bangunan tersebut
 - Menghitung kebutuhan tulangan pada pelat
 - Kontrol lendutan pada pelat
- e. Perencanaan pelat diafragma
 - Perhitungan tulangan elemen kolektor
 - Perhitungan tulangan elemen kord
 - Perhitungan tulangan geser friksi

3.7. Standar yang Digunakan

- a. SNI 1726:2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung)
- b. SNI 1727:2020 (Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktural lain)
- c. SNI 2847:2019 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)
- d. Peraturan Standar Nasional Indonesia yang lainnya

3.8. Rencana Anggaran Biaya

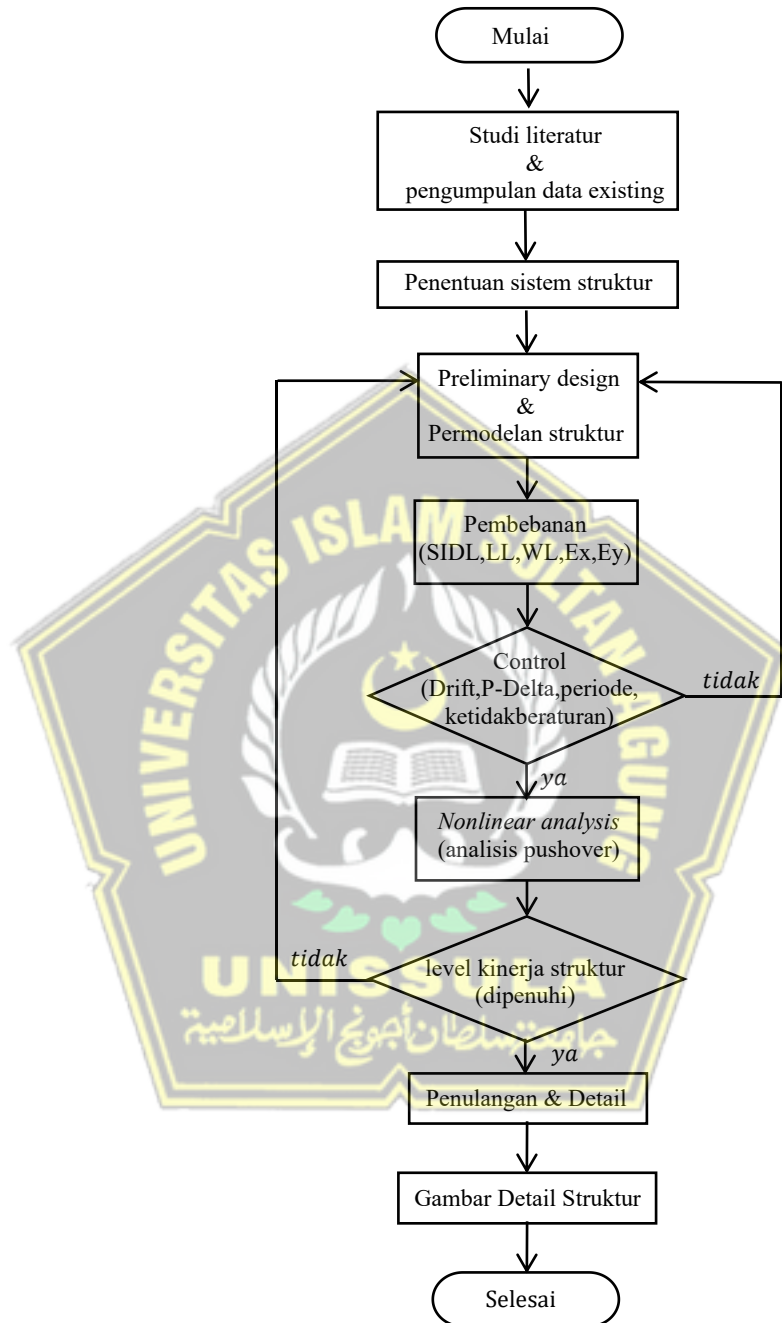
Biaya yang dikeluarkan dalam laporan Tugas Akhir adalah sebagai berikut :

Tabel 3.1. Biaya penyusunan laporan

Biaya Dalam Keperluan Penyusunan Laporan			
Keperluan	Hari/Tanggal/Tahun	Jumlah	Biaya
Foto Copy	16-Mar-2022	44 halaman	Rp. 10.000
Foto Copy	21-Mar-2022	40 halaman	Rp. 36.000
Foto Copy	23-Mar-2022	74 halaman	Rp. 40.000
Foto Copy	29-Mar-2022	6 halaman	Rp. 7.500
buku	30-Mar-2022	1 buku	Rp. 50.000
Bensin	16-Mar-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	21-Mar-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	23-Mar-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	29-Mar-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	17-Mei-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	24-Mei-2022	1 liter	Rp. 10.000
Foto Copy	24-Mei-2022	26 halaman	Rp. 8.000
Bensin	02-Juni-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	15-Juni-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	22-Juni-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	30-Juni-2022	1 liter	Rp. 10.000
Bensin	07-Juli-2022	1 liter	Rp. 10.000
Print tugas akhir untuk seminar ta	27-Juli-2022	2 x 331 halaman	Rp. 350.000
Print ta untuk pendadaran	20-Agustus-2022	7 x 335 halaman	Rp. 1.250.000
Jumlah			Rp. 1.861.500

3.9. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Metodologi penyelesaian tugas akhir ini menerangkan tahapan-tahapan pelaksanaan.



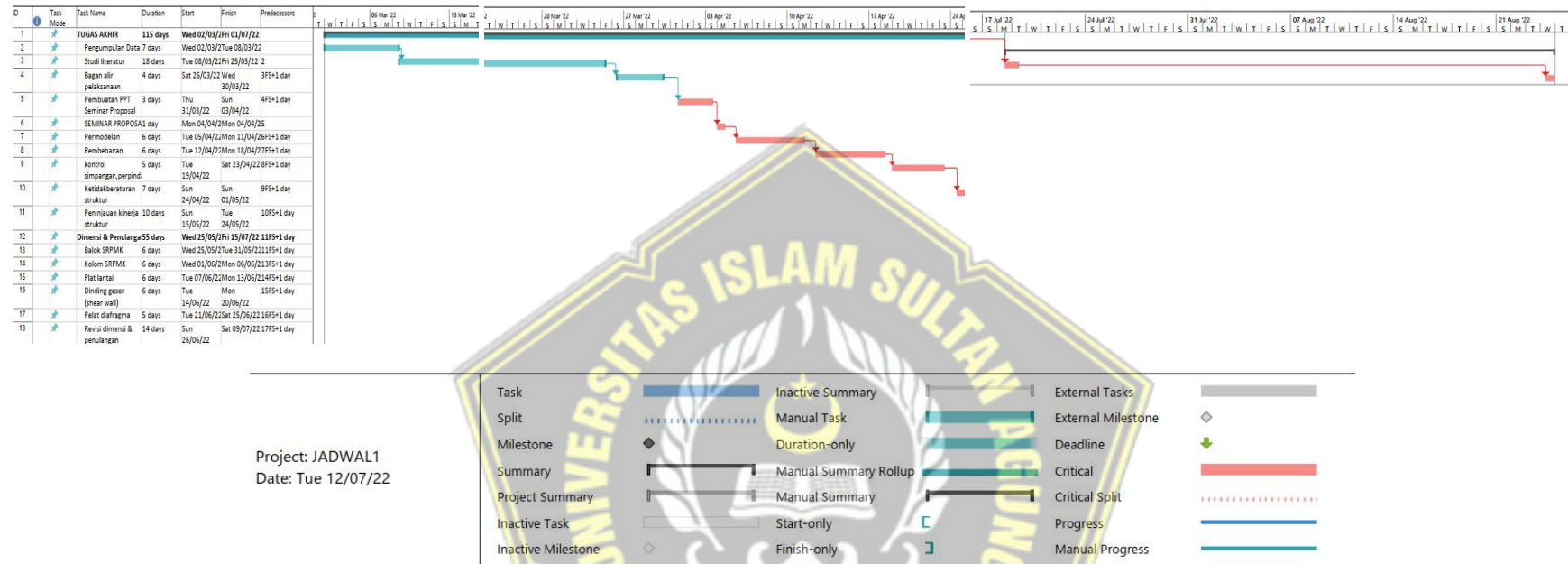
Gambar 3.17. Diagram alir tahapan tugas akhir

3.10. Jadwal Pelaksanaan

Tabel 3.2. Jadwal pelaksanaan tugas akhir

Task Name	Duration	Start	Finish	Predecessors
Pengumpulan Data	7 days	Wed 02/03/22	Tue 08/03/22	
Studi literatur	18 days	Tue 08/03/22	Fri 25/03/22	2
Bagan alir pelaksanaan	4 days	Sat 26/03/22	Wed 30/03/22	3FS+1 day
Pembuatan PPT Seminar Proposal	3 days	Thu 31/03/22	Sun 03/04/22	4FS+1 day
SEMINAR PROPOSAL	1 day	Mon 04/04/22	Mon 04/04/22	5
Permodelan	6 days	Tue 05/04/22	Mon 11/04/22	6FS+1 day
Pembebanan	6 days	Tue 12/04/22	Mon 18/04/22	7FS+1 day
kontrol simpangan, perpindahan, periode	5 days	Tue 19/04/22	Sat 23/04/22	8FS+1 day
Ketidakberaturan struktur	7 days	Sun 24/04/22	Sun 01/05/22	9FS+1 day
Peninjauan kinerja struktur	10 days	Sun 15/05/22	Tue 24/05/22	10FS+1 day
Balok SRPMK	6 days	Wed 25/05/22	Tue 31/05/22	11FS+1 day
Kolom SRPMK	6 days	Wed 01/06/22	Mon 06/06/22	13FS+1 day
Plat lantai	6 days	Tue 07/06/22	Mon 13/06/22	14FS+1 day
Dinding geser (shear wall)	6 days	Tue 14/06/22	Mon 20/06/22	15FS+1 day
Pelat diafragma	5 days	Tue 21/06/22	Sat 25/06/22	16FS+1 day
Revisi dimensi & penulangan	14 days	Sun 26/06/22	Sat 09/07/22	17FS+1 day
Gambar detail struktur	11 days	Mon 04/07/22	Thu 14/07/22	18SS+8 days
Seminar tugas akhir	1 day	Mon 18/07/22	Tue 19/07/22	18FS+4 days; 19FS+4 days
Pendadaran	1 day	Wed 24/08/22	Wed 24/08/22	21FS+38 days

Dalam menyelesaikan pembuatan Tugas Akhir untuk Seminar Proposal membutuhkan waktu kurang lebihnya 210 hari sampai waktu Pendadaran.



Gambar 3.18. Bar Chart jadwal penyelesaian tugas akhir

BAB IV

ANALISIS DAN PERHITUNGAN

4.1. Preliminary Design

Preliminary design (desain awal) merupakan proses awal dalam tahap perencanaan dan dilanjutkan dengan tahap analisis struktur dengan mengimputkan dimensi dari desain awal yang telah dibuat. *Preliminary design* dilakukan pada element struktural dalam hal ini : balok, kolom, pelat dan dinding geser.

4.1.1. Data desain awal

Struktur utama dalam pembangunan RSUP Wahidin Sudirohusodo adalah beton bertulang sehingga data-data yang dibutuhkan dalam tahap desain awal adalah sebagai berikut :

Fungsi bangunan	: Rumah Sakit Umum Pusat
Lokasi	: Makassar
Sistem struktur	: SRPMK dan dinding geser
Tinggi bangunan	: 42,05 m
	: Lt. Basement = 4,0 m
	: lantai 1 – lantai 5 = 4,5 m
	: lantai 6 – lantai 8 = 4,0 m
Jumlah lantai	: 8 lantai + 1 basement
Material struktur	: benton bertulang
Mutu beton	
Balok	: 35 MPa (BAB II – Tabel 2.7)
Kolom	: 35 MPa (BAB II – Tabel 2.7)
Dinding geser	: 35 MPa (BAB II – Tabel 2.7)
Pelat	: 29 MPa (BAB II – Tabel 2.7)
Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa

4.1.2. Preliminary design balok

Tinggi minimum balok pada tahap *preliminary* desain dapat dilihat pada BAB II – Tabel 2.1 dan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1 dan untuk lebar balok ditentukan $1/2 h_{\text{balok}}$ sampai $2/3 h_{\text{balok}}$.

Balok G2

Tinggi balok

Panjang balok (L) = 8000 mm

$$h_{\min} = \frac{l}{16} \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right)$$

$$h_{\min} = \frac{8000}{16} \left(0,4 + \left(\frac{420}{700} \right) \right) = 500,00 \text{ mm}$$

digunakan $h = 800 \text{ mm}$

Lebar balok

$$b_{\min} = \frac{1}{2} h_{\min}$$

$$b_{\min} = \frac{1}{2} \times 500 = 250 \text{ mm}$$

Digunakan $b = 400 \text{ mm}$

Dimensi awal direncanakan balok G2 (400/800)

Untuk balok *type* lainnya ditentukan dengan menggunakan cara sama dengan G2.

Tabel 4.1. Rekapitulasi *preliminary design* balok

No.	Type balok	Dimensi (mm)
1.	G1	450/900
2.	G2	400/800
3.	G3	400/700
4.	G4	400/600
6.	B1	250/700
7.	B2	250/600
8.	B3	250/500
9.	B4	250/400
10.	B5	200/400
11.	B6	200/300

4.1.3. Preliminary design kolom

Desain kolom awal dibuat berdasarkan konsep *strong column weak beam* dihitung dengan cara :

$$\frac{h_{kolom}}{I_{kolom}} \geq \frac{h_{balok}}{I_{balok}}$$

Kolom K1

Balok yang digunakan untuk perhitungan kolom adalah :

$$G2 = 400/800 \text{ mm}$$

Dimensi kolom dihitung dengan cara :

$$\frac{h_{kolom}}{I_{kolom}} \geq \frac{h_{balok}}{I_{balok}}$$

$$\frac{h_{kolom}}{\frac{1}{12} b_{kolom} h_{kolom}^3} \geq \frac{h_{balok}}{\frac{1}{12} b_{balok} h_{balok}^3}$$

$$\frac{b_{kolom}}{\frac{1}{12} b_{kolom} b_{kolom}^3} \geq \frac{h_{balok}}{\frac{1}{12} b_{balok} h_{balok}^3}$$

$$b_{kolom}^3 = \frac{b_{balok} (h_{balok}^3)}{b_{balok}}$$

$$b_{kolom}^3 = \frac{400(800^3)}{400}$$

$$b_{kolom} = 800 \text{ mm}$$

Ditentukan dimensi kolom K1 (800/800)

Cek dimensi kolom

Luas dimensi kolom minimalnya sama dengan luas dimensi balok untuk memenuhi SCWB (*strong column weak beam*).

$$Ag_{kolom} \geq Ag_{balok}$$

$$800 \times 800 \geq 400 \times 800$$

$$640000 \geq 320000 \quad (\text{Ok})$$

Dimensi awal kolom K1 = 800 mm x 800 mm

Untuk kolom type lainnya ditentukan dengan menggunakan cara sama

Tabel 4.2. Rekapitulasi *preliminary design* kolom

No.	Type balok	Dimensi (mm)
1.	K0	900/900
2.	K1	800/800
3.	K2	700/800
4.	K3	700/700
5.	K4	600/800
6.	K5	600/600

4.1.4. Preliminary design pelat

Pelat lantai S1



Gambar 4.1. Potongan denah pelat S1

a) Menentukan sistem pelat

Sistem pelat ditentukan dari nilai rasio perbandingan bentang panjang dengan bentang pendek (β)

$$Lx = 4036 \text{ mm}$$

$$Ly = 3167 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4036}{3167} = 1,27$$

Sistem pelat dapat dilihat pada BAB II–2.3.3 berdasarkan nilai β

$$\beta > 2 \quad (\text{pelat satu arah})$$

$$\beta \leq 2 \quad (\text{pelat dua arah})$$

maka pelat S1 adalah **pelat dua arah**

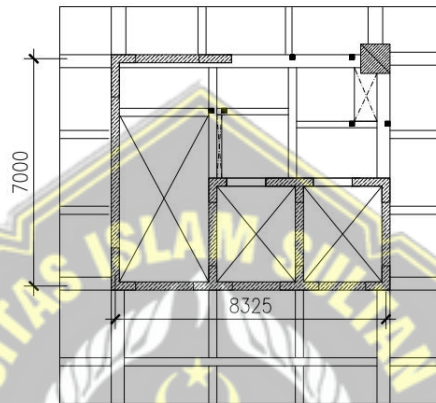
b) Ketebalan pelat

Dimensi minimum pelat dapat dilihat pada BAB II–Tabel 2.3 untuk pelat dua arah

$$t_{pelat} = \frac{l}{33} = \frac{4036}{33} = 122,30 \text{ mm} \cong 125 \text{ mm}$$

Ketebalan pelat S1 diambil sebesar = 125 mm. Untuk pelat tipe lainnya ketebalan dihitung dengan cara sama.

4.1.5. Preliminary design dinding geser



Gambar 4.2. Tampak atas dinding geser

Ketebalan dinding geser

Batas minimal ketebalan dinding geser berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1 dan dapat dilihat pada BAB II–Tabel 2.5.

$$T \geq T_{min}$$

Untuk ketebalan minimum dinding geser ditentukan dari :

a. $T_{min} = 100 \text{ mm}$

b. $T_{min} = \frac{l_{dinding geser}}{25}$

c. $T_{min} = \frac{h_{dinding geser}}{25}$

Keterangan :

l = panjang dinding geser

h = tinggi dinding geser

didapat data sebagai berikut :

$$l_y = 7000 \text{ mm}$$

$$h = 4000 \text{ mm (Lt. Basement s.d Lt. 01)}$$

tebal minimum dinding geser

$$\text{a. } T_{\min} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{b. } T_{\min} = \frac{7000}{25} = 280 \text{ mm}$$

$$\text{c. } T_{\min} = \frac{4000}{25} = 160 \text{ mm}$$

Ketebalan dinding geser tahap desain awal $T = 300 \text{ mm}$

4.2. Pembebanan

4.2.1. Beban mati (DL + SIDL)

a) Berat bangunan sendiri (*Dead Load*)

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Berat Baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

b) Beban mati tambahan (*superimposed dead load*)

- Pelat lantai

$$\text{Berat finishing lantai (5 cm)} = (0,05 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3) = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 0,11 + 0,07 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban MEP (lampu, instalasi listrik, pipa)} = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

- Pelat lantai atap

$$\text{Finishing beton (1 cm)} = 0,01 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat waterproof} = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 0,11 + 0,07 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

- dinding

$$\text{Bata ringan (BRIKA), Uk 600x200x100} = 110 \text{ kg/m}^2 = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

Tinggi dinding tiap lantai

$$\text{Lt.1 - Lt.5} = 4,5 \text{ m} \rightarrow 4,5 \times 1,1 = 4,95 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lt.6 - Lt.8A} = 4,0 \text{ m} \rightarrow 4,0 \times 1,1 = 4,40 \text{ kN/m}$$

4.2.2. Beban hidup ($LL + Lr$)

a) Beban hidup (*live load*)

Beban hidup untuk bangunan rumah sakit diatur didalam SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1 ditentukan sebagai berikut :

Rumah sakit

- Ruang operasi, laboratorium = $2,87 \text{ kN/m}^2$
- Ruang pasien = $1,92 \text{ kN/m}^2$
- Koridor diatas lantai pertama = $3,83 \text{ kN/m}^2$

b) Beban hidup atap (*live roof*)

Beban hidup atap ditentukan sebagai berikut :

- Atap datar, berbumbung dan lengkung = $0,96 \text{ kN/m}^2$
- Atap untuk tempat berkumpul = $4,70 \text{ kN/m}^2$

4.2.3. Beban hujan (R)

Beban hujan (R)

Beban air hujan dihitung berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 8.3 dengan perhitungan sebagai berikut :

$$R = 0,0098(d_s + d_h) = 0,0098(30 + 36) = 0,647 \text{ kN/m}^2$$

Dimana :

d_s = tinggi statis, diasumsikan 30 mm

$$d_h = 1,2d_s = 1,2 \times 30 = 36 \text{ mm}$$

4.2.4. Beban gempa

Pembebanan gempa dilakukan dengan bantuan program analisis struktur dengan menginputkan respons spektrum (S_a) yang dihitung secara manual.

a) Kategori risiko bangunan

Kategori risiko bangunan ditentukan sesuai pada BAB II – Tabel 2.11 untuk bangunan yang digunakan sebagai rumah sakit masuk kedalam **kategori risiko IV**.

b) Faktor keutamaan gempa (I_e)

Berdasarkan BAB II – Tabel 2.12 faktor keutamaan gempa untuk bangunan yang masuk kategori risiko IV adalah $I_e = 1,50$.

c) Parameter percepatan gempa (S_s dan S_1)

Nilai parameter percepatan gempa pembangunan Rumah Sakit Wahidin Sudirohusodo yang berlokasi di Makassar didapatkan dari rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/ Didapatkan nilai $S_s = 0,2278$ dan $S_1 = 0,1095$.

d) Kelas situs

Kelas situs tanah berdasarkan BAB II – Tabel 2.13 dapat ditentukan dari data hasil uji tanah yang diambil dari area pembangunan Rumah Sakit Wahidin Sudirohusodo Makassar.

Tabel 4.3. Perhitungan N-SPT rata-rata BH-01

Kedalaman	N-SPT	Tebal lapisan	Σdi (m)	$di/N-SPT$	$\Sigma di/N-SPT$	N'
0,00	0,00	0,00	10,80	0,00	0,71	15,21
1,80	5,00	1,80		0,36		
3,30	7,00	1,50		0,21		
4,80	42,00	1,50		0,04		
6,30	60,00	1,50		0,03		
7,80	60,00	1,50		0,03		
9,30	60,00	1,50		0,03		
10,80	60,00	1,50		0,03		

Keterangan :

di = tebal lapisan tanah

N-SPT = tahanan penetrasi standar

Nilai N-SPT rata-rata pada kedalaman tanah 10,80 meter didapat dengan cara :

$$N' = \frac{\sum di}{\sum \frac{di}{N-SPT}} = \frac{10,80}{0,71} = 15,21$$

Pengujian tanah dilakukan di 5 titik pada area pembangunan didapatkan 5 hasil data tanah yang dihitung dengan cara sama dengan BH 01, sehingga didapatkan nilai N-SPT rata-rata :

Tabel 4.4. Rekapitulasi N-SPT rata-rata pada 5 titik

Data tanah	N-SPT rata-rata
BH 01	15,21
BH 02	21,84
BH 03	19,81
BH 04	9,79
BH 05	60,00

Dari nilai N-SPT rata-rata pada tabel 4.4 kelas situs tanah masuk kedalam **SD (tanah sedang)** dengan nilai N-SPT 15 sampai 50.

e) Koefisien kelas situs

Koefisien situs, F_a

$$S_s = 0,2278$$

Nilai F_a ditentukan dari Tabel BAB II – Tabel 2.14. untuk nilai $S_s \leq 0,25$ dengan jenis tanahnya tanah sedang, **$F_a = 1,6$** .

Koefisien situs, F_v

$$S_1 = 0,1095$$

Nilai F_v ditentukan dari Tabel BAB II – Tabel 2.15.

untuk nilai $S_1 \leq 0,10$ dengan jenis tanahnya tanah sedang, $F_v = 2,4$

untuk nilai $S_1 = 0,20$ dengan jenis tanahnya tanah sedang, $F_v = 2,2$

dilakukan interpolasi untuk mendapatkan nilai F_v :

$$\frac{0,1095 - 0,1}{0,2 - 0,1} = \frac{x - 2,4}{2,2 - 2,4} = 0,238$$

Didapatkan nilai **$F_v = 2,381$**

f) Parameter percepatan respons spektral

Periode pendek, S_{MS}

$$\begin{aligned} S_{MS} &= S_s \times F_a \\ &= 0,2278 \times 1,6 = 0,364 \end{aligned}$$

Periode 1 detik, S_{M1}

$$\begin{aligned} S_{M1} &= S_1 \times F_v \\ &= 0,1095 \times 2,381 = 0,261 \end{aligned}$$

g) Parameter percepatan spektral desain

Periode pendek, S_{DS}

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,364 = 0,243 \end{aligned}$$

Periode 1 detik, S_{D1}

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,261 = 0,174 \end{aligned}$$

h) Kategori desain sesimik (KDS)

KDS dapat dilihat pada BAB II–Tabel 2.16 dan Tabel 2.17 dengan melihat nilai SDS , $SD1$ dan kategori risiko bangunan.

Berdasarkan nilai SDS

$$0,167 \leq SDS = 0,243 < 0,33 \rightarrow \text{kategori risiko} = \text{IV} \rightarrow \text{KDS} = \text{C}$$

Berdasarkan nilai $SD1$

$$0,133 \leq SD1 = 0,174 < 0,20 \rightarrow \text{kategori risiko} = \text{IV} \rightarrow \text{KDS} = \text{D}$$

Kategori desain seismik yang digunakan adalah **KDS – D**

i) Desain izin analisis

Penentuan desain izin analisis dapat dilihat pada BAB II–Tabel 2.20 dengan meninjau KDS yang sudah ditentukan dan karakteristik struktur.

- KDS = D
- Pemilihan pada karakteristik struktur dengan melihat dari segi ketidakberaturan horizontal dan vertikal.

Didapatkan karakteristik struktur = **semua struktur lainnya**

Maka :

Desain analisis yang dapat digunakan adalah analisis respons spektrum dan analisis *time history*. Untuk desain analisis pada RSUP Wahidin Sudirohusodo menggunakan **respons spektrum** dengan menghitung statik ekuivalen sebagai kontrol terhadap besaran gaya geser hasil analisis respon spektrum.

4.3. Pembebanan Gempa Statik

4.3.1. Perhitungan manual

4.3.1.1. Parameter sistem struktur penganahan gaya seismik

Nilai faktor R , Cd , dan Ω_0 dapat dilihat pada BAB II–Tabel 2.21 dengan menggunakan sistem ganda dan dinding geser yang digunakan adalah beton bertulang khusus didapatkan hasil :

$$R = 7$$

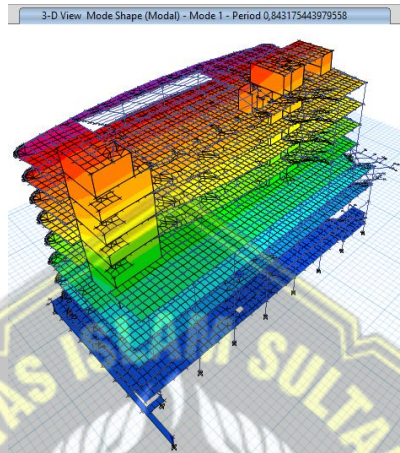
$$Cd = 5\frac{1}{2}$$

$$\Omega_0 = 2\frac{1}{2}$$

4.3.1.2. Periode fundamental struktur (T)

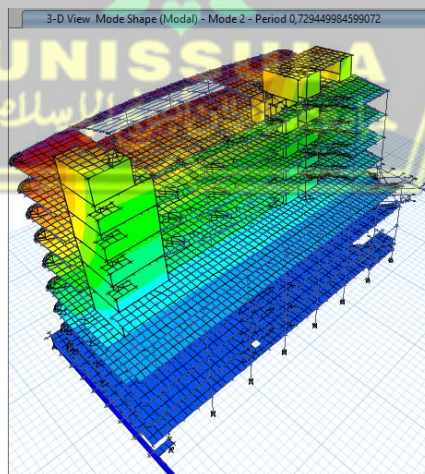
a) Nilai periode fundamental struktur (T) dari ETABS V18

Periode fundamental struktur didapat dari program analisis struktur dengan kontrol batasan maksimumnya dihitung secara manual. Untuk mendapatkan nilai T dapat dilakukan dengan cara *display – deformed shape* – pilih model number.



Gambar 4.3. Ragam mode 1

Untuk mengetahui arah deformasi dengan klik perintah animation dibagian bawah layar, didapatkan untuk mode 1 bergerak searah sumbu – X dengan waktu getar alami fundamental $T_x = 0,8432$ detik.



Gambar 4.4. Ragam mode 2

didapatkan untuk mode 2 bergerak searah sumbu – Y dengan waktu getar alami fundamental $T_y = 0,7294$ detik.

b) Kontrol nilai T

Nilai T yang didapatkan dari ETABS perlu dilakukan pengecekan terhadap T_{min} dan T_{maks} sesuai yang ada didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.

✓ Batas bawah periode fundamental (T_a)

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana :

Nilai C_t dan x didapatkan dari BAB II–Tabel 2.23 untuk struktur sistem ganda pilihan tipe struktur yang digunakan adalah semua sistem struktur lainnya dengan nilai C_t dan x :

$$C_t = 0,0488$$

$$x = 0,75$$

h_n = ketinggian struktur dari dasar hingga tingkat tertinggi struktur (m)

$$h_n = 38,05 \text{ m} + 4 \text{ m (basement)} = 42,05 \text{ m}$$

maka :

$$T_a = 0,048 \times 42,05^{0,75} = 0,8058 \text{ detik} \quad (\text{batas bawah})$$

✓ Batas atas periode fundamental ($C_u.T_a$)

Batas atas ditentukan dengan mengalikan batas bawah (T_a) dengan koefisien batas atas (C_u). Besaran Nilai C_u dapat dilihat pada BAB–Tabel 2.22 dengan nilai $SD1=0,174$ maka nilai C_u diperoleh dengan cara interpolasi linear :

$$C_u = \frac{0,174-0,15}{0,2-0,15} = \frac{x-1,5}{1,6-1,5} = 1,55$$

$$C_u.T_a = 1,55 \times 0,8058 = 1,251 \text{ detik} \quad (\text{batas atas})$$

Periode fundamental hasil dari ETABS dapat digunakan sebagai periode desain dalam perhitungan gempa statik ekuivalen jika :

$$\text{Jika } T_{ETABS} < T_a, \quad T = T_a$$

$$\text{Jika } T_a < T_{ETABS} < C_u.T_a, \quad T = T_{ETABS}$$

$$\text{Jika } T_{ETABS} > C_u.T_a, \quad T = C_u.T_a$$

Jadi periode fundamental yang dipakai :

$$\text{Jika } T_{ETABS} < T_a, \quad T = T_a$$

Gempa Arah X

$$\text{Jika } T_a < T_{ETABS} < C_u.T_a, \quad T = T_{ETABS}$$

$$T_a = 0,806 < T_{ETABS} = 0,8432 < C_u.T_a = 1,251 \rightarrow T_x = 0,8432 \text{ detik}$$

Gempa Arah Y

Jika $T_{ETABS} < T_a$, $T = T_a$

$$T_{ETABS} = 0,7294 < T_a = 0,8058 \rightarrow T_y = 0,8058 \text{ detik}$$

4.3.1.3. Koefisien respons seismik (C_s)

Koefisien respons seismik dihitung :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,243}{\left(\frac{7}{1,50}\right)} = 0,052$$

Dimana :

$$S_{DS} = 0,243$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1,5$$

Kontrol nilai C_s yang dihitung terhadap batasan nilai C_s minimum dan maksimum yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1.

Batas nilai C_s minimum :

$$\begin{aligned} C_{s\min} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,243 \times 1,5 \geq 0,01 \\ &= 0,016 \geq 0,01 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

Batas nilai C_s maksimum :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Karena nilai (T) untuk arah X dan arah Y berbeda maka dilakukan dua kali perhitungan.

Untuk Arah X

$$C_{s-X} = \frac{0,174}{0,8432 \left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,0442$$

Untuk Arah Y

$$C_{s-Y} = \frac{0,174}{0,8058 \left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,0462$$

Karena C_s perhitungan $> C_s$ maks

$$0,052 > 0,0442 \quad (\text{untuk arah X})$$

$$0,052 > 0,0462 \quad (\text{untuk arah Y})$$

Maka koefisien respons yang digunakan adalah

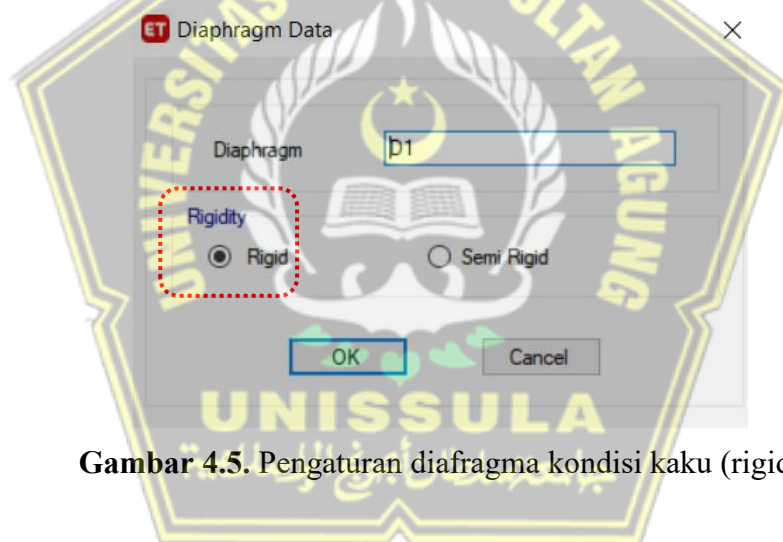
Arah X	Arah Y
$C_{sx} = 0,0442$	$C_{sy} = 0,0462$

4.3.1.4. Berat seismik efektif

Berat seismik efektif adalah berat total desain dari penjumlahan DL + SIDL + 25% LL (SNI 1727:2019 Pasal 7.7.2) dihitung secara otomatis dengan program analisis struktur. Untuk mendapatkan berat seismik efektif dapat dilakukan dengan cara :

a) Diafragma pada pelat

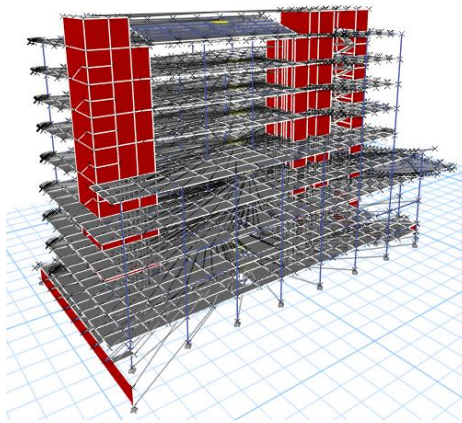
Diafragma pada pelat lantai dan atap diasumsikan kaku (*rigid*), input diafragma didalam permodelan dengan cara : Menu *Select – properties – slab section* – pilih pelat lantai dan atap – *close – assign – shell – diafragma* – pada diafragma assignment pilih D1 – *apply – Ok*.



Gambar 4.5. Pengaturan diafragma kondisi kaku (rigid)

b) Diafragma pada joint

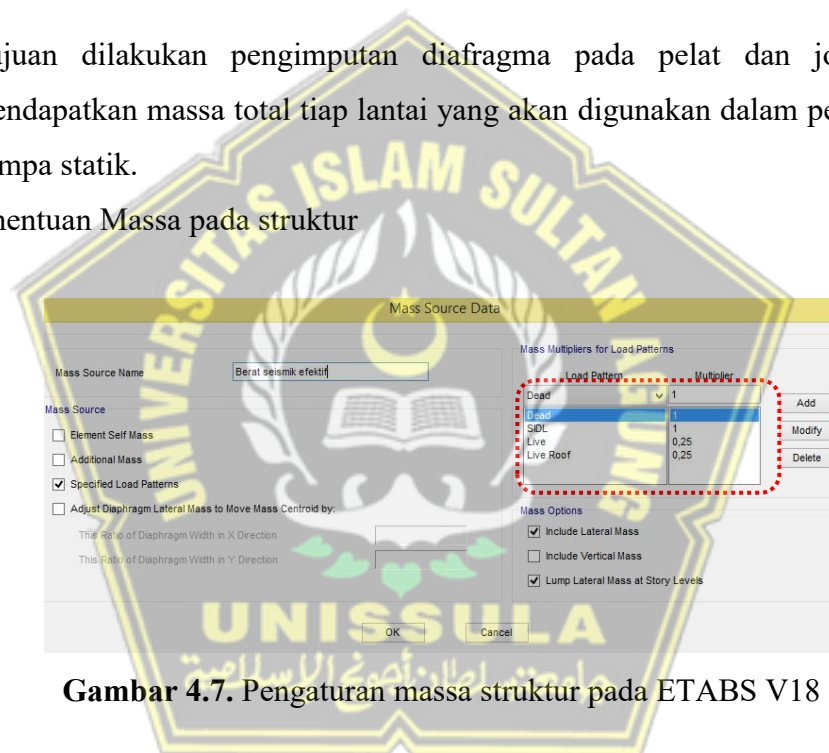
Langkah untuk pengimputan diafragma pada joint : menu *select – select all – menu assign – joint – diafragma* – pilih D1 – *apply – Ok*.



Gambar 4.6. Hasil pengimputan diafragma pada pelat dan joint

Tujuan dilakukan pengimputan diafragma pada pelat dan joint untuk mendapatkan massa total tiap lantai yang akan digunakan dalam pembebanan gempa statik.

c) Penentuan Massa pada struktur



Gambar 4.7. Pengaturan massa struktur pada ETABS V18

Untuk beban hidup direduksi sebesar 25% yang dapat dilihat pada BAB II – 2.8.7.

d) Berat seismik efektif

Untuk mendapatkan berat seismik dari ETABS dilakukan dengan cara : *display – show table – analysis result – structure output – ceklis center of mass and rigidity.*

Tabel 4.5. Output berat struktur tiap lantai dari ETABS V18

Story	Mass X	Mass Y	Cum Mass X	Cum Mass Y
	Kg	Kg	Kg	Kg
ATAP	163503,99	163503,99	163503,99	163503,99
LT 08A	696411,60	696411,60	859915,59	859915,59
LT 08	1235173,49	1235173,49	2095089,09	2095089,09
LT 07	1304097,24	1304097,24	3399186,33	3399186,33
LT 06	1354068,63	1354068,63	4753254,96	4753254,96
LT 05	1563659,95	1563659,95	6316914,91	6316914,91
LT 04	1593831,25	1593831,25	7910746,16	7910746,16
LT 03	1957172,56	1957172,56	9867918,73	9867918,73
LT 02	1939380,18	1939380,18	11807298,91	11807298,91
LT 01	2033029,38	2033029,38	13840328,29	13840328,29

Didapatkan berat total struktur :

$$W_{\text{Total}} = 13840328,29 \text{ kg}$$

4.3.1.5. Gaya geser dasar seismik

Perhitungan Gaya geser dasar seismik diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1 dengan rumus sebagai berikut :

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana :

V = gaya geser dasar seismik

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif total

Maka :

Gaya geser arah X

$$V_x = 0,0442 \times 13840328,29 = \mathbf{611370,03 \text{ kg}}$$

Gaya geser arah Y

$$V_y = 0,0462 \times 13840328,29 = \mathbf{639701,76 \text{ kg}}$$

4.3.1.6. Distribusi gaya gempa statik tiap lantai

Distribusi gaya gempa seismik diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3 dengan perhitungan sebagai berikut :

$$F = C_v \times V$$

Dimana :

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

Nilai k diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3 dimana untuk periode desain (T) pada rentang $0,5 < T < 2,5$ nilai k dapat dilakukan interpolasi linear.

$$k = \frac{T-0,5}{0,2-0,05} = \frac{k-1}{2-1} = 0,5 T + 0,75$$

karena nilai T untuk arah x dan y berbeda maka dilakukan perhitungan sendiri-sendiri

nilai k pada arah X

$$\begin{aligned} k &= 0,5 T + 0,75 \\ &= 0,5 (0,8432) + 0,75 \\ &= 1,1716 \end{aligned}$$

nilai k pada arah Y

$$\begin{aligned} k &= 0,5 T + 0,75 \\ &= 0,5 (0,8058) + 0,75 \\ &= 1,1529 \end{aligned}$$

Tabel 4.6. Distribusi gaya gempa statik pada arah X

Story	h_i (m)	W_i (kg)	k	$W_i h_i^k$ (kgf-m)	C_v	FX (Kgf)
ATAP	42,05	163503,99	1,1716	13059071,63	0,029	17601,50
LT. 08A	38,50	696411,60		50161667,94	0,111	67609,74
LT. 08	34,50	1235173,49		78237973,16	0,172	105452,01
LT. 07	30,50	1304097,24		71498530,15	0,158	96368,34
LT. 06	26,50	1354068,63		62964788,97	0,139	84866,25
LT. 05	22,00	1563659,95		58466614,30	0,129	78803,45
LT. 04	17,50	1593831,25		45579565,16	0,100	61433,81
LT. 03	13,00	1957172,56		39510381,72	0,087	53253,54
LT. 02	8,50	1939380,18		23798991,21	0,052	32077,15
LT. 01	4,00	163503,99		10315959,18	0,023	13904,23
Jumlah		13840328,29		453593543,41	1,000	611370,03

Tabel 4.7. Distribusi gaya gempa statik pada arah Y

Story	h _i	W _i	k	W _i h _i ^k	C _v	FY
	(m)	(kg)		(kgf-m)		(Kgf)
ATAP	42,05	163503,99	1,1529	12178502,09	0,028	18221,49
LT. 08A	38,50	696411,60		46856383,26	0,110	70106,59
LT. 08	34,50	1235173,49		73232512,52	0,171	109570,59
LT. 07	30,50	1304097,24		67078408,71	0,157	100362,81
LT. 06	26,50	1354068,63		59227495,64	0,139	88616,26
LT. 05	22,00	1563659,95		55187747,28	0,129	82571,98
LT. 04	17,50	1593831,25		43207643,06	0,101	64647,34
LT. 03	13,00	1957172,56		37662750,96	0,088	56351,06
LT. 02	8,50	1939380,18		22866765,68	0,053	34213,29
LT. 01	4,00	163503,99		10052362,63	0,024	15040,36
Jumlah		13840328,29		427550571,84	1,000	639701,76

4.3.1.7. Distribusi gaya geser desain seismik

Gaya geser desain akibat gempa seismik diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4 dengan perhitungan sebagai berikut :

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

Dimana :

Gaya geser adalah penjumlahan komulatif dari gaya gempa statik

Tabel 4.8. Gaya geser statik tiap lantai arah X dan arah Y (manual)

Story	h _i	F _x	V _x	F _y	V _y
	(m)	(kgf)	(kgf)	(kgf)	(kgf)
ATAP	42,05	17601,50	17601,50	18221,49	18221,49
LT. 08A	38,50	67609,74	85211,23	70106,59	88328,08
LT. 08	34,50	105452,01	190663,25	109570,59	197898,66
LT. 07	30,50	96368,34	287031,59	100362,81	298261,47
LT. 06	26,50	84866,25	371897,84	88616,26	386877,73
LT. 05	22,00	78803,45	450701,29	82571,98	469449,72
LT. 04	17,50	61433,81	512135,10	64647,34	534097,05
LT. 03	13,00	53253,54	565388,65	56351,06	590448,11
LT. 02	8,50	32077,15	597465,80	34213,29	624661,40
LT. 01	4,00	13904,23	611370,03	15040,36	639701,76

4.3.2. Gaya geser statik dari ETABS V18

4.3.2.1. Metode user coefficient

Gambar 4.8. Input data pada arah sumbu X metode *user coefficient*

Keterangan :

Base shear coefficient, C merupakan koefisien respons seismik (C_s) dengan nilai $C_{sx} = 0,0442$ $C_{sy} = 0,0462$

Building height Exp., K merupakan kategori eksposur dimana bangunan masuk kedalam kategori *B*, nilai K didapat dari interpolasi linear :

$$K = \frac{42,05 - 36,6}{42,70 - 36,6} = \frac{K - 1,04}{1,09 - 1,04}$$

$$K = 1,085$$

Tabel 4.9. *Base reactions (user coefficient)*

<i>Output case</i>	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
<i>Dead</i>	0,00	0,00	11264899,00
<i>Live</i>	0,00	0,00	1828583,90
EX	-610722,84	0,00	0,00
EY	0,00	-638357,36	0,00

Didapat gaya geser seismik metode *user coefficient* :

$$V_x = 610722,84 \text{ kgf}$$

$$V_y = 638357,36 \text{ kgf}$$

4.3.2.2. Metode time periode user defined

Gambar 4.9. Input data pada arah sumbu X metode *periode user defined*

Tabel 4.10. Base reactions (*periode user defined*)

Output case	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
Dead	0,00	0,00	11264899,00
Live	0,00	0,00	1828583,90
EX	-610332,89	0,00	0,00
EY	0,00	-638660,57	0,00

Didapat gaya geser seismik metode *periode user defined* :

$$V_x = 610332,89 \text{ kgf}$$

$$V_y = 638660,57 \text{ kgf}$$

Tabel 4.11. Rekapitulasi nilai *base shear* statik dari beberapa metode

No	Metode	V _x (kgf)	V _y (kgf)
1.	Perhitungan manual	611370,03	639701,76
2.	<i>User coefficient</i>	610722,84	638357,36
3.	ASCE 7-16 <i>periode user defined</i>	610332,89	638660,57

Dari 3 metode yang digunakan didapatkan nilai base shear dengan selisih yang tidak terlalu besar sehingga perhitungan gaya gempa statik dapat digunakan dalam kontrol pada analisis gaya gempa respons spektrum.

4.4. Pembebanan Gempa Dinamik (Respons Spektrum)

4.4.1. Perhitungan manual

4.4.1.1. Perhitungan spektrum respons desain (S_a)

a) Periode waktu $T < T_0$ nilai S_a adalah :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \rightarrow T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,174}{0,243} = 0,143$$

Nilai S_a pada $T = 0,1$ detik :

$$S_a = 0,243 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,1}{0,143} \right)$$

b) Periode waktu $T_0 \leq T \leq T_s$ nilai S_a adalah :

$$S_a = S_{DS} \rightarrow T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,174}{0,243} = 0,715$$

Maka nilai $S_a = 0,243$

c) Periode waktu $T > T_s$ nilai S_a adalah :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \rightarrow T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,174}{0,243} = 0,715$$

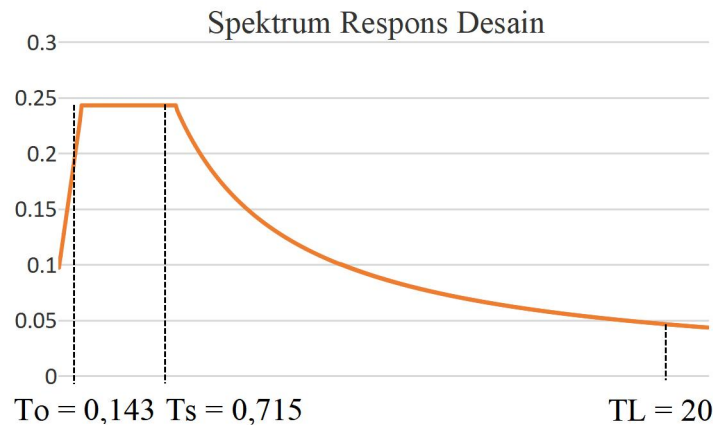
Nilai S_a pada $T = 0,73$ detik :

$$S_a = \frac{0,174}{0,73} = 0,238$$

Tabel 4.12. Perhitungan nilai S_a pada RSUP Wahidin Sudirohusodo Makassar

T	Sa	T	Sa	T	Sa
(detik)	(g)	(detik)	(g)	(detik)	(g)
0,000	0,097	T ₀	0,140	0,280	0,243
0,010	0,107		0,150	0,290	0,243
0,020	0,118		0,160	0,300	0,243
0,030	0,128		0,170	0,310	0,243
0,040	0,138		0,180	0,320	0,243
0,050	0,148		0,190	0,330	0,243
0,060	0,158		0,200	0,340	0,243
0,070	0,169		0,210	0,350	0,243
0,080	0,179		0,220	0,360	0,243
0,090	0,189		0,230	0,370	0,243
0,100	0,199		0,240	0,380	0,243
0,110	0,209		0,250	0,390	0,243
0,120	0,219		0,260	0,400	0,243
0,130	0,230		0,270	0,410	0,243

Dari perhitungan spektrum respons desain (S_a) dapat dibuat dalam grafik

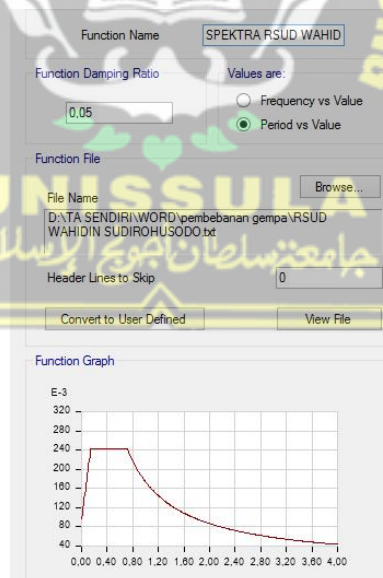


Gambar 4.10. Grafik spektrum respons desain (S_a)

Perhitungan manual nilai spektrum respons desain (S_a) yang dihitung manual diconversi dalam format = TXT

4.4.1.2. Input spektrum respons desain (S_a) perhitungan pada ETABS V18

Pengimputan dapat dilakukan dengan cara : menu *define – respons spektrum –* pada *choose function* pilih *from file – add new function –* input file spektrum respons desain (S_a) dengan klik *browse – Ok*



Gambar 4.11. Define respons spektrum pada ETABS V18

Gambar 4.12. Load case respons spektrum sumbu X

Keterangan :

Load case type = respons spektrum

Load name = U1 (pergerakan searah sumbu X)

Skala faktor dihitung :

$$SF = G \frac{I_e}{R}$$

Dimana :

G = percepatan gravitasi (9810 mm/detik^2)

$I_e = 1,5$

$R = 7$

Maka : $SF = 9810 \frac{1,5}{7} = 2102,143$

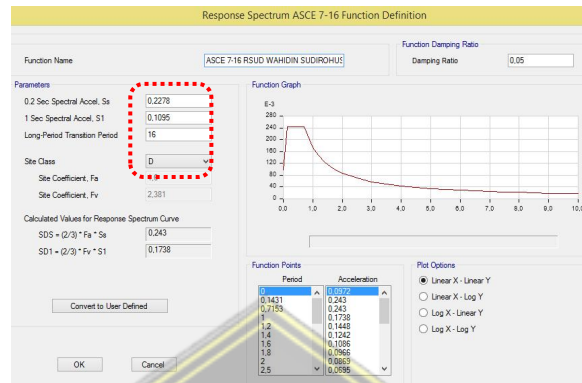
Untuk input spektrum respons desain arah sumbu Y (SPEC – Y) tahapannya sama dengan SPEC – X.

Tabel 4.13. Gaya geser dinamik input manual

Output case	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
Dead	0,00	0,00	11264899,00
Live	0,00	0,00	1828583,90
SPEC – X	341628,58	117146,70	0,00
SPEC – Y	117148,23	422832,87	0,00

4.4.2. Perhitungan otomatis ASCE 7 – 16 pada ETABS V18

Pengimputan dapat dilakukan dengan cara : menu *define – respons spektrum* – pada *choose function* pilih ASCE 7-16 – *add new function* – pada bagian parameters diisi sesuai dengan yang telah ditentukan – Ok.



Gambar 4.13. Define respons spektrum ASCE 7-16



Gambar 4.14. Load case respons spektrum ASCE 7-16

Tabel 4.14. Gaya geser dinamik otomatis ASCE 7-16

Output case	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
Dead	0,00	0,00	11264899,00
Live	0,00	0,00	1828583,90
SPEC – X1	349044,66	118951,19	0,00
SPEC – Y1	118952,77	424954,11	0,00

Tabel 4.15. Rekapitulasi nilai *base shear* respons spektrum

No	Metode	V _x (kgf)	V _y (kgf)
1.	Respons spektrum input manual	341628,58	422832,87
2.	Respons spektrum ASCE 7-16	349044,66	424954,11

Dari 2 metode yang digunakan didapatkan nilai *base shear* dengan nilai sama, sehingga parameter-parameter yang dimasukkan kedalam ETABS V18 sudah benar.

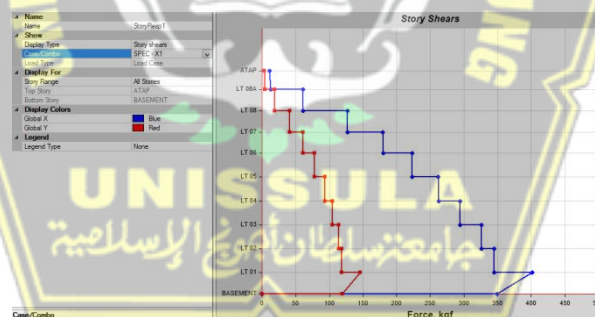
4.4.3. Kontrol beban gempa respons spektrum

4.4.3.1. Skala faktor

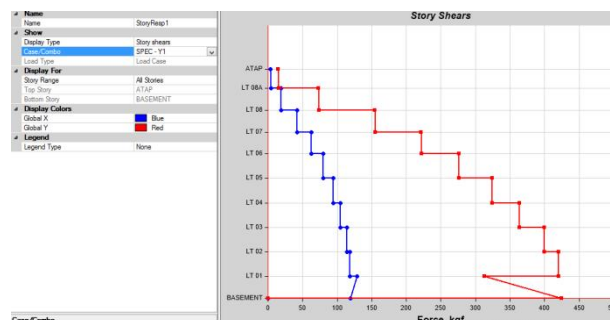
Didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1 beban gempa dinamik respons spektrum jika kurang dari 100% beban gempa statik harus dikalikan dengan skala faktor.

$$\text{skala faktor} = \frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}}$$

Gaya gempa statik yang digunakan adalah perhitungan manual karena perhitungan manual dan untuk gempa dinamik menggunakan respons spektrum ASCE 7-16.



Gambar 4.15. Gaya geser dinamik arah X



Gambar 4.16. Gaya geser dinamik arah Y

Tabel 4.16. Gaya geser dinamik arah X dan Y tiap lantai dari ETABS V18

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kgf	kgf
ATAP	42,05	Top	11521,01	14177,64
		Bottom	12761,22	15525,12
LT 08A	38,5	Top	60796,85	73013,98
		Bottom	61177,40	73517,01
LT 08	34,5	Top	126675,61	154707,20
		Bottom	126975,95	155113,34
LT 07	30,5	Top	179546,36	221695,88
		Bottom	179785,69	222019,85
LT 06	26,5	Top	222904,20	275883,65
		Bottom	223097,05	276139,01
LT 05	22	Top	262000,13	324018,60
		Bottom	262161,14	324223,33
LT 04	17,5	Top	293945,48	363212,81
		Bottom	294077,26	363373,68
LT 03	13	Top	325603,82	399247,33
		Bottom	325703,40	399362,63
LT 02	8,5	Top	344694,18	420129,28
		Bottom	344735,60	420177,56
LT 01	4	Top	401705,83	312882,40
		Bottom	349044,659	424954,11

Tabel 4.17. Gaya geser statik dan dinamik arah X dan arah Y tiap lantai

Story	STATIK		DINAMIK	
	V _x (kgf)	V _y (kgf)	V _{SPEC-X} (kgf)	V _{SPEC-Y} (kgf)
ATAP	17601,50	18221,49	12761,22	15525,12
LT 08A	85211,23	88328,08	61177,40	73517,01
LT 08	190663,25	197898,66	126975,95	155113,34
LT 07	287031,59	298261,47	179785,69	222019,85
LT 06	371897,84	386877,73	223097,05	276139,01
LT 05	450701,29	469449,72	262161,14	324223,33
LT 04	512135,10	534097,05	294077,26	363373,68
LT 03	565388,65	590448,11	325703,40	399362,63
LT 02	597465,80	624661,40	344735,60	420177,56
LT 01	611370,03	639701,76	349044,66	424954,11

Tabel 4.18. Hubungan gaya gempa statik dan dinamik

Gaya gempa	V _x (kgf)	V _y (kgf)
Statik	611370,03	639701,76
Dinamik	349044,66	424954,11

Dari tabel diatas $V_{DINAMIK} < V_{STATIK}$ maka gaya dinamik diperlukan skala faktor

- Arah X

$$skala faktor = \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} = \frac{611370,03}{349044,66} = 1,7516$$

- Arah Y

$$skala faktor = \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} = \frac{639701,76}{424954,11} = 1,5053$$

4.4.3.2. Input skala faktor pada ETABS V18

Skala faktor yang telah dihitung ulang dapat di input kembali pada ETABS V18 dengan cara : *unlock model* – menu *define* – *load case* – *select* SPEC X atau SPEC Y lalu klik *modify/show case* – masukkan skala faktor hasil perhitungan – Ok.



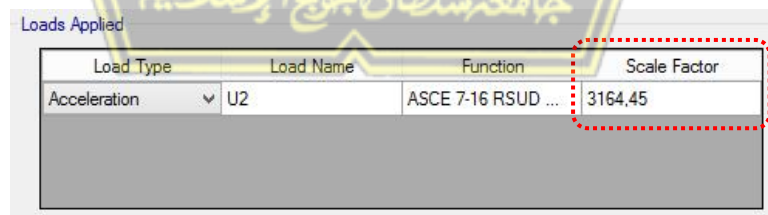
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ASCE 7-16 RSUD ...	3682,01

Gambar 4.17. Input ulang skala faktor arah X

Keterangan :

Arah X

$$skala faktor = \left(G \frac{I_e}{R} \right) \left(\frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \right) = 2102,143 \times 1,7516 = 3682,01$$



Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ASCE 7-16 RSUD ...	3164,45

Gambar 4.18. Input ulang skala faktor arah Y

Keterangan :

Arah Y

$$skala faktor = \left(G \frac{I_e}{R} \right) \left(\frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} \right) = 2102,143 \times 1,5053 = 3164,45$$

Tabel 4.19. Gaya geser desain arah X dan Y tiap lantai

Story	STATIK		DINAMIK <i>CORRECTION</i>	
	V _X	V _Y	V _{SPEC - X}	V _{SPEC - Y}
	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)	(Kgf)
ATAP	17601,50	18221,49	22351,98	23370,63
LT 08A	85211,23	88328,08	107155,56	110668,30
LT 08	190663,25	197898,66	222405,31	233498,76
LT 07	287031,59	298261,47	314904,45	334216,00
LT 06	371897,84	386877,73	390766,66	415683,90
LT 05	450701,29	469449,72	459189,54	488067,28
LT 04	512135,10	534097,05	515092,38	547001,99
LT 03	565388,65	590448,11	570487,30	601177,69
LT 02	597465,80	624661,40	603823,22	632511,30
LT 01	611370,03	639701,76	611370,78	639701,64

Dari tabel diatas gaya gempa dinamik respons spektrum $\geq$ gaya gempa statik ekivalen sehingga sudah memenuhi ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1.

4.5. Analisis Sistem Ganda

4.5.1. Momen inersia pada elemen struktur

Penampang retak pada elemen struktur perlu diperhatikan dan ditinjau sebagai sistem yang menahan gaya gempa yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 6.6.3.1.

a) Elemen balok (I_{crack})

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0,3
Mass	1
Weight	1

Gambar 4.19. Input momen inersia balok (I_{crack})

b) Elemen kolom (I_{crack})

Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

Gambar 4.20. Input momen inersia kolom (I_{crack})

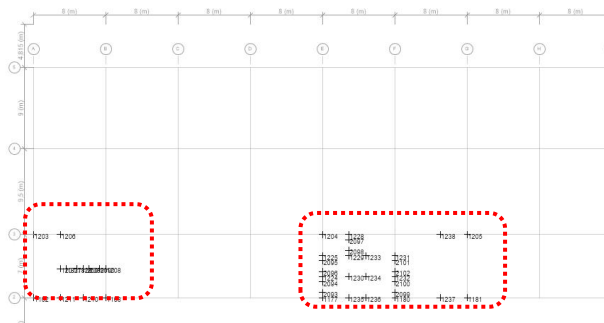
c) Elemen dinding geser (I_{crack})

Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	0.70
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.35
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

Gambar 4.21. Input momen inersia dinding geser (I_{crack})

4.5.2. Distribusi gaya geser pada sistem ganda

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 pada sistem ganda paling sedikitnya 25% dari gaya seismik ditahan SRPMK.



Gambar 4.22. Joint label dinding geser pada basement

Untuk mendapatkan gaya gempa yang diterima oleh joint – joint label pada dinding geser dengan cara : menu *display – show tables – analysis results – joint output – reaction*– ceklis *tables joint reaction* – pada *select load case* = SPEC-X dan SPEC-Y – Ok.

Tabel 4.20. *Joint reaction* akibat gaya gempa dinamik pada dinding geser

Story	Label	Gempa arah X (kgf)	Gempa arah Y (kgf)
BASEMENT	1162	19275,03	31653,95
BASEMENT	1168	27799,84	14027,32
BASEMENT	1177	12995,28	356,15
BASEMENT	1180	15211,80	492,98
BASEMENT	1181	20322,75	13393,05
BASEMENT	1203	7170,59	21918,20
BASEMENT	1204	19767,38	10383,20
BASEMENT	1205	6807,53	12645,82
BASEMENT	1206	15904,81	451,87
BASEMENT	1207	2154,78	6201,84
BASEMENT	1208	409,36	11598,68
BASEMENT	1209	2640,66	6136,15
BASEMENT	1210	2914,77	7365,58
BASEMENT	1211	469,50	5570,47
BASEMENT	1224	4802,02	307,60
BASEMENT	1225	13401,31	3070,71
BASEMENT	1228	19088,68	1525,03
BASEMENT	1229	15053,73	2876,53
BASEMENT	1230	13341,57	395,10
BASEMENT	1231	17998,42	728,66
BASEMENT	1232	5501,24	257,97
BASEMENT	1233	22658,89	4683,68
BASEMENT	1234	7238,69	13428,29
BASEMENT	1235	13660,03	6247,66
BASEMENT	1236	18891,32	6127,29
BASEMENT	1237	3540,18	1239,29
BASEMENT	1238	15778,28	1061,87
BASEMENT	1827	2035,54	332,62
BASEMENT	1828	3329,51	212,22
BASEMENT	2089	2342,16	210,26
BASEMENT	2090	2414,25	108,01
BASEMENT	2093	102,34	2602,67
BASEMENT	2094	245,45	1292,48
BASEMENT	2095	731,32	12383,51
BASEMENT	2096	227,75	1389,34
BASEMENT	2097	63,74	3683,85
BASEMENT	2098	990,53	9493,62
BASEMENT	2099	95,57	3070,16
BASEMENT	2100	381,19	2415,64
BASEMENT	2101	67,02	2726,82
BASEMENT	2102	435,02	2609,55
Jumlah		338259,82	226675,69

Dari tabel diatas dapat ditentukan distribusi gaya gempa yang ditahan dinding geser dan SRPMK :

Gempa arah X

$$V_{X-\text{dinding geser}} = \frac{338259,82}{611370,78} = 55,33 \%$$

$$V_{X-\text{SRPMK}} = 100\% - 55,33\% = 44,67 \%$$

Gempa arah Y

$$V_{Y-\text{dinding geser}} = \frac{226675,69}{639701,64} = 35,43 \%$$

$$V_{Y-\text{SRPMK}} = 100\% - 35,43\% = 64,57 \%$$

Syarat untuk sistem ganda nilai V_x atau V_y pada SRPMK $\geq 25\%$

$$V_X = 44,67\% \geq 25\% \quad (\text{Ok})$$

$$V_Y = 64,57\% \geq 25\% \quad (\text{Ok})$$

4.6. Kontrol Desain Struktur

4.6.1. Kontrol partisipasi massa aktual

Didalam analisis dinamik dengan tujuan untuk mengetahui ragam gerak struktur disetiap mode-modenya diperlukan partisi massa ragam minimal 99% dari massa aktual yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1.

1) Menentukan jumlah mode

SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1 jumlah mode ditentukan dengan cara *trial and error* sampai partisipasi massa 99% atau mendekati 100%. Jika partisi massa kurang dari 99% maka jumlah mode perlu ditingkatkan. Asumsi jumlah mode awal ditentukan tidak boleh kurang dari jumlah lantai bangunan. didapatkan *maximum number of modes* = 240.

Gambar 4.23. Input jumlah mode pada ETABS V18

2) Partisipasi massa struktur

Untuk mendapatkan partisipasi massa pada ETABS V18 dengan cara menu *display – show tables – analysis results – structure output – modal information* – ceklis *modal participacing mass ratio* dan *modal load participacing ratio* – pada *select load case = modal* – Ok

Tabel 4.21. *Modal load participation ratios*

Case	Item type	Item	Static (%)	Dynamic (%)
Modal	Acceleration	UX	100	99,08
Modal	Acceleration	UY	100	99,10
Modal	Acceleration	UZ	0,00	0,00

Tabel 4.22. *Modal participation mass ratios*

Case	Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,843	0,4763	0,0521	0,4763	0,0521
Modal	2	0,729	0,0331	0,539	0,5094	0,5911
Modal	3	0,548	0,1022	0,0078	0,6117	0,5989
Modal	4	0,419	7,1E-07	4,16E-05	0,6117	0,5989
Modal	5	0,417	7,45E-06	2,04E-05	0,6117	0,5989
Modal	236	0,018	0,0001	0	0,9908	0,9910
Modal	237	0,018	9,02E-06	0	0,9908	0,9910
Modal	238	0,018	1,44E-06	0	0,9908	0,9910
Modal	239	0,018	7,86E-06	2,12E-06	0,9908	0,9910
Modal	240	0,018	7,4E-06	0	0,9908	0,9910

Dari tabel diatas persyaratan partisipasi massa sudah terpenuhi yaitu $0.9908 \cong 1.00$ dan $0.9910 \cong 1.00$ dengan *maximum number of modes* = 240.

4.6.2. Kontrol simpangan

Simpangan antar tingkat desain dibatasi dengan batasan simpangan didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 dan untuk perhitungan simpangan sesuai dengan pasal 7.8.6.

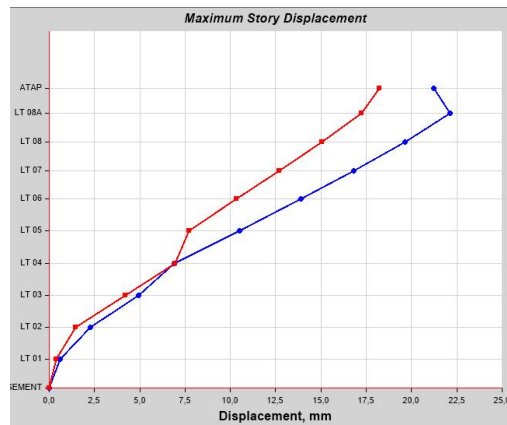
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Dimana :

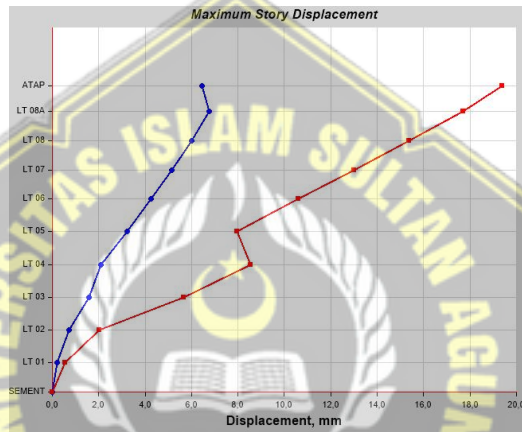
δ_x = defleksi pusat massa ditingkat x

$I_e = 1,5$

$C_d = 7,0$



Gambar 4.24. *Maximum story displacement gempa arah X*



Gambar 4.25. *Maximum story displacement gempa arah Y*

Tabel 4.23. *Displacement maksimum gempa dinamik arah X*

Story	Elevation (m)	Location	X-Dir (mm)	Y-Dir (mm)
ATAP	42,05	Top	21,207	18,23
LT 08A	38,5	Top	22,119	17,24
LT 08	34,5	Top	19,622	15,05
LT 07	30,5	Top	16,811	12,71
LT 06	26,5	Top	13,881	10,36
LT 05	22,0	Top	10,509	7,730
LT 04	17,5	Top	6,890	6,955
LT 03	13,0	Top	4,913	4,201
LT 02	8,5	Top	2,284	1,466
LT 01	4,0	Top	0,618	0,398
BASEMENT	0	Top	0,000	0,000

Tabel 4.24. *Displacement* maksimum gempa dinamik arah Y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	(m)		(mm)	(mm)
ATAP	42,05	Top	6,443	19,392
LT 08A	38,5	Top	6,762	17,692
LT 08	34,5	Top	5,993	15,383
LT 07	30,5	Top	5,138	12,990
LT 06	26,5	Top	4,246	10,602
LT 05	22,0	Top	3,217	7,952
LT 04	17,5	Top	2,108	8,540
LT 03	13,0	Top	1,583	5,675
LT 02	8,5	Top	0,731	2,017
LT 01	4,0	Top	0,196	0,558
BASEMENT	0	Top	0,000	0,000

Batasan simpangan antar tingkat dapat dilihat pada BAB II – Tabel 2.25 dimana pada pembangunan RSUP Wahidin Sudirohusodo tipe strukturnya masuk kedalam semua struktur lainnya.

Tabel 4.25. Batasan simpangan izin struktur

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Perhitungan simpangan izin :

Story Atap

Story Lantai 8A

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times h_{sx}$$

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times h_{sx}$$

$$= 0,010 \times 3350 = 33,50 \text{ mm}$$

$$= 0,010 \times 4000 = 40,00 \text{ mm}$$

Perhitungan pada Lantai 8A pada arah Y

$$h_{sx} = (\text{Lt. 8A} - \text{Lt. 7}) \times 1000$$

$$= (38,5 - 34,5) \times 1000 = 4000 \text{ mm}$$

$$\Delta = \frac{C_d \times \delta_e}{I_e} = \frac{5,5 \times 17,692}{1,5} = 64,871 \text{ mm}$$

$$\Delta i = \Delta_{\text{Lt. 8A}} - \Delta_{\text{Lt. 8}} = 64,871 - 56,404 = 8,47 \text{ mm}$$

Batasan simpangan antar tingkat

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times h_{sx}$$

$$= 0,010 \times 4000 = 40,00 \text{ mm}$$

$$\Delta i < \Delta_{izin}$$

$$8,47 < 40,00 \text{ (Ok)}$$

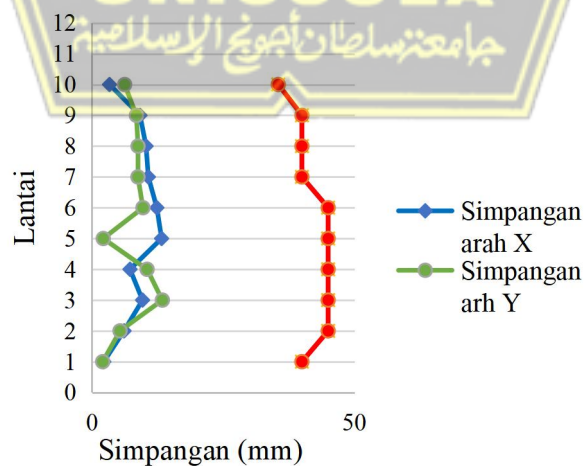
Tabel 4.26. Simpangan antar tingkat gempa dinamik arah X

Story	h_{sx}	δ_e	Δ	Δ_i	Δ_{izin}	Ket
ATAP	3550	21,207	77,759	3,34	35,50	Ok
LT 08A	4000	22,119	81,103	9,16	40,00	Ok
LT 08	4000	19,622	71,947	10,31	40,00	Ok
LT 07	4000	16,811	61,640	10,74	40,00	Ok
LT 06	4500	13,881	50,897	12,36	45,00	Ok
LT 05	4500	10,509	38,533	13,27	45,00	Ok
LT 04	4500	6,890	25,263	7,25	45,00	Ok
LT 03	4500	4,913	18,014	9,64	45,00	Ok
LT 02	4500	2,284	8,375	6,11	45,00	Ok
LT 01	4000	0,618	2,266	2,27	40,00	Ok

Tabel 4.27. Simpangan antar tingkat gempa dinamik arah Y

Story	h_{sy}	δ_e	Δ	Δ_i	Δ_{izin}	Ket
ATAP	3550	19,392	71,104	6,23	35,50	Ok
LT 08A	4000	17,692	64,871	8,47	40,00	Ok
LT 08	4000	15,383	56,404	8,77	40,00	Ok
LT 07	4000	12,990	47,630	8,76	40,00	Ok
LT 06	4500	10,602	38,874	9,72	45,00	Ok
LT 05	4500	7,952	29,157	2,16	45,00	Ok
LT 04	4500	8,540	31,313	10,51	45,00	Ok
LT 03	4500	5,675	20,808	13,41	45,00	Ok
LT 02	4500	2,017	7,396	5,35	45,00	Ok
LT 01	4000	0,558	2,046	2,05	40,00	Ok

Grafik simpangan struktur dari tabel 4.26 dan 4.27 dapat dilihat pada gambar dibawah :



Gambar 4.26. Grafik simpangan struktur dan simpangan izin

4.6.3. Kestabilan akibat efek P – Delta

Kestabilan akibat efek P–Delta diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7 dan dapat dilihat pada BAB II – 2.8.16. Beban vertikal yang digunakan dalam perhitungan P–Delta merupakan penjumlahan beban mati dan beban hidup dengan faktor beban individu tidak boleh melebihi 1,0.

Kombinasi beban untuk P–Delta :

$$P\text{-Delta} = 1,0 \text{ DL} + 0,3 \text{ LL}$$

Gambar 4.27. Input kombinasi pembebanan P–Delta

Untuk mendapatkan beban desain vertikal dengan cara : menu *display – show tables – analysis results – structure output – other output item – table : story forces* – pada *select combination* pilih Comb. P-Delta – Ok.

Tabel 4.28. Output beban desain vertikal (*Grafity*) komulatif

Story	Output case	Location	P (kgf)
ATAP	P-Delta	Bottom	247503,03
LT 08A	P-Delta	Bottom	994809,05
LT 08	P-Delta	Bottom	2249272,73
LT 07	P-Delta	Bottom	3571704,39
LT 06	P-Delta	Bottom	4952850,07
LT 05	P-Delta	Bottom	6540370,75
LT 04	P-Delta	Bottom	8163329,21
LT 03	P-Delta	Bottom	10172560,00
LT 02	P-Delta	Bottom	12144172,00
LT 01	P-Delta	Bottom	14404605,00

Pengaruh P-Delta dapat diabaikan apabila koefisien stabilitas (θ) $\leq 0,1$ koefisien stabilitas (θ) dihitung dengan cara :

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

Batasan maksimum koefisien stabilitas (θ_{maks}) dihitung dengan cara :

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

Dimana :

β = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser (diizinkan $\beta = 1,0$)

Perhitungan P-Delta arah X :

Lantai 01

$$\theta = \frac{14404605,00 \times 2,266 \times 1,5}{611370,78 \times 4000 \times 5,5} = 0,0036$$

Batas maksimum koefisien stabilitas (θ_{maks}) :

$$\begin{aligned} \theta_{maks} &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \\ &= 0,0909 \leq 0,25 \end{aligned}$$

$\theta_{perhitungan} < \theta_{maks}$

0,0036 < 0,0909 (Ok)

Tabel 4.29. Rekapitulasi kestabilan pengaruh P-Delta arah X

Story	h_{sx} (mm)	Δi (mm)	P (kgf)	V_x (kgf)	θ	θ_{maks}	cek
ATAP	3550	-3,344	247503,03	22351,98	0,0028	0,0909	Stabil
LT 08A	4000	9,156	994809,05	107155,56	0,0058	0,0909	Stabil
LT 08	4000	10,307	2249272,73	222405,31	0,0071	0,0909	Stabil
LT 07	4000	10,743	3571704,39	314904,45	0,0083	0,0909	Stabil
LT 06	4500	12,364	4952850,07	390766,66	0,0095	0,0909	Stabil
LT 05	4500	13,270	6540370,75	459189,54	0,0115	0,0909	Stabil
LT 04	4500	7,249	8163329,21	515092,38	0,0070	0,0909	Stabil
LT 03	4500	9,640	10172560,00	570487,30	0,0104	0,0909	Stabil
LT 02	4500	6,109	12144172,00	603823,22	0,0074	0,0909	Stabil
LT 01	4000	2,266	14404605,00	611370,78	0,0036	0,0909	Stabil

Perhitungan P-Delta arah Y :

Lantai 01

$$\theta = \frac{14404605,00 \times 2,046 \times 1,5}{639701,64 \times 4000 \times 5,5} = 0,0031$$

Batas maksimum koefisien stabilitas (θ_{maks}) :

$$\begin{aligned}\theta_{maks} &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,2 \\ &= 0,0909 \leq 0,2\end{aligned}$$

$\theta_{perhitungan} < \theta_{maks}$

0,0031 < 0,0909 (Ok)

Tabel 4.30. Rekapitulasi kestabilan pengaruh P-Delta arah Y

Story	h_{sx} (mm)	Δi (mm)	P (kgf)	V_y (kgf)	θ	θ_{maks}	cek
ATAP	3550	6,233	247503,03	23370,63	0,0051	0,0909	Stabil
LT 08A	4000	8,466	994809,05	110668,30	0,0052	0,0909	Stabil
LT 08	4000	8,774	2249272,73	233498,76	0,0058	0,0909	Stabil
LT 07	4000	8,756	3571704,39	334216,00	0,0064	0,0909	Stabil
LT 06	4500	9,717	4952850,07	415683,90	0,0070	0,0909	Stabil
LT 05	4500	2,156	6540370,75	488067,28	0,0018	0,0909	Stabil
LT 04	4500	10,505	8163329,21	547001,99	0,0095	0,0909	Stabil
LT 03	4500	13,413	10172560,00	601177,69	0,0138	0,0909	Stabil
LT 02	4500	5,350	12144172,00	632511,30	0,0062	0,0909	Stabil
LT 01	4000	2,046	14404605,00	639701,64	0,0031	0,0909	Stabil

4.6.4. Ketidakberaturan struktur

4.6.4.1. Ketidakberaturan horizontal

1) Ketidakberaturan torsi

a. Ketidakberaturan torsi

Struktur memiliki *irregularity* akibat torsi 1.a jika simpangan maksimum termasuk torsi > 1,2 kali simpangan rata-rata (SNI 1726:2019 – Tabel 13).

$$\Delta_A > 1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$$

Simpangan maksimum dan simpangan rata-rata didapatkan dengan cara :

Menu *display – show tables – analysis results – joint output – displacements – table : story Max over Avg drifts* – Ok.

Tabel 4.31. Simpangan maksimum dan simpangan rata-rata arah X

<i>Story</i>	<i>Output case</i>	<i>Direction</i>	<i>Max drift</i> (mm)	<i>Avg drift</i> (mm)
ATAP	SPEC - X1	X	1,795	1,577
LT 08A	SPEC - X1	X	2,437	1,890
LT 08	SPEC - X1	X	2,690	2,091
LT 07	SPEC - X1	X	2,804	2,201
LT 06	SPEC - X1	X	3,228	2,563
LT 05	SPEC - X1	X	3,155	2,483
LT 04	SPEC - X1	X	2,890	2,285
LT 03	SPEC - X1	X	2,611	2,017
LT 02	SPEC - X1	X	1,673	1,301
LT 01	SPEC - X1	X	0,618	0,391

Tabel 4.32. Simpangan maksimum dan simpangan rata-rata arah Y

<i>Story</i>	<i>Output case</i>	<i>Direction</i>	<i>Max drift</i> (mm)	<i>Avg drift</i> (mm)
ATAP	SPEC - Y1	Y	2,011	1,693
LT 08A	SPEC - Y1	Y	2,310	1,925
LT 08	SPEC - Y1	Y	2,395	1,999
LT 07	SPEC - Y1	Y	2,390	1,998
LT 06	SPEC - Y1	Y	2,653	2,220
LT 05	SPEC - Y1	Y	2,473	2,086
LT 04	SPEC - Y1	Y	3,373	2,437
LT 03	SPEC - Y1	Y	1,901	1,570
LT 02	SPEC - Y1	Y	1,461	1,092
LT 01	SPEC - Y1	Y	0,558	0,357

Perhitungan ketidakberaturan torsi 1.a pada lantai 08A

Arah X

$$\Delta_A > 1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$$

$$(\Delta_A = 2,437) > 1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right) = 1,2 \times 1,890 = 2,268$$

Karena $\Delta_A > 1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$, Maka struktur pada lantai 8A memiliki *irregularity torsi* 1.a dalam arah X.

Arah Y

$$\Delta_A > 1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$$

$$(\Delta_A = 2,310) \geq 1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right) = 1,2 \times 1,925 = 2,310$$

Karena nilai Δ_A sama dengan $1,2 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$, Maka struktur pada lantai 8A **tidak** memiliki *irregularity torsi* 1.a dalam arah Y. Selanjutnya hasil disajikan pada Tabel 4.33 dan Tabel 4.34.

Tabel 4.33. Ketidakberaturan torsi 1.a akibat gempa arah X

Story	Max drift	1,2 x Avg drift	Ketidakberaturan torsi 1.a	
			Ya	tidak
ATAP	1,795	1,892	—	√
LT 08A	2,437	2,268	√	—
LT 08	2,690	2,509	√	—
LT 07	2,804	2,641	√	—
LT 06	3,228	3,076	√	—
LT 05	3,155	2,980	√	—
LT 04	2,890	2,742	√	—
LT 03	2,611	2,420	√	—
LT 02	1,673	1,561	√	—
LT 01	0,618	0,469	√	—

Tabel 4.34. Ketidakberaturan torsi 1.a akibat gempa arah Y

Story	Max drift	1,2 x Avg drift	Ketidakberaturan torsi 1.a	
			Ya	tidak
ATAP	2,011	2,032	—	√
LT 08A	2,310	2,310	—	√
LT 08	2,395	2,399	—	√
LT 07	2,390	2,398	—	√
LT 06	2,653	2,664	—	√
LT 05	2,473	2,503	—	√
LT 04	3,373	2,924	√	—
LT 03	1,901	1,884	√	—
LT 02	1,461	1,310	√	—
LT 01	0,558	0,428	√	—

b. Ketidakberaturan torsi berlebihan

Struktur memiliki *irregularity* struktur akibat torsi berlebihan apabila simpangan maksimum termasuk torsi > 1,4 kali simpangan rata-rata (SNI 1726:2019 – Tabel 13).

Perhitungan ketidakberaturan torsi 1.b pada lantai 08A :

Lantai 08A

Arah X

$$\Delta_A > 1,4 \left(\frac{\Delta_A - \Delta_B}{2} \right)$$

$$(\Delta_A = 2,437) < 1,4 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right) = 1,4 \times 1,890 = 2,646$$

Karena $\Delta_A < 1,4 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$, Maka struktur pada lantai 8A **tidak** memiliki *irregularity torsi* 1.b dalam arah X.

Arah Y

$$\Delta_A > 1,4 \left(\frac{\Delta_A - \Delta_B}{2} \right)$$

$$(\Delta_A = 2,310) < 1,4 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right) = 1,4 \times 1,925 = 2,695$$

Karena $\Delta_A < 1,4 \left(\frac{\Delta_A + \Delta_B}{2} \right)$, Maka struktur pada lantai 8A **tidak** memiliki *irregularity torsi* 1.b dalam arah Y. Selanjutnya hasil perhitungan ketidakberaturan torsi 1.b disajikan pada Tabel 4.35 dan Tabel 4.36.

Tabel 4.35. Ketidakberaturan torsi berlebihan gempa arah X

Story	Max drift	1,4 x Avg drift	Ketidakberaturan torsi 1.b	
			Ya	tidak
ATAP	1,795	2,208	–	√
LT 08A	2,437	2,646	–	√
LT 08	2,690	2,927	–	√
LT 07	2,804	3,081	–	√
LT 06	3,228	3,588	–	√
LT 05	3,155	3,476	–	√
LT 04	2,890	3,199	–	√
LT 03	2,611	2,824	–	√
LT 02	1,673	1,821	–	√
LT 01	0,618	0,547	√	–

Tabel 4.36. Ketidakberaturan torsi berlebihan gempa arah Y

Story	Max drift	1,4 x Avg drift	Ketidakberaturan torsi 1.b	
			Ya	tidak
ATAP	2,011	2,370	–	√
LT 08A	2,310	2,695	–	√
LT 08	2,395	2,799	–	√
LT 07	2,390	2,797	–	√
LT 06	2,653	3,108	–	√
LT 05	2,473	2,920	–	√
LT 04	3,373	3,412	–	√
LT 03	1,901	2,198	–	√
LT 02	1,461	1,529	–	√
LT 01	0,558	0,500	√	–

Tabel 4.37. Rekapitulasi ketidakberaturan torsi 1.a dan 1.b

Story	Ketidakberaturan torsi 1.a				Ketidakberaturan torsi 1.b			
	Arah X		Arah Y		Arah X		Arah Y	
	Ya	tidak	Ya	tidak	Ya	tidak	Ya	tidak
ATAP	–	√	–	√	–	√	–	√
LT 08A	√	–	–	√	–	√	–	√
LT 08	√	–	–	√	–	√	–	√
LT 07	√	–	–	√	–	√	–	√
LT 06	√	–	–	√	–	√	–	√
LT 05	√	–	–	√	–	√	–	√
LT 04	√	–	√	–	–	√	–	√
LT 03	√	–	√	–	–	√	–	√
LT 02	√	–	√	–	–	√	–	√
LT 01	√	–	√	–	√	–	√	–

Dari tabel diatas struktur ini memiliki ketidakberaturan horizontal akibat torsi 1.a dan 1.b.

2) Ketidakberaturan sudut dalam

Struktur dikatakan memiliki *irregularity* sudut dalam apabila dimensi denah dari lokasi sudut dalam > 15% dimensi denah yang ditinjau (SNI 1726:2019 – Tabel 13).

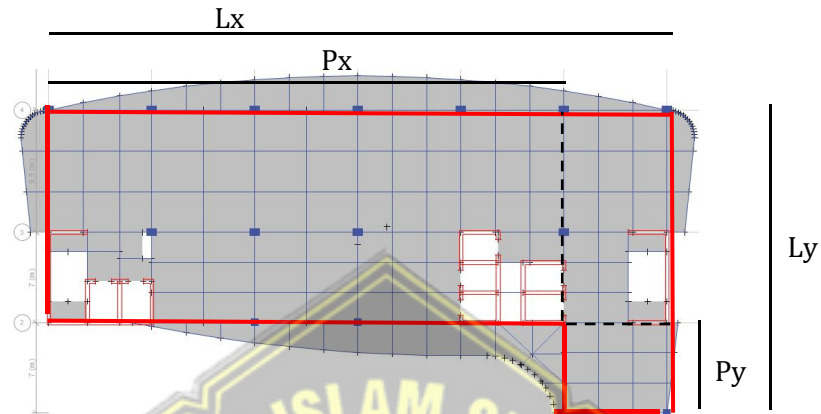
Arah X

$$Px > 0,15 \times Lx$$

Arah Y

$$Py > 0,15 \times Ly$$

Pengecekan ketidakberaturan sudut dalam dilakukan pada lantai 8



Gambar 4.28. Ketidakberaturan sudut dalam lantai 8

Perhitungan :

Arah X

$$Px > 0,15 \times Lx$$

Dimana :

$$Px = 40,00 \text{ m}$$

$$Lx = 48,00 \text{ m}$$

Maka :

$$40,00 \text{ m} > 0,15 \times 48,00 = 7,20 \text{ m}$$

Karena $Px > 15\% Lx$, maka struktur memiliki *irregularity* sudut dalam.

Arah Y

$$Py > 0,15 \times Ly$$

Dimana :

$$Py = 7,00 \text{ m}$$

$$Ly = 23,00 \text{ m}$$

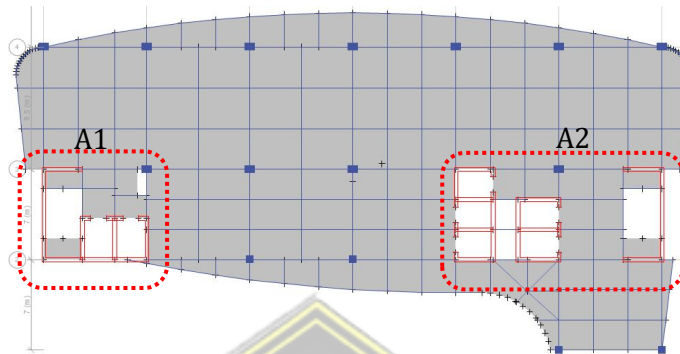
Maka :

$$7,00 \text{ m} > 0,15 \times 23,00 = 4,52 \text{ m}$$

Karena $Py > 15\% Ly$, maka struktur memiliki *irregularity* sudut dalam.

3) Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 13 struktur memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma jika luas bukaan > 50% luas diafragma bruto tertutup.



Gambar 4.29. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma lantai 8

Dari gambar 4.38. didapatkan data yang disajikan sebagai berikut :

Tabel 4.38. Luas bukaan pada lantai 8

No.	Panjang (m)	Lebar (m)	Luas (m)
Luas A1			
1.	3,00	3,82	11,46
2.	5,00	3,20	16,00
Luas A2			
1.	8,00	4,67	37,36
2.	2,87	2,33	6,69
3.	3,00	3,82	11,46
Jumlah			82,97

Luas diafragma bruto tertutup :

$$A_{\text{total}} = (48 \times 16) + (8 \times 7) = 848 \text{ m}^2$$

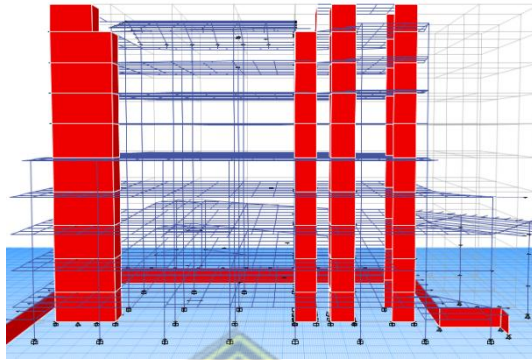
Maka :

$$A_{\text{bukaan}} > 50\% \times A_{\text{total}}$$

$$82,97 \text{ m}^2 < 0,5 \times 848 = 424 \text{ m}^2$$

Karena nilai $A_{\text{bukaan}} (82,97 \text{ m}^2) < A_{\text{total}} (424 \text{ m}^2)$, maka struktur **tidak** memiliki *irregularity* diskontinuitas diafragma.

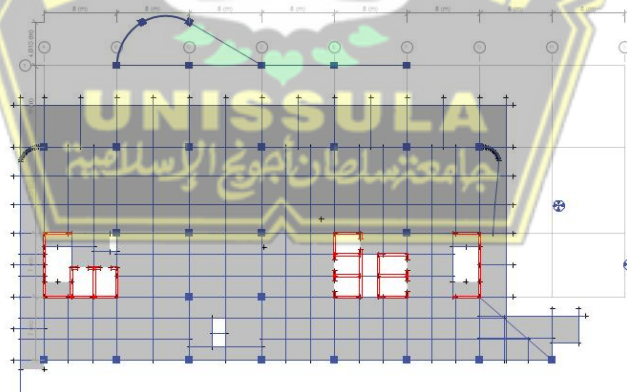
- 4) Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang
Ketidakberaturan ini ditujukan pada elemen vertikal penahan gaya lateral dalam hal ini pada kolom SRPMK dan dinding geser.



Gambar 4.30. Penempatan kolom SRPMK dan dinding geser

Dari gambar 4.30 SRPMK dan dinding geser menerus dari atas kebawah sehingga tidak ada pergeseran tegak lurus terhadap bidang. Maka struktur **tidak** memiliki *irregularity* horizontal 4.

- 5) Ketidakberaturan sistem nonparalel
Ketidakberaturan ini ditujukan pada elemen vertikal penahan gaya lateral dalam hal ini pada kolom SRPMK dan dinding geser.



Gambar 4.31. Letak dinding geser pada struktur

Dari gambar diatas posisi dinding geser tegak lurus terhadap sumbu ortogonal utama (sumbu X dan sumbu Y) dengan kata lain posisi dinding geser paralel terhadap sumbu X dan sumbu Y. Maka struktur **tidak** memiliki *irregularity* sistem nonparalel.

4.6.4.2. Ketidakberaturan vertikal

1) Ketidakberaturan kekakuan

a. Ketidakberaturan kekakuan lunak

Untuk mengeluarkan nilai kekakuan struktur dilakukan dengan cara : Menu *display – show tables – analysis results – other output items – table : story stiffness – Ok.*

Tabel 4.39. Kekakuan tiap tingkat gempa arah X

<i>Story</i>	<i>Output case</i>	<i>Case type</i>	<i>Stiff X</i> kN/m
ATAP	SPEC - X1	LinRespSpec	138997,41
LT 08A	SPEC - X1	LinRespSpec	540808,38
LT 08	SPEC - X1	LinRespSpec	1007182,00
LT 07	SPEC - X1	LinRespSpec	1356535,00
LT 06	SPEC - X1	LinRespSpec	1448043,00
LT 05	SPEC - X1	LinRespSpec	1813825,00
LT 04	SPEC - X1	LinRespSpec	2210663,00
LT 03	SPEC - X1	LinRespSpec	2772777,00
LT 02	SPEC - X1	LinRespSpec	4551851,00
LT 01	SPEC - X1	LinRespSpec	15353318,00

Tabel 4.40. Kekakuan tiap tingkat gempa arah Y

<i>Story</i>	<i>Output case</i>	<i>Case type</i>	<i>Stiff Y</i> kN/m
ATAP	SPEC - Y1	LinRespSpec	135390,51
LT 08A	SPEC - Y1	LinRespSpec	560575,94
LT 08	SPEC - Y1	LinRespSpec	1145268,00
LT 07	SPEC - Y1	LinRespSpec	1640403,00
LT 06	SPEC - Y1	LinRespSpec	1850443,00
LT 05	SPEC - Y1	LinRespSpec	2334468,00
LT 04	SPEC - Y1	LinRespSpec	2246887,00
LT 03	SPEC - Y1	LinRespSpec	3931651,00
LT 02	SPEC - Y1	LinRespSpec	5679164,00
LT 01	SPEC - Y1	LinRespSpec	17561496,00

Sesuai didalam SNI 1726:2019 – Tabel 14 struktur memiliki kekakuan lunak jika

Salah satu persyaratan berikut terpenuhi :

- 1a. kekakuan suatu tingkat < 70 % kekakuan tingkat di atasnya
- 1b. kekakuan suatu tingkat < 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya

Perhitungan *irregularity* kekakuan lunak :

Lantai 01

Arah X

- 1a. Lt. 01 $< 70 \% \text{ Lt. 02}$
 $15353318,00 \text{ kN} < 0,7 \times 4551851,00 = 3186295,70 \text{ kN (tidak Ok)}$
- 1b. Lt. 01 $< 80 \% (\text{Lt. 02} + \text{Lt. 03} + \text{Lt. 04})/3$
 $15353318,00 \text{ kN} < 0,8 \times (4551851 + 2772777 + 2210663)/3$
 $15353318,00 \text{ kN} < 2542744,27 \text{ kN (tidak Ok)}$

Arah Y

- 1a. Lt. 01 $< 70 \% \text{ Lt. 02}$
 $17561496,00 \text{ kN} < 0,7 \times 5679164,00 = 3975414,80 \text{ kN (tidak Ok)}$
- 1b. Lt. 01 $< 80 \% (\text{Lt. 02} + \text{Lt. 03} + \text{Lt. 04})/3$
 $17561496,00 \text{ kN} < 0,8 \times (5679164 + 3931651 + 2246887)/3$
 $17561496,00 \text{ kN} < 3162053,87 \text{ kN (tidak Ok)}$

Untuk lantai yang lain dilakukan perhitungan dengan cara sama, didapatkan rekapitulasi sebagai berikut :

Tabel 4.41. Rekapitulasi perhitungan kekakuan gempa arah X

Story	Stiff X	70 % stiff X	80% rata-rata 3 lantai	Ketidakberaturan kekakuan lunak	
				Ya	Tidak
ATAP	138997,41	97298,19		—	√
LT 08A	540808,38	378565,86		—	√
LT 08	1007182,00	705027,40		—	√
LT 07	1356535,00	949574,50	449863,41	—	√
LT 06	1448043,00	1013630,10	774540,10	—	√
LT 05	1813825,00	1269677,50	1016469,33	—	√
LT 04	2210663,00	1547464,10	1231574,13	—	√
LT 03	2772777,00	1940943,90	1459341,60	—	√
LT 02	4551851,00	3186295,70	1812604,00	—	√
LT 01	15353318,00	10747322,60	2542744,27	—	√

Tabel 4.42. Rekapitulasi perhitungan kekakuan gempa arah Y

Story	Stiff Y	70 % stiff Y	80% rata-rata 3 lantai	Ketidakberaturan kekakuan lunak	
				Ya	Tidak
ATAP	135390,51	94773,36		–	√
LT 08A	560575,94	392403,16		–	√
LT 08	1145268,00	801687,60		–	√
LT 07	1640403,00	1148282,10	490995,85	–	√
LT 06	1850443,00	1295310,10	892332,52	–	√
LT 05	2334468,00	1634127,60	1236297,07	–	√
LT 04	2246887,00	1572820,90	1553417,07	–	√
LT 03	3931651,00	2752155,70	1715146,13	–	√
LT 02	5679164,00	3975414,80	2270134,93	–	√
LT 01	17561496,00	12293047,20	3162053,87	–	√

Dari tabel 4.41 dan tabel 4.42 struktur **tidak** memiliki *irregularity* kekakuan lunak.

b. Ketidakberaturan kekakuan lunak berlebihan

Sesuai didalam SNI 1726:2019 Tabel 14 struktur memiliki kekakuan lunak berlebihan jika salah satu persyaratan berikut terpenuhi :

1a. Kekakuan suatu tingkat < 60 % kekakuan tingkat di atasnya

1b. kekakuan suatu tingkat < 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya

Perhitungan *irregularity* kekakuan lunak berlebihan :

Lantai 01

Arah X

1a. Lt. 01 < 60 % Lt. 02
 $15353318,00 \text{ kN} < 0,6 \times 4551851,00 = 2731110,60 \text{ kN}$ (tidak Ok)

1b. Lt. 01 < 70 % (Lt. 02 + Lt. 03 + Lt. 04)/3
 $15353318,00 \text{ kN} < 0,7 \times (4551851 + 2772777 + 2210663)/3$
 $15353318,00 \text{ kN} < 2224901,23 \text{ kN}$ (tidak Ok)

Arah Y

1a. Lt. 01 < 60 % Lt. 02
 $17561496,00 \text{ kN} < 0,6 \times 5679164,00 = 3407498,40 \text{ kN}$ (tidak Ok)

1b. Lt. 01 < 70 % (Lt. 02 + Lt. 03 + Lt. 04)/3
 $15353318,00 \text{ kN} < 0,7 \times (5679164 + 3931651 + 2246887)/3$
 $15353318,00 \text{ kN} < 2766797,13 \text{ kN}$ (tidak Ok)

Untuk lantai yang lain dilakukan perhitungan sama, sehingga didapatkan rekapitulasi sebagai berikut :

Tabel 4.43. Rekapitulasi kekakuan berlebihan gempa arah X

Story	Stiff X	60 % stiff X	70% rata-rata 3 lantai	Ketidakberaturan kekakuan lunak	
	kN/m	kN/m	kN/m	Ya	Tidak
ATAP	138997,41	83398,45		—	√
LT 08A	540808,38	324485,03		—	√
LT 08	1007182,00	604309,20		—	√
LT 07	1356535,00	813921,00	393630,48	—	√
LT 06	1448043,00	868825,80	677722,59	—	√
LT 05	1813825,00	1088295,00	889410,67	—	√
LT 04	2210663,00	1326397,80	1077627,37	—	√
LT 03	2772777,00	1663666,20	1276923,90	—	√
LT 02	4551851,00	2731110,60	1586028,50	—	√
LT 01	15353318,00	9211990,80	2224901,23	—	√

Tabel 4.44. Rekapitulasi kekakuan berlebihan gempa arah Y

Story	Stiff Y	60 % stiff Y	70% rata-rata 3 lantai	Ketidakberaturan kekakuan lunak	
	kN/m	kN/m	kN/m	Ya	Tidak
ATAP	135390,51	81234,31		—	√
LT 08A	560575,94	336345,57		—	√
LT 08	1145268,00	687160,80		—	√
LT 07	1640403,00	984241,80	429621,37	—	√
LT 06	1850443,00	1110265,80	780790,95	—	√
LT 05	2334468,00	1400680,80	1081759,93	—	√
LT 04	2246887,00	1348132,20	1359239,93	—	√
LT 03	3931651,00	2358990,60	1500752,87	—	√
LT 02	5679164,00	3407498,40	1986368,07	—	√
LT 01	17561496,00	10536897,60	2766797,13	—	√

Dari tabel 4.43 dan tabel 4.44 struktur **tidak** memiliki *irregularity* kekakuan lunak berlebihan.

2) Ketidakberaturan berat/massa

Struktur memiliki *irregularity* massa jika pada lantai yang ditinjau memiliki berat/massa > 150% berat/massa diatas dan dibawah lantai tersebut. Berat/massa struktur didapatkan dari ETABS dengan cara : menu *display – show tables – model definiton – other definitions – mass data –table : massa summary of story – Ok*.

Perhitungan pada lantai 7 :

Lantai 7 dengan lantai 8

Massa Lt.7 > 150% x Massa Lt.8

1301345,07 > 150% x 1235173,49 = 1852760,24 (tidak Ok)

Lantai 7 dengan lantai 6

Massa Lt.7 > 150% x Massa Lt.6

1301345,07 > 150% x 1347158,47 = 2020737,71 (tidak Ok)

Untuk lantai yang lainnya dilakukan perhitungan yang sama, sehingga didapatkan rekapitulasi sebagai berikut :

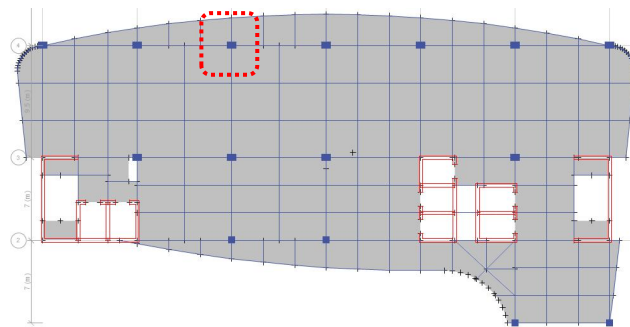
Tabel 4.45. Rekapitulasi perhitungan *irregularity* berat/massa

Story	Massa	150% x Massa	Ketidakberaturan berat/massa	
	kg	kg	Ya	Tidak
LT 08	1235173,49	1852760,24	—	√
LT 07	1301345,07	1952017,61	—	√
LT 06	1347158,47	2020737,71	—	√
LT 05	1556268,58	2334402,87	—	√
LT 04	1589673,25	2384509,88	—	√
LT 03	1957172,56	2935758,84	—	√
LT 02	1939380,18	2909070,27	—	√
LT 01	2031171,79	3046757,69	—	√

Dari tabel 4.45 struktur **tidak** memiliki *irregularity* berat/massa.

3) Ketidakberaturan geometri vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 14 struktur memiliki ketidakberaturan geometri vertikal jika dimensi kolom/dinding geser pada tingkat yang ditinjau > 130% dimensi kolom/dinding geser diatas dan dibawah tingkat yang ditinjau.



Gambar 4.32. Lokasi kolom yang dilakukan pengecekan

Perhitungan ketidakberaturan pada dimensi kolom :

Perhitungan pada lantai 8

Lantai 7 dengan lantai 8

Kolom Lt.07 $> 130\% \times$ Kolom Lt.08

600 mm $> 130\% \times 600 = 780$ mm (tidak Ok)

Lantai 7 dengan lantai 6

Kolom Lt.07 $> 130\% \times$ Kolom Lt.06

600 mm $> 130\% \times 700 = 910$ mm (tidak Ok)

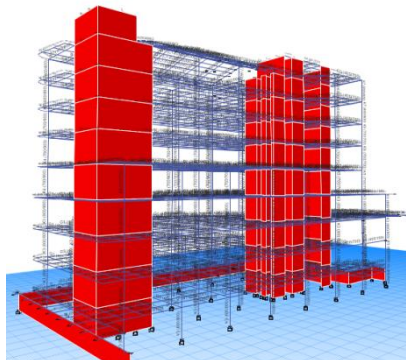
Untuk pengecekan ketidakberaturan dimensi kolom pada lantai yang lainnya dilakukan dengan cara sama, sehingga didapatkan rekapitulasi sebagai berikut:

Tabel 4.46. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan geometri

Story	Dimensi Kolom	130 % dimensi kolom	Ketidakberaturan kekakuan lunak	
			Ya	Tidak
	mm	mm		
LT 08	600	780	—	✓
LT 07	600	780	—	✓
LT 06	700	910	—	✓
LT 05	700	910	—	✓
LT 04	700	910	—	✓
LT 03	800	1040	—	✓
LT 02	800	1040	—	✓
LT 01	800	1040	—	✓
Basement	800	1040	—	✓

Dari tabel 4.46 struktur **tidak** memiliki *irregularity* terhadap geometri vertikal.

- 4) Ketidakberaturan diskontinuitas elemen vertikal pemikul gaya lateral



Gambar 4.33. Pengecekan diskontinuitas kolom dan dinding geser

Dari gambar 4.33 struktur **tidak** memiliki *irregularity* geometri vertikal hal ini karena struktur kolom dan dinding geser menerus dari lantai paling atas sampai ke lantai paling bawah.

5) Ketidakberaturan tingkat lemah

a. Ketidakberaturan tingkat lemah

Struktur memiliki *irregularity* tingkat lemah jika kekuatan lateral pada tingkat yang ditinjau < 80% kekuatan tingkat di atasnya (SNI 1726:2019 Tabel 14). Besarnya kekuatan yang dipikul tiap tingkat struktur didapatkan dari ETABS V18 dengan cara : menu *display – show tables – analysis results – other output items – table : story forces* – Ok.

Tabel 4.47. Output *story forces* gempa dinamik arah X

Story	Output case	Vx (kgf)
ATAP	SPEC - X1	22352,01
LT 08A	SPEC - X1	107155,54
LT 08	SPEC - X1	222405,22
LT 07	SPEC - X1	314904,43
LT 06	SPEC - X1	390766,65
LT 05	SPEC - X1	459189,55
LT 04	SPEC - X1	515092,40
LT 03	SPEC - X1	570487,66
LT 02	SPEC - X1	603830,36
LT 01	SPEC - X1	611501,30

Tabel 4.48. Output *story forces* gempa dinamik arah Y

Story	Output case	Vy (kgf)
ATAP	SPEC - Y1	23370,60
LT 08A	SPEC - Y1	110668,30
LT 08	SPEC - Y1	233498,75
LT 07	SPEC - Y1	334216,00
LT 06	SPEC - Y1	415683,88
LT 05	SPEC - Y1	488067,25
LT 04	SPEC - Y1	547001,84
LT 03	SPEC - Y1	601178,71
LT 02	SPEC - Y1	632515,55
LT 01	SPEC - Y1	639732,95

Perhitungan pada lantai 1:

Arah X

Gaya geser Lt. 01 < 80% gaya geser Lt. 02

611501,30 kgf < 0,8 x 603830,36 = 483064,29 kgf (tidak Ok)

Arah Y

Gaya geser Lt. 01 < 80% gaya geser Lt. 02

639732,95 kgf < 0,8 x 632515,55 = 506012,44 kgf (tidak Ok)

Untuk lantai lainnya dilakukan dengan cara sama, sehingga didapatkan data :

Tabel 4.49. Pengecekan *irregularity* tingkat lemah arah X

Story	V _x (kgf)	80%V _x (kgf)	Ketidakberaturan tingkat lemah 5.a	
			Ya	Tidak
ATAP	22352,01	17881,61	—	√
LT 08A	107155,54	85724,43	—	√
LT 08	222405,22	177924,18	—	√
LT 07	314904,43	251923,54	—	√
LT 06	390766,65	312613,32	—	√
LT 05	459189,55	367351,64	—	√
LT 04	515092,40	412073,92	—	√
LT 03	570487,66	456390,12	—	√
LT 02	603830,36	483064,29	—	√
LT 01	611501,30	489201,04	—	√

Tabel 4.50. Pengecekan *irregularity* tingkat lemah arah Y

Story	V _y (kgf)	80%V _y (kgf)	Ketidakberaturan tingkat lemah 5.a	
			Ya	Tidak
ATAP	23370,60	18696,48	—	√
LT 08A	110668,30	88534,64	—	√
LT 08	233498,75	186799,00	—	√
LT 07	334216,00	267372,80	—	√
LT 06	415683,88	332547,11	—	√
LT 05	488067,25	390453,80	—	√
LT 04	547001,84	437601,47	—	√
LT 03	601178,71	480942,97	—	√
LT 02	632515,55	506012,44	—	√
LT 01	639732,95	511786,36	—	√

Dari tabel 4.49 dan tabel 4.50 struktur **tidak** memiliki *irregularity* tingkat lemah.

b. Ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan

Struktur memiliki *irregularity* tingkat lemah berlebihan jika kekuatan lateral pada tingkat yang ditinjau < 65% kekuatan tingkat di atasnya.

Perhitungan pada lantai 1:

Arah X

Gaya geser Lt. 01 < 65% gaya geser Lt. 02

611501,30 kgf < 0,65 x 603830,36 = 392489,74 kgf (tidak Ok)

Arah Y

Gaya geser Lt. 01 < 65% gaya geser Lt. 02

639732,95 kgf < 0,65 x 632515,55 = 411135,11 kgf (tidak Ok)

Untuk lantai lainnya dilakukan dengan cara sama, sehingga didapatkan data :

Tabel 4.51. *Irregularity* tingkat lemah berlebihan arah X

Story	V _x (kgf)	65%V _x (kgf)	Ketidakberaturan tingkat lemah 5.b	
			Ya	Tidak
LT 08A	107155,54	69651,10	—	√
LT 08	222405,22	144563,39	—	√
LT 07	314904,43	204687,88	—	√
LT 06	390766,65	253998,32	—	√
LT 05	459189,55	298473,21	—	√
LT 04	515092,40	334810,06	—	√
LT 03	570487,66	370816,98	—	√
LT 02	603830,36	392489,74	—	√
LT 01	611501,30	397475,85	—	√

Tabel 4.52. *Irregularity* tingkat lemah berlebihan arah Y

Story	V _y (kgf)	65%V _y (kgf)	Ketidakberaturan tingkat lemah 5.b	
			Ya	Tidak
LT 08A	110668,30	71934,39	—	√
LT 08	233498,75	151774,19	—	√
LT 07	334216,00	217240,40	—	√
LT 06	415683,88	270194,52	—	√
LT 05	488067,25	317243,71	—	√
LT 04	547001,84	355551,20	—	√
LT 03	601178,71	390766,16	—	√
LT 02	632515,55	411135,11	—	√
LT 01	639732,95	415826,42	—	√

Dari tabel 4.51 dan tabel 4.52 struktur **tidak** memiliki *irregularity* tingkat lemah berlebihan.

4.6.4.3. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan horizontal dan vertikal

Hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada tabel dibawah :

Tabel 4.53. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan horizontal

No.	Ketidakberaturan horizontal	Pengecekan	
		Ya	Tidak
1.	Ketidakberaturan torsi a. ketidakberaturan torsi b. ketidakberaturan torsi berlebihan	√ √	— —
2.	Ketidakberaturan sudut dalam	√	—
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	—	√
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	—	√
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel	—	√

Tabel 4.54. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan Vertikal

No.	Ketidakberaturan horizontal	Pengecekan	
		Ya	Tidak
1.	Ketidakberaturan kekakuan Ketidakberaturan kekakuan lunak Ketidakberaturan kekakuan lunak berlebihan	— —	√ √
2.	Ketidakberaturan berat/massa	—	√
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal	—	√
4.	Ketidakberaturan diskontinuitas elemen vertikal pemikul gaya lateral	—	√
5.	Ketidakberaturan tingkat lemah	—	√

Hasil pengecekan menunjukkan struktur memiliki *irregularity* torsi, *irregularity* torsi berlebihan dan *irregularity* sudut dalam.

4.6.4.4. Konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan vertikal pada struktur

Apabila struktur memiliki ketidakberaturan horizontal dan vertikal maka diperlukan persyaratan tambahan didalam SNI 1726:2019 yang perlu dipenuhi. Pada pembangunan RSUP Wahidin Sudirohusodo zona 5 memiliki ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.55. Pasal tambahan untuk ketidakberaturan horizontal

Point	Pasal	Kategori desain seismik				
		KDS B	KDS C	KDS D	KDS E	KDS F
H.1a	11.3.4	√	√	√	√	√
H.1a	7.12.1		√	√	√	√
H.1a	7.7.3.1	√	√	√	√	√
H.1a	7.3.3.4			√	√	√
H.1a	7.8.4.3		√	√	√	√
H.1a	Tabel 16			√	√	√
H.1b	11.3.4	√	√	√		
H.1b	7.12.1		√	√		
H.1b	7.3.3.1				√	√
H.1b	7.3.3.4			√		
H.1b	7.3.4.2			√		
H.1b	7.7.3	√	√	√		
H.1b	7.8.4.3		√	√		
H.1b	Tabel 16			√		
H.2	7.3.3.4			√	√	√
H.2	Tabel 16			√	√	√

Kategori desain seismik yang digunakan adalah KDS D, sehingga perlu memenuhi pasal-pasal didalam SNI 1726:2019 :

1) Ketidakberaturan torsi

Pasal yang harus dipenuhi didalam SNI 1726:2019 untuk struktur dengan *irregularity* torsi 1.a :

– Pasal 11.3.4

Didalam SNI 1726:2019 Pasal 11.3.4 jika struktur memiliki ketidakberaturan torsi perlu memasukkan eksentrisitas tak terduga sebesar 5 %. Eksentrisitas dimasukkan kedalam ETABS dengan cara : Menu *define – load cases* – pilih gempa dinamik SPEC-X atau SPEC-Y – *modify show case* – pada *diaphragm eccentricity* klik *modify/show* – pada *eccentricity ratio (applies to all diaphragms except those overwritten below)* masukkan angka 0,05 – Ok.

Gambar 4.34. Input eksentrisitas gempa dinamik didalam ETABS

– Pasal 7.12.1.1

SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1.1 struktur dengan ketidakberaturan torsi simpangan desain tidak boleh lebih dari simpangan izin (Δ_{izin}) / faktor redudansi (ρ).

Perhitungan pada lantai 1

Arah X

$$\Delta_{desain} = 2,27 \text{ mm}$$

$$\Delta_{izin} = 40,00 \text{ mm}$$

$$\rho = 1,3$$

$$\frac{\Delta_{izin}}{\rho} = \frac{40,00}{1,30} = 27,31 \text{ mm}$$

Cek terhadap simpangan desain :

$$\Delta_{desain} < \Delta_{izin} / \rho$$

$$2,27 \text{ mm} < 27,31 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Arah Y

$$\Delta_{desain} = 2,05 \text{ mm}$$

$$\Delta_{izin} = 40,00 \text{ mm}$$

$$\rho = 1,3$$

$$\frac{\Delta_{izin}}{\rho} = \frac{40,00}{1,30} = 27,31 \text{ mm}$$

Cek terhadap simpangan desain :

$$\Delta_{desain} < \Delta_{izin} / \rho$$

$$2,05 \text{ mm} < 27,31 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Perhitungan untuk lantai lainnya dihitung dengan cara sama, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

Tabel 4.56. Simpangan izin (Δ izin) / faktor redudansi (ρ) arah X

Story	Δ desain (mm)	Δ izin (mm)	Δ izin / ρ	Ket.
ATAP	3,34	35,50	27,31	Ok
LT 08A	9,16	40,00	30,77	Ok
LT 08	10,31	40,00	30,77	Ok
LT 07	10,74	40,00	30,77	Ok
LT 06	12,36	45,00	34,62	Ok
LT 05	13,27	45,00	34,62	Ok
LT 04	7,25	45,00	34,62	Ok
LT 03	9,64	45,00	34,62	Ok
LT 02	6,11	45,00	34,62	Ok
LT 01	2,27	40,00	30,77	Ok

Tabel 4.57. Simpangan izin (Δ izin) / faktor redudansi (ρ) arah Y

Story	Δ desain (mm)	Δ izin (mm)	Δ izin / ρ	Ket.
ATAP	6,23	35,50	27,31	Ok
LT 08A	8,47	40,00	30,77	Ok
LT 08	8,77	40,00	30,77	Ok
LT 07	8,76	40,00	30,77	Ok
LT 06	9,72	45,00	34,62	Ok
LT 05	2,16	45,00	34,62	Ok
LT 04	10,51	45,00	34,62	Ok
LT 03	13,41	45,00	34,62	Ok
LT 02	5,35	45,00	34,62	Ok
LT 01	2,05	40,00	30,77	Ok

Dari tabel 4.56 dan tabel 4.57 simpangan desain telah memenuhi pasal 7.12.1.1 SNI 1726:2019.

– Pasal 7.3.3.1

Didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.3.3.1 untuk struktur dengan kategori horizontal (torsi berlebihan) tidak diizinkan desain seismik menggunakan KDS E dan KDS F. KDS yang digunakan adalah **KDS D**, sehingga pasal 7.3.3.1 SNI 1726:2019 telah dipenuhi.

– Pasal 7.3.3.4

Pasal ini menjelaskan untuk struktur dengan ketidakberaturan torsi dan KDS D perlu dilakukan peningkatan pada gaya desain diafragma sebesar 25%.

a) Output gaya-gaya dalam

Gaya gempa desain (F_x dan F_y) dihitung berdasarkan nilai gaya geser desain yang didapatkan dari Tabel 4.19.

Perhitungan pada lantai 8A :

Arah X

$$F_{X-Lt.8A} = V_{X-Lt.8A} - V_{X-Lt. Atap} = 107155,56 - 22351,98 = 72009,60 \text{ Kgf}$$

Arah Y

$$F_{Y-Lt.8A} = V_{Y-Lt.8A} - V_{Y-Lt. Atap} = 110668,30 - 23370,63 = 87297,67 \text{ Kgf}$$

Untuk gaya desain pada lantai lainnya dihitung dengan cara sama dengan lantai 8A. Sehingga didapatkan data sebagai berikut :

Tabel 4.58. Gaya gempa dinamik respons spektrum tiap lantai

Story	Gaya geser desain		Gaya gempa desain	
	V_{SPEC-X} (Kgf)	V_{SPEC-Y} (Kgf)	F_x (Kgf)	F_y (Kgf)
ATAP	22351,98	23370,63	22351,98	23370,63
LT 08A	107155,56	110668,30	84803,59	87297,67
LT 08	222405,31	233498,76	115249,75	122830,45
LT 07	314904,45	334216,00	92499,14	100717,24
LT 06	390766,66	415683,90	75862,20	81467,90
LT 05	459189,54	488067,28	68422,89	72383,38
LT 04	515092,38	547001,99	55902,84	58934,71
LT 03	570487,30	601177,69	55394,91	54175,71
LT 02	603823,22	632511,30	33335,93	31333,61
LT 01	611370,78	639701,64	7547,56	7190,34

b) Gaya desain diafragma

Didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.10.1.1 gaya desain diafragma dalam menahan gaya seismik ditentukan tidak boleh kurang dari persamaan berikut :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$$

Keterangan :

F_{px} = gaya desain diafragma pada tingkat x

F_i = gaya desain pada tingkat i (hasil analisis dari ETABS V18)

W_i = berat sampai tingkat i

W_{px} = berat diafragma tingkat – x (balok + pelat)

Batasan gaya desain diafragma diperoleh dari :

Batas minimum gaya desain diafragma

$$F_{px} = 0,2S_{DS}I_eW_{px}$$

Batas maksimum gaya desain diafragma

$$F_{px} = 0,4S_{DS}I_eW_{px}$$

Batasan gaya desain diafragma ditentukan dari persamaan berikut :

Batas minimum gaya desain diafragma

Perhitungan pada lantai 8A :

Gaya desain diafragma arah X

$$W_{px} = 478861,37 \text{ Kgf (berat diafragma Lt.8A dari ETABS V18)}$$

$$W_i = 696411,60 \text{ Kgf (berat struktur Lt.8A)}$$

$$\sum W_i = 163503,99 + 696411,60 = 859915,59 \text{ Kgf}$$

$$\sum F_i = 22351,98 + 84803,59 = 107155,56 \text{ Kgf}$$

$$F_{px} = \frac{107155,56}{859915,59} \times 478861,37 = 59671,74 \text{ Kgf}$$

Untuk gaya desain pada lantai yang lainnya dihitung dengan cara sama, Sehingga diperoleh hasil yang disajikan pada Tabel 4.59.

Tabel 4.59. Gaya desain diafragma tiap lantai gempa arah X

Story	W_{px} (Kgf)	W_i (Kgf)	$\sum W_i$ (Kgf)	$\sum F_i$ (Kgf)	F_{px} (Kgf)
ATAP	71960,66	163503,99	163503,99	22351,98	9837,45
LT 08A	478861,37	696411,60	859915,59	107155,56	59671,74
LT 08	954095,86	1235173,49	2095089,08	222405,31	101282,56
LT 07	1010251,06	1304097,24	3399186,32	314904,45	93590,80
LT 06	1029709,53	1354068,63	4753254,95	390766,66	84652,76
LT 05	1210025,33	1563659,95	6316914,90	459189,54	87959,23
LT 04	1215493,72	1593831,25	7910746,15	515092,38	79144,44
LT 03	1517998,10	1957172,56	9867918,71	570487,30	87759,00
LT 02	1493111,52	1939380,18	11807298,89	603823,22	76357,47
LT 01	1648809,77	2033029,38	13840328,27	611370,78	72833,11

Gaya desain diafragma arah Y

$$W_{py} = 478861,37 \text{ Kgf (berat diafragma Lt.8A dari ETABS V18)}$$

$$W_i = 696411,60 \text{ Kgf (berat struktur Lt.8A)}$$

$$\sum W_i = 163503,99 + 696411,60 = 859915,59 \text{ Kgf}$$

$$\sum F_i = 23370,63 + 87297,67 = 110668,30 \text{ Kgf}$$

$$F_{py} = \frac{110668,30}{859915,59} \times 478861,37 = 61627,88 \text{ Kgf}$$

Tabel 4.60. Gaya desain diafragma tiap lantai gempa arah Y

Story	Wpy (Kgf)	Wi (Kgf)	$\sum W_i$ (Kgf)	$\sum F_i$ (Kgf)	Fpy (Kgf)
ATAP	71960,66	163503,99	163503,99	23370,63	10285,78
LT 08A	478861,37	696411,60	859915,59	110668,30	61627,88
LT 08	954095,86	1235173,49	2095089,08	233498,76	106334,47
LT 07	1010251,06	1304097,24	3399186,32	334216,00	99330,26
LT 06	1029709,53	1354068,63	4753254,95	415683,90	90050,64
LT 05	1210025,33	1563659,95	6316914,90	488067,28	93490,86
LT 04	1215493,72	1593831,25	7910746,15	547001,99	84047,38
LT 03	1517998,10	1957172,56	9867918,71	601177,69	92480,15
LT 02	1493111,52	1939380,18	11807298,89	632511,30	79985,26
LT 01	1648809,77	2033029,38	13840328,27	639701,64	76208,19

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.3.4 struktur dengan *irregularity* horizontal gaya desain ditingkatkan 25% pada desain diafragma.

Perhitungan gaya desain yang diperbesar :

Gaya desain diafragma arah X

Lantai 8A

$$F_{px} = 59671,74 \text{ Kgf}$$

$$125\%F_{px} = (125/100) \times 59671,74 = 74589,68 \text{ Kgf}$$

$$\begin{aligned} F_{px \text{ min.}} &= 0,2 \cdot SDS \cdot I_e \cdot W_{px} \\ &= 0,2 \times 0,243 \times 1,5 \times 478861,37 = 34907,08 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{px \text{ maks.}} &= 0,4 \cdot SDS \cdot I_e \cdot W_{px} \\ &= 0,4 \times 0,243 \times 1,5 \times 478861,37 = 69814,16 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

Nilai F_{px} yang dipakai pada lantai 8A = 69814,16 Kgf

Tabel 4.61. Gaya desain diafragma yang dipakai arah X

Story	Fpx (Kgf)	125% Fpx (Kgf)	Fpx min (Kgf)	Fpx maks (Kgf)	Fpx pakai (Kgf)
ATAP	9837,45	12296,82	5245,64	10491,29	10491,29
LT 08A	59671,74	74589,68	34907,08	69814,16	69814,16
LT 08	101282,56	126603,20	69549,77	139099,54	126603,20
LT 07	93590,80	116988,50	73643,26	147286,52	116988,50
LT 06	84652,76	105815,95	75061,71	150123,41	105815,95
LT 05	87959,23	109949,04	88206,01	176412,01	109949,04
LT 04	79144,44	98930,55	88604,63	177209,26	98930,55
LT 03	87759,00	109698,74	110655,99	221311,98	110655,99
LT 02	76357,47	95446,83	108841,86	217683,71	108841,86
LT 01	72833,11	91041,38	120191,64	240383,27	120191,64

Gaya desain diafragma arah Y

Lantai 8A

$$F_{py} = 61627,88 \text{ Kgf}$$

$$125\%F_{py} = (125/100) \times 61627,88 = 77034,85 \text{ Kgf}$$

$$F_{py} \text{ min.} = 0,2.SDS.I_e.W_{py}$$

$$= 0,2 \times 0,243 \times 1,5 \times 478861,37 = 34907,08 \text{ Kgf}$$

$$F_{py} \text{ maks.} = 0,4.SDS.I_e.W_{py}$$

$$= 0,4 \times 0,243 \times 1,5 \times 478861,37 = 69814,16 \text{ Kgf}$$

Nilai F_{py} yang dipakai pada lantai 8A = 69814,16 Kgf

Tabel 4.62. Gaya desain diafragma yang dipakai arah Y

Story	Fpx (Kgf)	125% Fpx (Kgf)	Fpx min (Kgf)	Fpx maks (Kgf)	Fpx pakai (Kgf)
ATAP	10285,78	12857,22	5245,64	10491,29	10491,29
LT 08A	61627,88	77034,85	34907,08	69814,16	69814,16
LT 08	106334,47	132918,09	69549,77	139099,54	132918,09
LT 07	99330,26	124162,83	73643,26	147286,52	124162,83
LT 06	90050,64	112563,31	75061,71	150123,41	112563,31
LT 05	93490,86	116863,57	88206,01	176412,01	116863,57
LT 04	84047,38	105059,22	88604,63	177209,26	105059,22
LT 03	92480,15	115600,19	110655,99	221311,98	115600,19
LT 02	79985,26	99981,58	108841,86	217683,71	108841,86
LT 01	76208,19	95260,23	120191,64	240383,27	120191,64

c) Input gaya desain diafragma pada ETABS V18

Gaya desain diafragma didistribusikan sebagai beban merata pada pelat yang didesain sebagai diafragma di ETABS V18.

Perhitungan :

Arah X

Lantai 8A

$$\begin{aligned} q_{px} &= F_{px} / \text{Luas} \\ &= 63297,35 / 549,43 = 115,21 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

Arah Y

Lantai 8A

$$\begin{aligned} q_{py} &= F_{py} / \text{Luas} \\ &= 73116,11 / 549,43 = 133,08 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4.63. Beban merata pada disain pelat diafragma arah X

Story	F _{px} (Kgf)	Luas (m ²)	q _{px} (Kgf/m ²)
ATAP	10491,29	136,10	77,09
LT 08A	69814,16	549,43	127,07
LT 08	126603,20	945,37	133,92
LT 07	116988,50	945,37	123,75
LT 06	105815,95	945,37	111,93
LT 05	109949,04	1172,05	93,81
LT 04	98930,55	1191,66	83,02
LT 03	110655,99	1468,6	75,35
LT 02	108841,86	1368,15	79,55
LT 01	120191,64	1133,48	106,04

Tabel 4.64. Beban merata pada disain pelat diafragma arah Y

Story	F _{py} (Kgf)	Luas (m ²)	q _{py} (Kgf/m ²)
ATAP	10491,29	136,10	77,09
LT 08A	69814,16	549,43	127,07
LT 08	132918,09	945,37	140,60
LT 07	124162,83	945,37	131,34
LT 06	112563,31	945,37	119,07
LT 05	116863,57	1172,05	99,71
LT 04	105059,22	1191,66	88,16
LT 03	115600,19	1468,60	78,71
LT 02	108841,86	1368,15	79,55
LT 01	120191,64	1133,48	106,04

– Tabel 16

Didalam SNI 1726:2019 Tabel 16 Struktur dengan ketidakberaturan torsi dan Kategori desain seismik D, E dan F diizinkan menggunakan analisis respons spektrum. Struktur telah dianalisis dengan menggunakan respons spektrum, sehingga SNI 1726:2019 Tabel 16 telah dipenuhi.

2) ketidakberaturan torsi berlebihan

– Pasal 7.3.3.1

Sama dengan ketidakberaturan torsi 1.a

– Pasal 7.3.3.4

Sama dengan ketidakberaturan torsi 1.a

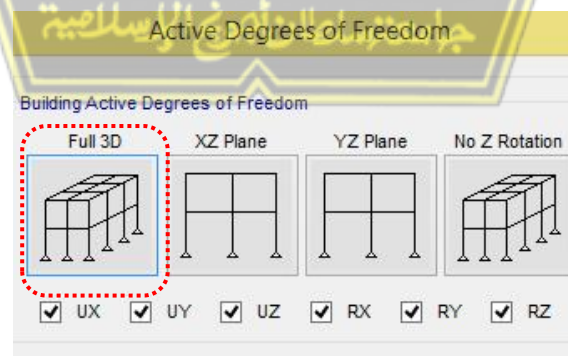
– Pasal 7.3.4.2

Untuk struktur dengan ketidakberaturan torsi berlebihan nilai faktor redudansi (ρ) harus sebesar 1,3.

– Pasal 7.7.3

Pada SNI 1726:2019 Pasal 7.7.3 untuk struktur yang memiliki ketidakberaturan horizontal 1.a, 1.b, 4 atau 5 struktur harus dianalisis minimumnya menggunakan tiga derajat kebebasan (translasi sumbu X, sumbu Y dan rotasi pada sumbu Z), sehingga memerlukan permodelan 3 dimensi.

Struktur dimodelkan dalam 3 dimensi dengan program ETABS V18 dan pengaturan derajat kebebasan untuk memenuhi Pasal 7.7.3 dengan cara : Menu *analyze – set active degrees of freedom* – pilih *full 3D* – Ok.



Gambar 4.35. Pengaturan derajat kebebasan pada ETABS V18

Sesuai gambar 4.35 pengaturan *degree of freedom* pada ETABS telah memenuhi SNI 1726:2019 Pasal 7.3.3.

– Pasal 7.8.4.3

Untuk struktur dengan *irregularity* torsi berlebihan didalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4.3 perlu menambahkan faktor pembesaran torsi (A_x) pada *load case* gempa dinamik arah X dan arah Y. Persamaan yang digunakan adalah :

Eksentrisitas arah X dan Y

$$e_x = e_{x0} + (5\% \cdot B \cdot A_x)$$

$$e_y = e_{y0} + (5\% \cdot L \cdot A_y)$$

Dimana :

$$L = 48,00 \text{ m}; \quad B = 23,50 \text{ m}$$

Nilai A_x dan A_y didapat dari persamaan :

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

Nilai e_{x0} dan e_{y0} telah disediakan dari ETABS, sehingga untuk struktur dengan ketidakberaturan torsi berlebihan tinggal menghitung :

Arah X dan Y

$$e_x = (5\% \cdot B \cdot A_x)$$

$$e_y = (5\% \cdot L \cdot A_y)$$

Perhitungan pada lantai 8A

Arah X

$$\Delta_{maks} = 2,437 \text{ mm} \quad (\text{Tabel 4.31})$$

$$\Delta_{avg} = 1,890 \text{ mm} \quad (\text{Tabel 4.31})$$

$$A_x = \left(\frac{2,437}{1,2 \times 1,890} \right)^2 = 1,155$$

Nilai eksentrisitas arah X :

$$e_x = 5\% \times 23,50 \times 1,155 = 5,77 \%$$

$$E_x = 5,77\% \times 23,50 = 1,357 \text{ m}$$

Arah Y

$$\Delta_{maks} = 2,310 \text{ mm} \quad (\text{Tabel 4.32})$$

$$\Delta_{avg} = 1,925 \text{ mm} \quad (\text{Tabel 4.32})$$

$$A_y = \left(\frac{2,310}{1,2 \times 1,925} \right)^2 = 1,00$$

Nilai eksentrisitas arah Y :

$$e_y = 5\% \times 48,00 \times 1,00 = 5,00 \%$$

$$E_y = 5,00\% \times 48,00 = 2,40 \text{ m}$$

Tabel 4.65. Eksentrisitas dengan faktor pembesaran torsi gempa arah X

Story	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Ax	%	Ex (m)
ATAP	1,138	0,900	4,50%	1,057
LT 08A	1,289	1,155	5,77%	1,357
LT 08	1,286	1,149	5,75%	1,350
LT 07	1,274	1,127	5,64%	1,324
LT 06	1,259	1,102	5,51%	1,294
LT 05	1,271	1,121	5,61%	1,317
LT 04	1,265	1,111	5,55%	1,305
LT 03	1,294	1,164	5,82%	1,367
LT 02	1,286	1,148	5,74%	1,349
LT 01	1,581	1,735	8,67%	2,038

Tabel 4.66. Eksentrisitas dengan faktor pembesaran torsi gempa arah Y

Story	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Ay	%	Ey (m)
ATAP	1,188	0,980	4,90%	2,352
LT 08A	1,200	1,000	5,00%	2,400
LT 08	1,198	0,997	4,98%	2,392
LT 07	1,196	0,994	4,97%	2,385
LT 06	1,195	0,992	4,96%	2,380
LT 05	1,186	0,976	4,88%	2,342
LT 04	1,384	1,330	6,65%	3,193
LT 03	1,211	1,018	5,09%	2,444
LT 02	1,338	1,243	6,22%	2,983
LT 01	1,563	1,697	8,48%	4,072

Data dari tabel 4.65 dan tabel 4.66 dapat dimasukkan kedalam ETABS dengan cara : Menu *define – load cases* – pilih gempa dinamik SPEC-X atau SPEC-Y – *modify show case* – pada *diaphragm eccentricity* klik *modify/show* – pada *overwrites at specific diaphragms* inputkan nilai eksentrisitas dari tabel 4.65 untuk arah X dan tabel 4.66 untuk arah Y – Ok.

Eccentricities - Response Spectrum Analysis

Default Eccentricity for Response Spectrum Analysis

Eccentricity Ratio (Applies to All Diaphragms Except those Overwritten Below)

Overwrites at Specific Diaphragms

Story	Diaphragm	Eccentricity (m)
LT 08	D8	1,350
LT 07	D7	1,324
LT 06	D6	1,294
LT 05	D5	1,317
LT 04	D4	1,305
LT 03	D3	1,367
LT 02	D2	1,349
LT 01	D1	2,038

Gambar 4.36. Input Eksentrisitas akibat *irregularity* torsi 1.b arah X

Eccentricities - Response Spectrum Analysis

Default Eccentricity for Response Spectrum Analysis

Eccentricity Ratio (Applies to All Diaphragms Except those Overwritten Below)

Overwrites at Specific Diaphragms

Story	Diaphragm	Eccentricity (m)
LT 08	D8	2,392
LT 07	D7	2,385
LT 06	D6	2,380
LT 05	D5	2,342
LT 04	D4	3,193
LT 03	D3	2,444
LT 02	D2	2,983
LT 01	D1	4,072

Gambar 4.37. Input Eksentrisitas akibat *irregularity* torsi 1.b arah Y

Dengan memasukkan nilai eksentrisitas dari tabel 4.64 dan tabel 4.65 kedalam ETABS maka SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4.3 telah dipenuhi.

– Pasal 7.12.1

Sama dengan *irregularity* torsi 1.a

– Pasal 11.3.4

Sama dengan *irregularity* torsi 1.a

– Tabel 16

Sama dengan *irregularity* torsi 1.a

3) ketidakberaturan sudut dalam

– Pasal 7.3.3.4

Sama dengan *irregularity* torsi 1.a

4.7. Pengecekan Elemen Struktur Pada ETABS V18

4.7.1. Kombinasi pembebanan

Berikut kombinasi pembebanan untuk analisis struktur dalam memperoleh gaya dalam envelope.

1. C1 = 1,4D
2. C2A = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr
3. C2B = 1,2D + 1,6L + 0,5R
4. C3 = 1,2D + 1,6Lr + L

Kombinasi pembebanan akibat gaya seismik (SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2.3)

$$SDS = 0,243 \quad \rho = 1,3 \text{ (Sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4.2)}$$

$$Eh = \rho Q_E \quad Ev = 0,2 S_{DS} D$$

Maka kombinasi pembebanan

5. C4 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (ρ.Q_{E-X} + 0,3 ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
6. C5 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (ρ.Q_{E-X} - 0,3 ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
7. C6 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (-ρ.Q_{E-X} + 0,3 ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
8. C7 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (-ρ.Q_{E-X} - 0,3 ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
9. C8 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (0,3ρ.Q_{E-X} + ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
10. C9 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (0,3ρ.Q_{E-X} - ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
11. C10 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (-0,3ρ.Q_{E-X} + ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
12. C11 = 1,2D + 0,2S_{DS} D + (-0,3ρ.Q_{E-X} - ρ.Q_{E-Y}) + 1,0 L
13. C12 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (ρ.Q_{E-X} + 0,3 ρ.Q_{E-Y})
14. C13 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (ρ.Q_{E-X} - 0,3 ρ.Q_{E-Y})
15. C14 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (-ρ.Q_{E-X} + 0,3 ρ.Q_{E-Y})
16. C15 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (-ρ.Q_{E-X} - 0,3 ρ.Q_{E-Y})
17. C16 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (0,3ρ.Q_{E-X} + ρ.Q_{E-Y})
18. C17 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (0,3ρ.Q_{E-X} - ρ.Q_{E-Y})
19. C18 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (-0,3ρ.Q_{E-X} + ρ.Q_{E-Y})
20. C19 = 0,9D - 0,2S_{DS} D + (-0,3ρ.Q_{E-X} - ρ.Q_{E-Y})

Dengan memasukkan nilai ρ dan SDS pada kombinasi pembebanan didapatkan rekapitulasi sebagai berikut :

Tabel 4.67. Rekapitulasi kombinasi pembebanan

Comb.1	=	1,4	DL									
Comb. 2A	=	1,2	DL	+	1,6	LL	+	0,5	Lr			
Comb. 2B	=	1,2	DL	+	1,6	LL	+	0,5	R			
Comb. 3	=	1,2	DL	+	1,6	Lr	+	1,0	L			
Comb. 4	=	1,2486	DL	+	1,3	Ex	+	0,39	Ey	+	1,0	LL
Comb. 5	=	1,2486	DL	+	1,3	Ex	-	0,39	Ey	+	1,0	LL
Comb. 6	=	1,2486	DL	-	1,3	Ex	+	0,39	Ey	+	1,0	LL
Comb. 7	=	1,2486	DL	-	1,3	Ex	-	0,39	Ey	+	1,0	LL
Comb. 8	=	1,2486	DL	+	0,39	Ex	+	1,3	Ey	+	1,0	LL
Comb. 9	=	1,2486	DL	-	0,39	Ex	+	1,3	Ey	+	1,0	LL
Comb. 10	=	1,2486	DL	+	0,39	Ex	-	1,3	Ey	+	1,0	LL
Comb. 11	=	1,2486	DL	-	0,39	Ex	-	1,3	Ey	+	1,0	LL
Comb. 12	=	0,8514	DL	+	1,3	Ex	+	0,39	Ey			
Comb. 13	=	0,8514	DL	+	1,3	Ex	-	0,39	Ey			
Comb. 14	=	0,8514	DL	-	1,3	Ex	+	0,39	Ey			
Comb. 15	=	0,8514	DL	-	1,3	Ex	-	0,39	Ey			
Comb. 16	=	0,8514	DL	+	0,39	Ex	+	1,3	Ey			
Comb. 17	=	0,8514	DL	-	0,39	Ex	+	1,3	Ey			
Comb. 18	=	0,8514	DL	+	0,39	Ex	-	1,3	Ey			
Comb. 19	=	0,8514	DL	-	0,39	Ex	-	1,3	Ey			

4.7.2. Parameter elemen beton

Untuk memasukkan parameter beton pada ETABS V18 dapat dilakukan dengan cara : menu *design – concrete frame design – view/revise preferences – input parameter – ok.*

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11
05 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06 Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07 Seismic Design Category	D
08 Design System Omega0	2.5
09 Design System Rho	1.3
10 Design System Sds	0.243
11 Consider ICC-ES ESR-2107	No
12 Phi (Tension Controlled)	0.9
13 Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
14 Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
15 Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
16 Phi (Shear Seismic)	0.6
17 Phi (Joint Shear)	0.85
18 Pattern Live Load Factor	0.75

Gambar 4.38. Concrete frame design preferences for ACI 318-14

Keterangan :

Kategori desain seismik : kategori D

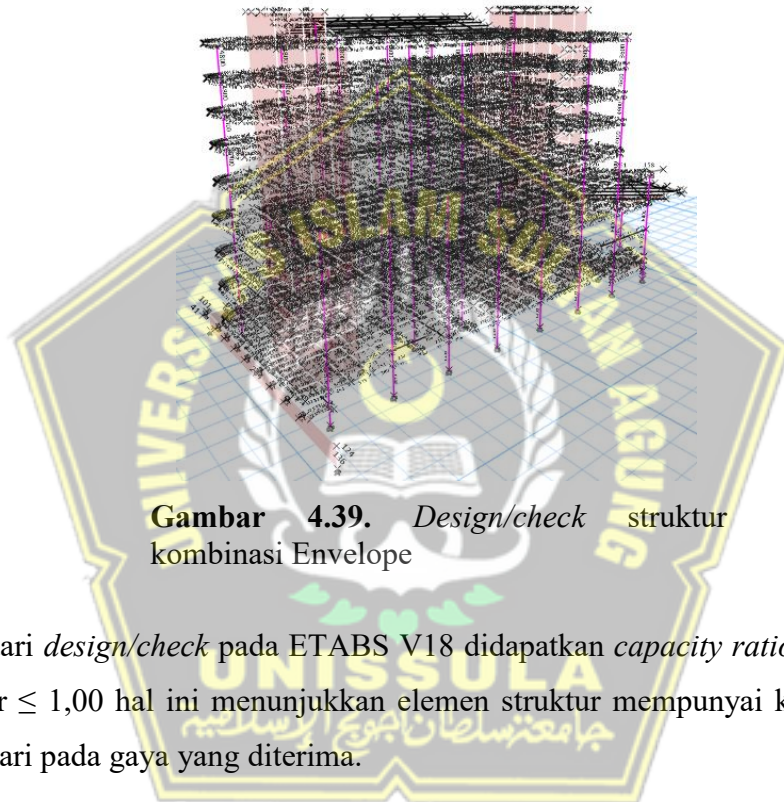
Design system omega : 2,5

Design system rho : 1,3

Design system SDS : 0,243 (hasil perhitungan)

4.7.3. *Design/check struktur*

Pengecekan struktur dapat dilakukan di ETABS V18 dengan cara : menu *design – concrete frame design – start design/check – ok*.



Gambar 4.39. *Design/check* struktur kombinasi Envelope

Hasil dari *design/check* pada ETABS V18 didapatkan *capacity ratio* pada elemen struktur $\leq 1,00$ hal ini menunjukkan elemen struktur mempunyai kekuatan lebih besar dari pada gaya yang diterima.

4.8. Level Kinerja Struktur

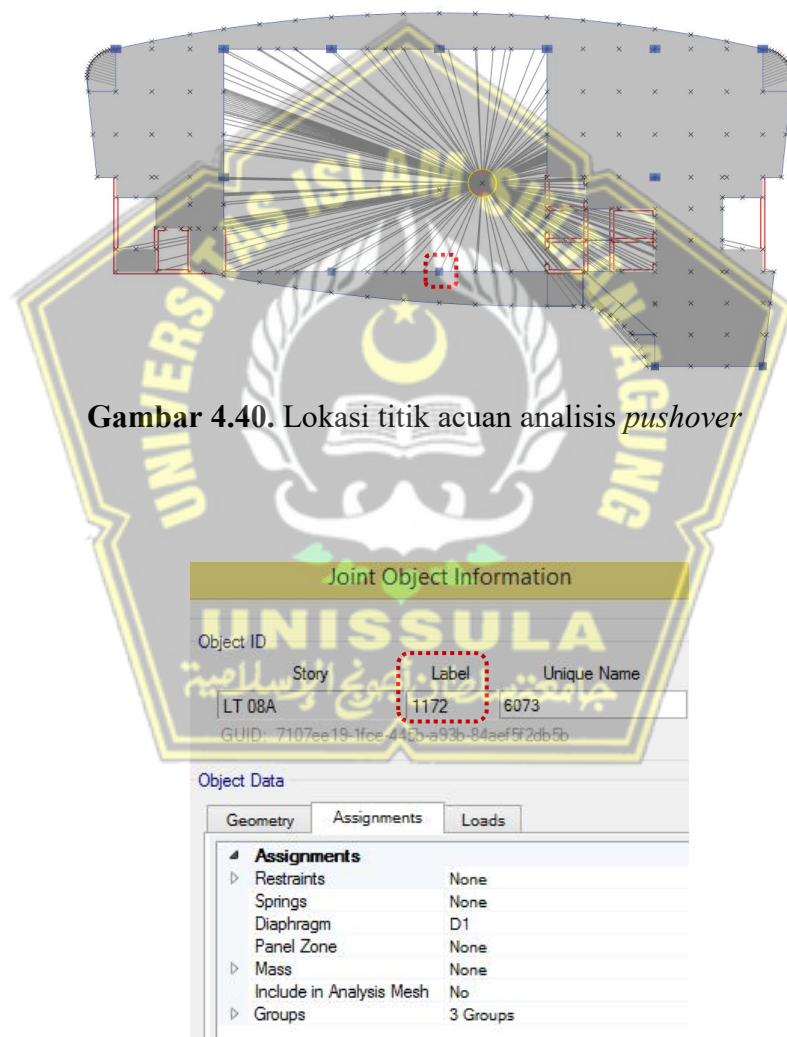
Level kinerja struktur dapat dilakukan jika *design/check* struktur telah dilakukan dan memenuhi persyaratan. Level kinerja diketahui dengan mengevaluasi kurva kapasitas struktur yang didapatkan dari hasil analisis *nonlinear static procedure* atau *pushover analysis*. Untuk mendapatkan level kinerja dari struktur digunakan 3 metode yaitu ATC-40, FEMA 356 dan FEMA 440.

4.8.1. Analisis pushover

Prinsip dari *pushover analysis* adalah memberikan beban dorong secara berangsur-angsur hingga bangunan runtuh. beban dorong ditaruh dititik acuan dimana titik tersebut menjadi pusat massa atau berdekatan dengan pusat massa. Program analisis struktur yang digunakan dalam melakukan *pushover analysis* adalah ETABS V18. Tahapan yang dilakukan dalam analisis nonlinear adalah :

- 1) Menentukan titik acuan yang berdekatan dengan pusat massa

Titik acuan dapat ditentukan dengan cara : menu *select – select all – assign – joint – diafragma* – pilih D1 – *apply* – Ok.



Gambar 4.40. Lokasi titik acuan analisis *pushover*

Gambar 4.41. Label titik acuan

2) Membuat *nonlinear gravity load case* untuk analisis *pushover*

Untuk membuat beban *gravity* untuk analisis *pushover* dengan cara : Menu *define – load case – add new case* – lakukan pengaturan beban *gravity* – Ok.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Dead		1
Super Dead		1
Live		0.25

Gambar 4.42. Pengaturan pada *nonlinear gravity load*

Keterangan :

Load case name : Gravity

Load case type : nonlinear static

Mass source : berat seismik efektif

Loads applied : DL + SIDL + 25% LL (ASCE 41-17 Pasal 7.2.2)

3) Membuat *nonlinear pushover load case* pada arah X dan Y

Untuk membuat *pushover load case* dengan cara : menu *define – load case – add new case* – lakukan pengaturan untuk arah X dan arah Y – Ok.

Pushover load case pada arah X

Load Type	Load Name	Scale Factor
UX		1

Gambar 4.43. Pengaturan *nonlinear pushover load case* pada arah X

Keterangan :

Load case name : Push X

Load case type : nonlinear static

Mass source : berat seismik efektif

Nonlinear case : beban gravity

Loads applied : Acceleraton; UX; 1

Pada *load application* dilakukan penganturan sebagai berikut :

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of 385 mm

Monitored Displacement

☒ DOF/Ident U1 LT 00A 1172

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify>Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type None,3rd,Direct,Integration History

Output Time Step Size 1 sec

Mass Proportional Damping 0 1/100

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha 0

Gambar 4.44. Pengaturan *displacement control* arah X

Keterangan :

Load application control : Pilih *displacement control*

Displacement magtitude of : Berdasarkan Tabel 4.24 batasan simpangan struktur ditentukan sebesar 1% dari ketinggian struktur. $0,010h = 0,010 \times 38500 \text{ mm} = 385,00 \text{ mm}$.

Monitored displacement : U1 dan masukkan angka 1172 (label titik acuan), dimana titik tersebut berdekatan dengan pusat massa.

Pushover load case pada arah Y

Gambar 4.45. Pengaturan *nonlinear pushover load case* pada arah Y

Keterangan :

Load case name : Push Y

Load case type : nonlinear static

Mass source : berat seismik efektif

Nonlinear case : beban gravity

Loads applied : Acceleraton; UY; 1

Pada *load application* dilakukan pengaturan sebagai berikut :

Gambar 4.46. Pengaturan *displacement control* arah Y

Keterangan :

Load application control : Pilih *displacement control*

Displacement magtitude of : Berdasarkan Tabel 4.24 batasan simpangan struktur ditentukan sebesar 1% dari ketinggian struktur. $0,010h = 0,010 \times 38500 \text{ mm} = 385,00 \text{ mm}$

Monitored displacement : U2 dan masukkan angka 1172 (label titik acuan), dimana titik tersebut berdekatan dengan pusat massa.

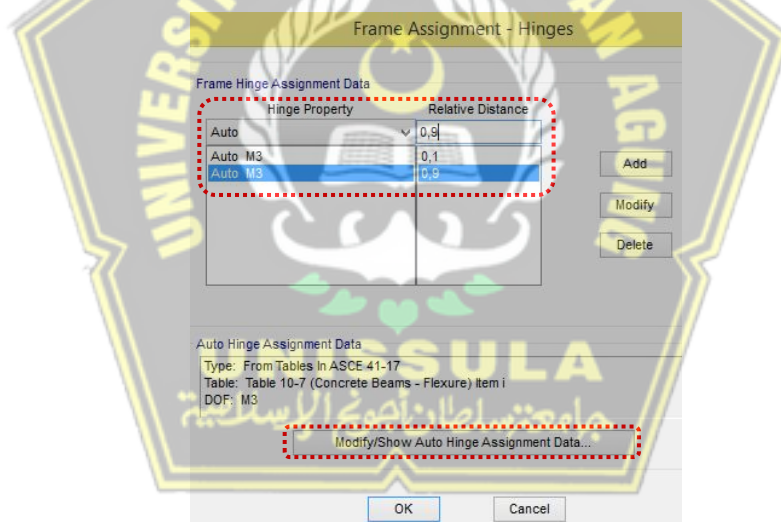
4) Permodelan sendi plastis pada element struktur

a) Sendi plastis pada balok

- Menetapkan sendi plastis pada balok

Permodelan sendi plastis pada balok dilakukan dengan cara : *select element* balok – menu *assign – frame – hinges* – lakukan pengaturan sendi plastis pada balok untuk pushover arah X dan Y – Ok.

Sendi plastis untuk *Pushover* arah X



Gambar 4.47. Setting sendi plastis pada balok (Push arah X)

Keterangan :

Relative distance : 0,1 dan 0,9

Hinge property : M3 (element balok)

Lakukan pengaturan pada *Modify/show auto hinge assignment data*

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo Push X
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Gambar 4.48. Pengaturan pada *hinge assignment data* (Push arah X)

Keterangan :

Select a hinge table : (concrete beam – flexure) item

Degree of freedom : M3 (element balok)

V value from : Push arah X

Sendi plastis untuk *Pushover* arah Y

Frame Assignment - Hinges

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0,1
Auto M3	0,1
Auto M3	0,9
Auto M3	0,9
Auto M3	0,1

Auto Hinge Assignment Data
Type: From Tables in ASCE 41-17
Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Gambar 4.49. Setting sendi plastis pada balok (Push arah Y)

Keterangan :

Relative distance : 0,1 dan 0,9

Hinge property : M3 (element balok)

Lakukan pengaturan pada *Modify/show auto hinge assignment data*

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item 1

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo Push Y
☐ User Value 1/2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio ($p - p'$) / $p_{balanced}$
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Gambar 4.50. Pengaturan pada *hinge assignment data* (Push arah Y)

Keterangan :

Select a hinge table : (concrete beam – flexure) item

Degree of freedom : M3 (element balok)

V value from : Push arah Y

- Pengecekan sendi plastis pada balok

Pengecekan sendi plastis apakah sudah terdefiniskan pada balok dapat dilakukan dengan cara : menu *define – section properties – frame/wall nonlinear hinge* – ceklis pada *show hinge details* – ceklis pada *show generated props* – ok.

Define Frame/Wall Hinge Properties

All Hinge Props

Name	Type	Behavior	Generated	From
B915H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B915H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B915H3	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B915H4	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B920H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B920H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B920H3	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B920H4	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B921H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B921H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B921H3	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B921H4	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B922H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B922H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B922H3	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
B922H4	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto

Click to:

Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property

☒ Show Hinge Details
☒ Show Generated Props
☐ Show Selected Only

Convert Auto To User Prop

OK
Cancel

Gambar 4.51. *Hinge properties* pada dinding balok

Keterangan :

Behavior : *Deformation controlled* dan *force controlled*

Force controlled (brittle)

Force controlled (brittle)/ gaya dikendalikan (rapuh) menunjukkan kapasitas, parameter permodelan dan kriteria penerimaan sendi dimasukkan dalam bentuk gaya sehingga rasio permintaan terhadap kapasitas (D/C) ditentukan dalam bentuk rasio gaya. Sendi tipe ini dapat digunakan pada penilaian kinerja elemen getas.

deformation controlled (brittle)

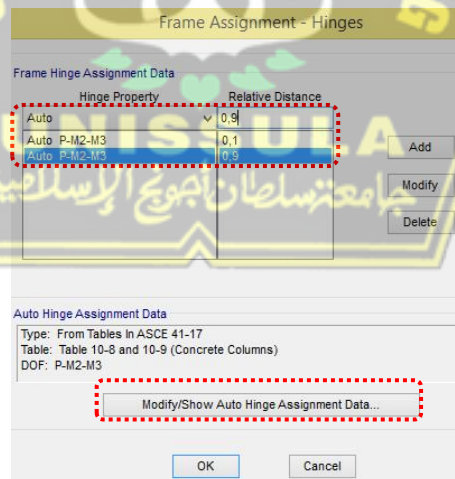
Force controlled (ductile)/ deformasi dikendalikan (ulet) rasio (D/C) ditentukan dalam bentuk deformasi (contohnya rasio permintaan rotasi plastis terhadap kapasitas rotasi plastis, atau permintaan regangan material terhadap kapasitas regangan material, dll). Sendi tipe ini dapat digunakan pada penilaian kinerja elemen daktil/ ulet.

b) Sendi plastis pada kolom

- Menetapkan sendi plastis pada kolom

Permodelan sendi plastis pada kolom dilakukan dengan cara : *select element* kolom – menu *assign – frame – hinges* – lakukan pengaturan sendi plastis pada kolom untuk *pushover* arah X dan Y – Ok.

Sendi plastis untuk *Pushover* arah X



Gambar 4.52. Setting sendi plastis pada kolom (Push arah X)

Keterangan :

Relative distance : 0,1 dan 0,9

Hinge property : P–M2–M3 (element kolom)

Lakukan pengaturan pada *Modify/show auto hinge assignment data*

Gambar 4.53. Pengaturan pada *hinge assignment data* (Push arah X)

Keterangan :

Select a hinge table : (concrete becolumns)

Degree of freedom : P–M2–M3 (element kolom)

V value from : Pilih Case/combo

Gravity : gravity (*nonlinear gravity load case* yang telah dibuat)

Gravity+lateral : Push arah X

Sendi plastis untuk *Pushover* arah Y

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0,1
Auto P-M2-M3	0,1
Auto P-M2-M3	0,9
Auto P-M2-M3	0,9

Gambar 4.54. Setting sendi plastis pada kolom (Push arah Y)

Keterangan :

Relative distance : 0,1 dan 0,9

Hinge property : P–M2–M3 (element kolom)

Lakukan pengaturan pada *Modify/show auto hinge assignment data*

Gambar 4.55. Pengaturan pada *hinge assignment data* (Push arah Y)

Keterangan :

Select a hinge table : (concrete becolumns)

Degree of freedom : P–M2–M3 (element kolom)

V value from : Pilih Case/combo

Gravity : gravity (*nonlinear gravity load case* yang telah dibuat)

Gravity+lateral : Push arah Y

- Pengecekan sendi plastis pada kolom

Pengecekan sendi plastis apakah sudah terdefiniskan pada kolom dapat dilakukan dengan cara : menu *define – section properties – frame/wall nonlinear hinge* – ceklis pada *show hinge details* – ceklis pada *show generated props* – ok.

Name	Type	Behavior	Generated	From
C1H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C1H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C1H3	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C1H4	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C2H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C2H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C2H3	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C2H4	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C3H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C3H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C3H3	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C3H4	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C4H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C4H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C4H3	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
C4H4	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto

Gambar 4.56. *Hinge properties* pada dinding kolom

Keterangan :

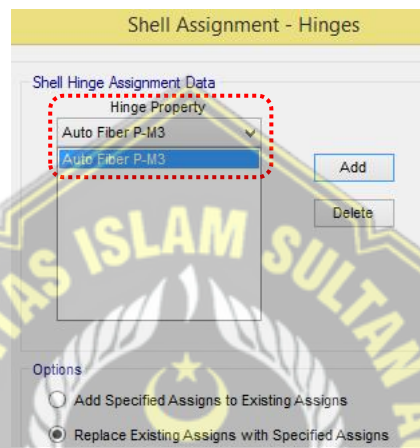
Behavior : *Deformation controlled* dan *force controlled*

c) Sendi plastis pada dinding geser

- Menetapkan sendi plastis

Permodelan sendi plastis pada dinding geser dilakukan dengan cara : *select element* dinding geser – menu *assign* – *shell* – *wall hinges* – lakukan pengaturan sendi plastis pada dinding geser – Ok.

Sendi plastis untuk *Pushover* arah X dan Y



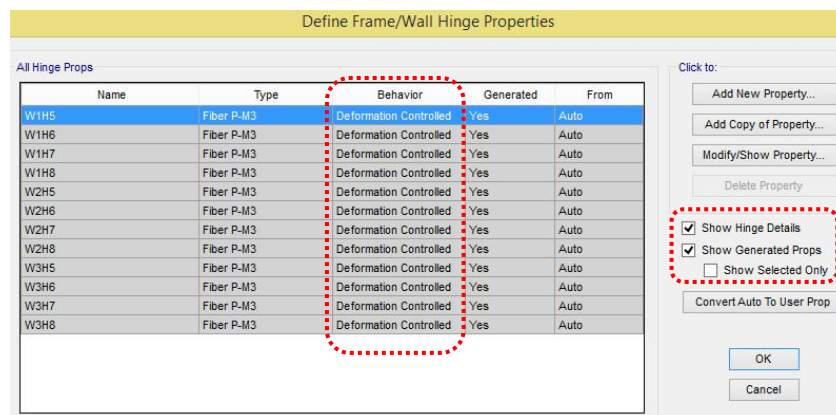
Gambar 4.57. *Setting* sendi plastis pada dinding geser (Push arah X dan Y)

Keterangan :

Hinge property : P–M3 (element dinding geser)

- Pengecekan sendi plastis pada dinding geser

Pengecekan sendi plastis apakah sudah terdefinisikan pada dinding geser dapat dilakukan dengan cara : menu *define* – *section properties* – *frame/wall nonlinear hinge* – ceklis pada *show hinge details* – ceklis pada *show generated props* – ok.



Gambar 4.58. Hinge properties pada dinding geser

Keterangan :

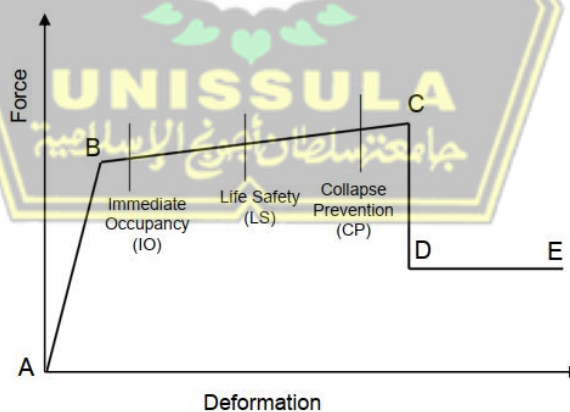
Behavior : Deformation controlled

hal ini menunjukkan detail dasar sendi plastis yang telah dibuat otomatis dan didefinisikan pada dinding geser dengan hinge properties = P-M3 perilakunya termasuk deformasi terkendali (*Deformation controlled*).

4.8.2. Kinerja struktur

Untuk menentukan kinerja struktur perlu mengetahui kurva kapasitas yang didapatkan dari hasil analisis *pushover* dengan program ETABS V18.

4.8.2.1. Kurva kapasitas struktur



Gambar 4.59. Kurva tingkatan plastifikasi sendi plastis

Keterangan :

A = kondisi dimana belum terjadi plastisifikasi pada sendi plastis akibat belum ada pembebanan

B = kondisi dimana elemen leleh mengalami leleh pertama kali

IO = kondisi tahap setelah leleh dengan tingkatan level kinerja struktur *immediately occupancy*

LS = kondisi tahap setelah leleh dengan tingkatan level kinerja struktur *life safety*

CP = elemen struktur pada level kinerja *collapse prevention* (hampir runtuh)

C = kondisi kapasitas ultimit dari elemen

D = kondisi dimana kekuatan sisa dari elemen

E = kondisi dimana elemen sudah mengalami keruntuhan

4.8.2.2. Evaluasi kinerja struktur

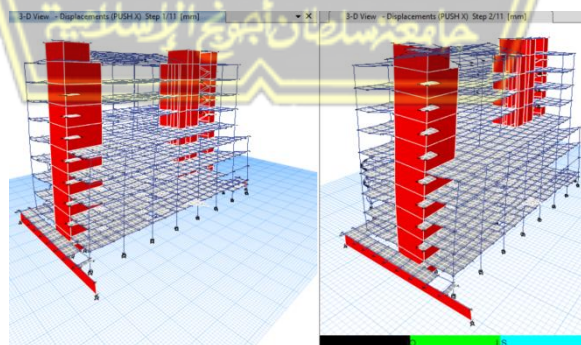
Evaluasi kinerja struktur ditentukan berdasarkan 3 metode.

4.8.2.2.1. Metode ATC-40

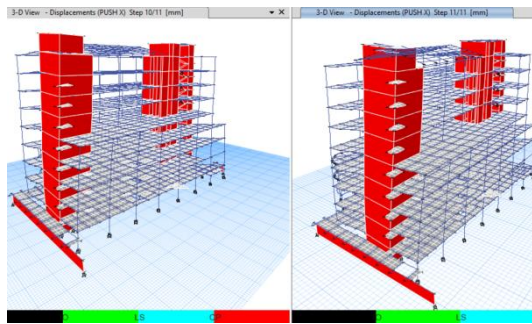
Didalam ATC-40 level kinerja struktur ditentukan dari perbandingan nilai perpindahan terhadap tinggi struktur.

1) Kurva kapasitas arah X (sistem ganda)

Dengan program ETABS V18 didapatkan 11 step pola ragam gerak struktur untuk arah X akibat beban dorong yang diberikan hingga struktur mengalami keruntuhan.



Gambar 4.60. Ragam gerak step 1 dan step 2 beban dorong arah X



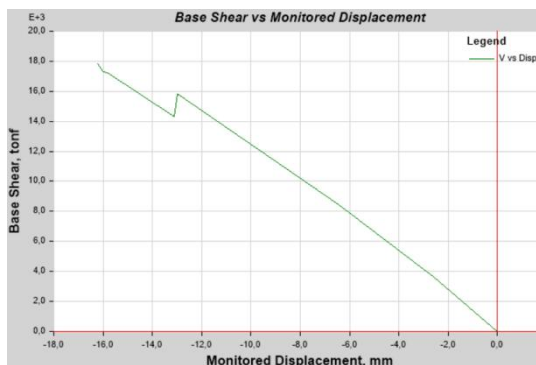
Gambar 4.61. Ragam gerak step 10 dan step 11 beban dorong arah X

Untuk mengeluarkan hasil analisis *pushover* dengan cara : menu *display – static pushover curve* – pada bagian *plot definition : plot type = V vs Displ* dan *load case = push X – formatted – export to microsoft excel – Ok*.

Tabel 4.68. Hasil analisis *pushover* arah X

Step	Displ. mm	Base force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	2552	0	0	0	0	2552	0	0	0	2552
1	-2,577	3654,055	2548	4	0	0	0	2552	0	0	0	2552
2	-6,433	8441,695	2430	114	8	0	0	2544	0	0	8	2552
3	-6,437	8440,406	2430	114	8	0	0	2544	0	0	8	2552
4	-12,967	15852,23	2200	340	12	0	0	2540	0	0	12	2552
5	-13,118	14329,53	2183	357	11	1	0	2540	0	0	12	2552
6	-15,825	17224,82	2056	484	11	1	0	2540	0	0	12	2552
7	-15,975	17278,84	2042	498	11	1	0	2540	0	0	12	2552
8	-16,126	17571,27	2027	513	11	1	0	2540	0	0	12	2552
9	-16,135	17633,99	2025	515	11	1	0	2540	0	0	12	2552
10	-16,154	17695,2	2023	517	11	1	0	2540	0	0	12	2552
11	-16,22	17824,95	2021	519	11	1	0	2540	0	0	12	2552

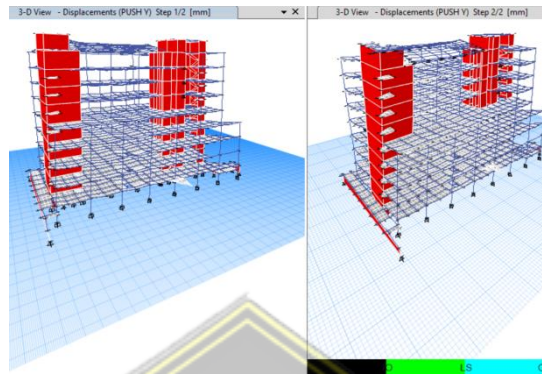
Dari tabel 4.68 dapat dibuat kurva kapasitas struktur dengan variabel *displacement* dan *force*.



Gambar 4.62. Kurva gaya geser vs *displacement* struktur (*pushover* arah X)

2) Kurva kapasitas arah Y (sistem ganda)

Dengan program ETABS V18 didapatkan 2 step pola ragam gerak struktur untuk arah Y akibat beban dorong yang diberikan hingga struktur mengalami keruntuhan.



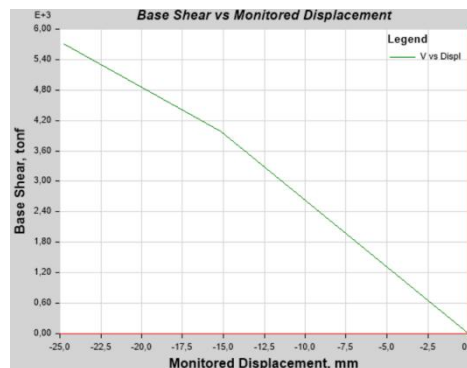
Gambar 4.63. Ragam gerak step 1 dan step 2 beban dorong arah Y

Untuk mengeluarkan hasil analisis *pushover* dengan cara : menu *display – static pushover curve* – pada bagian *plot definition : plot type = V vs Displ* dan *load case = push Y – formatted – export to microsoft excel – Ok*

Tabel 4.69. Hasil analisis *pushover* arah Y

Step	Displ. mm	Base force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	2552	0	0	0	0	2552	0	0	0	2552
1	-15,147	3987,206	2546	6	0	0	0	2552	0	0	0	2552
2	-24,755	5700,49	2496	48	8	0	0	2544	0	0	8	2552

Dari tabel 4.69 dapat dibuat kurva kapasitas struktur dengan variabel *displacement* dan *force*.



Gambar 4.64. Kurva gaya geser vs *displacement* struktur (*pushover* arah Y)

Simpangan maksimum arah X

$$\Delta_{arah\ x} = \delta/h$$

$$\Delta_{arah\ x} = \frac{16,22}{38500} = 0,00042$$

simpangan maksimum arah Y

$$\Delta_{arah\ x} = \delta/h$$

$$\Delta_{arah\ x} = \frac{24,75}{38500} = 0,00064$$

Berdasarkan BAB II-Tabel 2.25 dengan nilai simpangan yang telah dihitung didapatkan level kinerja struktur sebagai berikut :

Simpangan arah X = 0,00042 (*Operasional*)

Simpangan arah Y = 0,00064 (*Operasional*)

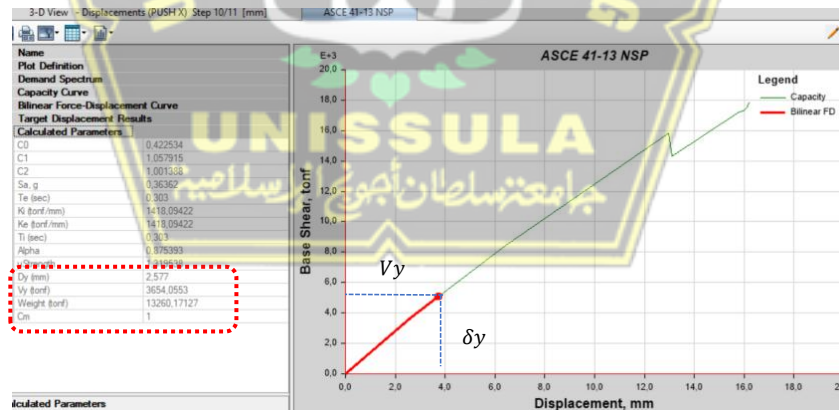
4.8.2.2.2. Metode FEMA 356

Level kinerja struktur dengan metode FEMA 356 ditentukan berdasarkan nilai simpangan dengan menentukan target perpindahan (δ_T)

1) PERHITUNGAN MANUAL

a) Simpangan arah X

Untuk mendapatkan nilai simpangan arah X dengan metode FEMA 356 dilakukan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 4.65. Kurva performance point arah X-X

Tabel 4.70. Output kapasitas spektrum arah X-X

Step	T_{eff}	$S_d(mm)$	$S_a(g)$
0	0	0	0
1	0,303	0,256	5,841
2	0,336	0,604	16,964
3	0,336	0,604	16,993
4	0,368	1,150	38,765
5	0,398	1,056	41,534
6	0,409	1,271	52,817
7	0,413	1,275	54,041
8	0,415	1,294	55,438
9	0,416	1,298	55,679
10	0,416	1,302	0,0556
11	0,416	1,310	56,385

- Menentukan kekakuan efektif (K_e)

Kekakuan efektif (K_e) dihitung dengan cara :

$$K_e = \frac{0,6 \times V_y}{0,6 \times \delta_y}$$

Dari gambar 4.65 didapatkan nilai-nilai sebagai berikut :

Displacement kondisi leleh (δ_y) = 3,58 mm

Gaya geser kondisi leleh (V_y) = 3654 ton

= 36540 kN

Maka :

$$K_e = \frac{0,6 \times 36540}{0,6 \times 2,58} = 14179,28 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Dengan diasumsikan nilai kekakuan efektif (K_e) sama dengan kekakuan awal (K_i).

$K_i = 14179,28 \text{ kN/mm}$

- Menentukan periode efektif struktur (T_e)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$$T_e = 0,303 \sqrt{\frac{14179,28}{14179,28}} = 0,303 \text{ detik}$$

Menentukan nilai C_0, C_1, C_2 dan C_3

Menentukan nilai C_0

Nilai C_0 ditentukan dari Tabel 3.2 FEMA 356

Tabel 4.71. Faktor modifikasi C_0

	<i>Shear buildings²</i>		<i>Other Buildings</i>
<i>Number of Stories</i>	<i>Triangular load pattern (1.1, 1.2, 1.3)</i>	<i>Uniform load pattern (2.1)</i>	<i>Any load pattern</i>
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5
1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values 2. Building in which for all stories, interstory drift decreases with increasing height			

Sumber : FEMA 356

Dari tabel 4.71 untuk struktur dengan jumlah lantai 8 didapat nilai C_0 didapat dari interpolasi :

$$C_0 = \frac{8 - 5}{10 - 5} = \frac{X - 1,4}{1,5 - 1,4} = 1,46$$

Mencari nilai C_1

Berdasarkan FEMA 356 Pasal 3.3.3.3.2 nilai C_1 ditentukan dengan cara :

Jika $T_e > T_s$, $C_1 = 1,0$

Jika $T_e < T_s$, $C_1 = (1,0 + (R-1)T_s/T_e)/R$

Dimana :

$T_e = 0,303$ detik

$T_s = SD1/SDS = 0,715 \rightarrow SDS = 0,243$ dan $SD1 = 0,174$

$T_0 = 0,2 \times SD1/SDS = 0,143$

Karena $T_e < T_s$, nilai C_1 didapat :

$$C_1 = \frac{\left(1,0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e}\right)}{R}$$

Nilai R didapat dari :

$$R = \frac{S_a}{V_y} C_m$$

Dimana :

$$W = 13840328,29 \text{ kg (Tabel 4.5 berat struktur dari ETABS V18)}$$

$$= 138403 \text{ kN}$$

Nilai S_a didapat dari :

Jika periode waktu $T_0 < T_e < T_s$ nilai S_a adalah :

$$S_a = S_{DS} = 0,243$$

Nilai C_m didapat dari tabel dibawah :

Tabel 4.72. Faktor massa efektif

No. Of Stories	Concrete moment frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment frame	Steel Concentric Braced frame	Steel Eccentric Braced frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Sumber : FEMA 356

Dari tabel 4.72 dengan jumlah lantai > 3 dan sistem yang digunakan ganda didapat nilai $C_m = 1,0$

Maka nilai R :

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m = \frac{0,243}{\frac{36540}{138403}} \times 1,0 = 0,920$$

Didapatkan nilai C_1 sebagai berikut :

$$C_1 = \frac{\left(1,0 + \frac{(5,142 - 1)0,715}{0,303}\right)}{0,920} = 0,882$$

Mencari nilai C_2

Nilai C_2 ditentukan berdasarkan Tabel 3.3 FEMA 356

Tabel 4.73. Faktor modifikasi C_2

Structural performance level	$T \leq 0.1 \text{ second}^3$		$T \geq T_s \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.1	1.0	1.0	1.0
Life safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

Sumber : FEMA 356

Keterangan :

frame type 2 adalah jenis frame dimana sistem yang tidak diidentifikasi secara spesifik. dengan level kinerja struktur rencana adalah *immediate occupancy*, nilai $T_0 < T_e < T_s$ dan *frame type 2*.

didapatkan nilai $C_2 = 1,0$

Mencari nilai C_3

Nilai C_3 dihitung dengan cara :

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

Dimana :

$$R = 0,882$$

nilai $\alpha = 0,875$ (Dari gambar 4.65)

C_3 dapat dihitung :

$$C_3 = 1,0 + \frac{0,875(0,882 - 1)^{\frac{3}{2}}}{0,303} = 1,065$$

- Menentukan target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_T = 1,46 \times 0,882 \times 1 \times 1,065 \times 0,243 \times \frac{0,303^2}{4 \times 3,14^2} \times 9,81 = 0,015 \text{ m}$$

- Simpangan (*drift*)

$$Drift = \frac{\delta_T}{h_{total}}$$

Dimana :

Tinggi keseluruhan bangunan (h_{total}) = 38,50 m

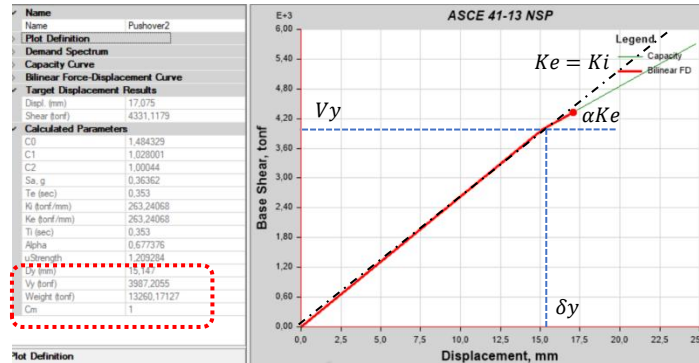
Maka :

$$Drift = \frac{0,015}{38,50} = 0,0004 \text{ m}$$

Berdasarkan BAB II Tabel 2.27 dengan nilai simpangan yang telah dihitung untuk *pushover* arah X level kinerja struktur adalah **Operasional**.

b) Simpangan arah Y

Untuk mendapatkan nilai simpangan arah Y dengan metode FEMA 356 dilakukan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 4.66. Kurva *performance point* arah Y-Y

Tabel 4.74. Output kapasitas spektrum arah Y-Y

Step	T_{eff}	$S_a(mm)$	$S_a(g)$
0	0	0	0
1	0,353	10,115	0,327
2	0,383	17,287	0,475

- Menentukan kekakuan efektif (K_e)

Kekakuan efektif (K_e) dihitung dengan cara :

$$K_e = \frac{0,6 \times V_y}{0,6 \times \delta_y}$$

Dari gambar 4.66 didapatkan nilai-nilai sebagai berikut :

Displacement kondisi leleh (δ_y) = 15,14 mm

Gaya geser kondisi leleh (V_y) = 3987 ton

$$= 39870 \text{ kN}$$

Maka :

$$K_e = \frac{0,6 \times 39870}{0,6 \times 15,14} = 2632,20 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Dengan diasumsikan nilai kekakuan efektif (K_e) sama dengan kekakuan awal (K_i)

$$K_i = 2632,20 \text{ kN/mm}$$

- Menentukan periode efektif struktur (T_e)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$$T_e = 0,353 \sqrt{\frac{2632,20}{2632,20}} = 0,353 \text{ detik}$$

- Menentukan nilai C_0, C_1, C_2 dan C_3

Menentukan nilai C_0

Nilai C_0 ditentukan dari tabel 4.71 untuk struktur dengan jumlah lantai 8 didapat nilai C_0 didapat dari interpolasi :

$$C_0 = \frac{8 - 5}{10 - 5} = \frac{X - 1,4}{1,5 - 1,4} = 1,46$$

Mencari nilai C_1

Berdasarkan FEMA 356 Pasal 3.3.3.3.2 nilai C_1 ditentukan dengan cara :

Jika $T_e > T_s$, $C_1 = 1,0$

Jika $T_e < T_s$, $C_1 = (1,0 + (R-1)T_s/T_e)/R$

Dimana :

$T_e = 0,353 \text{ detik}$

$T_s = SD1/SDS = 0,715 \rightarrow SDS = 0,243 \text{ dan } SD1 = 0,174$

$T_0 = 0,2 \times SD1/SDS = 0,143$

Karena $T_e < T_s$, nilai C_1 didapat :

$$C_1 = \frac{\left(1,0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e}\right)}{R}$$

Nilai R didapat dari :

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m$$

Dimana :

$W = 13840328,29 \text{ kg}$ (Tabel 4.5 berat struktur dari ETABS V18)
 $= 138403 \text{ kN}$

Nilai S_a didapat dari :

Jika periode waktu $T_0 < T_e < T_s$ nilai S_a adalah :

$S_a = S_{DS} = 0,243$

Nilai C_m didapat dari tabel 4.72 dengan jumlah lantai > 3 dan sistem yang digunakan ganda didapat nilai $C_m = 1,0$.

Maka nilai R :

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m = \frac{0,243}{\frac{39870}{138403}} \times 1,0 = 0,843$$

Didapatkan nilai C_1 sebagai berikut :

$$C_1 = \frac{\left(1,0 + \frac{(0,843 - 1)0,715}{0,353}\right)}{0,843} = 0,810$$

Mencari nilai C_2

Nilai C_2 ditentukan dari tabel 4.73, didapatkan nilai $C_2 = 1,0$

Mencari nilai C_3

Nilai C_3 dihitung dengan cara :

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

Dimana :

$$R = 0,843$$

nilai $\alpha = 0,677$ (Dari gambar 4.66)

C_3 dapat dihitung :

$$C_3 = 1,0 + \frac{0,677(0,843 - 1)^{\frac{3}{2}}}{0,353} = 1,117$$

- Menentukan target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_T = 1,46 \times 0,810 \times 1 \times 1,117 \times 0,243 \times \frac{0,353^2}{4 \times 3,14^2} \times 9,81 = 0,020 \text{ m}$$

- Simpangan (*drift*)

$$Drift = \frac{\delta_T}{h_{total}}$$

Dimana :

Tinggi keseluruhan bangunan (h_{total}) = 38,50 m

Maka :

$$Drift = \frac{0,020}{38,50} = 0,0005 \text{ m}$$

Berdasarkan BAB II–Tabel 2.28 dengan nilai simpangan yang telah dihitung untuk *pushover* arah Y level kinerja struktur adalah **Operasional**.

2) PERHITUNGAN OTOMATIS (OUTPUT ETABS)

a) Simpangan arah X

Output ETABS untuk *pushover* arah X berdasarkan metode FEMA 356 didapatkan data sebagai berikut :

Tabel 4.75. *Displacement FEMA 356 arah X (dari ETABS V18)*

<i>Displacement (mm)</i>	<i>Base shear (tonf)</i>
0,00	0,00
2,58	3654,06
6,43	8441,70
6,44	8440,41
12,97	15852,23
13,12	14329,53
15,83	17224,82
15,98	17278,84
16,13	17571,27
16,14	17633,99
16,15	17695,20
16,22	17824,95

- Simpangan (*drift*)

$$Drift = \frac{\delta_T}{h_{total}}$$

Dimana :

Tinggi keseluruhan bangunan (h_{total}) = 38500 mm

Maka :

$$Drift = \frac{16,22}{38500} = 0,0004 \text{ m}$$

Berdasarkan BAB II Tabel 2.27 dengan nilai simpangan yang telah dihitung untuk *pushover* arah X level kinerja struktur adalah **Operasional**.

b) Simpangan arah Y

Output ETABS untuk *pushover* arah Y berdasarkan metode FEMA 356 didapatkan data sebagai berikut :

Tabel 4.76. *Displacement FEMA 356 arah Y (dari ETABS V18)*

<i>Displacement (mm)</i>	<i>Base shear (tonf)</i>
0,00	0,00
15,15	1139,79
24,76	2361,73

- Simpangan (*drift*)

$$Drift = \frac{\delta_T}{h_{total}}$$

Dimana :

Tinggi keseluruhan bangunan (h_{total}) = 38500 mm

Maka :

$$Drift = \frac{24,76}{38500} = 0,0006 \text{ m}$$

Berdasarkan BAB II Tabel 2.27 dengan nilai simpangan yang telah dihitung untuk *pushover* arah Y level kinerja struktur adalah **Operasional**.

Tabel 4.77. Rekapitulasi nilai simpangan metode FEMA 356

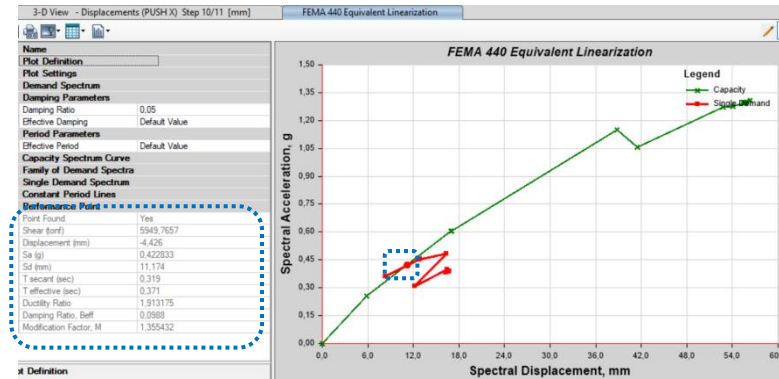
Arah beban dorong	Metode FEMA 356	
	Manual	Otomatis
Arah X-X	0,0004	0,0004
Arah Y-Y	0,0005	0,0006

4.8.2.2.3. Metode FEMA 440

Penentuan level kinerja struktur berdasarkan metode FEMA 440 ditentukan berdasarkan nilai simpangan dengan langkah-langkah perhitungan hampir sama dengan FEMA 440.

1) Simpangan arah X

Untuk mendapatkan nilai simpangan arah X dengan metode FEMA 440 dilakukan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 4.67. Performance point push. X-X (metode FEMA 440)

Dari gambar 4.67 didapatkan data sebagai berikut :

$$S_a = 0,423$$

$$S_d = 11,174 \text{ mm}$$

$$T_e = 0,371$$

- Menentukan target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana :

Nilai C_0, C_1, C_2 dan C_3 didapat dari tabel berikut :

Menentukan nilai C_0

Tabel 4.78. Faktor modifikasi C_0

Number of Stories	Shear buildings ²		Other Buildings
	Triangular load pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform load pattern (2.1)	Any load pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values

2. Building in which for all stories, interstory drift decreases with increasing height

Sumber : FEMA 356

Dari tabel 4.78 untuk struktur dengan jumlah lantai 8 didapat nilai C_0 didapat dari interpolasi :

$$C_0 = \frac{8 - 5}{10 - 5} = \frac{X - 1,4}{1,5 - 1,4} = 1,46$$

Tabel 4.79. Faktor modifikasi C1,C2 dan C3

<i>Coefficient</i>	<i>Current Specification</i>	<i>Modification</i>	<i>Purpose of Coefficient</i>
C1	1.0 for $T_e \geq T_s$ [1.0+(R-1) T_s/T_e]R for $T_e < T_s$	$C1 = 1 + \frac{R-1}{a \cdot T^2}$ where a : 130 or site class B 90 or site class C 60 or site class D	Convert max. Elastic displacement to estimate for inelastic system
C1 (with short T"cap"	1.5 for $T_e < 0.1s$ Interpolating to 1.0 for $T_e \geq T_s$	Not recommended	
C2 (degrading systems)	Immediate occupancy 1.0 Life safety 1.3 for $T \leq T_s$ Interpolating to 1.1 for $T \geq T_s$ Collapse prevention 1.5 for $T \leq 0.1$ Interpolating to 1.2 for $T \geq T_s$		Hysteretic pinching cyclic degradation
C2 (non-degrading systems)	1.0	1.0	
C3	$C1 = 1 + \frac{ \alpha (R-1)^{3/2}}{T_e}$	Eliminate in favor of strength limit	P-Δ In-cycle degradation

Sumber : FEMA 440

Menentukan nilai C1 :

$T_e = 0,371$ detik

$T_s = SDI/SDS = 0,715$

Dengan $T_e < T_s$, nilai C1 dihitung dengan cara :

$$C1 = \frac{\left[1,0 + \left((R-1) \cdot \frac{T_s}{T_e} \right) \right]}{R}$$

Dimana :

Nilai R didapat dari :

$$R = \frac{Sa}{\frac{V_y}{W}} C_m$$

keterangan :

$Sa = 0,423$

$C_m = 1,0$

$W = 138403$ kN (Tabel 4.5 Berat struktur dari ETABS V18)

$V_y = 36540$ kN (arah X)

Maka nilai R :

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m = \frac{0,423}{\frac{35640}{138403}} \times 1,0 = 1,601$$

Maka nilai $C1$:

$$C1 = \frac{\left[1,0 + \left((1,601 - 1) \cdot \frac{0,715}{0,371} \right) \right]}{1,601} = 1,349$$

Didapatkan nilai $C1 = 1,349$

Menentukan nilai $C2$:

Dengan *coefficient = non-degrading system* didapat nilai $C2 = 1,0$

Menentukan nilai $C3$:

Nilai $C3$ dihitung dengan cara :

$$C3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

Dimana :

$$R = 1,601$$

Nilai α didapat dari metode FEMA 356

$$\alpha = 0,875 \text{ (arah X)}$$

Maka $C3$ dapat dihitung :

$$C3 = 1,0 + \frac{0,875(1,601 - 1)^{\frac{3}{2}}}{0,371} = 2,100$$

Maka target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_T = 1,46 \times 1,349 \times 1,0 \times 2,100 \times 0,371 \times \frac{0,371^2}{4 \times 3,14^2} \times 9,81 = 0,120 \text{ m}$$

- Simpangan (*drift*)

$$Drift = \frac{\delta_T}{h_{total}}$$

Dimana :

Tinggi keseluruhan bangunan (h_{total}) = 38,50 m

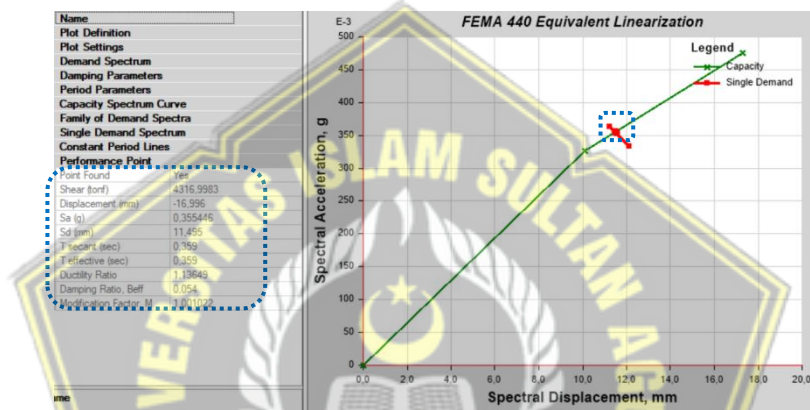
Maka :

$$Drift = \frac{0,12}{38,50} = 0,003 \text{ m}$$

Karena metode FEMA 440 merupakan pengembangan FEMA 356 maka kategori kinerja dapat menggunakan BAB II Tabel 2.27 dengan nilai simpangan yang telah dihitung untuk *pushover* arah X level kinerja struktur adalah **Operasional**.

2) Simpangan arah Y

Untuk mendapatkan nilai simpangan arah Y dengan metode FEMA 440 dilakukan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 3.68. Performance point push. Y-Y (metode FEMA 440)

Dari Didapatkan data sebagai berikut :

$$Sa = 0,355$$

$$Sd = 11,495 \text{ mm}$$

$$Te = 0,359$$

- Menentukan target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana :

Nilai C_0, C_1, C_2 dan C_3 didapat dari tabel berikut :

Menentukan nilai C_0

Dari tabel 4.78 untuk struktur dengan jumlah lantai 8 didapat nilai C_0 didapat dari interpolasi :

$$C_0 = \frac{8 - 5}{10 - 5} = \frac{X - 1,4}{1,5 - 1,4} = 1,46$$

Dari tabel 4.79 faktor modifikasi C_1, C_2 dan C_3 didapat dengan cara :

Menentukan nilai C_1 :

$$T_e = 0,359 \text{ detik}$$

$$T_s = SD1/SDS = 0,715$$

Dengan $T_e < T_s$, nilai C_1 dihitung dengan cara :

$$C_1 = \frac{\left[1,0 + \left((R - 1) \cdot \frac{T_s}{T_e} \right) \right]}{R}$$

Dimana :

Nilai R didapat dari :

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m$$

keterangan :

$$S_a = 0,355$$

$$C_m = 1,0$$

$$W = 138403 \text{ kN} \quad (\text{Tabel 4.5 Berat struktur dari ETABS V18})$$

$$V_y = 39870 \text{ kN} \quad (\text{arah Y})$$

Maka nilai R :

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m = \frac{0,355}{\frac{39870}{138403}} \times 1,0 = 1,232$$

Maka nilai C_1 :

$$C_1 = \frac{\left[1,0 + \left((1,232 - 1) \times \frac{0,715}{0,359} \right) \right]}{1,232} = 1,187$$

Didapatkan nilai $C_1 = 1,187$

Menentukan nilai C_2 :

Dengan *coefficient* = *non-degrading system* didapat nilai $C_2 = 1,0$

Nilai C_3 :

Nilai C_3 dihitung dengan cara :

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

Dimana :

$$R = 1,232$$

$$T_e = 0,359 \text{ detik}$$

Nilai α didapat dari metode FEMA 356

$$\alpha = 0,667 \text{ (arah Y)}$$

Maka C_3 dapat dihitung :

$$C_3 = 1,0 + \frac{0,667(1,232 - 1)^{\frac{3}{2}}}{0,359} = 1,208$$

Maka target perpindahan (δ_T)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_T = 1,46 \times 1,187 \times 1,0 \times 1,208 \times 0,355 \times \frac{0,359^2}{4 \times 3,14^2} \times 9,81 = 0,048 \text{ m}$$

- Simpangan (*drift*)

$$Drift = \frac{\delta_T}{h_{total}}$$

Dimana :

$$\text{Tinggi keseluruhan bangunan } (h_{total}) = 38,50 \text{ m}$$

Maka :

$$Drift = \frac{0,048}{38,50} = 0,001 \text{ m}$$

Karena metode FEMA 440 merupakan pengembangan FEMA 356 maka level kinerja struktur dapat menggunakan BAB II–Tabel 2.27 dengan nilai simpangan yang telah dihitung untuk *pushover* arah Y level kinerja struktur adalah **Operasional**.

Tabel 4.80. Rekapitulasi level kinerja struktur dari beberapa metode

Arah	Parameter	Evaluasi kinerja struktur			
		ATC 40	FEMA 356		FEMA 440
			Manual	Otomatis	
Arah X	Target perpindahan δ_T (m)	0,0162	0,015	0,0162	0,120
	<i>Drift</i>	0,00042	0,0004	0,0004	0,003
	Level kinerja struktur	OP	OP	OP	OP
Arah Y	Target perpindahan δ_T (m)	0,0247	0,020	0,0247	0,048
	<i>Drift</i>	0,00064	0,0005	0,0006	0,001
	Level kinerja struktur	OP	OP	OP	OP

Keterangan :

OP= *Operasional*

OI = *Immediate occupancy*

LS = *Life safety*

Dari tabel diatas secara keseluruhan struktur berada pada level kinerja ***Operasional*** sedangkan level kinerja struktur desain adalah ***Immediate occupancy*** sesuai BAB II–Tabel 2.25 dan Tabel 2.27 untuk bangunan rumah sakit. Dengan level kinerja struktur lebih tinggi dari target kinerja desain maka struktur dapat digunakan.

4.9. Perhitungan Struktur Primer

4.9.1. Desain balok

4.9.1.1. Desain balok G1

Desain balok pada rumah sakit Wahidin Sudirohusodo didesain berdasarkan prinsip *Beam Sway Mechanism* dimana kekuatan balok lebih kecil dari kolom.

4.9.1.1.1. Data perencanaan

Data – data perencanaan yang digunakan sebagai berikut :

Tipe kolom = G1

Dimensi = 450 mm x 900 mm

Panjang bersih(L_n) = $9500 \text{ mm} - 2\left(\frac{b_{kolom}}{2}\right)$
= $9500 - 2(800/2) = 8700 \text{ mm}$

Tebal selimut beton = 30 mm

Mutu beton(f_c') = 35 Mpa

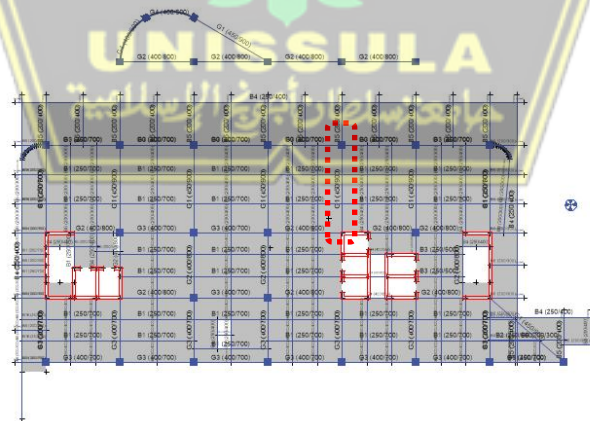
Mutu tulangan(f_y) = 420 Mpa

D. tulangan utama = 19 mm

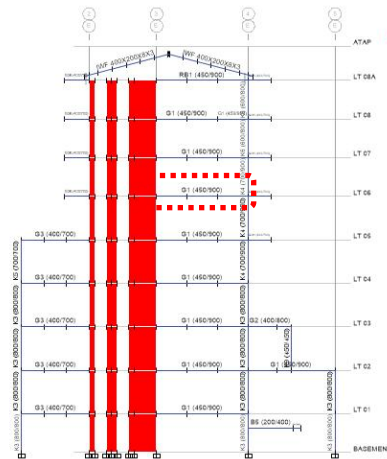
D. tulangan geser = 10 mm

4.9.1.1.2. Output gaya-gaya dalam

Hasil analisis yang dilakukan dengan program struktur didapatkan gaya-gaya dalam pada balok yang didesain.

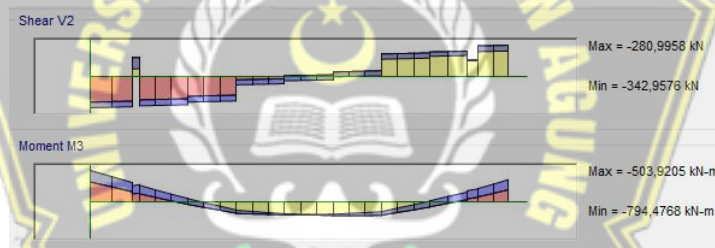


Gambar 4.69. Denah lokasi balok G1(45x90) pada As 4-4 lantai 6

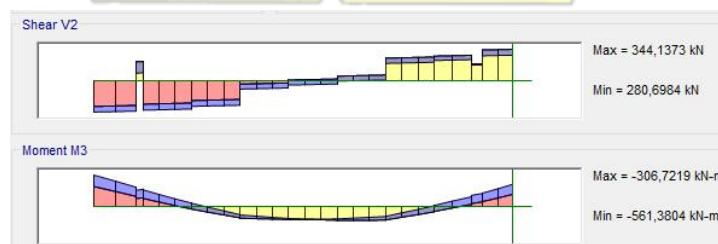


Gambar 4.70. Potongan balok G1 (45x90) pada As 4-4 lantai 6

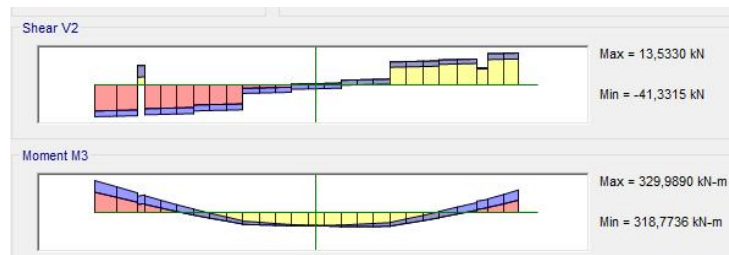
Untuk mendapatkan gaya-gaya pada balok yang ditinjau dari program ETABS dengan cara *display – force/stress diagrams – frame/pier/spandrel/link forces* – klik kanan pada balok yang didesain.



Gambar 4.71. Diagram momen dan lintang komb. Envelope (tump. kiri)



Gambar 4.72. Diagram momen dan lintang komb. Envelope (tump. kanan)



Gambar 4.73. Diagram momen dan lintang komb. Envelope (lapangan)

Tabel 4.81. Output gaya-gaya dalam kombinasi envelope G1

No.	Lokasi	Momen (kN.m)		Geser (kN)
		Bawah (+)	Atas (-)	
1	Tumpuan kiri	397,24	794,48	342,95
2	Tumpuan kanan	280,69	561,38	344,14
3	Lapangan	329,99	164,99	41,33

Keterangan :

Tumpuan :

- Momen bawah (+) pada tumpuan diambil $\frac{1}{2}$ dari momen atas (-) tumpuan

$$\text{Momen bawah (+)} = \frac{1}{2} \times 794,48 = 397,24 \text{ kN.m}$$

Lapangan :

- momen atas (-) pada lapangan diambil $\frac{1}{2}$ dari momen bawah (+) lapangan

$$\text{Momen atas (-)} = \frac{1}{2} \times 329,99 = 164,99 \text{ kN.m}$$

4.9.1.1.3. Cek dimensi balok

Batasan dimensi balok diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1.

- 1) Panjang bersih (l_n), harus minimal $4d$

$$d = h - t - D. \text{ tul. sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tul. Utama}$$

$$d = 900 - 30 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 = 550,5 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 550,5 = 2202 \text{ mm}$$

$$l_n \geq 4d$$

$$8700 \geq 2202 \text{ mm (Ok)}$$

- 2) Lebar balok (b_w), minimal $0,3h$ dan 250 mm

$$b_w \geq 0,3h$$

$$450 \text{ mm} \geq 0,3 \times 950 = 190 \text{ mm (Ok)}$$

$$b_w \geq 250 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm (Ok)}$$

4.9.1.1.4. Perhitungan tulangan longitudinal penahan lentur

Perhitungan tulangan longitudinal balok pada sistem rangka pemikul momen khusus berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.

1) Perhitungan tulangan

a) Faktor distribusi tegangan beton (β_1)

Nilai β_1 ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.3.

- Untuk $f_c' \rightarrow 17 \leq f_c' \leq 28$

$$\beta_1 = 0,85$$

- Untuk $f_c' \rightarrow 28 < f_c' < 55$

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

- Untuk $f_c' \rightarrow f_c' \geq 55$

$$\beta_1 = 0,65$$

kuat tekan beton yang digunakan $f_c' = 35$ Mpa maka :

$$\beta_1 = 0,814$$

b) Faktor tahanan momen maksimum (R_{mak})

$$R_{mak} = 0,75 \cdot \rho b \cdot f_y \left(1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho b \cdot \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right)$$

Dimana :

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 0,814 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0339$$

Maka :

$$R_{mak} = 0,75 \times 0,0339 \times 420 \left(1 - 1/2 \times 0,75 \times 0,0339 \times \frac{420}{0,85 \cdot 420} \right) = 8,7678$$

c) Jumlah tulangan dalam satu baris (n_s)

$$n_s = \frac{(b - 2d_s)}{(25 + D)}$$

Dimana :

b = lebar balok

D = diameter tulangan utama ($D = 19$ mm)

d_s = jarak tulangan terhadap sisi luar beton

nilai d_s didapat dari :

$$d_s = t_s + \emptyset + \frac{D}{2} = 30 + 10 + \frac{19}{2} = 49,5 \text{ mm}$$

Maka :

$$n_s = \frac{(450 - 2 \times 49,5)}{(25 + 19)} = 7,98 \text{ bh}$$

Digunakan 5 bh dalam satu baris

- d) Jarak horizontal dan vertikal pusat ke pusat antar tulangan

Jarak horizontal pusat ke pusat tulangan lentur

$$x = \frac{b - (n_s \cdot D) - 2d_s}{(n_s - 1)} = \frac{450 - (5 \times 19) - (2 \times 49,5)}{(5 - 1)} = 64,00 \text{ mm}$$

Jarak vertikal pusat ke pusat tulangan lentur

$$y = D + 25 = 19 + 25 = 44 \text{ mm}$$

- 2) Tulangan momen negatif (tulangan bagian atas balok) tumpuan kiri

- a) Momen negatif nominal rencana

$$M_n = \frac{Mu}{\phi}$$

Dimana :

ϕ = faktor reduksi kekuatan lentur ($\phi = 0,90$)

maka :

$$M_n = \frac{794,48}{0,9} = 882,752 \text{ kN.m}$$

- b) Faktor tahanan momen (R_n)

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

Dimana :

$$Mn = 882,752 \text{ kN.m}$$

$$= 882,752 \times 10^6 \text{ N.m}$$

d = (tinggi efektif balok), didapat dengan :

$d = h - d' \rightarrow d' = 70 \text{ mm}$ (d' = perkiraan jarak pusat tulangan lentur ke sisi beton)

$$\begin{aligned} d &= 900 - 70 \\ &= 830 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka :

$$R_n = \frac{882,752 \times 10^6}{450 \times 830^2} = 2,8475$$

Kontrol nilai R_n

$$R_n < R_{mak}$$

$$2,8475 < 8,7678 \text{ (Ok)}$$

c) Rasio tulangan yang diperlukan (ρ)

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,8475}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00714\end{aligned}$$

d) Batasan rasio tulangan

Batasan rasio minimum tulangan diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 9.6.1.2.

$$+ \rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0,00352$$

$$+ \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho_{perlu} \geq \rho_{min}$$

$$0,00714 \geq 0,00352 \text{ dan } 0,00333 \quad (\text{Ok})$$

Batasan rasio maksimum tulangan diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.1

$$\rho_{perlu} \leq \rho_{mak}$$

$$\rho_{mak} = 0,025$$

maka :

$$0,00714 \leq 0,025 \quad (\text{Ok})$$

e) Jumlah tulangan yang diperlukan (n)

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

Dimana :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00714 \times 450 \times 830 = 2666,67 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$n = \frac{2666,67}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2} = 9,405 \cong 10 \text{ bh}$$

$$\text{Tulangan longitudinal} = 10 \text{ D } 19 \quad (A_s = 2835,29 \text{ mm}^2)$$

Kontrol jumlah baris tulangan (n_b)

$$n_b < 3$$

dimana n_b :

$$n_b = \frac{n}{n_s} = \frac{10}{5} = 2,00$$

Maka :

$$2 < 3 \quad (\text{Ok})$$

Catatan :

Jika nilai $n_b > 3$ maka diameter tulangan longitudinal terlalu kecil perlu untuk diperbaiki.

f) Cek persyaratan tulangan perlu

✓ Cek tulangan perlu terhadap tulangan minimum

Batasan tulangan lentur minimum pada balok berdasarkan SNI 2847:2019

Pasal 9.6.1.2 dimana luas tulangan minimum diambil yang terbesar diantara :

$$+ A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{420} 450 \times 830 = 1315,27 \text{ mm}^2$$

$$+ A_{s_{min}} = \frac{1,4 \cdot b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 450 \times 830}{420} = 1245,00 \text{ mm}^2$$

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

$$2666,67 \text{ mm}^2 > 1315,27 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

$$2666,67 \text{ mm}^2 > 1245,00 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

✓ Cek tulangan perlu terhadap tulangan maksimum

Batasan tulangan lentur maksimum pada balok berdasarkan SNI 2847:2019

Pasal 18.6.3.1 dimana rasio tulangan (ρ) tidak boleh kurang dari 0,025.

$$\rho_{mak} = 0,025$$

$$A_s \text{ maks} = \rho_{mak} \times b_w \times d = 0,025 \times 450 \times 830 = 9337,50 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ mak.}$$

$$2666,67 \text{ mm}^2 < 9337,50 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

g) Kontrol kekuatan momen lentur nominal (M_n)

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

dimana :

$$A_s = 2835,29 \text{ mm}^2$$

d (tinggi efektif balok) didapat dari :

$$d = h - d'$$

Mencari nilai d' :

Tabel 4.82. Letak tulangan lentur pada balok G1

Baris	Jumlah (ni)	Jarak (yi)	Juml x jarak (ni x yi)
1	5	49,50	247,50
2	5	93,50	467,50
3	0	0,00	0,00
n =	10	$\Sigma(ni \times yi)$	715,00

Jarak (y_i) didapat dengan :

$$y_1 = ds$$

$$= 49,5 \text{ mm}$$

$$y_2 = ds + y \rightarrow y = \text{Jarak vertikal pusat ke pusat tulangan lentur}$$

$$= 49,5 + 44 = 93,5 \text{ mm}$$

$$y_3 = ds + 2y, \text{ karena tulangan hanya dua baris maka } y_3 = 0$$

$$d' = \frac{\sum (ni \times yi)}{n} = \frac{671,00}{10} = 67,10 \text{ mm}$$

Cek nilai d'

$$d' < d \rightarrow d = \text{Perkiraan jarak pusat tulangan lentur ke sisi beton}$$

$$71,50 \text{ mm} < 70 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Maka :

$$d = h - d' = 900 - 71,50$$

$$d = 828,50 \text{ mm}$$

Mencari nilai a

nilai a didapat dari :

$$a = \frac{A_{s \text{ pakai}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2835,29 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 88,95 \text{ mm}$$

Sehingga nilai M_n :

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2835,29 \times 420 \left(828,50 - \frac{88,95}{2} \right)$$

$$= 933633081,35 \text{ N.mm}$$

$$= 933,63 \text{ kN.m}$$

Kontrol nilai M_n :

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,90 \times 933,63 \geq 794,48$$

$$840,27 \text{ kN.m} \geq 794,48 \text{ kN.m} \quad (\text{Ok})$$

3) Tulangan momen positif (tulangan bagian bawah balok) tumpuan kiri

Kebutuhan tulangan momen positif diambil dari setengah luas tulangan momen negatif.

$$\frac{1}{2} \cdot \left(n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \right) = \frac{1}{2} \times \left(10 \times \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2 \right) = 1416,93 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 6 D 19 ($A_s = 1700,31 \text{ mm}^2$)

Untuk kebutuhan tulangan lentur di tumpuan kanan dan di tengah bentang dihitung dengan cara yang sama. Sehingga didapatkan rekapitulasi kebutuhan tulangan lentur yang dapat dilihat pada tabel dibawah.

Tabel 4.83. Rekapitulasi kebutuhan tulangan lentur pada balok G1 45/90

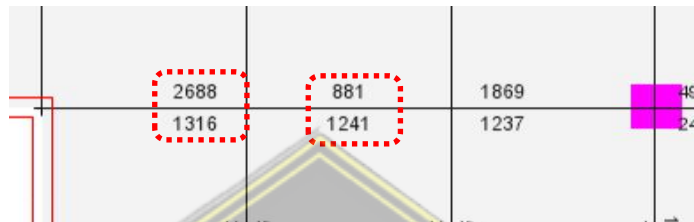
Lokasi		Mu	As perlu	Jml. Tulangan	As pakai
		kN.m	mm ²	bh	mm ²
Tump. kiri	Atas (-)	794,48	2666,67	10 D 19	2835,29
	Bawah (+)	397,24	1416,93	6 D 19	1700,31
Tump. kanan	Atas (-)	561,38	1854,30	7 D 19	1984,70
	Bawah (+)	280,69	991,85	4 D 19	1133,54
Lapangan	Atas (-)	*)	*)	3 D 19	850,16
	Bawah (+)	329,99	1315,27	5 D 19	1417,64

*) Keterangan : momen lapangan Min dan Max hasilnya positif, sehingga yang dihitung luas tulangan tarik (bawah) dari momen lapangan Max. Tulangan atas diambil 0,5 – 0,8 dari tulangan bawah.

Jumlah tulangan yang digunakan pada daerah tumpuan adalah jumlah terbanyak antara tumpuan kiri dan kanan. Jumlah tulangan yang digunakan pada daerah tumpuan balok G1 adalah (-) = 10 D 19 dan (+) = 6 D 19.

4) Pengecekan kebutuhan tulangan longitudinal dengan ETABS V18

Kebutuhan luas tulangan pada balok dapat dihitung dengan program ETABS V18 dengan menggunakan kombinasi envelope. Pengecekan dilakukan dengan cara : *design – concrete frame design – select design combinations – taruh combination envelope* pada kolom *design combinations* sedangkan kombinasi lain pindahkan pada kolom *list of combination – ok – kembali* menu *design – concrete frame design – start design/check*.



Gambar 4.74. Kebutuhan luas tulangan longitudinal pada ETABS V1

- Tulangan atas balok – tumpuan kiri

$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ ETABS}$$

$$2666,67 \text{ mm}^2 > 2688,00 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

- Tulangan bawah balok – lapangan

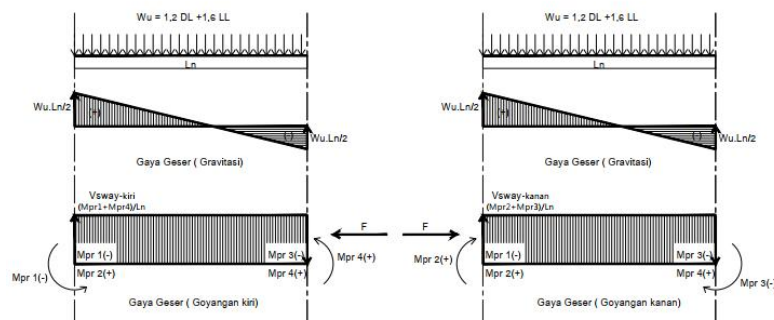
$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ ETABS}$$

$$1417,64 \text{ mm}^2 > 1241 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

4.9.1.1.5. Perhitungan tulangan transversal penahan geser

Perhitungan tulangan geser balok pada sistem rangka pemikul momen khusus berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.

- 1) Menghitung *probable moment capacities* (M_{pr})



Gambar 4.75. Gaya geser goyangan ke kiri dan ke kanan pada balok G1

- a) Menghitung *probable moment capacities* (M_{pr}) bergoyang ke kiri

Momen ujung tumpuan kiri negatif (M_{pr1})

$$a_{pr} = \frac{1,25 \cdot A_{s \text{ pakai}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 2835,29 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 111,19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-1} &= A_{s \text{ pakai}} \cdot 1,25 \cdot f_y (d - 0,5 \cdot a_{pr}) \\ &= 2835,39 \times 1,25 \times 420 (828,50 - 0,5 \times 111,19) \\ &= 1150491759,44 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4})

$$a_{pr} = \frac{1,25 \cdot A_{s \text{ pakai}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1133,54 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 44,45 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-4} &= A_{s \text{ pakai}} \cdot 1,25 \cdot f_y (d - 0,5 \cdot a_{pr}) \\ &= 1133,54 \times 1,25 \times 420 (837,93 - 0,5 \times 44,45) \\ &= 485432220,52 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- b) Menghitung *probable moment capacities* (M_{pr}) bergoyang ke kanan

Momen ujung tumpuan kiri positif (M_{pr2})

$$a_{pr} = \frac{1,25 \cdot A_{s \text{ pakai}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1700,31 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 66,68 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-2} &= A_{s \text{ pakai}} \cdot 1,25 \cdot f_y (d - 0,5 \cdot a_{pr}) \\ &= 1700,31 \times 1,25 \times 420 (828,50 - 0,5 \times 66,68) \\ &= 709810237,39 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kanan negatif (M_{pr3})

$$a_{pr} = \frac{1,25 \cdot A_{s \text{ pakai}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1984,70 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 77,83 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-3} &= A_{s \text{ pakai}} \cdot 1,25 \cdot f_y (d - 0,5 \cdot a_{pr}) \\ &= 1984,70 \times 1,25 \times 420 (837,93 - 0,5 \times 77,83) \\ &= 832546946,94 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- 2) Gaya geser terfaktor (beban gravitasi)

Gaya geser di ujung kanan dan kiri dari balok G1 45/90 akibat beban gravitasi menggunakan kombinasi 1,2DL + 1,0LL (SNI 2847:2019 Gambar R18.6.5) didapatkan dari program analisis struktur.



Gambar 4.76. Output gaya geser comb. beban gravitasi tump. kiri

$$V_{g-kiri} = \frac{W_u \times l_n}{2} = 326,71 \text{ kN} \quad (\text{ETABS V18})$$

$$V_{g-kanan} = \frac{W_u \times l_n}{2} = 326,71 \text{ kN} \quad (\text{ETABS V18})$$

a) Gaya geser akibat goyangan di daerah tumpuan

Gaya geser akibat goyangan di daerah tumpuan dicari dengan cara :

✓ Goyangan ke kiri

$$\begin{aligned} V_{sway-kiri} &= \frac{M_{pr-1} \times M_{pr-4}}{l_n} = \frac{1150491759,44 \times 485432220,52}{8700} \\ &= 188037,24 \text{ N} \\ &= 188,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

✓ Goyangan ke kanan

$$\begin{aligned} V_{sway-kanan} &= \frac{M_{pr-2} \times M_{pr-3}}{l_n} = \frac{709810237,39 \times 832546946,94}{8700} \\ &= 177282,43 \text{ N} \\ &= 177,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Gaya geser desain akibat goyangan di daerah tumpuan

Gaya geser desain dapat dicari dengan :

$$V_e = V_{sway} \pm V_g$$

✓ Goyangan ke kiri

$$\begin{aligned} V_{e1} &= V_{sway-kiri} + V_{g-kiri} \\ &= 188,04 + 326,71 \\ &= 514,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= V_{sway-kiri} - V_{g-kanan} \\ &= 188,08 - 326,71 \\ &= 138,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

✓ Goyangan ke kanan

$$V_{e3} = V_{\text{sway-kanan}} + V_{g\text{-kanan}}$$

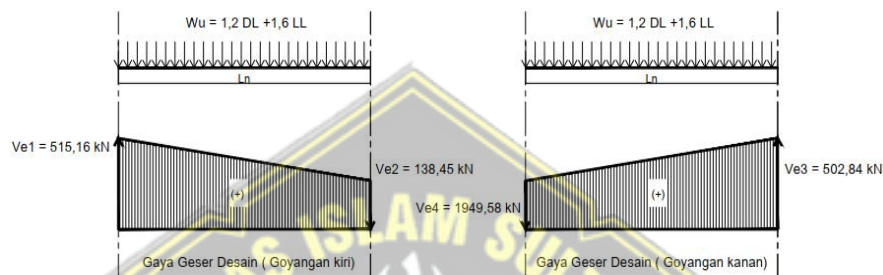
$$= 177,28 + 326,71$$

$$= 503,99 \text{ kN}$$

$$V_{e4} = V_{\text{sway-kanan}} - V_{g\text{-kiri}}$$

$$= 177,28 - 326,71$$

$$= 149,43 \text{ kN}$$



Gambar 4.77. Gaya geser desain V_e pada balok G1

Tabel 4.84. Rekapitulasi gaya geser desain pada balok G1 45/90

Arah gempa	Gaya geser gempa (kN)	Tumpuan kiri		Tumpuan kanan	
		V_e (kN)	$\frac{1}{2} V_e$ (kN)	V_e (kN)	$\frac{1}{2} V_e$ (kN)
Kanan	188,04	514,75	257,37	138,67	69,34
Kiri	177,28	149,43	74,71	503,99	252,00

3) Perhitungan tulangan geser

a. Cek akibat gaya aksial terfaktor (P_u)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.7. Gaya aksial terfaktor tidak boleh lebih dari $A_g f'_c / 10$ untuk tulangan transversal balok.

$$P_u < A_g f'_c / 10$$

Dimana :



Gambar 4.78. Output gaya aksial balok kombinasi envelope

$$\begin{aligned}
 P_u &= 24,38 \text{ kN} \\
 A_g \cdot f_c' / 10 &= (450) \times (900) \times 35 / 10 \\
 &= 1417500 \text{ N} \\
 &= 1417,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$24,38 \text{ kN} < 1417,50 \text{ kN} \quad (\text{Ok})$$

b. Persyaratan Gaya geser

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2 perhitungan tulangan transversal dalam menahan gaya geser dengan mengasumsikan nilai $V_c = 0$, jika syarat-syarat sebagai berikut terpenuhi.

- ✓ Gaya geser gempa setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum

$$\begin{aligned}
 V_{sway} &\geq \frac{1}{2} V_e \\
 188,04 \text{ kN} &\geq 257,37 \text{ kN} \quad (\text{Tidak Ok})
 \end{aligned}$$

- ✓ Gaya aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \cdot f_c' / 20$

$$P_u < A_g \cdot f_c' / 20$$

Dimana :

$$A_g \cdot f_c' / 20 = 450 \times 900 \times 35 / 20 = 708,75 \text{ kN}$$

Maka :

$$24,38 \text{ kN} < 708,75 \text{ kN} \quad (\text{Ok})$$

Karena dua persyaratan diatas tidak terpenuhi maka kuat geser pada beton (V_c) perlu dihitung.

c. Kebutuhan tulangan transversal

- ✓ Didaerah tumpuan

- Kekuatan geser tulangan transversal

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 V_e &= 514,75 \text{ kN} \\
 &= 514747,24 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,60$$

V_c dihitung dengan cara :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 450 \times 828,50 = 367610,41 \text{ N}$$

Maka :

$$V_s = \frac{514747,24}{0,60} - 367610,41 = 490301,66 \text{ N}$$

- Batasan kekuatan geser

Batasan kekuatan geser V_s maks. diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.6.2.

$$V_s \leq V_{s \text{ maks}}$$

Dimana :

$$V_{s \text{ maks}} = 0,25\sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_{s \text{ maks}} = 0,25\sqrt{35} \times 450 \times 828,50 = 551415,61 \text{ N}$$

maka :

$$V_s \leq V_{s \text{ maks}}$$

$$490301,66 \text{ N} \leq 551415,61 \text{ N} \quad (\text{Ok})$$

- Jarak antar tulangan geser

Jarak antar tulangan geser ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3.

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Dimana :

A_v = perkiraan luas tulangan geser

Gunakan tulangan geser 2 kaki D10

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$S = \frac{157 \times 420 \times 828,50}{490301,66} = 111,42 \text{ mm}$$

Jarak maksimum tulangan transversal diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4 dimana jarak tulangan transversal tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $d/4$

$$d/4 = 828,50/4 = 207,13 \text{ mm}$$

- $6d_b$

$$6d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

- $24d_b$

$$24d_b = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$$

- 150 mm

Maka tulangan geser **2 kaki D10 – 100 mm** dapat digunakan.

- Pemasangan tulangan transversal

- Panjang daerah tumpuan ditentukan sebesar :

$$\frac{1}{4} \times l_n = \frac{1}{4} \times 8700 = 2175 \text{ mm} \cong 2200 \text{ mm}$$

Dimana :

l_n = panjang bersih balok

Batasan panjang minimum daerah tumpuan pada balok Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.1 dimana sendi plastis terjadi disepanjang dua kali tinggi balok di ujung-ujung bentang.

$$2 \times h = 2 \times 900 = 1800 \text{ mm}$$

diambil panjang daerah tumpuan sebesar **2200 mm**

- Pemasangan awal tulangan transversal balok tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom.

- ✓ Didaerah lapangan

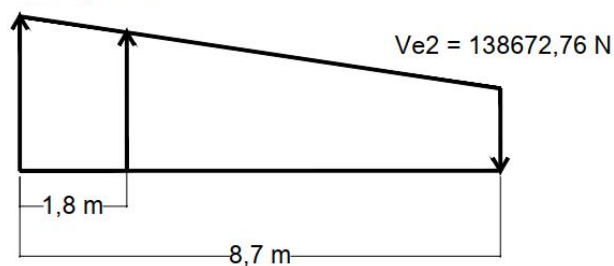
- Kekuatan geser tulangan transversal

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

Dimana :

Nilai V_e didapat dengan cara :

$$V_{e1} = 514747,24 \text{ N}$$



Gambar 4.79. Gaya geser desain akibat goyangan ke kiri

$$V_e = \frac{(8700 - 1800) \times (514747,24 - 138672,76)}{8700} + 138672,76$$

$$V_e = 436938,73 \text{ N}$$

Untuk daerah lapangan beton dianggap dapat berkontribusi dalam menahan gaya geser maka nilai V_c dihitung :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 450 \times 828,50 = 367610,41 \text{ N}$$

Maka :

$$V_s = \frac{436938,73}{0,60} - 367610,41 = 360620,80 \text{ N}$$

- Batasan kekuatan geser

Batasan kekuatan geser V_s maks. diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.6.2.

$$V_s \leq V_{s \text{ maks}}$$

Dimana :

$$V_{s \text{ maks}} = 0,25 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_{s \text{ maks}} = 0,25 \sqrt{35} \times 450 \times 828,50 = 551415,61 \text{ N}$$

Maka :

$$V_s \leq V_{s \text{ maks}}$$

$$360620,80 \text{ N} \leq 551415,61 \text{ N} \quad (\text{Ok})$$

- Jarak antar tulangan geser

Jarak antar tulangan geser ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3.

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Dimana :

A_v = perkiraan luas tulangan geser

Gunakan tulangan geser **2 kaki D10**

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$S = \frac{157 \times 420 \times 828,50}{360620,80} = 151,49 \text{ mm}$$

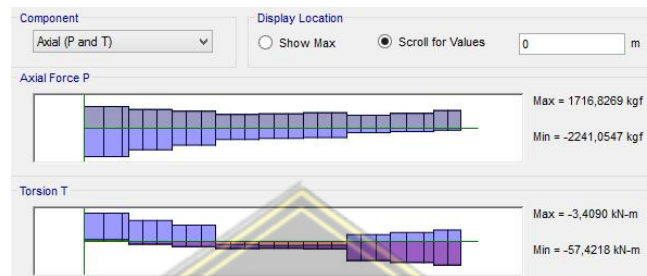
Syarat jarak tulangan transversal di daerah lapangan diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.7.

- 150 mm

maka tulangan geser **2 kaki D10 – 150 mm** dapat digunakan

4.9.1.1.6. Perhitungan tulangan penahan torsi

1) Output gaya torsi pada balok G1



Gambar 4.80. Gaya torsi balok G1 (45/90)

2) Cek pengaruh torsi pada balok

Torsi pada balok dapat diabaikan jika $T_u < \phi T_{th}$, sesuai diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 22.7.1.1. Nilai T_{th} didapat dari perhitungan berikut :

$$T_{th} = 0,83\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \rightarrow \text{untuk penampang solid (SNI 2847:2019-Tabel}$$

22.7.4.1(a)

Dimana :

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 450 \times 900 = 405000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2(b+h) \\ &= 2(450+900) = 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 1,0 \rightarrow \text{beton normal (SNI 2847:2019 Tabel 19.2.4.2)}$$

$$\phi = 0,75 \rightarrow \text{faktor reduksi untuk torsi (BAB II-Tabel 2.8)}$$

Nilai T_{th} :

$$T_{th} = 0,83 \times 1,0 \times \sqrt{35} \left(\frac{405000^2}{2700} \right)$$

$$T_{th} = 298303532,86 \text{ N.mm}$$

$$= 298,30 \text{ kN.m}$$

Maka :

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$57,42 \text{ kN.m} < 0,75 \times 298,30$$

$$57,42 \text{ kN.m} < 223,73 \text{ kN.m}$$

Karena $T_u < \phi T_{th}$, maka kebutuhan tulangan untuk pengaruh torsi pada balok G1 dapat diabaikan. Tulangan longitudinal penahan torsi ditentukan **4D13**.

4.9.1.1.7. Sambungan lewatan tulangan balok

1) Menentukan panjang penyaluran (l_d)

a. Panjang penyaluran tulangan ulir kondisi tarik

Panjang penyaluran untuk kondisi tarik (l_{dh}) diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.1 dimana diambil nilai terbesar dari :

- 300 mm

$$- l_{dh} = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{cb+K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

Dimana :

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\psi_t = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\psi_e = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\psi_s = 0,8 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$cb = \text{selimut beton} + D \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ tul. Lentur} \\ = 30 + 10 + 19/2 = 49,5 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.3})$$

Nilai $(cb+K_{tr})/d_b$ tidak boleh lebih besar dari 2,5

$$(49,5+0)/19 = 2,61$$

Maka diambil $(cb+K_{tr})/d_b = 2,5$

$$l_{dh} = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,5} \right) \times 19$$

$$= 392,40 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Maka pada kondisi tarik diambil nilai $l_{dh} = 400 \text{ mm}$.

b. Panjang penyaluran tulangan ulir kondisi tekan

Panjang penyaluran untuk kondisi tekan (l_{dc}) diatur dalam SNI 2847:2019

Pasal 25.4.9.2 dimana diambil nilai terbesar dari :

- 200 mm
- $l_{dc} = \left(\frac{0,24 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b$

Dimana :

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\psi_r = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.9.3})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.9.3})$$

$$l_d = \left(\frac{0,24 \times 420 \times 1,0}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 19$$

$$= 323,73 \text{ mm} \approx 330 \text{ mm}$$

- $l_{dc} = 0,043 \cdot f_y \cdot \psi_r \cdot d_b$
 $= 0,043 \times 420 \times 1,0 \times 19$
 $= 343,14 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$

Maka pada kondisi tekan diambil nilai $l_{dc} = 350 \text{ mm}$.

2) Panjang sambungan lewatan

a. Sambungan lewatan tulangan ulir kondisi tarik (l_{st})

Untuk menghitung panjang lewatan perlu meninjau tipe sambungan dan rasio tulangan terpasang dengan tulangan perlu.

- Tipe sambungan lewatan = kelas B
- Rasio tulangan terpasang dengan tulangan perlu

$$\frac{A_{s, \text{ terpasang}}}{A_{s, \text{ perlu}}} < 2,00$$

$$\frac{16x \left(\frac{1}{4x3,14x19x19} \right)}{2666,67 + 1416,93} < 2,00$$

$$= 1,06 < 2,00 \quad (\text{Ok})$$

Panjang lewatan l_{st} untuk kondisi tarik diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.5.2 untuk tipe kelas B dan rasio $< 2,00$ diambil nilai terbesar dari :

- $3l_{dh}$
 $= 1,3 \times 400 = 520 \text{ mm}$

- 300 mm

Diambil panjang $l_{st} = 520$ mm

b. Sambungan lewatan tulangan ulir kondisi tekan (l_{sc})

Panjang lewatan l_{sc} untuk kondisi tekan diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.5.5.1 dimana diambil nilai terbesar dari :

- Untuk $f_y \leq 420$ MPa : l_{sc} diambil nilai terbesar $0,071 f_y d_b$ dan 300 mm
- Untuk $f_y > 420$ MPa : l_{sc} diambil nilai terbesar $(0,13 f_y - 24) d_b$ dan 300 mm

Maka :

l_{sc} diambil nilai terbesar :

- $0,071 f_y d_b = 0,071 \times 420 \times 19 = 566,58$ mm ≈ 570 mm
- 300 mm

Diambil panjang $l_{sc} = 570$ mm

4.9.1.1.8. Panjang kait pada tulangan balok

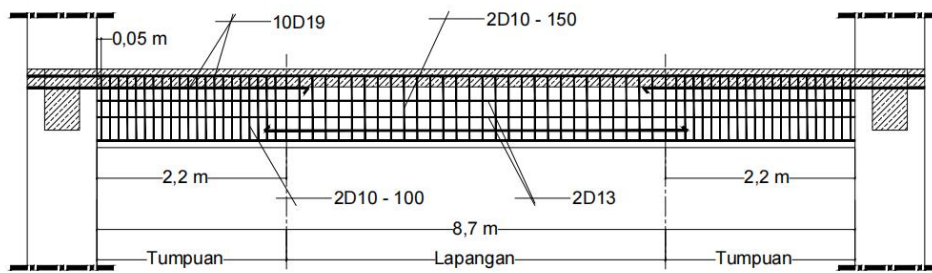
Panjang kait pada tulangan balok diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.3.1 dimana untuk bengkokan 90° panjang kait diambil sebesar :

$12d_b = 12 \times 19 = 228$ mm diambil 250 mm

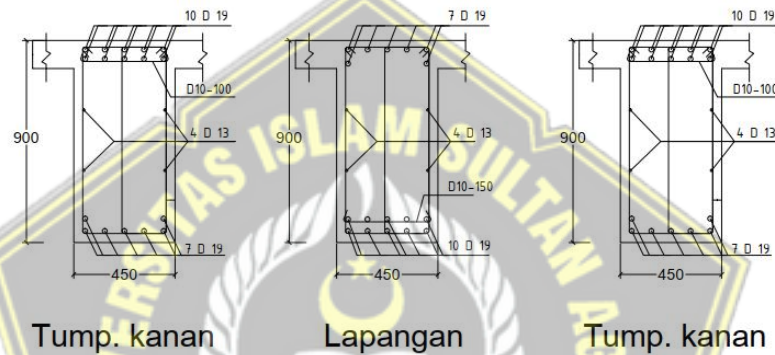


Gambar 4.81. Panjang kait tulangan balok

4.9.1.1.9. Gambar dimensi dan penulangan hasil perhitungan



Gambar 4.82. Potongan memanjang balok G1 450x900



Gambar 4.83. Penampang balok G1 450x900

4.9.1.2. Rekapitulasi desain balok

Untuk balok dengan dimensi yang lain dilakukan perhitungan dengan cara sama balok G1. Didapatkan hasil yang disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 4.85. Hasil Perhitungan dimensi dan detail penulangan balok

Type balok	Tulangan Utama				Tulangan transversal	
	Tumpuan		Lapangan		tumpuan	lapangan
	atas	bawah	atas	bawah		
G1(45/90)	10D19	7D19	7D19	10D19	2D10-100	2D10-150
G2(40/80)	8D19	5D19	5D19	8D19	2D10-100	2D10-150
G3(40/70)	7D19	4D19	4D19	7D19	2D10-100	2D10-150
G4(40/60)	5D19	4D19	4D19	5D19	2D10-100	2D10-150
B1(25/70)	5D16	3D16	3D16	5D16	1D10-100	1D10-150
B2(25/60)	5D16	3D16	3D16	5D16	1D10-100	1D10-150
B3(25/50)	4D16	3D16	3D16	4D16	1D10-100	1D10-150
B4(25/40)	4D16	3D16	3D16	4D16	1D10-100	1D10-150
B5(20/40)	3D16	2D16	2D16	3D16	1D10-100	1D10-150
B6(20/30)	3D16	2D16	2D16	3D16	1D10-100	1D10-150

4.9.2. Desain Kolom

4.9.2.1. Desain kolom K1

Desain kolom K1(80/80) pada rumah sakit Wahidin Sudirohusodo didesain berdasarkan prinsip *Strong Column Weak* dimana kekuatan kolom harus lebih besar dari balok

4.9.2.1.1. Data perencanaan

Data – data perencanaan yang digunakan sebagai berikut :

Tipe kolom = K1

Dimensi = 800 mm x 800 mm

Panjang bersih(L_n) = 4500 mm - $h_{\text{balok G3}}$
= 4500 – 700 = 3800 mm

Tebal selimut beton = 40 mm

Mutu beton(f'_c) = 35 Mpa

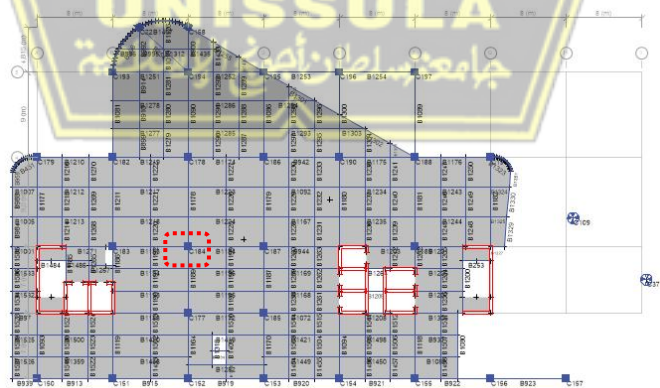
Mutu tulangan(f_y) = 420 Mpa

D. tulangan utama = 22 mm

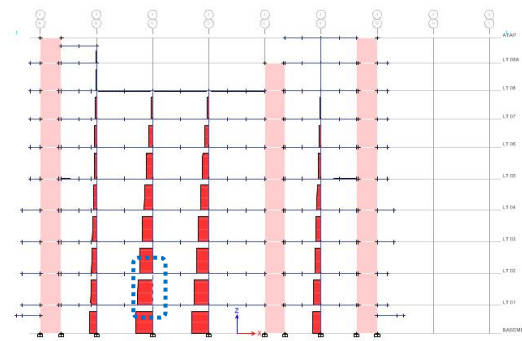
D. tulangan geser = 13 mm

4.9.2.1.2. Output gaya-gaya dalam

Hasil analisis yang dilakukan dengan program struktur didapatkan gaya-gaya dalam pada kolom yang didesain (Lt.1), kolom diatas (Lt.2) dan kolom dibawah (basement).

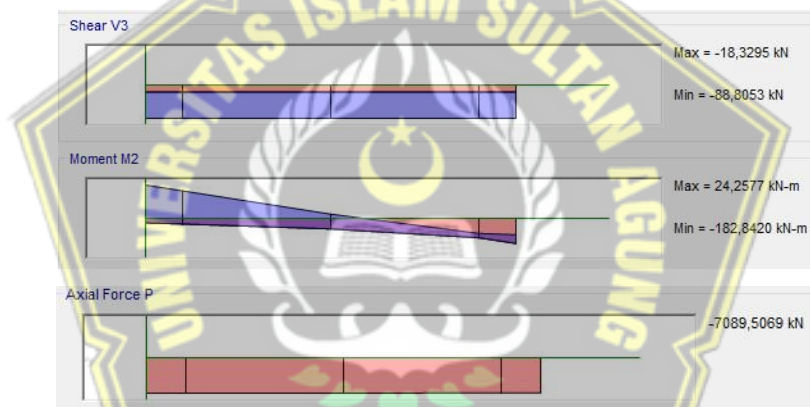


Gambar 4.84. Denah lokasi kolom K1(80x80) pada As 2-2 lantai 1



Gambar 4.85 Potongan kolom K1(80x80) pada As 2-2 lantai 1

Untuk mendapatkan gaya-gaya pada kolom yang ditinjau dari program ETABS dengan cara : menu *display – force/stress diagrams – frame/pier/spandrel/link forces* – klik kanan pada kolom yang didesain.



Gambar 4.86. Gaya dalam kolom K1(80/80) komb. Envelope

Tabel 4.86. Output gaya-gaya dalam K1 lantai 1

Comb. pembebanan	Gaya aksial (kN)	Ujung atas		Ujung bawah	
		Mx	My	Mx	My
Kolom atas					
Envelope	6088,30			187,07	95,48
Kolom yang didesain					
Envelope	7089,51	137,57	45,40	182,84	137,95
Kolom bawah					
Envelope	8086,19	199,81	92,59		

4.9.2.1.3. Cek dimensi kolom

Batasan dimensi pada kolom SRPMK diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.

- 1) Dimensi terkecil tidak boleh kurang 300 mm

Dimensi kolom = 800 x 800 mm (Ok)

- 2) Rasio dimensi penampang tidak boleh kurang 0,4

Rasio dimensi (b/h) = 800/800 = 1 > 0,4 (Ok)

4.9.2.1.4. Cek nilai P_u terhadap $0,3A_g f_c'$

$$P_u = 7089,51 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} 0,30A_g f_c' &= 0,3(800) \times (800) \times 35 \\ &= 6720000 \text{ N} \\ &= 6720 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_u > 0,30A_g f_c'$$

$$7089,51 \text{ kN} > 6720,00 \text{ kN} \quad (\text{Ok})$$

Kondisi P_u terhadap $0,3A_g f_c'$ (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2) digunakan untuk menentukan luas tulangan transversal kolom.

4.9.2.1.5 Cek kuat *lentur minimum* kolom

- 1) Pengecekan manual

Kuat lentur kolom harus memenuhi persyaratan *Strong Column Weak Beam* (SCWB).

$$(M_{nc \text{ atas}} + M_{nc \text{ bawah}}) \geq \frac{6}{5} (M_{nb \text{ kiri}} + M_{nb \text{ kanan}})$$

- a. Menentukan nilai M_n kolom

Nilai M_{nc} didapatkan berdasarkan diagram interaksi yang telah didesain dengan program SP-Column. Gaya-gaya dalam yang perlu di inputkan ke PCA-Column :

Pu kolom atas = 6088,30 kN

Pu kolom yang didesain = 7089,51 kN

Pu kolom bawah = 8086,19 kN

Nilai P_u tersebut diinputkan kedalam SP-Column

Demand			Capacity			Parameters at Capacity	
Pu	Mux	Muy	φPn	φMnx	φMny	NA Depth	εt
kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm	
7024.00	137.00	45.00	7024.00	1754.91	579.72	646	0.00147
8086.00	199.00	92.00	8086.00	1589.06	734.64	727	0.00115
6088.00	187.00	95.00	6088.00	1642.32	834.33	637	0.00177
7089.00	182.00	137.00	7089.00	1411.62	1062.59	702	0.00144

Gambar 4.87. Output ϕM_{nc} pada SP-Column

- ✓ Nilai $M_{nc} - X$

$$\phi M_{nc} \text{ atas} = 1589,05 \text{ kN.m} \quad \text{dimana } \phi = 0,65$$

$$\phi M_{nc} \text{ bawah} = 1642,32 \text{ kN.m}$$

sehingga nilai M_{nc} atas dan M_{nc} bawah :

$$M_{nc} \text{ atas} = \frac{\phi M_{nc} \text{ atas}}{\phi} = \frac{1589,05}{0,65} = 2444,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{nc} \text{ bawah} = \frac{\phi M_{nc} \text{ bawah}}{\phi} = \frac{1642,32}{0,65} = 2526,65 \text{ kN.m}$$

- ✓ Nilai $M_{nc} - Y$

$$\phi M_{nc} \text{ atas} = 834,33 \text{ kN.m} \quad \text{dimana } \phi = 0,65$$

$$\phi M_{nc} \text{ bawah} = 734,64 \text{ kN.m}$$

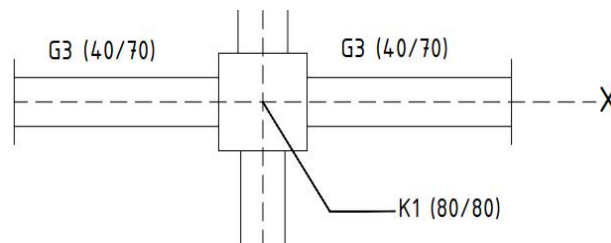
sehingga nilai M_{nc} atas dan M_{nc} bawah :

$$M_{nc} \text{ atas} = \frac{\phi M_{nc} \text{ atas}}{\phi} = \frac{834,33}{0,65} = 1283,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{nc} \text{ bawah} = \frac{\phi M_{nc} \text{ bawah}}{\phi} = \frac{734,64}{0,65} = 1130,22 \text{ kN.m}$$

- b. Menentukan nilai M_n balok

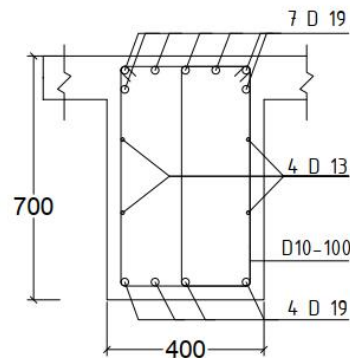
- ✓ Nilai $M_{nb} - X$



Gambar 4.88. Kolom – balok pada arah X

Balok pada arah X pada sisi kanan dan kiri kolom K1 yang didesain adalah balok G3 (40/70).

- Balok G3



Gambar 4.89. Dimensi dan penulangan balok G3

Nilai M_{nb} atas (-)

Nilai M_{nb} (-) didapat dari :

$$M_{nb}(-) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dimana :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{7 \times 283,39 \times 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 70,01 \text{ mm}$$

Maka :

$$M_{nb}(-) = 7 \times 283,39 \times 420 \left(637,93 - \frac{70,01}{2} \right) = 502,33 \text{ kN.m}$$

Nilai M_{nb} bawah (+)

Nilai M_{nb} (+) didapat dari :

$$M_{nb}(+) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dimana :

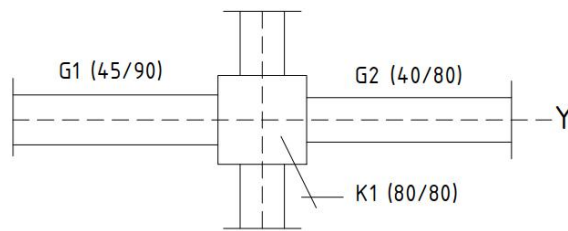
$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{4 \times 283,39 \times 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 40,01 \text{ mm}$$

Maka :

$$M_{nb}(+) = 4 \times 283,39 \times 420 \left(637,93 - \frac{40,01}{2} \right) = 294,19 \text{ kN.m}$$

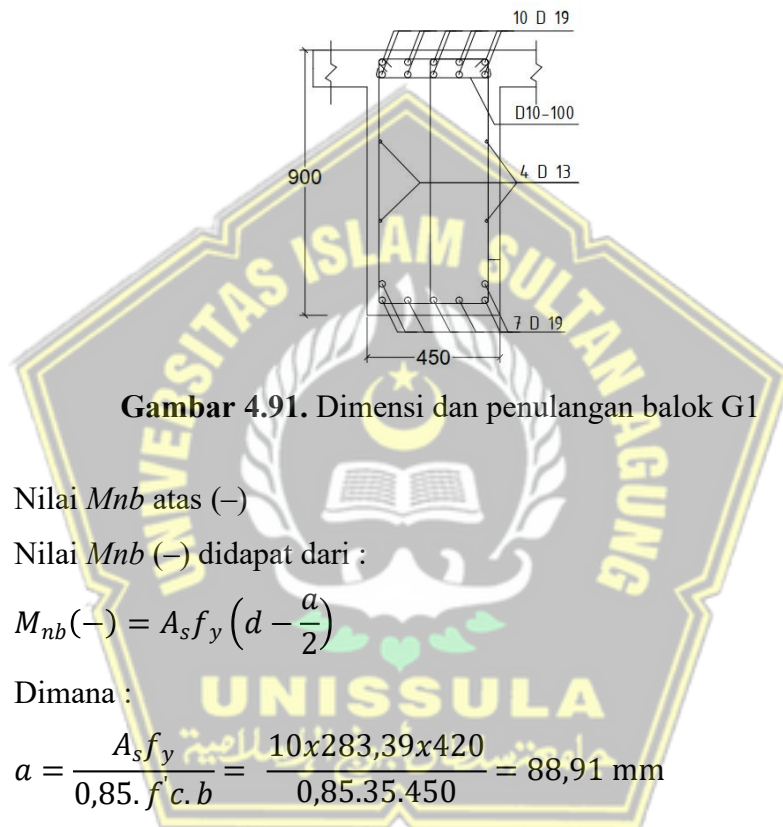
✓ Nilai $M_{nb} - Y$

Balok pada arah Y pada sisi kanan dan kiri kolom K1 yang didesain adalah balok G2 (40/80) dan balok G1 (45/90).



Gambar 4.90. Kolom – balok pada arah Y

- Balok G1



Gambar 4.91. Dimensi dan penulangan balok G1

Nilai M_{nb} atas (-)

Nilai M_{nb} (-) didapat dari :

$$M_{nb}(-) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dimana :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{10 \times 283,39 \times 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 450} = 88,91 \text{ mm}$$

Maka :

$$M_{nb}(-) = 10 \times 283,39 \times 420 \left(828,50 - \frac{88,91}{2} \right) = 933,19 \text{ kN.m}$$

Nilai M_{nb} bawah (+)

Nilai M_{nb} (+) didapat dari :

$$M_{nb}(+) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dimana :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{7 \times 283,39 \times 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 450} = 62,23 \text{ mm}$$

Maka :

$$M_{nb}(+) = 7 \times 283,39 \times 420 \left(828,50 - \frac{62,23}{2} \right) = 664,34 \text{ kN.m}$$

- Balok G2

Untuk balok G2 dihitung dengan cara sama dengan balok G1, didapatkan nilai Mnb :

$$M_{nb} \text{ atas } (-) = 660,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{nb} \text{ bawah } (+) = 421,93 \text{ kN.m}$$

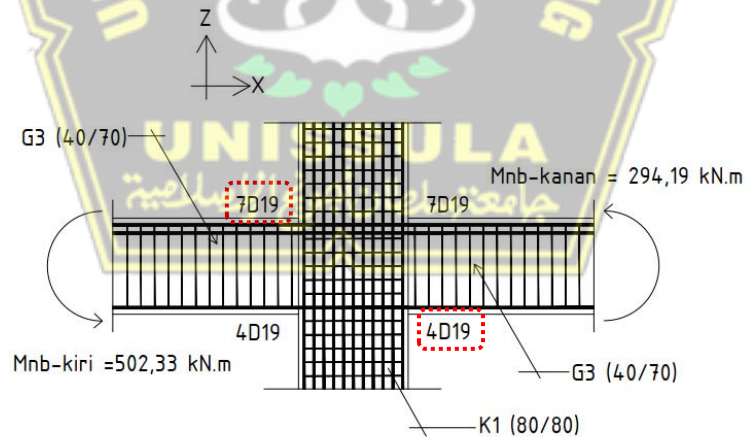
Dari hasil perhitungan Mnb didapatkan hasil yang disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.87. Rekapitulasi nilai Mnb pada kolom K1

Type balok	Mnb atas (-) (kN.m)	Mnb bawah (+) (kN.m)
G1	933,19	664,34
G2	660,80	421,93
G3	502,33	294,19

c. Kontrol kuat lentur kolom

✓ Kuat lentur kolom arah X



Gambar 4.92. Nilai Mnb pada sisi kanan dan kiri kolom arah X

Kuat lentur kolom :

$$(M_{nc-y \text{ atas}} + M_{nc-y \text{ bawah}}) \geq \frac{6}{5} (M_{nb \text{ kiri}} + M_{nb \text{ kanan}})$$

Dimana :

$$M_{nb \text{ kanan}} = 294,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{nb \text{ kiri}} = 502,33 \text{ kN.m}$$

Maka :

$$(1283,58 + 1130,22) \geq \frac{6}{5} (502,33 + 294,19)$$

$$2413,80 \text{ kN.m} \geq 955,82 \text{ kN.m} \quad (\text{Ok})$$

✓ Kuat lentur kolom arah Y



Gambar 4.93. Nilai Mnb pada sisi kanan dan kiri kolom arah Y

Kuat lentur kolom :

$$(M_{nc-x \text{ atas}} + M_{nc-x \text{ bawah}}) \geq \frac{6}{5} (M_{nb \text{ kiri}} + M_{nb \text{ kanan}})$$

Dimana :

$$M_{nb \text{ kanan}} = 421,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{nb \text{ kiri}} = 933,19 \text{ kN.m}$$

Maka :

$$(2444,71 + 2526,65) \geq \frac{6}{5} (933,19 + 421,93)$$

$$4971,35 \text{ kN.m} \geq 1626,14 \text{ kN.m} \quad (\text{Ok})$$

2) Pengecekan dengan ETABS V18

Pengecekan Kuat lentur kolom dengan bantuan program ETABS V18 harus memenuhi persyaratan *Strong Column Weak Beam* (SCWB).

$$\frac{6}{5} \frac{(M_{nb \text{ kiri}} + M_{nb \text{ kanan}})}{(M_{nc \text{ atas}} + M_{nc \text{ bawah}})} \leq 1,00$$

Pengecekan kuat lentur kolom pada program ETABS dengan cara *design – concrete frame design – start design/check – display design info – beam/column capacity ratio – ok*. Arahkan kursor pada kolom yang ditinjau untuk menampilkan nilai b/c capacity ratio.

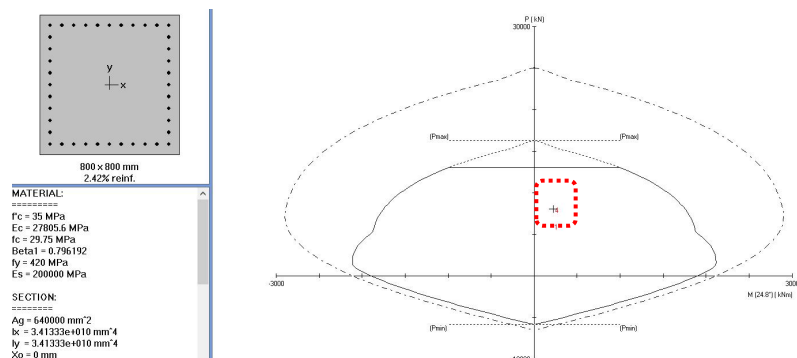


Nilai b/c capacity ratio tidak boleh melebihi 1,00

$$0,253 \leq 1,00 \quad (\text{Ok})$$

4.9.2.1.6. Tulangan longitudinal penahan momen lentur

Batasan luas tulangan longitudinal (A_{st}) didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1 adalah $0,01A_g < A_{st} < 0,06A_g$. Untuk perhitungan konfigurasi penulangan dilakukan dengan menggunakan SP-Column.



Dari SP-Column untuk kolom K1 dengan menggunakan tulangan **40D22** didapatkan rasio luas tulangan 2,42 %.

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$1 \% < 2,42 \% < 6 \% \quad (\text{Ok})$$

4.9.2.1.7. Tulangan transversal sebagai confinement

1) Spasi tulangan transversal persegi (hoop)

a. Daerah tumpuan

Tulangan transversal yang dipasang di daerah tumpuan (l_o) diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1, dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar :

- Dimensi maksimum penampang kolom, $h = 800 \text{ mm}$
- $1/6 \times \text{panjang bersih kolom} = 1/6 \times (4500-700) = 633,33 \text{ mm}$
- 450 mm

Maka panjang **l_o adalah 800 mm.**

Spasi maksimum tulangan transversal sepanjang l_o (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $1/4 \times \text{dimensi kolom terkecil} = 1/4 \times 800 = 200 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter tulangan utama terkecil} = 6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- S_o , dimana $S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3} \right)$

$$h_x = (800 - 2(40) - 2(13) - 22)/10 = 67,50 \text{ mm}$$

maka nilai S_o :

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - 67,50}{3} \right) = 194,17 \text{ mm}$$

dimana nilai $S_o \geq 100 \text{ mm}$ dan $S_o \leq 150 \text{ mm}$

spasi yang dipakai dari nilai S_o adalah **100 mm.**

b. Daerah lapangan

Spasi maksimum untuk daerah lapangan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- 150 mm
- $6 \times \text{diameter tulangan utama terkecil} = 6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

maka spasi yang dipakai adalah **150 mm .**

2) Luas tulangan transversal

Kebutuhan tulangan transversal kolom diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4. Untuk nilai $P_u > 0,3A_g f_c'$ kebutuhan tulangan transversal diambil dari nilai terbesar :

$$a. \frac{A_{sh}}{sbc} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{640000}{518400} - 1 \right) \frac{35}{420} = 0,0059$$

$$b. \frac{A_{sh}}{sbc} = 0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}} = 0,09 \frac{35}{420} = 0,0075$$

$$c. \frac{A_{sh}}{sbc} = 0,2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yx} A_{ch}} = 0,2 \times 1 \times 1,05 \frac{7089,51 \times 10^3}{420 \times 518400} = 0,0069$$

Dimana :

$$K_f = \left(\frac{f_c'}{175} \right) + 0,6 \geq 1,0 = \left(\frac{35}{175} \right) + 0,6 = 0,80 \geq 1,0$$

Nilai K_f diambil 1,00

$$K_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{40}{40 - 2} = 1,05$$

Diambil nilai A_{sh}/sbc yang terbesar

$$\frac{A_{sh}}{s} = bc \cdot 0,0075 = 720 \times 0,0075 = 5,40$$

$$A_{sh} = 100 \times 5,40 = 540 \text{ mm}^2$$

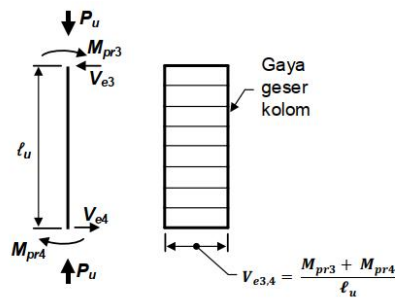
Maka dibutuhkan **5 kaki D13** ($A_{sh} = 663,33 \text{ mm}^2$)

4.9.2.1.8. Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser

1) Kekuatan geser

Gaya geser V_e harus diambil dari gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis dikedua ujung kolom. V_e dihitung dengan cara :

$$V_e = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u}$$



Gambar 4.96. Gaya geser desain kolom SRPMK

Sumber : SNI 2847-2019

Nilai M_{pr} untuk kolom dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1,00$.



Gambar 4.97. Nilai M_{pr} kolom didaerah atas

Nilai M_{pr} kolom didapatkan dari SP-Column dengan hasil sebagai berikut :

$$M_{pr} \text{ atas} = 1764,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr} \text{ bawah} = 1411,62 \text{ kN.m}$$

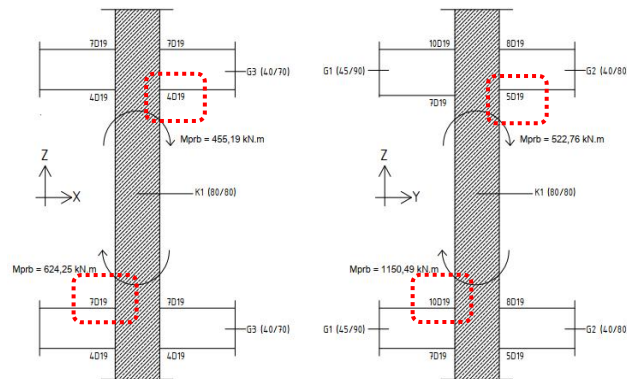
Maka nilai V_e :

$$V_e = \frac{M_{prc} \text{ atas} + M_{prc} \text{ bawah}}{l_u} = \frac{1764,91 + 1411,62}{4,5}$$

$$V_e = 705,90 \text{ kN}$$

Nilai V_e tidak perlu melebihi dari V_{sway} dan tidak boleh kurang dari V_u hasil analisis struktur sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1.

$$V_{sway} = \frac{M_{prb \text{ atas}} \times DF_{\text{atas}} + M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{\text{bawah}}}{l_n}$$



Gambar 4.98. Nilai M_{pr} balok pada atas dan bawah kolom

M_{prb} atas dan M_{prb} bawah merupakan penjumlahan dari kuat lentur maksimum balok diatas dan dibawah pada kolom yang didesain.

Nilai M_{pr} balok arah X :

$$M_{prb \text{ atas}} = 624,25 + 455,19 = 1079,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{prb \text{ bawah}} = 624,25 + 455,19 = 1079,44 \text{ kN.m}$$

Nilai M_{pr} balok arah Y :

$$M_{prb \text{ atas}} = 1150,49 + 522,76 = 1673,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{prb \text{ bawah}} = 1150,49 + 522,76 = 1673,25 \text{ kN.m}$$

Nilai M_{prb} yang diambil adalah yang terbesar antara arah X dan Y

$$M_{rb \text{ atas}} = 1673,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{rb \text{ bawah}} = 1673,25 \text{ kN.m}$$

DF merupakan faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain.

$$DF_{\text{atas}} = \frac{K_{\text{atas}}}{K_{\text{atas}} + K_{\text{bawah}}} = \frac{2,11 \times 10^{11}}{2,11 \times 10^{11} + 2,37 \times 10^{11}} = 0,47$$

$$DF_{\text{bawah}} = \frac{K_{\text{bawah}}}{K_{\text{atas}} + K_{\text{bawah}}} = \frac{2,37 \times 10^{11}}{2,11 \times 10^{11} + 2,37 \times 10^{11}} = 0,53$$

Dimana :

$$K_{atas} = \frac{EI}{L} = \frac{4700\sqrt{35} \times \frac{1}{12} 800 \times 800^3}{4500} = 2,11 \times 10^{11}$$

$$K_{bawah} = \frac{EI}{L} = \frac{4700\sqrt{25} \times \frac{1}{12} 800 \times 800^3}{4000} = 2,37 \times 10^{11}$$

Catatan : untuk kolom yang ada diatas dan bawah dari kolom yang didesain dengan panjang sama nilai DF dapat langsung diambil 0,5

$$V_{sway} = \frac{1673,25 \times 0,47 + 1673,25 \times 0,53}{3,8} = 440,33 \text{ kN}$$



Gambar 4.99. Output gaya geser pada ETABS V18

Nilai V_u dari hasil analisis struktur didapat $V_u = 88,81 \text{ kN}$

$$V_u \leq V_e \leq V_{sway}$$

$$88,81 \leq 705,90 \leq 440,33$$

Karena nilai V_e hasil perhitungan lebih besar dari V_{sway} maka :

$$V_e = V_{sway}$$

$$V_e = 440,33 \text{ kN}$$

2) Pengecekan beton dalam menahan gaya geser (V_c)

Kontribusi beton dalam menahan gaya geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

Dimana :

$$d = 800 - 40 - 13 - 22/2 = 736,00 \text{ mm}$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 800 \times 736 = 592175,92 \text{ N}$$

$$= 592,18 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 10.6.2.1 tulangan geser diperlukan jika :

$$V_u > 0,5\phi V_c$$

$$440,33 > 0,5 \times 0,75 \times 592,18$$

$$440,33 > 222,07 \rightarrow \text{tulangan geser diperlukan}$$

3) Tulangan geser minimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 10.6.2.1 luas minimum tulangan geser A_v min harus lebih besar dari :

$$\begin{aligned} \text{a. } A_{v \min} &= 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s}{f_y} \\ &= 0,062 \sqrt{35} \frac{800 \times 100}{420} = 69,87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } A_{v \min} &= 0,35 \frac{b_w \cdot s}{f_y} \\ &= 0,35 \frac{800 \times 100}{420} = 66,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4) Kebutuhan tulangan geser

Tulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.2.1. dengan mengasumsikan kuat geser beton, $V_c = 0$, maka :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{440,33}{0,75} = 587,11 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{587,11 \times 10^3}{420 \times 736}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1,899$$

Gunakan jarak antar sengkang tertutup $S = 100 \text{ mm}$

$$A_v = 100 \times 1,899 = 189,90 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang tertutup dan ikat silang, **5 kaki D13 -100 mm** ($A_{sh} = 549,90 \text{ mm}^2$)

$A_v \text{ pakai} > A_v \text{ perlu}$

$$663,33 \text{ mm}^2 > 189,90 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Kebutuhan tulangan geser di daerah lapangan

Kebutuhan tulangan geser daerah luar l_o (daerah lapangan). nilai V_c diluar l_o dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.6.1.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

Nilai N_u diambil dari nilai gaya aksial terfaktor pada kolom yang didesain, yaitu 7089,51 kN, sehingga :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{7089,51 \times 1000}{14 \times 800 \times 800} \right) 1\sqrt{35} \times 800 \times 736 = 1060729,17 \text{ N}$$

$$V_c = 1060,73 \text{ kN}$$

$$\text{Nilai } V_u = 440,33 \text{ kN}$$

Karena nilai V_c sudah melebihi nilai V_u maka tulangan geser yang digunakan pada daerah lapangan dapat dibuat sama dengan tulangan geser pada tumpuan adalah **5 kaki D13 (Ash = 633,33 mm²)**.

Jarak tulangan geser diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5 dimana jarak tulangan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $d/2$
 $736/2 = 368,00 \text{ mm}$
- 150 mm

Digunakan tulangan geser **5 kaki D13 – 150**.

4.9.2.1.9. Sambungan lewatan tulangan kolom

1) Menentukan panjang penyaluran (l_d)

a. Panjang penyaluran tulangan ulir kondisi tarik

Panjang penyaluran l_{ds} untuk kondisi tarik diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.1 dimana diambil nilai terbesar dari :

- 300 mm
- $l_{ds} = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{cb+K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$

Dimana :

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

$$\psi_t = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\psi_e = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\psi_s = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4})$$

$$\begin{aligned} cb &= \text{selimut beton} + D \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ tul. Lentur} \\ &= 40 + 13 + 22/2 \\ &= 64,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$K_{tr} = 0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.3})$$

Nilai $(cb+K_{tr})/d_b$ tidak boleh lebih besar dari 2,5

$$(64,0+0)/22 = 2,91$$

Maka diambil $(cb+Ktr)/db = 2,5$

$$l_{ds} = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) 22$$

$$= 567,94 \text{ mm} \approx 570 \text{ mm}$$

Maka pada kondisi tarik diambil nilai $l_{ds} = 570 \text{ mm}$

b. Panjang penyaluran tulangan ulir kondisi tekan

Panjang penyaluran l_{dc} untuk kondisi tekan diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.2 dimana diambil nilai terbesar dari :

- 200 mm

$$- l_{dc} = \left(\frac{0,24 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) \cdot d_b$$

Dimana :

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$\psi_r = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.9.3})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 25.4.9.3})$$

maka :

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 \times 420 \times 1,0}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 22 = 374,84 \text{ mm} \approx 380 \text{ mm}$$

$$- l_{dc} = 0,043 \cdot f_y \cdot \psi_r \cdot d_b$$

$$= 0,043 \times 420 \times 1,0 \times 22$$

$$= 397,32 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Maka pada kondisi tekan diambil nilai $l_{dc} = 400 \text{ mm}$

2) Panjang sambungan lewatan

a. Sambungan lewatan tulangan ulir kondisi tarik (l_{st})

Untuk menghitung panjang lewatan perlu meninjau tipe sambungan dan rasio tulangan terpasang dengan tulangan perlu.

- Tipe sambungan lewatan = kelas B

- Rasio tulangan terpasang dengan tulangan perlu

$$\frac{A_{s, \text{ terpasang}}}{A_{s, \text{ perlu}}} > 2,00$$

$$\frac{40 \times (1/4 \times 3,14 \times 22 \times 22)}{0,01 \times 800 \times 800} > 2,00$$

$$2,37 > 2,00 \quad (\text{Ok})$$

Panjang lewatan l_{st} untuk kondisi tarik diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.5.2 untuk tipe kelas B dan rasio $> 2,00$ diambil nilai terbesar dari :

- $1.0l_{ds}$
 $= 1,0 \times 570 \text{ mm}$
 $= 570 \text{ mm}$
- 300 mm

Diambil panjang $l_{st} = 570 \text{ mm}$

b. Sambungan lewatan tulangan ulir kondisi tekan (l_{sc})

Panjang lewatan l_{sc} untuk kondisi tekan diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 25.5.5.1 dimana diambil nilai terbesar dari :

- Untuk $f_y \leq 420 \text{ MPa}$: l_{sc} diambil nilai terbesar $0,071 f_y d_b$ dan 300 mm
- Untuk $f_y > 420 \text{ MPa}$: l_{sc} diambil nilai terbesar $(0,13 f_y - 24) d_b$ dan 300 mm

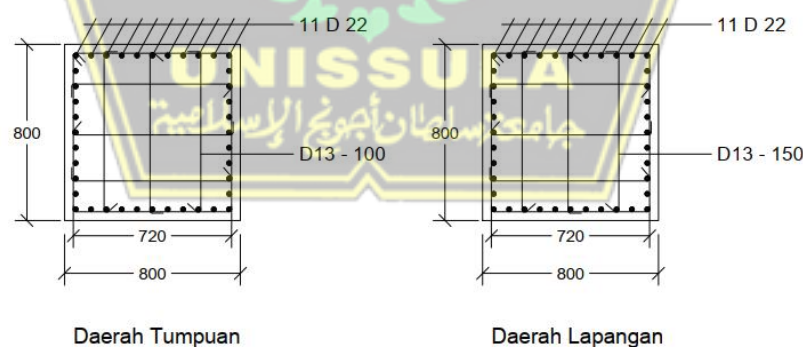
Maka :

l_{sc} diambil nilai terbesar :

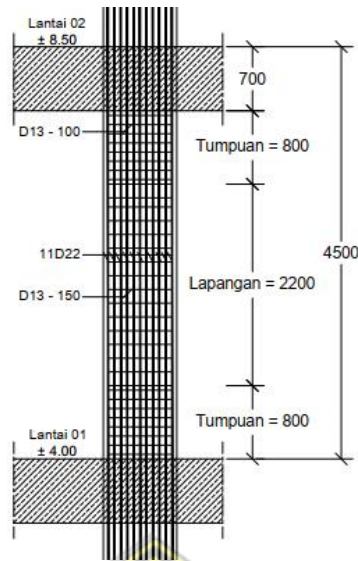
- $0,071 f_y \cdot d_b = 0,071 \times 420 \times 22 = 656,04 \text{ mm} \approx 660 \text{ mm}$
- 300 mm

Diambil panjang $l_{sc} = 660 \text{ mm}$

4.9.2.1.10. Gambar dimensi dan penulangan hasil perhitungan



Gambar 4.100. Penampang kolom K1 800x800 lantai 1



Gambar 4.101. Potongan memanjang kolom K1 800x800 lantai 1

4.9.2.2. Rekapitulasi desain kolom

4.9.2.2.1. Persyaratan strong column weak beam (SCWB)

Dimensi kolom didesain memiliki kekuatan lebih besar dari pada balok. Pengecekan *strong column weak beam* dilakukan dengan cara sama seperti kolom K1, sehingga didapatkan hasil yang disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.88. Pengecekan SCWB pada arah X

Tipe kolom	Mnc (kN.m)	6/5 x Mnb (kN.m)	SCWB
K0 (90/90)	3276,05	955,82	Ok
K1 (80/80)	2413,80	955,82	Ok
K2 (70/80)	2830,11	955,82	Ok
K3 (70/70)	3372,12	1109,11	Ok
K4 (60/80)	2112,63	1299,28	Ok
K5 (60/60)	3372,12	955,82	Ok

Tabel 4.89. Pengecekan SCWB pada arah Y

Tipe kolom	Mnc (kN.m)	6/5 x Mnb (kN.m)	SCWB
K0 (90/90)	6972,49	1626,14	Ok
K1 (80/80)	4971,35	1626,14	Ok
K2 (70/80)	5559,22	1626,14	Ok
K3 (70/70)	2025,09	1109,11	Ok
K4 (60/80)	3935,68	1472,85	Ok
K5 (60/60)	2025,09	1109,11	Ok

4.9.2.2.2. Rekapitulasi dimensi dan penulangan kolom

Untuk kolom tipe lain dilakukan perhitungan dengan cara sama kolom K1.

Didapatkan hasil yang disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 4.90. Hasil Perhitungan dimensi dan detail penulangan kolom

Tipe kolom	Tulangan utama	Tulangan transversal			
		Tumpuan		Lapangan	
		Senggang luar	Senggang kait	Senggang luar	Senggang kait
K0(90/90)	44 D 22	1 D13-100	6 D13-100	1 D13-150	6 D13-150
K1(80/80)	40 D 22	1 D13-100	6 D13-100	1 D13-150	6 D13-150
K2(70/80)	36 D 22	1 D13-100	5 D13-100	1 D13-150	5 D13-150
K3(70/70)	32 D 22	1 D13-100	4 D13-100	1 D13-150	4 D13-150
K4(60/80)	32 D 22	1 D13-100	3 D13-100	1 D13-150	3 D13-150
K5(60/60)	28 D 22	1 D13-100	2 D13-100	1 D13-150	2 D13-150

4.9.3. Dinding geser (shear wall)

4.9.3.1. Data perencanaan

Data – data perencanaan yang digunakan sebagai berikut :

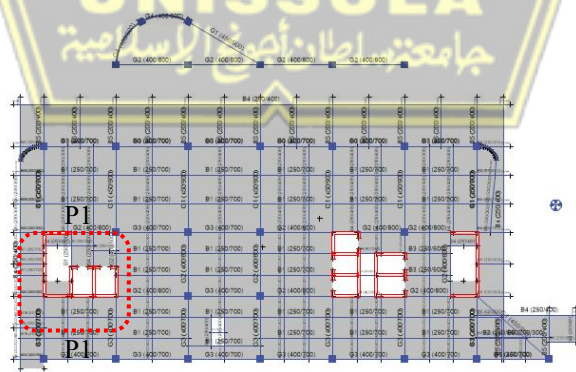
Tinggi dinding (h_w) = 4000 mm

Panjang dinding (l_w) = 7250 mm

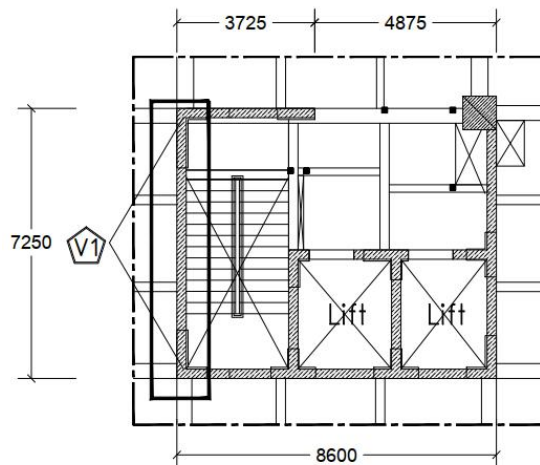
Tebal dinding (h) = 300 mm

Mutu beton(f_c') = 35 MPa

Mutu beton(f_y) = 420 MPa



Gambar 4.102. Denah lokasi dinding geser pada As 0-0 lantai basement



Gambar 4.103. Potongan P1-P1 lantai 1

4.9.3.2. Output gaya-gaya dalam

Untuk mendapatkan gaya dalam pada dinding geser dapat dilakukan dengan cara :
Menu *display – show tables – analysis results – structure output – elemen output – wall output – Ok.*

Tabel 4.91. Output gaya pada dinding geser dari ETABS V18

Story	Pier	Output case	Station Location	P kN	M2 kN.m	M3 kN.m
ATAP	P1	Envelope	Top	183,98	39,84	124,09
			Bottom	1005,42	273,21	586,92
LT.08A	P1	Envelope	Top	1802,66	842,84	3342,86
			Bottom	3033,72	2480,59	3403,80
LT.08	P1	Envelope	Top	4284,20	2120,41	7538,93
			Bottom	5380,50	5642,65	9608,52
LT.07	P1	Envelope	Top	7281,97	4167,24	14674,49
			Bottom	8383,59	10526,98	18591,35
LT.06	P1	Envelope	Top	10459,89	7882,13	24040,83
			Bottom	11697,45	18892,78	30638,07
LT.05	P1	Envelope	Top	14477,27	15325,06	33961,47
			Bottom	15714,68	28012,32	42707,52
LT.04	P1	Envelope	Top	18764,00	23950,29	46373,20
			Bottom	20007,64	41508,32	56047,80
LT.03	P1	Envelope	Top	23224,95	36353,04	60494,81
			Bottom	24468,68	54923,12	70692,19
LT.02	P1	Envelope	Top	27693,24	51002,83	75792,32
			Bottom	28937,26	69553,32	86700,28
LT.01	P1	Envelope	Top	31656,76	69595,00	91318,29
			Bottom	33029,55	67613,98	81689,55

Dari tabel diatas gaya-gaya dalam yang digunakan dalam perhitungan adalah :

$$P_u = 33029,55 \text{ kN}$$

$$M_2 = 69595,00 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 91318,29 \text{ kN.m}$$

4.9.3.3. Kekuatan desain dinding geser

Kekuatan desain dinding geser dapat disederhanakan dengan menghitung gaya aksial nominal (P_n). Didalam SNI 2847:2019 Pasal 11.5.3.1 nilai P_n dihitung dengan cara :

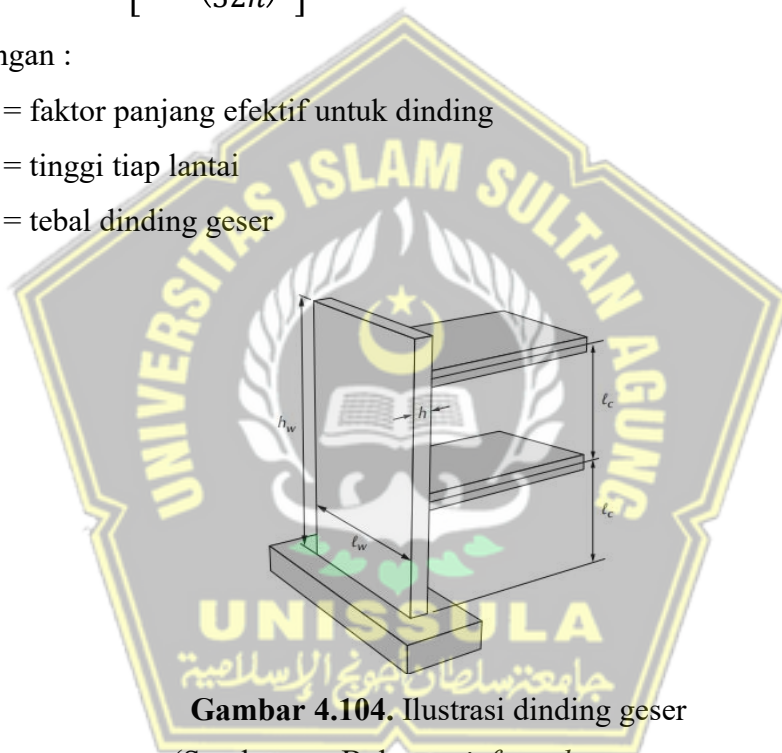
$$P_n = 0,55f_c'Ag \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Keterangan :

k = faktor panjang efektif untuk dinding

l_c = tinggi tiap lantai

h = tebal dinding geser



Gambar 4.104. Ilustrasi dinding geser

(Sumber : Buku *reinforced concrete design-eighth edition*)

Dimana :

$$Ag = 11722100 \text{ mm}^2 \rightarrow (\text{dari SP-Column})$$

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

$$k = 1,0 \rightarrow (\text{SNI 2847:2019-Tabel 11.5.3.2})$$

$$\phi = 0,65 \rightarrow \text{untuk gaya aksial (BAB II-Tabel 2.8)}$$

Nilai P_n :

$$P_n = 0,55 \times 35 \times 11722100 \left[1 - \left(\frac{1 \times 4000}{32 \times 300} \right)^2 \right]$$

$$P_n = 186475003,99 \text{ N}$$

$$P_n = 186475,00 \text{ kN}$$

Cek nilai P_n :

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0,65 \times 186475,00 \geq 21896,54$$

$$121208,75 \text{ kN} \geq 21896,54 \text{ kN (Ok)}$$

4.9.3.4. Kebutuhan tulangan transversal dalam menahan geser

Untuk perhitungan tulangan transversal diambil di salah satu sisi pada dinding geser P1, sesuai pada gambar 4.103 diambil pada V1.

1) Gaya geser terfaktor (V_u)

Gaya geser terfaktor (V_u) didapatkan dari ETABS V18 dengan cara : Menu *design – shear wall design – start design/check – Select* dinding geser – klik kanan mouse – ambil gaya geser – Ok.

Tabel 4.92. *Shear design* dari ETABS V18

Story	Pier	Output case	Station Location	P_u kN	V_u kN	M_u kN.m
LT.01	P1	Envelope	Top	2485,94	2931,98	15624,89
			Bottom	2196,22	1272,70	10970,09

Dari tabel diatas gaya-gaya dalam yang digunakan untuk tulangan transversal :

$$P_u = 2485,94 \text{ kN}$$

$$V_u = 2931,98 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 15624,89 \text{ kN.m}$$

2) Kebutuhan jumlah lapis tulangan

Kebutuhan jumlah lapis tulangan diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1 ditentukan dengan meninjau :

a. Kuat geser maksimum terfaktor (V_u)

$$V_u > 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c'}$$

Nilai A_{cv} didapat dengan cara :

$$A_{cv} = l_w \times h = 7250 \times 300 = 2175000 \text{ mm}^2$$

$\lambda = 1,0 \rightarrow$ untuk beton normal (SNI 2847:2019 Tabel 19.2.4.2)

Keterangan :

V_u = gaya geser maksimum terfaktor

A_{cv} = luas bruto penampang beton

Dimana :

$$0,17A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'} = 0,17 \times 2175000 \times 1,0 \times \sqrt{35} = 2187,47 \text{ kN}$$

Maka :

$$2931,98 \text{ kN} > 2187,47 \text{ kN} \quad (\text{Ok})$$

- b. Rasio tinggi dinding dengan panjang dinding

$$\frac{hw}{lw} > 2,0$$

$$\frac{42050}{7250} = 5,8 > 2,0$$

Jika 2 ketentuan diatas salah satu terpenuhi maka jumlah lapis yang digunakan adalah **2 lapis**.



Gambar 4.105. Jumlah lapis penulangan

- 3) Kuat geser beton (V_c)

Kuat geser beton (V_c) untuk dinding geser diatur didalam SNI 2847:2019

Pasal 11.5.4.6, dimana nilai V_c diambil nilai terkecil dari :

$$a. V_{c1} = 0,27\lambda\sqrt{f_c'}h \cdot d + \frac{P_u \times d}{4x l_w}$$

$$b. V_{c2} = 0,05\lambda\sqrt{f'c'} + \frac{l_w \left(0,1\lambda\sqrt{f'c'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}$$

Dimana :

$h = 300 \text{ mm}$ → ketebalan dinding

$d = 0,8 \times l_w$ → (SNI 2847:2019 Tabel 11.5.4.2)
 $= 0,8 \times 7250 = 5800 \text{ mm}$

Maka :

Nilai V_{c1} :

$$V_{c1} = 0,27\lambda\sqrt{f'c'} h \cdot d + \frac{P_u x d}{4 x l_w}$$

$$V_{c1} = 0,27 \times 1,0 \sqrt{35} \times 300 \times 5800 + \frac{2485943,60 \times 5800}{4 \times 7250}$$

$$V_{c1} = 3276563,00 \text{ N}$$

Nilai V_{c2} :

$$V_{c2} = \left[0,05\lambda\sqrt{f'c'} + \frac{l_w \left(0,1\lambda\sqrt{f'c'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h \cdot d$$

$$V_{c2} = \left[0,05 \times 1,0 \sqrt{35} + \frac{7250 \left(0,1 \times 1,0 \sqrt{35} + 0,2 \frac{2485943,60}{7250 \times 300} \right)}{\frac{15624890000}{2931981,80} - \frac{7250}{2}} \right] 300 \times 5800$$

$$V_{c2} = 6586345,55 \text{ N}$$

Nilai V_c diambil = 3276563,00 N

4) Kuat geser pada tulangan (V_s)

Nilai V_s dihitung dengan cara :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{2931981,80}{0,75} - 3276563,00 = 632746,06 \text{ N}$$

5) Kebutuhan tulangan geser

Luas tulangan geser (A_{vt}) dihitung dengan cara :

$$V_s = \frac{A_{vt} \times f_y \times d}{s}$$

Dimana :

Nilai A_{vt} :

$$A_{vt} = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

Dicoba dengan menggunakan tulangan transversal **2D13**.

$$A_{vt} = 2 \cdot \frac{1}{4} \times 3,14 \cdot 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

Spasi tulangan dicoba 100 mm

Maka :

$$V_s = \frac{265,33 \times 420 \times 5800}{100} = 6463438,80 \text{ N}$$

Kontrol nilai V_s

$$V_{s \text{ pakai}} > V_{s \text{ perlu}}$$

$$6463438,80 \text{ N} > 632746,06 \text{ N} \quad (\text{Ok})$$

6) Kuat geser dinding struktural (V_n)

a. Rasio tulangan (ρ_t)

Rasio tulangan dihitung dengan cara :

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s}$$

Dimana :

$$t = 300 \text{ mm (tebal dinding struktural)}$$

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

Maka :

$$\rho_t = \frac{265,33}{300 \times 100} = 0,0088$$

b. Pengecekan terhadap rasio tulangan minimum (ρ_t dan ρ_l)

Rasio tulangan minimum diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1, dimana nilai rasio tulangan minimum ρ_t dan ρ_l tidak boleh kurang dari 0,0025.

Cek rasio perhitungan terhadap rasio minimal :

$$\rho_t \geq \rho_t \text{ min}$$

$$0,0088 \geq 0,0025 \quad (\text{Ok})$$

Nilai ρ_t dan ρ_l dapat direduksi jika :

$$V_u \leq 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c'}$$

Dimana :

$$A_{cv} = l_w \times h = 7250 \times 300 = 2175000 \text{ mm}^2$$

$\lambda = 1,0 \rightarrow$ untuk beton normal (SNI 2847:2019 Tabel 19.2.4.2)

maka :

$$2931981,80 \text{ N} \leq 0,083 \times 2175000 \times 1,0 \sqrt{35} = 1068000,30 \text{ N} \text{ (tidak Ok)}$$

karena persyaratan diatas tidak terpenuhi maka rasio tidak direduksi.

c. Kuat geser dinding struktural (V_n)

Nilai V_n dihitung dengan cara :

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 3276563,00 + 6463438,80 = 9740001,80 \text{ N}$$

✓ Kontrol syarat kuat geser nominal penampang

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 nilai V_n tidak boleh melebihi :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y)$$

Dimana :

$$A_{cv} = l_w \times h = 7250 \times 300 = 2175000 \text{ mm}^2$$

Nilai α_c dengan meninjau nilai h_w/l_w :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{42050}{7250} = 5,80$$

untuk nilai $\alpha_c = 0,17 \rightarrow h_w/l_w \geq 2,0$

maka :

$$V_n = 2175000 (0,17 \times 1,0 \sqrt{35} + 0,0088 \times 420) = 10266769,00 \text{ N}$$

$$V_{n \text{ perhit.}} < V_{n \text{ maksimum}}$$

$$9740001,80 < 10266769,00 \text{ (Ok)}$$

Diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.4 bahwa nilai V_n untuk segmen vertikal tidak boleh melebihi :

$$V_n = 0,66 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$V_n = 0,66 \times 2175000 \times \sqrt{35} = 50242500,00 \text{ N}$$

$$V_{n \text{ perhit.}} < V_{n \text{ maksimum}}$$

$$9740001,80 < 50242500,00 \text{ (Ok)}$$

✓ Kontrol kuat geser penampang terhadap kuat geser maksimum terfaktor

$$\phi V_n > V_u$$

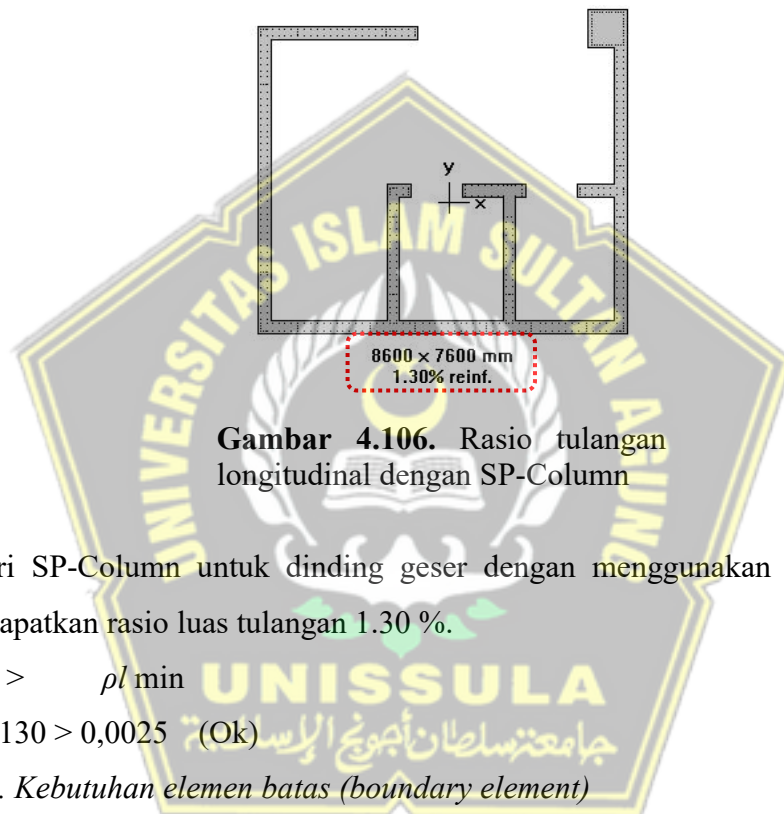
$$0,75 \times 9740001,80 = 37681875,00 > 2931981,80 \text{ N} \text{ (Ok)}$$

Dengan persyaratan pada SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 telah dipenuhi maka untuk tulangan transversal menggunakan **D13 – 100**.

4.9.3.5. Kebutuhan tulangan longitudinal dalam menahan lentur dan aksial

1) Jumlah tulangan penahan lentur dan aksial

Tulangan longitudinal pada dinding geser diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2, dimana nilai ρ_t dan ρ_l dengan nilai minimumnya tidak kurang dari 0,0025. Perhitungan konfigurasi penulangan dilakukan dengan menggunakan SP-Column. Gaya dalam yang diinputkan kedalam SP-Column :

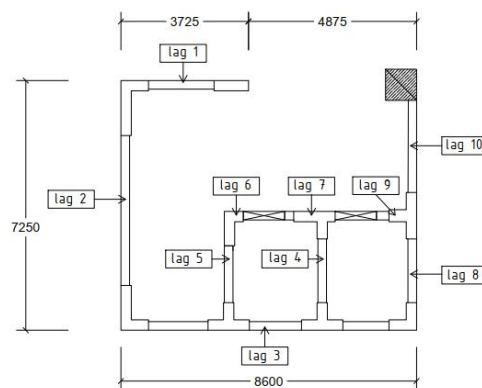


Dari SP-Column untuk dinding geser dengan menggunakan tulangan **D16** didapatkan rasio luas tulangan 1.30 %.

$$\rho_l > \rho_{l \text{ min}}$$

$$0,0130 > 0,0025 \text{ (Ok)}$$

4.9.3.6. Kebutuhan elemen batas (boundary element)



Gambar 4.107. Boundary element dari ETABS

Pengecekan *boundary element* pada *shear wall* P1 diambil pada *lag* 2 dengan panjang $l_w = 7250$ mm.

1) Pengecekan dinding struktural membutuhkan elemen batas

a. Pengecekan secara manual

Elemen batas diperlukan bilamana nilai c lebih dari yang diisyaratkan dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2 dimana :

$$c > \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

Keterangan :

c = jarak sumbu netral ke serat tekan terjauh (mm)

δ_u = nilai simpangan / perpindahan maksimum desain (mm)

– Menentukan nilai c

nilai c didapat dari program ETABS V18

Tabel 4.93. Output nilai c dari ETABS

Station location	ID	C Depth (mm)
Top – Left	Leg 2	1689,70
Top – Right	Leg 2	1952,20
Bottom – Left	Leg 2	1675,00
Bottom – Right	Leg 2	1820,10

Didapatkan nilai c :

$c = 1952,20$ mm

– Menentukan nilai rasio δ_u/h_w

nilai δ_u didapat dari hasil permodelan dengan ETABS V18 didapat hasil :

$\delta_u = 19,39$ mm (Tabel 4.24)

nilai :

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{19,39}{42050} = 0,00046$$

Nilai rasio δ_u/h_w minimum didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2 ditetapkan tidak boleh kurang dari = 0,005.

$$\frac{\delta_u}{h_w}(\text{perhit.}) > \frac{\delta_u}{h_w}(\text{min})$$

$0,00046 < 0,005$ (tidak Ok) $\rightarrow$ digunakan nilai 0,005

Sehingga :

$$c > \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

$$c = 1952,20 \text{ mm} < \frac{7250}{600(0,005)} = 2416,67 \text{ mm}$$

Karena nilai $c < \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$, maka dari perhitungan manual **tidak** memerlukan

boundary element pada lag 2.

b. Pengecekan dengan ETABS V18

Untuk mengetahui dinding geser memerlukan *boundary element* dari ETABS dengan cara : menu *design – shear wall design – display design info – pier edge/boundary zones widths* – Ok – klik kanan dinding geser yang didesain.

Tabel 4.94. Elemen batas pada lag 2 dari ETABS V18

<i>Station location</i>	ID	<i>Edge length (mm)</i>
<i>Top – Left</i>	Leg 2	989,70
<i>Top – Right</i>	Leg 2	1252,20
<i>Top – Left</i>	Leg 4	<i>Not required</i>
<i>Top – Right</i>	Leg 4	<i>Not required</i>
<i>Bottom – Left</i>	Leg 2	975,00
<i>Bottom – Right</i>	Leg 2	1120,10

Keterangan :

Not required : dinding geser yang tidak memerlukan elemen batas

Leg : elemen dinding geser yang ditinjau dari koordinat

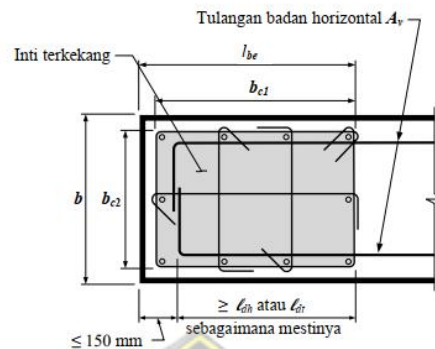
Data tabel diatas didapatkan hasil pada lag 2 dengan panjang 7250 mm memerlukan **elemen batas**. Untuk lokasi yang lainnya dilakukan dengan cara sama, sehingga didapatkan hasil yang disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.95. Rekapitulasi elemen batas dari ETABS V18

<i>Station location</i>	ID	<i>Edge length</i> (mm)
<i>Top-Left</i>	Leg 1	646,1
<i>Top-Right</i>	Leg 1	649
<i>Top-Left</i>	Leg 2	989,7
<i>Top-Right</i>	Leg 2	1252,2
<i>Top-Left</i>	Leg 3	891,9
<i>Top-Right</i>	Leg 3	917,8
<i>Top-Left</i>	Leg 4	196,3
<i>Top-Right</i>	Leg 4	219,2
<i>Top-Left</i>	Leg 5	253,7
<i>Top-Right</i>	Leg 5	277,9
<i>Top-Left</i>	Leg 6	44,6
<i>Top-Right</i>	Leg 6	45,5
<i>Top-Left</i>	Leg 7	86
<i>Top-Right</i>	Leg 7	91,5
<i>Top-Left</i>	Leg 8	299,9
<i>Top-Right</i>	Leg 8	344,2
<i>Top-Left</i>	Leg 9	54,3
<i>Top-Right</i>	Leg 9	103,1
<i>Bottom-Left</i>	Leg 1	508,5
<i>Bottom-Right</i>	Leg 1	502,1
<i>Bottom-Left</i>	Leg 2	975
<i>Bottom-Right</i>	Leg 2	1120,1
<i>Bottom-Left</i>	Leg 3	882,3
<i>Bottom-Right</i>	Leg 3	883,9
<i>Bottom-Left</i>	Leg 4	<i>Not Required</i>
<i>Bottom-Right</i>	Leg 4	<i>Not Required</i>
<i>Bottom-Left</i>	Leg 5	234,7
<i>Bottom-Right</i>	Leg 5	235,5
<i>Bottom-Left</i>	Leg 6	44,9
<i>Bottom-Right</i>	Leg 6	44,1
<i>Bottom-Left</i>	Leg 7	85,6
<i>Bottom-Right</i>	Leg 7	<i>Not Required</i>
<i>Bottom-Left</i>	Leg 8	295,5
<i>Bottom-Right</i>	Leg 8	289,6
<i>Bottom-Left</i>	Leg 9	99,7
<i>Bottom-Right</i>	Leg 9	<i>Not Stressed</i>

2) Dimensi elemen batas (*boundary element*)

Dimensi Elemen batas yang diisyaratkan dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 dimana :



Gambar 4.108. Ketentuan penulangan elemen batas

(Sumber : SNI 2847:2019)

Panjang elemen batas (l_{be}) pada lag 2 diambil yang terbesar :

$$l_{be} = (c - 0,1l_w) = 1952,20 - (0,1 \times 7250) = 1227,20 \text{ mm}$$

$$l_{be} = \frac{c}{2} = \frac{1952,20}{2} = 613,60 \text{ mm}$$

Maka:

Besar l_{be} diambil 1500 mm

Cek panjang l_{be} :

- Nilai l_{be} tidak boleh kurang dari 300 mm (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4)

$$l_{be} = 1500 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

- Nilai l_{be} tidak boleh kurang dari hasil ETABS (Tabel 4.99)

$$l_{be} = 1500 \text{ mm} > 1252,20 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Tebal pada elemen batas (b_{be})

$$b_{be} \geq (\text{tebal dinding daerah badan})$$

300 merupakan tebal badan (*web*) dinding struktural

Nilai b_{be} diambil = 350 mm

Untuk lokasi lain dilakukan dengan cara sama, sehingga didapatkan dimensi *boundary element* sebagai berikut :

Tabel 4.96. Dimensi *boundary element* pada dinding geser P1

Lokasi	Panjang (mm)	Tebal (mm)
<i>Leg 1</i>	1000	350
<i>Leg 2</i>	1500	350
<i>Leg 3</i>	1000	350
<i>Leg 4</i>	1000	350
<i>Leg 5</i>	1000	350
<i>Leg 6</i>	600	350
<i>Leg 7</i>	1460	350
<i>Leg 8</i>	1000	350
<i>Leg 9</i>	1200	350
<i>Lag 10</i>	675	350

4.9.3.7. Kebutuhan tulangan transversal pada elemen batas

1) Spasi tulangan transversal

Spasi tulangan transversal pada elemen batas sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 diambil yang terkecil dari :

- $1/3 \times \text{dimensi terkecil elemen batas} = 1/3 \times 300 = 100 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter tulangan utama terkecil} = 6db = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$
- S_o , dimana $S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$

$$h_x = (1500 - 2(40) - 2(13) - 16) / 14 = 98,43 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - 98,43}{3} \right) = 183,86 \text{ mm}$$

Dimana nilai $S_o \geq 100 \text{ mm}$ dan $S_o \leq 150 \text{ mm}$, maka spasi yang dipakai adalah 100 mm.

2) Kebutuhan tulangan transversal

Kebutuhan tulangan transversal dimensi Elemen batas yang diisyaratkan dalam SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4(f), dimana diambil nilai yang terbesar dari :

$$\text{a. } \frac{A_{sh}}{sbc} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

Dimana :

$$A_g = 350 \times 1500 = 525000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (b - 2 \cdot \text{tebal selimut}) \times (b - 2 \cdot \text{tebal selimut}) \\ &= (350 - (2 \cdot 40)) \times (1500 - (2 \cdot 40)) \\ &= 383400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$bc = 1500 - (2 \times 40) = 1420 \text{ mm}$$

Maka :

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,3 \left(\frac{525000}{383400} - 1 \right) \frac{35}{420}$$

$$A_{sh} = s \times bc \times 0,00923$$

$$A_{sh} = 100 \times 1420 \times 0,00923 = 1311,11 \text{ mm}^2$$

$$\text{b. } \frac{A_{sh}}{sbc} = 0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,09 \frac{35}{420} = 0,00750$$

Dimana :

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

$$bc = 1500 - (2 \times 40) = 1420 \text{ mm}$$

maka :

$$A_{sh} = s \times bc \times 0,00750$$

$$A_{sh} = 100 \times 1420 \times 0,00750 = 1065,00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nilai } A_{sh} \text{ yang diperlukan} = 1311,11 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang tertutup (hoop) dan ikat silang dengan diameter D16.

Maka dibutuhkan **7 kaki D16** ($A_{sh} = 1406,72 \text{ mm}^2$) pada lag 2.

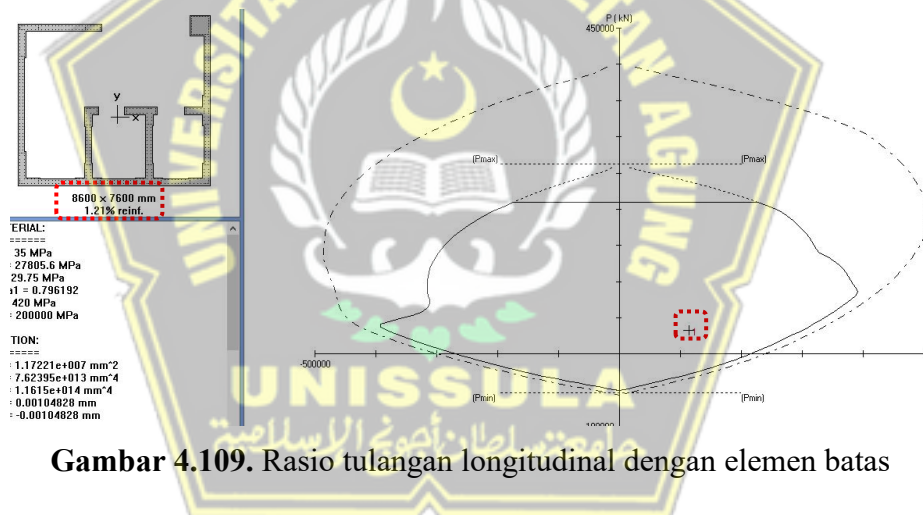
$$A_{sh} \text{ pakai} > A_{sh} \text{ perlu}$$

$$1406,72 \text{ mm}^2 > 1311,11 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Untuk lokasi yang lainnya dilakukan dengan cara sama dan didapatkan hasil :

Lokasi	As perlu (mm ²)	Jml. tulangan	As pakai (mm ²)
<i>Leg 1</i>	940,74	6 kaki D16	1205,76
<i>Leg 2</i>	1311,11	7 kaki D16	1406,72
<i>Leg 3</i>	940,74	6 kaki D16	1205,76
<i>Leg 4</i>	940,74	6 kaki D16	1205,76
<i>Leg 5</i>	940,74	6 kaki D16	1205,76
<i>Leg 6</i>	644,44	4 kaki D16	803,84
<i>Leg 7</i>	1281,48	7 kaki D16	1406,72
<i>Leg 8</i>	940,74	6 kaki D16	1205,76
<i>Leg 9</i>	1088,89	6 kaki D16	1205,76
<i>Lag 10</i>	700,00	4 kaki D16	803,84

1) Jumlah tulangan pada *boundary element*



Gambar 4.109. Rasio tulang longitudinal dengan elemen batas

Dari SP-Column *boundary element* memakai tulangan **D19** didapatkan rasio luas tulangan 1,21 %.

ρl	$>$	$\rho l \text{ min}$	
0,0121	$>$	0,0025	(Ok)

2) Kontrol kuat lentur nominal (M_n)

Nilai M_n didapat dari SP-Column dengan hasil sebagai berikut :

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacity Ratios									
NOTE: Calculations are based on "Moment Capacity" Method.									
No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity		
	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕP_n	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	NA Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm		
1	33029.00	69595.00	91318.00	33029.00	182098.72	238938.05	3044	0.00787	0.900

Gambar 4.110. Nilai M_n pada dinding geser

Cek nilai M_n terhadap kuat lentur terfaktor (M_u)

$$\phi M_n \geq M_u$$

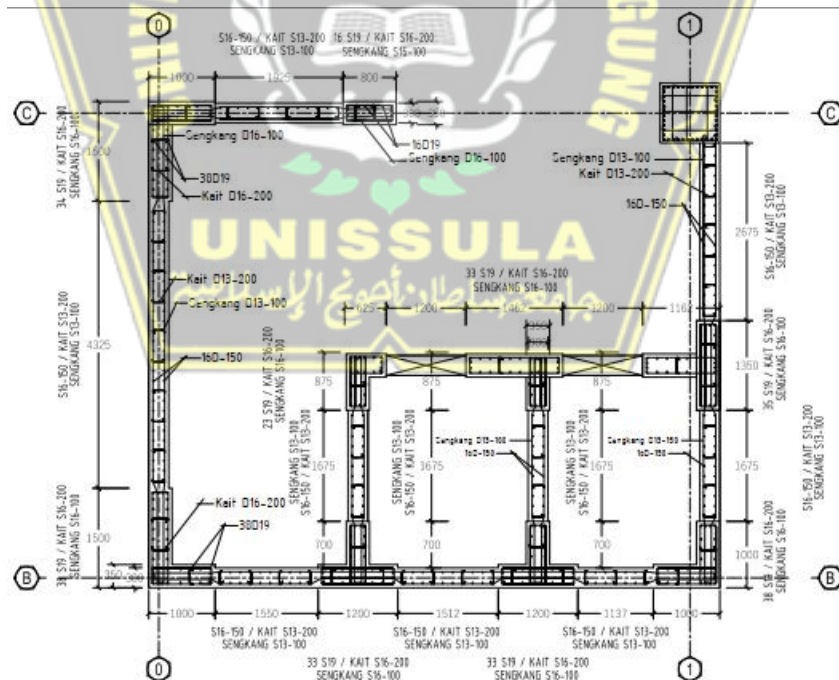
untuk arah X

$$182098,72 \text{ kN.m} \geq 69595,00 \text{ kN.m} \quad (\text{Ok})$$

untuk arah Y

$$238938,05 \text{ kN.m} \geq 91318,29 \text{ kN.m} \quad (\text{Ok})$$

4.9.3.9. Gambar dimensi dan penulangan hasil perhitungan



Gambar 4.111. Detail penulangan dinding geser P1

4.10. Perhitungan Struktur Sekunder

4.10.1. Desain pelat lantai

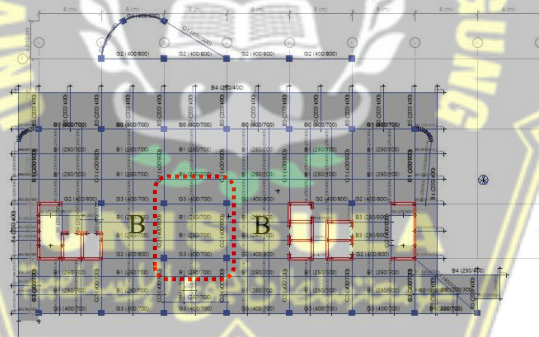
4.10.1.1. Desain pelat S1

Pembangunan RSUP Wahidin Sudirohusodo terdapat 4 tipe pelat yang digunakan S1,S2,S3 dan S4. Untuk perhitungan ini diambil pelat S1 dengan lokasi berada di lantai 1.

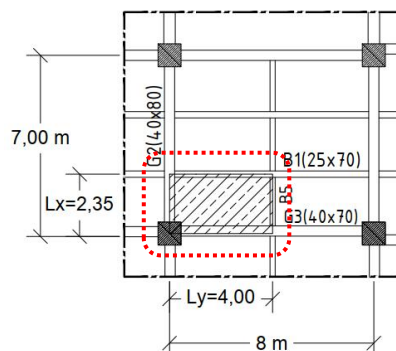
4.10.1.1.1. Data perencanaan

Data – data perencanaan yang digunakan sebagai berikut :

Tipe pelat	= S1
Mutu beton (f_c')	= 25 MPa
Mutu tulangan(f_y)	= 420 MPa
Tebal pelat lantai (t)	= 125 mm
Tebal selimut (t_s)	= 20 mm
D. tulangan	= 10 mm
Bentang pelat arah x	= 2700 mm
Bentang pelat arah y	= 3200 mm



Gambar 4.112. Denah Pelat S1 pada lantai 1



Gambar 4.113. Potongan B-B lantai 1

4.10.1.1.2. Pembebanan pelat

1) Beban mati (*Dead Load*)

a. Beban bangunan sendiri

$$\text{Berat pelat } t = 125 \text{ cm, } \rightarrow 0,125 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban mati tambahan (superimposed dead load)

$$\text{Berat finishing lantai (5 cm)} = (0,05 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3) = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 0,11 + 0,07 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban MEP (lampu, instalasi listrik, pipa)} &= 0,30 \text{ kN/m}^2 \\ &= 4,58 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) Beban hidup (*Live Load*)

Rumah sakit

$$\text{Ruang operasi, laboratorium (LL.1)} = 2,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ruang pasien (LL.2)} = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Koridor diatas lantai pertama (LL.2)} = 3,83 \text{ kN/m}^2$$

Beban rencana terfaktor yang digunakan dalam perhitungan tulangan dengan menggunakan kombinasi pembebanan $Qu = 1,2DL + 1,6 LL$.

a. Ruang operasi, laboratorium

$$Qu = (1,2 \times 4,58) + (1,6 \times 2,87) = 10,088 \text{ kN/m}^2$$

b. Ruang pasien

$$Qu = (1,2 \times 4,58) + (1,6 \times 1,92) = 8,568 \text{ kN/m}^2$$

c. Koridor diatas lantai pertama

$$Qu = (1,2 \times 4,58) + (1,6 \times 3,83) = 11,624 \text{ kN/m}^2$$

Untuk pelat S1 sesuai gambar 4.113 beban hidupnya adalah 11,624 kN/m².

4.10.1.1.3. Sistem penulangan pelat

Sistem penulangan pelat ditentukan berdasarkan rasio bentang panjang dengan bentang pendek

$$lx = 2350 \text{ mm} - \frac{400 \text{ mm}}{2} - \frac{250 \text{ mm}}{2} = 2375 \text{ mm}$$

$$ly = 4000 \text{ mm} - \frac{400 \text{ mm}}{2} - \frac{200 \text{ mm}}{2} = 3700 \text{ mm}$$

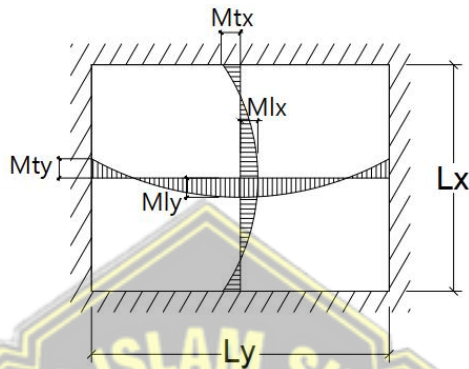
$$\beta = \frac{ly}{lx} = \frac{3700 \text{ mm}}{2375 \text{ mm}} = 1,56$$

Karena $\beta < 2$, maka sistem penulangan pelat adalah **pelat dua arah**.

4.10.1.1.4. Momen pelat akibat beban terfaktor

Momen yang dijadikan perhitungan pelat adalah momen maksimum dari :

- Momen lapangan arah x, M_{lx}
- Momen lapangan arah y, M_{ly}
- Momen tumpuan arah x, M_{tx}
- Momen tumpuan arah y, M_{ty}



Gambar 4.114. Pelat dengan semua sisi terjepit penuh

1) Perhitungan manual

a. Menentukan koefisien momen pelat

Koefisien momen pelat ditentukan dengan cara interpolasi dengan mengetahui nilai $\beta=1,21$ maka :

Koefisien momen lapangan arah x (C_{lx})

$$C_{lx} = \frac{1,56 - 1,50}{1,60 - 1,50} = \frac{x - 36}{37 - 36} = 36,58$$

Tabel 4.98. Rekapitulasi koefisien momen

Momen tumpuan		Momen lapangan	
Arah X (C_{tx})	Arah Y (C_{ty})	Arah X (C_{lx})	Arah Y (C_{ly})
77,74		36,58	
	57,00		16,42

b. Momen pelat akibat beban terfaktor

Momen pada pelat dihitung dengan cara :

$$M_{lx} = C_{lx} \cdot 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{ly} = C_{ly} \cdot 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

$$Mutx = Ctx. 0,001. Qu. Lx^2$$

$$Muty = Cty. 0,001. Qu. Lx^2$$

Perhitungan :

$$Mutx = 77,74 \times 0,001 \times 11,624 \times 2,375^2 = 5,097 \text{ kN.m/m}$$

Tabel 4.99. Rekapitulasi nilai momen tiap 1 meter hasil perhitungan

Arah X		Arah Y	
<i>Mutx</i> (kN.m)	<i>Mulx</i> (kN.m)	<i>Muty</i> (kN.m)	<i>Muly</i> (kN.m)
5,097		3,737	
	2,398		1,077

2) Output dari ETABS V18

Nilai momen diambil dari analisis struktur dengan program ETABS V18

Untuk mendapatkan nilai momen dilakukan dengan cara : menu *display – force/stress diagram – shell stress/force –* pada *component* pilih M11 (*Muty* dan *Muly*) atau M22 (*Mutx* dan *Mulx*) – Ok.



Gambar 4.115. Momen tumpuan arah y (*Mutx*)

Tabel 4.100. Rekapitulasi nilai momen tiap 1 meter dari ETABS V18

Arah X		Arah Y	
<i>Mutx</i> (kN.m)	<i>Mulx</i> (kN.m)	<i>Muty</i> (kN.m)	<i>Muly</i> (kN.m)
16,271		16,252	
	3,320		3,407

Momen yang digunakan dalam perhitungan adalah momen yang diambil dari ETABS V18 = 16,271 kN.m/m.

4.10.1.1.5. Tinggi efektif pelat

Tinggi efektif pelat (d_s) dihitung dengan cara

$$d = h - d_s$$

Dimana :

$$h = 125 \text{ mm}$$

d_s didapat dengan cara :

$$d_s = t_s + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

t_s = tebal selimut beton, $t_s = 20 \text{ mm}$ (SNI 2847:2019 Tabel 20.6.1.3.1)

Maka :

$$d = 125 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

4.10.1.1.6. Perhitungan tulangan pelat

1) Faktor distribusi tegangan beton (β_1)

Nilai β_1 ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.3

- Untuk $f_c' \rightarrow 17 \leq f_c' \leq 28$

$$\beta_1 = 0,85$$

- Untuk $f_c' \rightarrow 28 < f_c' < 55$

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

- Untuk $f_c' \rightarrow f_c' \geq 55$

$$\beta_1 = 0,65$$

kuat tekan beton yang digunakan $f_c' = 25 \text{ MPa}$ maka :

$$\beta_1 = 0,85$$

2) Faktor tahanan momen (R_n)

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

Dimana :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

ϕ = faktor reduksi kekuatan lentur ($\phi = 0,90$)

maka :

$$M_n = \frac{16,271}{0,9} = 18,08 \text{ kN.m}$$

$$Mn = 18,08 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

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

$$b = 1000 \text{ mm} \rightarrow b = \text{ditinjau pelat lantai selebar 1 m}$$

Maka :

$$R_n = \frac{18,08 \times 10^6}{1000 \times 100^2} = 1,808$$

faktor tahanan momen maksimum (R_{maks})

$$R_{maks} = 0,75 \cdot \rho b \cdot f_y \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \rho b \cdot \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right)$$

Dimana :

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0253$$

Maka :

$$R_{maks} = 0,75 \times 0,0253 \times 420 \left(1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0253 \times \frac{420}{0,85 \cdot 420} \right) = 6,475$$

Kontrol nilai R_n

$$R_n < R_{maks}$$

$$1,808 < 6,475 \quad (\text{Ok})$$

3) Rasio tulangan yang diperlukan (ρ)

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,808}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,0045$$

Kontrol nilai rasio tulangan

Batasan rasio minimum tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

$$\rho \geq \rho_{\min}$$

$$0,0045 \geq 0,0025 \quad (\text{Ok})$$

Karenan ρ dari perhitungan lebih dari $\rho_{\min}$ maka :

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0045$$

4) Kebutuhan tulangan lentur pada pelat

a. Luas tulangan yang perlukan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0045 \times 1000 \times 100 = 451 \text{ mm}^2$$

b. Jarak antar tulangan

$$S = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot b}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 10^2 \cdot 1000}{451} = 174 \text{ mm}$$

Jarak maksimum tulangan pelat ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2 dimana tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $2h$

$$2h = 2 \times 125 = 250 \text{ mm}$$

- 450 mm

Jarak tulangan dapat menggunakan **S = 150 mm**.

c. Luas tulangan yang digunakan

Digunakan tulangan D10 – 150 mm

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot b}{S} = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 10^2 \cdot 1000}{150} = 524 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas tulangan

$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$524 \text{ mm}^2 > 451 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Maka tulangan **D10 – 150 mm** dapat digunakan.

4.10.1.1.7. Kontrol lendutan pelat

1) Lendutan elastis seketika

Lendutan elastis seketika diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.

a. Modulus elastis

- Modulus elastis beton (E_c)

Modulus elastis dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 19.2.2 untuk beton normal dihitung dengan cara :

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja tulangan (E_s)

Modulus elastis baja diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 20.3.2.1 berkisar antara 197000 MPa sampai 200000 MPa. Untuk keperluan desain ditentukan E_s sebesar :

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

- b. Beban terfaktor pada pelat (Q)

$$Q = Q_D + Q_L = 4,58 + 3,83 = 8,41 \text{ kN/m}$$

$$Q = 8,41 \text{ N/mm}$$

- c. Momen inersia bruto penampang pelat (I_g)

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3$$

Dimana :

$$b = 1000 \text{ mm} \rightarrow b = \text{ditinjau pelat lantai selebar 1 m}$$

$$h = 125 \text{ mm}$$

maka :

$$I_g = \frac{1}{12} 1000 \cdot 125^3 = 162760416,67 \text{ mm}^3$$

- d. Momen inersia retak penampang beton (I_{cr})

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} \cdot b \cdot c^3 \right) + (n \cdot A_s \cdot (d - c)^2)$$

Dimana :

$$b = 1000 \text{ mm} \rightarrow b = \text{ditinjau pelat lantai selebar 1 m}$$

n = nilai perbandingan modulus elastis

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{23.500} = 8,51$$

c = jarak antara garis netral terhadap sisi atas penampang beton

$$c = \frac{n \cdot A_s}{b} = \frac{8,51 \times 524}{1000} = 4,456 \text{ mm}$$

$$d = 100 \text{ mm} \rightarrow d = \text{tinggi efektif pelat}$$

maka :

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \left(\frac{1}{3} \times 1000 \times 4,456^3 \right) + (8,51 \times 524 \times (100 - 4,456)^2) \\ &= 40708109,33 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- e. Momen kondisi retak (M_{cr})

Nilai M_{cr} dihitung dengan berdasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.5.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

Dimana :

f_r = modulus keruntuhan lentur beton

$$f_r = 0,7\sqrt{f_c'} = 0,7\sqrt{25} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 162760417,67 \text{ mm}^3$$

$$y_t = h/2$$

$$= 125/2 = 62,5 \text{ mm}$$

Maka :

$$M_{cr} = \frac{3,5 \times 162760417,67}{62,5} = 9114583,33 \text{ N. mm}$$

- f. Momen maksimum akibat beban (M_a)

$$M_a = \frac{1}{8} \cdot Q \cdot L_x^2 = \frac{1}{8} \times 8,41 \times 2375^2 = 5929707,03 \text{ N. mm}$$

- g. Menentukan Inersia efektif (I_e)

Nilai I_e dihitung dengan berdasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.5

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) \cdot I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{9114583,33}{5929707,03}\right)^3 \cdot 162760417,67 + \left(1 - \left(\frac{9114583,33}{5929707,03}\right)^3\right) \cdot 40708109$$

$$I_e = 483966273,80 \text{ mm}^4$$

- h. Lendutan elastis seketika (δ_e)

Lendutan elastis seketika (δ_e) dihitung dengan cara :

$$\delta_e = \frac{5 \cdot Q \cdot Lx^4}{384 \cdot E_c \cdot I_e}$$

$$\delta_e = \frac{5 \times 8,41 \times 2375^4}{384 \times 23500 \times 483966273,80} = 0,306 \text{ mm}$$

- i. Kontrol lendutan seketika (δ_e)

Batas maksimum lendutan seketika diatur didalam SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2

$$\delta_{e \text{ maks}} = \frac{Lx}{360} = \frac{2375}{360} = 6,597 \text{ mm}$$

Maka :

$$\delta_e \leq \delta_{e \text{ maks}}$$

$$0,306 \text{ mm} \leq 6,597 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

2) Lendutan jangka panjang

Lendutan jangka panjang diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 24.2.4.

a. Faktor ketergantungan waktu (λ) untuk kurung waktu > 5 tahun

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho}$$

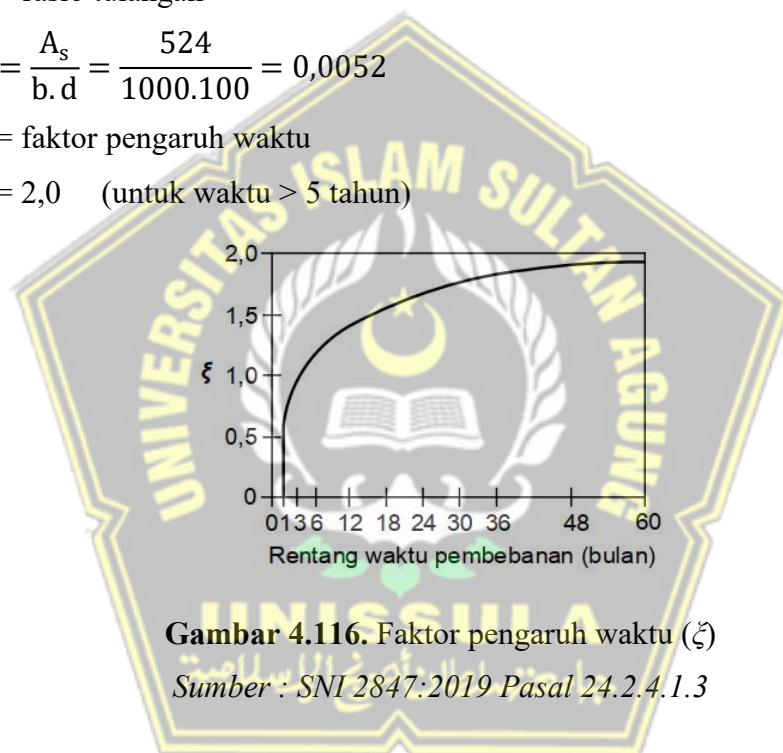
dimana :

ρ = rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{524}{1000.100} = 0,0052$$

ξ = faktor pengaruh waktu

$\xi = 2,0$ (untuk waktu > 5 tahun)



Gambar 4.116. Faktor pengaruh waktu (ξ)

Sumber : SNI 2847:2019 Pasal 24.2.4.1.3

Maka nilai λ :

$$\lambda = \frac{2,0}{1 + 50 \times 0,0052} = 1,585$$

b. Lendutan jangka panjang (δ_g) akibat susut dan rangkak

$$\delta_g = \lambda \cdot \frac{5 \cdot Q \cdot Lx^4}{384 \cdot E_c I_e}$$

$$\delta_g = 1,585 \times \frac{5 \times 8,41 \times 2375^4}{384 \times 23500 \times 483966273,80} = 0,486 \text{ mm}$$

c. Lendutan total (δ_{total}) pelat

$$\delta_{\text{total}} = \delta_e + \delta_g$$

$$\delta_{\text{total}} = 0,306 + 0,486 = 0,792 \text{ mm}$$

Kontrol nilai lendutan pelat total

Batas maksimum lendutan total diatur didalam SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2.

$$\delta_{e \text{ maks}} = \frac{Lx}{240} = \frac{2375}{240} = 9,896 \text{ mm}$$

Maka :

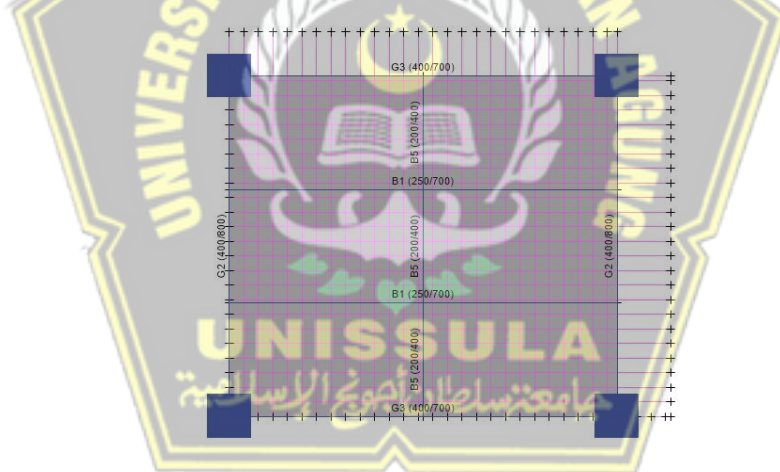
$$\delta_{\text{total}} \leq \delta_{e \text{ maks}}$$

$$0,792 \text{ mm} \leq 9,896 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

4.10.1.1.8. Pengecekan penulangan dengan ETABS

1) Draw strip pada pelat

Penggambaran strip pada ETABS V18 merupakan representasi dari tulangan pada elemen pelat dan mempermudah dalam melihat nilai momen sepanjang frame strip pada elemen pelat yang telah dibuat.

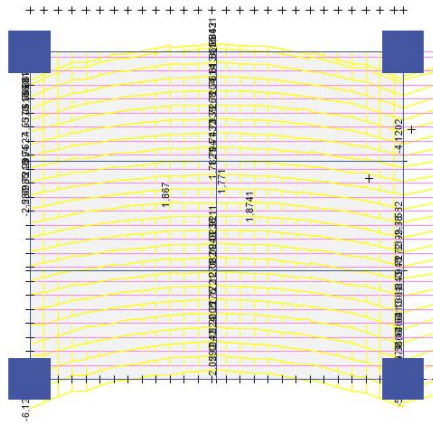


Gambar 4.117. Draw design strips

2) Penginputan tulangan pada ETABS V18

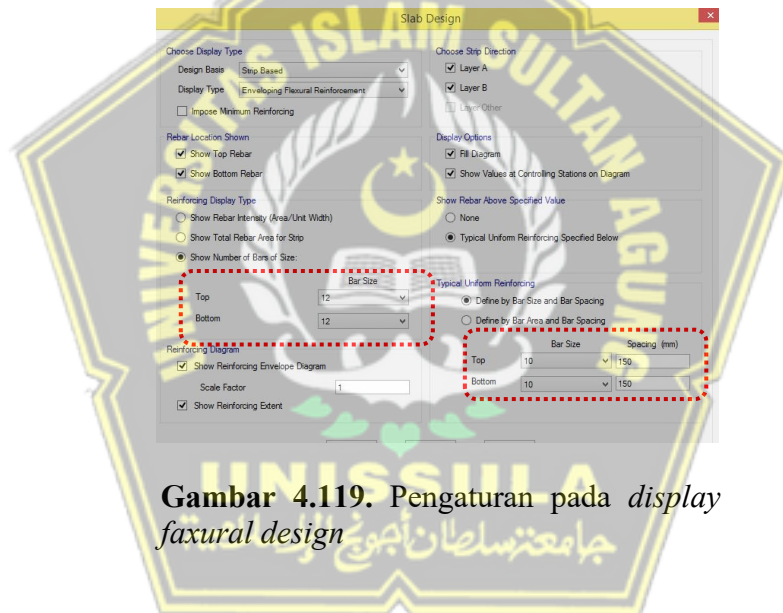
Penulangan elemen pelat pada ETABS V18 dapat dilakukan dengan cara :

- Menu *design – concrete slab design – select stories for design* pilih Lt. 01 karena pelat yang didesain – ok.
- Kembali menu *design – concrete slab design – start design*



Gambar 4.118. Momen pada strip

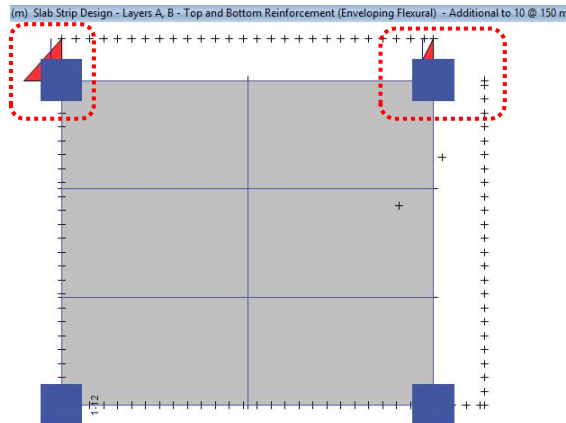
- Kembali menu *design – concrete slab design – display flaxural design* – input parameter yang dibutuhkan – ok.



Gambar 4.119. Pengaturan pada *display faxural design*

- Keterangan :
 - *Typical uniform reinforcing*
Pengenputan perhitungan tulangan manual dilakukan pada bagian *Typical uniform reinforcing* dengan **tulangan D10 –150**.
 - *Reinforcing display type*
Reinforcing display type merupakan pengaturan untuk tulangan ekstra jika tulangan D10–150 tidak memenuhi, dicoba **tulangan D12**.

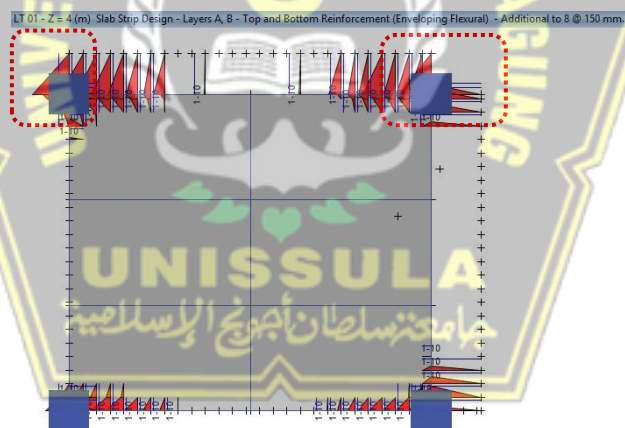
3) Hasil desain penulangan pada ETABS V18



Gambar 4.120. Desain penulangan dengan tulangan D10 – 150

Pada gambar diatas menunjukkan bawah tulangan D10–150 dapat digunakan, hal ini karena tidak ada tulangan ekstra pada area pelat, kecuali di joint pelat–kolom.

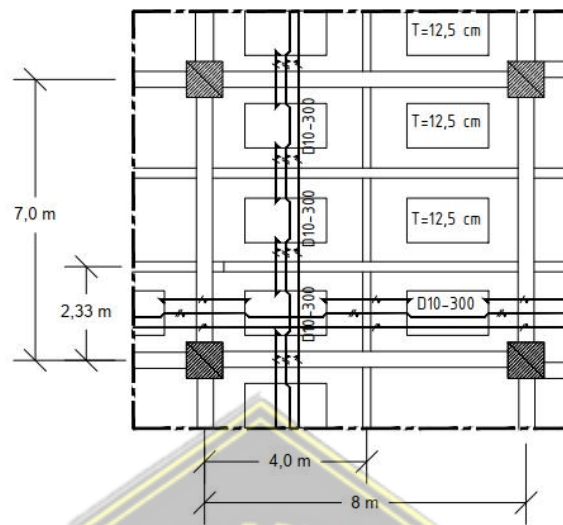
Jika diameter tulangan diperkecil dan jarak diperbesar menjadi **D8–150**.



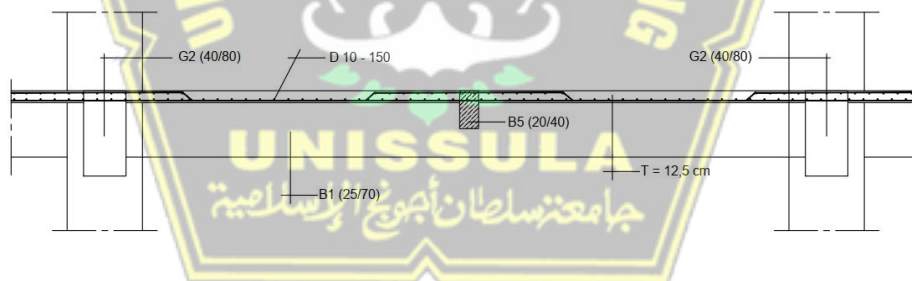
Gambar 4.121. Desain penulangan dengan tulangan D8 – 150

Dari gambar diatas dengan tulangan D8 – 150 membutuhkan banyak tulangan ekstra.

4.10.1.1.9. Gambar penulangan pada pelat



Gambar 4.122. Detail penulangan pada pelat lantai S1



Gambar 4.123. Potongan melintang pelat lantai S1

4.10.2. Desain diafragma

4.10.2.1. Diafragma pelat lantai

4.10.2.1.1. Data perencanaan

Data – data perencanaan yang digunakan sebagai berikut :

Mutu beton(f_c') = 25 MPa

Mutu tulangan(f_y) = 420 MPa

Tebal pelat diafragma = 125 mm

Tebal selimut beton = 40 mm

D. tulangan = 10 mm

4.10.2.1.2. Jenis pelat diafragma

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1.2 diafragma pada struktur dapat menggunakan diafragma kondisi kaku (*rigid*) jika persyaratan berikut terpenuhi :

a. $S/De \leq 3,00$

Dimana :

$S = 48,00$ m (panjang denah)

$De = 23,55$ m (lebar denah)

Maka :

$$\frac{48,00}{23,55} = 2,04 \leq 3,00 \text{ (Oke)}$$

b. Struktur tanpa memiliki ketidakberaturan horizontal

Pada RSUP Wahidin Sudirohusodo struktur memiliki ketidakberaturan horizontal maka jenis diafragma yang digunakan adalah semi kaku (*rigid*).

4.10.2.1.3. Cek dimensi diafragma

Didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.12.6.1 untuk tebal pelat lantai dan tebal pelat atap yang bekerja sebagai diafragma ditentukan sebagai berikut :

$$T_{\text{diafragma}} \geq 50 \text{ mm}$$

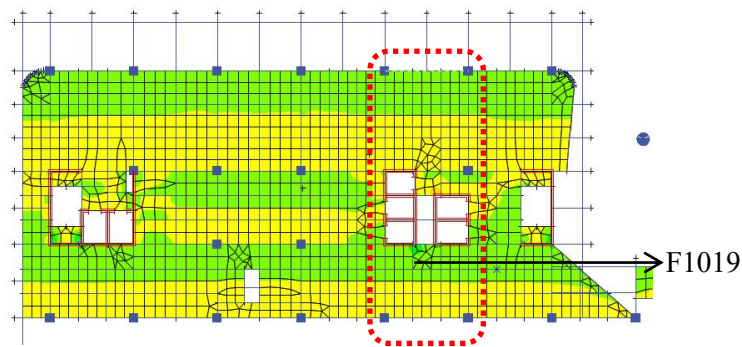
$$125 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

4.10.2.1.4. Elemen kolektor

Elemen kolektor pada pelat diafragma diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 18.12.7.5.

1) Cek pelat diafragma memerlukan tulangan kolektor

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.12.7.5 tulangan kolektor diperlukan jika tegangan tekan melebihi $0,2f_c'$.



Gambar 4.124. Lokasi pengecekan tegangan pada elemen kolektor

Untuk mengeluarkan tegangan pada pelat diafragma dengan cara : menu *display – show tables – analysis results – structure output – elemen output – area output – table : element stresses : area shells* – Ok.

Tabel 4.101. Output gaya dalam hasil *section cut* pada pelat arah Y

Shell object	Output case	S11 Top (N/mm ²)	S22 Top (N/mm ²)	S11 Bottom (N/mm ²)	S22 Bottom (N/mm ²)
F1019	FPY	0,56	2,09	-0,02	1,16
F1019	FPY	0,67	3,03	0,46	2,52
F1019	FPY	0,12	0,22	-0,12	-0,22
F1019	FPY	0,01	0,07	-0,01	-0,07

Tegangan yang diambil adalah S22 dengan nilai $\sigma = 3,03 \text{ N/mm}^2$

Maka :

$$\begin{array}{lcl} \sigma \text{ tekan} & > & 0,2f_c' \\ 3,03 \text{ N/mm}^2 & < & 0,2 \times 25 = 5,00 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Karena $\sigma \text{ tekan} < 0,2f_c'$ maka **tidak** memerlukan tulangan tambahan pada elemen kolektor pada lantai 1. Untuk lantai yang lainnya dilakukan perhitungan sama dengan lantai 1, didapatkan hasil yang disajikan dalam tabel berikut :

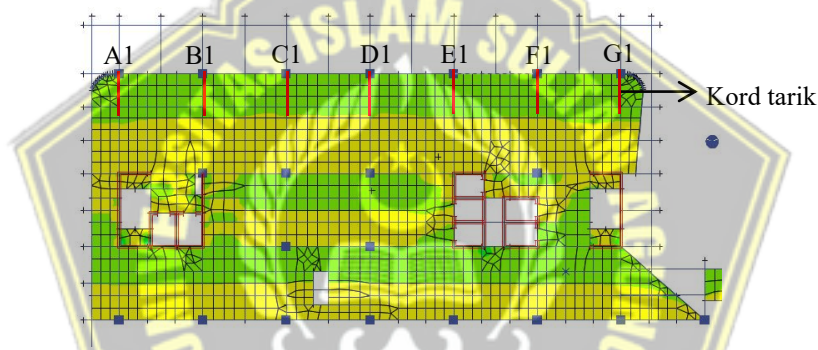
Tabel 4.102. Kebutuhan tulangan tambahan pada kolektor

Story	σ tekan (N/mm ²)	$0,2f_c'$ (N/mm ²)	Keterangan
Lantai 1	3,03	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 2	2,26	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 3	2,26	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 4	1,93	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 5	2,01	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 6	2,00	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 7	1,75	5,00	Tidak perlu tul. kolektor
Lantai 8	1,47	5,00	Tidak perlu tul. kolektor

4.10.2.1.5. Elemen kord

Gaya dalam untuk tulangan kord didapatkan dengan melakukan section cut :

- 1) Elemen kord tarik



Gambar 4.125. Elemen kord tarik gaya arah Y lantai 1

Didapatkan data sebagai berikut :

Tabel 4.103. Output gaya pada elemen kord Tarik

Section cut	Section Cut	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
Sec tarik A1 (kanan)	FPY	10,59	-5,33	0,12
Sec tarik A1 (kiri)	FPY	-14,66	5,28	-0,12
Sec tarik B1 (kanan)	FPY	10,10	0,98	0,28
Sec tarik B1 (kiri)	FPY	-15,58	-0,96	-0,28
Sec tarik C1 (kanan)	FPY	17,99	1,43	0,32
Sec tarik C1 (kiri)	FPY	-21,28	-1,42	-0,32
Sec tarik D1 (kanan)	FPY	18,10	0,51	0,19
Sec tarik D1 (kiri)	FPY	-22,49	-0,50	-0,19
Sec tarik E1 (kanan)	FPY	20,87	0,89	0,43
Sec tarik E1 (kiri)	FPY	-24,77	-0,89	-0,43
Sec tarik F1 (kanan)	FPY	21,53	0,33	0,48
Sec tarik F1 (kiri)	FPY	-25,43	-0,28	-0,48
Sec tarik G1 (kanan)	FPY	19,59	2,46	0,26

Perhitungan :

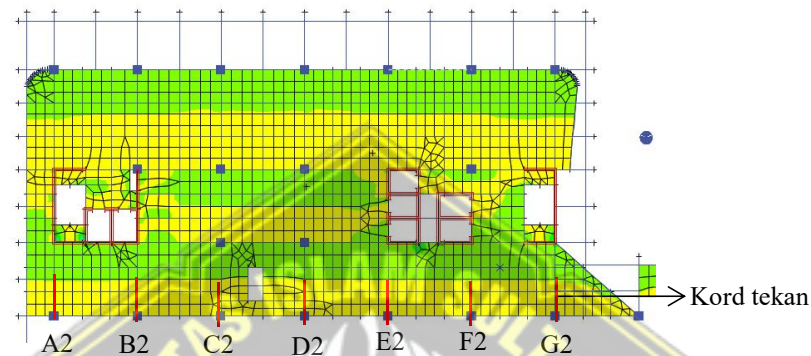
Gaya tarik (T_u) diambil dari nilai rata-rata sisi kanan dan sisi kiri dari F1.

Sisi kanan = 21,53 kN

Sisi kiri = 25,43 kN

$$T_u = \frac{21,53 + 25,43}{2} = 23,48 \text{ kN}$$

2) Elemen kord tekan



Gambar 4.126. Elemen kord tekan gaya arah Y lantai 1

Didapatkan data sebagai berikut :

Tabel 4.104. Output gaya pada elemen kord Tekan

Section cut	Section Cut	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
Sec tekan A2 (kanan)	FPY	25,64	-2,00	0,34
Sec tekan A2 (kiri)	FPY	-22,48	1,99	-0,34
Sec tekan B2 (kanan)	FPY	5,26	-2,26	1,37
Sec tekan B2 (kiri)	FPY	-3,10	2,27	-1,37
Sec tekan C2 (kanan)	FPY	4,02	-1,45	0,69
Sec tekan C2 (kiri)	FPY	-1,85	1,44	-0,69
Sec tekan D2 (kanan)	FPY	4,32	-0,46	0,54
Sec tekan D2 (kiri)	FPY	-1,68	0,46	-0,54
Sec tekan E2 (kanan)	FPY	8,02	0,31	1,27
Sec tekan E2 (kiri)	FPY	-5,86	-0,32	-1,27
Sec tekan F2 (kanan)	FPY	7,93	-0,07	1,53
Sec tekan F2 (kiri)	FPY	-5,77	0,07	-1,53
Sec tekan G2 (kanan)	FPY	21,38	2,15	0,83
Sec tekan G2 (kiri)	FPY	-19,22	-2,16	-0,83

Gaya tekan (C_u) diambil dari nilai rata-rata sisi kanan dan sisi kiri dari F1.

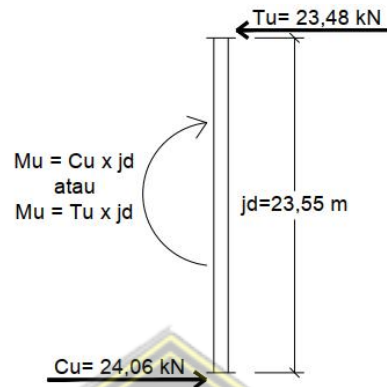
Sisi kanan = 25,64 kN

Sisi kiri = 22,48 kN

$$C_u = \frac{25,64 + 22,48}{2} = 24,06 \text{ kN}$$

3) Kebutuhan tulangan pada elemen kord

a. Tulangan pada daerah tarik elemen kord



Perhitungan :

Kebutuhan tulangan tarik pada elemen kord :

$$A_s = \frac{T_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{23,48 \times 1000}{0,9 \times 4200} = 62,12 \text{ mm}^2$$

Tulangan untuk menahan beban gravitasi menggunakan **1D10** ($A_s = 78,50 \text{ mm}^2$)

Tulangan tambahan diperlukan jika :

$$\begin{array}{lcl} A_s \text{ kord} & > & A_s \text{ min} \\ 62,12 \text{ mm}^2 & < & 78,50 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Karena $A_s \text{ kord} < A_s \text{ min}$ maka **tidak** memerlukan tulangan tambahan pada daerah tarik elemen kord pada lantai 1. Untuk lantai yang lainnya dihitung dengan cara sama, sehingga didapatkan hasil yang disajikan sebagai berikut :

Tabel 4.105. Kebutuhan tulangan kord (tarik) tambahan

Story	Tu (kN)	As kord (mm ²)	As min (mm ²)	Keterangan
Lantai 1	23,48	62,12	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 2	32,17	85,11	78,5	Perlu tulangan
Lantai 3	53,65	141,92	78,5	Perlu tulangan
Lantai 4	20,50	54,22	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 5	31,96	84,54	78,5	Perlu tulangan
Lantai 6	46,25	122,36	78,5	Perlu tulangan
Lantai 7	50,02	132,32	78,5	Perlu tulangan
Lantai 8	37,93	100,34	78,5	Perlu tulangan

Tabel 4.106. Tulangan tarik pakai pada elemen kord

Story	As kord (mm ²)	Jml. Tulangan	As pakai (mm ²)
Lantai 1	62,12	–	–
Lantai 2	85,11	2 D 12	226,08
Lantai 3	141,92	2 D 12	226,08
Lantai 4	54,22	–	–
Lantai 5	84,54	2 D 12	226,08
Lantai 6	122,36	2 D 12	226,08
Lantai 7	132,32	2 D 12	226,08
Lantai 8	100,34	2 D 12	226,08

b. Tulangan pada daerah tekan elemen kord

Perhitungan :

Kebutuhan tulangan tarik pada elemen kord :

$$A_s = \frac{C_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{24,06 \times 1000}{0,9 \times 4200} = 63,65 \text{ mm}^2$$

Tulangan untuk menahan beban gravitasi menggunakan **1D10** ($A_s=78,50 \text{ mm}^2$)

Tulangan tambahan diperlukan jika :

$$\begin{aligned} A_s \text{ kord} &> A_s \text{ min} \\ 63,65 \text{ mm}^2 &< 78,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_s \text{ kord} < A_s \text{ min}$ maka **tidak** memerlukan tulangan tambahan pada daerah tekan elemen kord pada lantai 1.

Tabel 4.107. Kebutuhan tulangan kord (tekan) tambahan

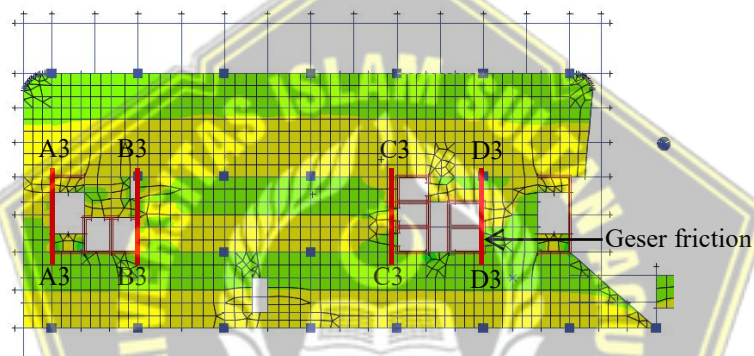
Story	Cu (kN)	As kord (mm ²)	As min (mm ²)	Keterangan
Lantai 1	24,06	63,65	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 2	11,53	30,50	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 3	16,79	44,41	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 4	20,38	53,91	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 5	23,55	62,31	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 6	29,52	78,09	78,5	Tidak perlu tulangan
Lantai 7	37,32	98,74	78,5	Perlu tulangan
Lantai 8	24,27	64,22	78,5	Tidak perlu tulangan

Tabel 4.108. Tulangan tekan pakai pada elemen kord

Story	As kord (mm ²)	Jml. Tulangan	As pakai (mm ²)
Lantai 1	63,65	—	—
Lantai 2	30,50	—	—
Lantai 3	44,41	—	—
Lantai 4	53,91	—	—
Lantai 5	62,31	—	—
Lantai 6	78,09	—	—
Lantai 7	98,74	2 D 12	226,08
Lantai 8	64,22	—	—

4.10.2.1.6. Geser friksi

1) Ouput gaya dalam geser friksi



Gambar 4.127. Lokasi geser friksi gaya diafragma arah Y lt. 01

Didapatkan data sebagai berikut :

Tabel 4.109. Output gaya pada elemen geser friksi lantai 1

Section cut	Section Cut	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
Fric A3 (kanan)	FPY	96,07	-2,03	-0,13
Fric A3 (kiri)	FPY	-89,70	2,04	0,13
Fric B3 (kanan)	FPY	-36,29	-0,73	-2,35
Fric B3 (kiri)	FPY	30,25	0,73	2,35
Fric C3 (kanan)	FPY	198,60	183,53	-0,16
Fric C3 (kiri)	FPY	-192,00	-183,52	0,16
Fric D3 (kanan)	FPY	-121,71	-19,84	-2,76
Fric D3 (kiri)	FPY	125,55	19,84	2,76

2) Cek pelat diafragma memerlukan tulangan geser friksi

Gaya tekan (C_u) diambil dari nilai rata-rata sisi kanan dan sisi kiri dari F2.

Perhitungan *section cut* C3–C3

Sisi kanan = 183,53 kN

Sisi kiri = 183,52 kN

$$V_u = \frac{183,53 + 183,52}{2} = 183,52 \text{ kN}$$

Tulangan tambahan diperlukan jika nilai $V_u > V_c$

Nilai V_c didapat dari persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Dimana :

$b = 1000 \text{ mm}$ → b = ditinjau pelat lantai selebar 1 m

Tinggi efektif pelat (d) dihitung dengan cara :

$$d = h - ds$$

$$h = 125 \text{ mm}$$

$$ds = t_s + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

t_s = tebal selimut beton, $t_s = 20 \text{ mm}$ (SNI 2847:2019 Tabel 20.6.1.3.1)

$$d = 125 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

Nilai V_c :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 1000 \times 100 = 83333,33 \text{ N}$$

$$V_c = 83,33 \text{ kN}$$

Maka :

$$V_u > V_c$$

$$183,52 \text{ kN} > 83,33 \text{ kN}$$

Karena $V_u > V_c$ maka pelat diafragma **perlu** tulangan geser friksi. Untuk section cut yang lainnya dilakukan perhitungan dengan cara sama, Sehingga didapatkan data yang disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.110. Rekapitulasi tulangan geser friksi lantai 1

<i>Section cut</i>	<i>Vu</i> (kN)	<i>Vc</i> (kN)	Tulangan friksi
Fric A3	2,04	83,33	Tidak
Fric B3	0,73	83,33	Tidak
Fric C3	183,52	83,33	Ya
Fric D3	19,84	83,33	Tidak

Pengecekan kebutuhan tulangan geser friksi dilakukan pada lantai 1 sampai dengan lantai 8. Didapatkan hasil sebagai berikut :

Tabel 4.111. Kebutuhan tulangan geser friksi Lt. 01 – Lt. 08

<i>Story</i>	<i>Section cut</i>	<i>Vu</i> (kN)	<i>Vc</i> (kN)	Keterangan
Lantai 1	Fric C3	183,52	83,33	Perlu tulangan
Lantai 2	Fric B3	17,97	83,33	Tidak perlu tulangan
Lantai 3	Fric D3	33,50	83,33	Tidak perlu tulangan
Lantai 4	Fric D3	24,72	83,33	Tidak perlu tulangan
Lantai 5	Fric B3	33,28	83,33	Tidak perlu tulangan
Lantai 6	Fric D3	33,66	83,33	Tidak perlu tulangan
Lantai 7	Fric D3	33,81	83,33	Tidak perlu tulangan
Lantai 8	Fric B3	54,24	83,33	Tidak perlu tulangan

3) Kebutuhan tulangan geser friksi

Tulangan tambahan pada area geser friksi diperlukan pada *section cut* C3–C3.

a. Luas tulangan geser friksi

Luas tulangan geser friksi dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal R22.9.4.2.

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\phi \cdot f_y \cdot \mu}$$

Dimana :

$$\mu = 1,4\lambda \quad (\text{SNI 2847:2019 Tabel 22.9.4.2})$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{berat beton normal})$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Maka nilai A_{vf} :

$$A_{vf} = \frac{183,52 \times 1000}{0,75 \times 420 \times (1,4 \times 1)} = 416,15 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang tertutup dan ikat silang, **6 D10** ($A_{vf} = 471,00 \text{ mm}^2$)

$$A_{vf} \text{ pakai} > A_{vf} \text{ perlu}$$

$$471,00 \text{ mm}^2 > 416,15 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

b. Kuat geser nominal

Kuat geser nominal (V_n) akibat geser friksi diatur didalam SNI 2847:2019 Pasal 22.9.4.

$$V_n = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y$$

Dimana :

$$A_{vf} = 471,00 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = 1,0 \quad (\text{berat beton normal})$$

maka nilai V_n :

$$V_n = (1,4 \times 1,0) \times 416,15 \times 420 = 276948 \text{ N}$$

$$V_n = 276,95 \text{ kN}$$

Batasan kuat geser nominal

Batasan maksimum kuat geser nominal (V_n) untuk geser friksi diatur didalam SNI 2847:2019 Tabel 22.9.4.4, dimana nilai V_n diambil yang terkecil dari :

$$- V_n \text{ maks} = 0,2 f_c' A_c$$

Dimana :

Luas beton yang menahan geser (A_c) dihitung :

$$A_c = b \times h$$

$$b = 1000 \text{ mm} \rightarrow b = \text{ditinjau pelat lantai selebar 1 m}$$

$$h = 125 \text{ mm}$$

$$A_c = 1000 \times 125 = 125000 \text{ mm}^2$$

Maka V_n maks :

$$V_n \text{ maks} = 0,2 \times 25 \times 125000$$

$$= 625000 \text{ N}$$

$$= 625,00 \text{ kN}$$

$$- V_n \text{ maks} = 5,5 A_c$$

$$V_n \text{ maks} = 5,5 \times 125000$$

$$= 687500 \text{ N}$$

$$= 687,50 \text{ kN}$$

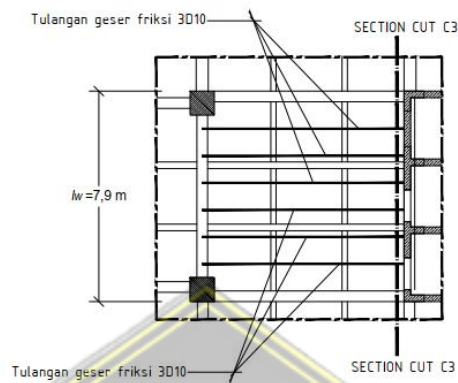
V_n maks yang diambil adalah 625,00 kN

Kontrol kuat geser nominal

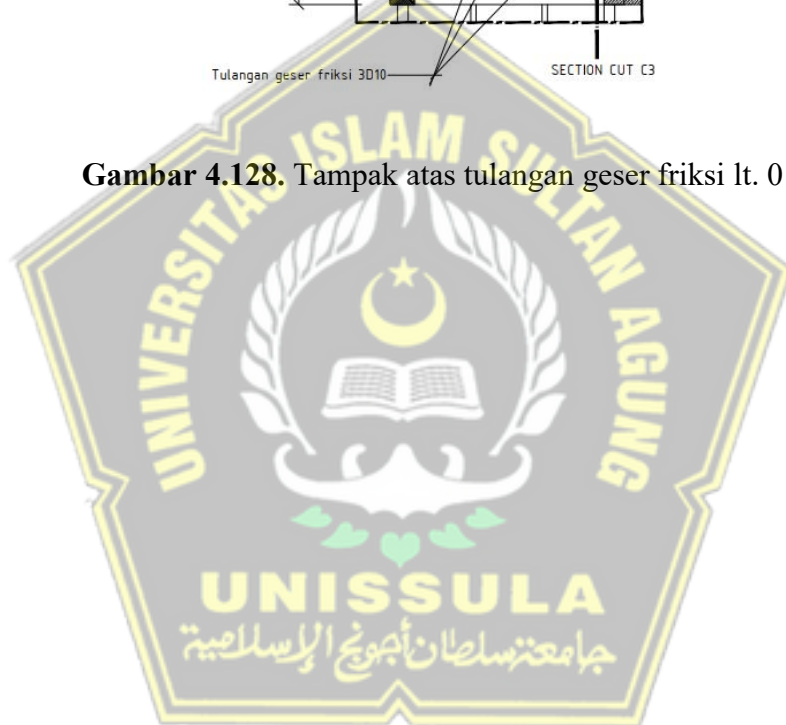
$$\begin{aligned}
 V_n \text{ perhit.} &\leq V_n \text{ maks.} \\
 276,95 \text{ kN} &\leq 625,00 \text{ kN} \quad (\text{Ok})
 \end{aligned}$$

Tulangan tambahan dapat menggunakan **6D10** ($A_{vf} = 471,00 \text{ mm}^2$)

4) Gambar tulangan geser friksi



Gambar 4.128. Tampak atas tulangan geser friksi lt. 01



BAB V

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Kesimpulan “ DESAIN STRUKTUR GEDUNG 8 LANTAI RUMAH SAKIT WAHIDIN SUDIROHUSODO DAN TINJAUAN LEVEL KINERJA STRUKTUR” adalah sebagai berikut :

- 1) Analisis yang dilakukan berdasarkan SNI 1726:2019 didapatkan hasil :
 - a. Gedung 8 lantai Rumah Sakit Wahidin Sudirohusodo menggunakan sistem SRPMK dan *shaer wall*, kategori resiko IV, faktor keutamaan gempa (I_e) = 1.50, kelas situs tanah adalah tanah sedang (SD), kategori desain seismik (KDS) adalah KDS D, periode fundamental struktur (T) adalah $T_x = 0.8432$ dan $T_y = 0.8058$, koefisien respons seismik (C_s) adalah $C_{s-x} = 0,0442$ dan $C_{s-y} = 0.0462$.
 - b. Berdasarkan hasil analisis pada struktur gaya-gaya *shear wall* adalah 55,33% untuk gempa arah X dan 35,43% untuk gempa arah Y struktur memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1. Pemakaian *shear wall* diperoleh simpangan tingkat maksimum arah X = 13.27 mm dan arah Y = 13.41 mm tidak melebihi simpangan izin $0,010h_{sx} = 40,00$ mm (SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1.).
 - c. Dengan kombinasi SRPMK dan *shear wall* didapatkan P-Delta maksimum pada struktur $\theta_x = 0,0115$ dan $\theta_y = 0,0138$ tidak melebihi batasan koefisien stabilitas (θ_{maks}) = 0,0909 sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7.
- 2) Desain beton bertulang pada balok, kolom, dan pelat didapatkan hasil :
 - a. Untuk balok G1 (450/900) panjang 9,5 m diperoleh momen atas (-) = 794,48 kN.m dan momen bawah (+) = 397,24 kN.m. Dengan momen tersebut diperoleh luas perlu tulangan lentur atas (A_s) = 2666,67 mm² (**10D19**) dan tulangan lentur bawah = 1416,93 mm² (**6D19**). Tulangan geser memakai **2 kaki D13** dengan nilai $V_s = 490,30$ kN kurang dari V_s maks. = 551,41 kN didapatkan jarak antar tulangan 100 mm.

- b. Hasil analisis kolom K1 (800/800) panjang 4,5 m diperoleh $P_u = 7089,51$ kN dengan tulangan longitudinal memakai **40D22** didapatkan rasio tulangan = 2,42% telah memenuhi SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1. Perhitungan tulangan transversal diperoleh A_{sh} perlu = 540 mm^2 digunakan **5 kaki D13-100** dengan tulangan pakai (A_{sh} pakai) = $663,33 \text{ mm}^2$ sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4. Kolom K1 memenuhi *strong column weak beam* dengan hasil $M_{nc \text{ atas}} + M_{nc \text{ bawah}} = 2413,80 \text{ kN.m}$ lebih besar dari $1,2(M_{nb \text{ kiri}} + M_{nb \text{ kanan}}) = 955,82 \text{ kN.m}$ pada arah X dan $M_{nc \text{ atas}} + M_{nc \text{ bawah}} = 4971,35 \text{ kN.m}$ lebih besar dari $1,2(M_{nb \text{ kiri}} + M_{nb \text{ kanan}}) = 1626,14 \text{ kN.m}$ pada arah Y.
- c. Pelat S1 ($t=12,5 \text{ cm}$) panjang $L_x = 2,35 \text{ m}$ dan $L_y = 4,00 \text{ m}$ dengan beban terfaktor $Q_u = 11,62 \text{ kN/m}^2$ diperoleh $M_u = 16,27 \text{ kN.m/m}$. Hasil perhitungan didapatkan tulangan perlu (A_{sh} perlu) = 451 mm^2 digunakan tulangan **D10 – 150 mm** (A_{sh} pakai = 524 mm^2). Kontrol lendutan pada pelat (δ_{total}) = $0,792 \text{ mm}$ tidak melebihi $\delta_{e \text{ maks}} = 9,896 \text{ mm}$ SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2.
- 3) Evaluasi level kinerja struktur dengan metode ATC-40, FEMA 356 dan FEMA 440 diperoleh hasil :
- a. Berdasarkan analisa statik nonlinear (*pushover analysis*) didapatkan sendi plastis pertama terjadi pada balok G1(450/900) As 0-0 di lantai 01, sehingga sendi plastis tidak terjadi pada kolom maka struktur memenuhi *strong column weak beam*.
- b. Level kinerja struktur dengan 3 metode didapatkan simpangan terbesar arah X = $0,0004$ dan simpangan terbesar arah Y = $0,001$. dengan simpangan $0,00 - 0,005$ maka level kinerja struktur berada pada level **Operasional**.

DAFTAR PUSTAKA

- Standart Nasional Indonesia. (2019). SNI 2847-2019 *Peraturan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung*”, BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standart Nasional Indonesia. (2020). SNI 1727-2020 *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung dan Bangunan lain*, BSN, Jakarta, Indonesia.
- Standart Nasional Indonesia. (2019). SNI 03-1726-2019 *Standart Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, BSN, Jakarta, Indonesia.
- Prof. Ir. Bambang Budiono, M.E., PhD. (2019). SNI 2847-2019. *Perancangan Struktur Untuk Bangunan Tinggi*, PUPR, Jakarta, Indonesia.
- Wijaya, Tawio Usman. (2018). *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Andi Yogyakarta.
- Pramudhita Galih dan Haryo Koco Buwono. (2019). *Analisis Nonlinear Static Pushover Struktur Gedung Bertingkat Soft Story Dengan Menggunakan Material Beton Bertulang dan Beton Prategang Pada Balok Bentang Panjang*, Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah, Jakarta, Indonesia.
- Laksana Ginanjar Nata. (2020). *Perencanaan Elemen Kolektor dan Kord Pada Gedung Rumah Sakit Dengan Menggunakan Metode SNI 1726-2012*, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta, Indonesia.
- M. Hamzah Fadli, ST., MT. (2015). *Aplikasi Etabs Pada Perancangan Gedung 15 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Ganda Sebagai Penahan Beban Gempa Sesuai SNI 1726:2012*, Jakarta, Indonesia.
- Fitriono Gufron. (2019). *Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Grand Sungkono Lagoon Tower Caspian Dengan Menggunakan Performance Based Desain dan Dual System*, Departemen Fakultas Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh November, Surabaya, Indonesia.

American Society Of Civil Engineers dan Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandart and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Fema, Washington D.C, Amerika.

Appiled Technology Council dan Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Prosedures*, Federal Emergency Management Agency, Fema 440, Washington D.C, Amerika.

Fema 451. (2006). *Recommended Regualition for New Buildings and Other Structures and Accompanying Commentary and Maps*, National Institute of Building Sciences, Washington D.C, Amerika.

Mazhar Hamzah, Fawad Ahmed Najam, dkk. (2021). *Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS (v 2016 and onwards)*, NUST Institute of Civil Engineering (NICE). National University of Sciences and Technology (NUST), H-12 Islamabad, Pakistan.

Prof. Bambang Budiono, dan tim. (2019). *Desain dan Detailing Elemen Diafragma Kolektor*, PUPR, Jakarta, Indonesia.

Prof. Bambang Budiono, dan tim. (2019). *Desain dan Detailing Elemen Diafragma Kord*, PUPR, Jakarta, Indonesia.