

SKRIPSI

STUDY PERENCANAAN DELAPAN LANTAI DENGAN “ OPEN SECTION SHEAR WALL” BENTUK “L ATAU SIKU” PADA EMPAT TEPI DENAH PADA GEDUNG MATEMATIKA DAN ILMU PENGETAHUAN ALAM DI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG.



Disusun oleh :

AGOSTINHO OLIVEIRA

(11.21.006)

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

MALANG

2016

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

STUDY PERENCANAAN DELAPAN LANTAI DENGAN “ OPEN SECTION SHEAR WALL” BENTUK “L ATAU SIKU” PADA EMPAT TEPI DENAH PADA GEDUNG MATEMATIKA DAN ILMU PENGETAHUAN ALAM DI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG.

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil (S-1)
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

AGOSTINHO OLIVEIRA

11.21.006

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ir. A. Agus Santosa, MT.

Ir. H. Sudirman Indra, MSc

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang

Ir. A. Agus Santosa, MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

STUDY PERENCANAAN DELAPAN LANTAI DENGAN “ OPEN SECTION SHEAR WALL” BENTUK “L ATAU SIKU” PADA EMPAT TEPI DENAH PADA GEDUNG MATEMATIKA DAN ILMU PENGETAHUAN ALAM DI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG.

*Dipertaankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi
Jenjang Strata Satu (S-1)*

Pada hari : Rabu

Tanggal : 10 Agustus 2016

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

Disusun Oleh :

AGOSTINHO OLIVEIRA

11.21.006

Disahkan Oleh :

Ketua Program Studi

Teknik Sipil S-1

Sekertaris Program Studi

Teknik Sipil S-1

Ir. A. Agus Santosa, MT

Ir. Munasih, MT

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I

Dosen Penguji II

Ir. Bambang Wedyantadji, MT

Ir. H. Sudirman Indra, MSc

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Agostinho Oliveira

Nim : 11.21.006

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi yang berjudul "**STUDY PERENCANAAN DELAPAN LANTAI DENGAN “OPEN SECTION SHEAR WALL” BENTUK “L ATAU SIKU” PADA EMPAT TEPI DENAH PADA GEDUNG MATEMATIKA DAN ILMU PENGETAHUAN ALAM DI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG.**" benar-benar tulisan saya, dan bukan merupakan plagiasi baik sebagian atau seluruhnya.

Malang, Desember 2016

Yang Membuat Pernyataan

Agostinho Oliveira

11.21.006

ABSTRAKS

AGOSTINHO OLIVEIRA. 11.21.006, 2016 “ STUDY PERENCANAAN DELAPAN LANTAI DENGAN OPEN SECTION SHEAR WALL BENTUK L/SIKU PADA EMPAT TEPI DENAH PADA GEDUNG MATEMATIKA DAN ILMU PENGETAHUAN ALAM DI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”. TUGAS AKHIR, JURUSAN TEKNIK SIPIL S – 1, INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG. PEMBIMBING : (I) IR. H. SUDIRMAN INDRA, MSC. (II) IR. A. AGUS SANTOSA, MT.

Kata kunci : Dinding Geser
Gempa ekuivalen dan perhitungan tulangan

Struktur dinding geser adalah struktur yang sangat efektif dan menyumbangkan kekakuan yang besar pada keseluruhan struktur. Ini agar struktur tersebut lebih aman, kuat ,stabil, elastis dan nyaman dalam penggunaannya dengan pertimbangan biaya, waktu pelaksanaan konstruksi serta estetika maupun keekonomisannya.

Dinding geser kantilever (free standing shear wall) adalah suatu dinding geser tanpa lubang-lubang yang membawa pengaruh pada analisis beban gempa rencana dengan gempa ekuivalen 3 dimensi. Analisis struktur menggunakan program bantu teknik sipil StaadPro. Puntir (Torsi) terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang nol dari sumbu memanjang batang struktur dan atau puntir terjadi akibat balok-geser atau kolom terhadap sumbunya. Perputaran yang diakibatkan oleh beban-beban yang titik kerjanya tidak terletak pada sumbu simetri vertikal. Sehingga sistem Dinding Geser Kantilever ini memperhitungkan efek eksentrisitas Pusat Massa (Center of Mass) terhadap pusat kekakuan (Center of Rigidity) pada struktur dan memenuhi syarat untuk dianalisis gempa ekuivalen 3 dimensi.

Perencanaan Struktur Dinding Geser pada Gedung MIPA Universitas Brawijaya Malang menggunakan data-data sebagai berikut : Mutu kuat tekan beton (f_c') : 30 Mpa, Mutu tulangan polos, tegangan leleh (f_y) : 240 Mpa dan Mutu tegangan ulir (f_y) : 390 Mpa. Jenis tanah : lunak, Jumlah lantai : 9 lantai, Panjang bangunan : 59,4 m, Lebar bangunan : 29,4 m, Tinggi bangunan : 36,4 m. Analisa dengan menggunakan Staadv8i sehingga mendapatkan gaya-gaya yang bekerja pada struktur. Dari gaya tersebut dihitung didapat tulangan sebagai berikut : Tulangan minimum $p_{min} = 0,0025$, Tulangan memanjang di badan DS = 64D16, Tulangan transversal di badan sesuai tinggi per lantai DS = $\phi 12-150$, Tulangan *confinement di boundary element* arah x dan y = $\phi 12-150$, Panjang daerah yang perlu *confinement* = KB = 534 mm, Tinggi vertikal daerah yang perlu *confinement* = 5400 mm, Panjang penyaluran = l_d : 542,506 mm, Sambungan lewatan tulangan vertikal = l_d : 550 mm. Dari pendetailan-pendetailan tulangan dinding geser telah dikontrol dan memenuhi ketentuan-ketentuan sesuai syarat yang telah di atur dalam SNI 03- 2847-2013 dan SNI 03-1726-2012 maupun aturan-aturan lainnya yang berlaku.

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penyusun panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, atas berkat dan rahmatNya sehingga penyusun dapat menyusun dan menyelesaikan laporan skripsi dengan baik.

Skripsi ini disusun untuk memenuhi syarat menempuh jenjang S-1, di samping itu sebagai perwujudan teori-teori yang penyusun pelajari selama perkuliahan, skripsi ini tersusun dengan baik berkat bantuan berbagai pihak, oleh karena itu pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu baik secara langsung maupun tidak langsung dalam penyelesaian laporan ini terutama:

1. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. sebagai Dekan FTSP ITN Malang.
2. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
3. Ir. Munasih MT, sebagai Sekertaris Program Studi Teknik Sipil S-1 Malang.
4. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. sebagai dosen bimbingan I.
5. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. sebagai dosen bimbingan II.
6. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji, MT. sebagai dosen Pengaji I.
7. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. sebagai dosen Pengaji II.

Penyusun menyadari bahwa laporan ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu penyusun mengharapkan saran dan kritikan yang membangun dari semua pihak demi kesempurnaan penyusunan laporan selanjutnya. Akhir kata semoga laporan ini bermanfaat bagi Civitas Akademik Teknik Sipil S-1 ITN Malang.

Malang, Desember 2016

penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Tinjauan Umum	3
1.3 Rumusan Masalah	4
1.4 Maksud dan Tujuan	4
1.5 Batasan Masalah	5
1.6 Manfaat	5
BAB II LANDASAN TEORI	7
2.1 Dinding Geser (Shear Wall)	7
2.1.1 Bentuk Dan Tata Letak Dinding Geser	23
2.1.2 Deformasi Dinding Geser	25
2.1.3 Langkah – Langkah Desain Dari Sistim Dinding Geser	26
2.2 Puntir (Torsi)	26
2.2.1 Pengertian Punter (Torsi)	27
2.2.2 Persamaan Teoritis Untuk Punter (Torsi)	28
2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat	29
2.4 Pembebanan Pada Struktur	31
2.4.1 Beban Mati (SNI 03 – 1726 – 2012)	31
2.4.2 Beban Hidup (SNI 03 – 1726 – 2012)	31
2.4.3 Beban Gempa (SNI 03 – 1726 – 2012)	32
2.4.4 Beban Kombinasi (SNI 03 – 1726 – 2012)	32
2.5 Perencanaan Struktur Tahan Gempa	33
2.6 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa	37
2.7 Perencanaan Terhadap Beban Gempa	39

2.8	Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan	41
2.8.1	Analisis Gempa Statik Ekuivalen	41
2.8.2	Simpangan antar lantai (Story Drift).....	67
BAB III DATA PERENCANAAN		70
3.1	Data-Data Perencanaan	70
3.1.1	Data Bangunan	70
3.1.2	Data Pembebanan	70
3.2	Data Material	71
3.3	Perencanaan Dimensi Portal	72
3.3.1	Dimensi Balok Portal Memanjang	72
3.3.2	Dimensi Balok Portal Melintang	72
3.3.3	Syarat Dimensi Kolom = Bkolom \geq Bbalok	72
3.4	Diagram Alur Perencanaan Untuk Dinding Geser Kantilever	73
3.5	Pendimensian	79
3.5.1	Pendimensian Plat	79
3.5.1.1	Dimensi Plat	79
3.5.1.2	Dimensi Plat Atap	81
3.5.2	Dimensi Dinding Geser	81
3.6	Perhitungan Pembebanan Struktur	84
3.6.1.	Perhitungan berat sendiri bangunan	85
3.6.1	Lantai Atap / 9	85
3.6.1. a.	Beban mati atap / 9	86
3.6.1. b.	Beban hidup atap / 9	86
3.6.2	Lantai 8	87
3.6.2. a.	Beban mati lantai 8	88
3.6.2. b.	Beban hidup lantai 8	88
3.6.3	Lantai 7	88
3.6.3. a.	Beban mati lantai 7	89
3.6.3. b.	Beban hidup lantai 7	90
3.6.4	Lantai 6	88
3.6.4. a.	Beban mati lantai 6	89

3.6.4. b. Beban hidup lantai 6	90
3.6.5 Lantai 5	88
3.6.5. a. Beban mati lantai 5	89
3.6.5. b. Beban hidup lantai 5	90
3.6.6 Lantai 4	90
3.6.6. a. Beban mati lantai 4	91
3.6.6. b. Beban hidup lantai 4	92
3.6.7 Lantai 3	90
3.6.7. a. Beban mati lantai 3	91
3.6.7. b. Beban hidup lantai 3	92
3.6.8 Lantai 2	92
3.6.8. a. Beban mati lantai 2	93
3.6.8. b. Beban hidup lantai 2	94
3.7 Perhitungan Beban Gempa	96
3.7.1 Menentukan Nilai ss (respon spektra percepatan 0,2 detik)	96
3.7.2 Menentukan Nilai ss (respon spectra percepatan 0,2 detik)	97
3.7.3 Menentukan kategori resiko bangunan dan faktor Ie	98
3.7.4 Menentukan kategori desain seismik (KDS)	98
3.7.5 Menentukan Nilai SDS	101
3.7.6 Batasan penggunaan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen	104
3.7.7 Menghitung nilai base shear	105
3.7.8 Menentukan gaya gempa lateral Fx	105
3.8 Langkah – langkah pendimensian Portal 3D pada program bantu Staad pro 2004..	113
3.8. a. Mengisi nilai beban gempa	114
3.9 Gambar dan perhitungan pusat massa lantai (Center Of Mass)	120
3.10 Gambar dan perhitungan pusat kekakuan (Center Of Rigidity)	126
3.11 Perhitungan eksentrisitas rencana e_d	133
3.12 Perhitungan pusat kekakuan struktur (CR)	144
3.12.1 Perhitungan kekakuan kolom	144
3.12.2 Kekakuan untuk badan dinding geser	147

3.13 Simpangan antar lantai (Story Drift)	152
BAB IV PENULANGAN DINDING GESER	154
4.1 Perhitungan Penulangan dinding geser	154
4.1.1 Data Perencanaan	154
4.1.1.1 Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z	154
4.1.1.2 Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah X	167
4.1.1.3 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z	171
4.1.1.4 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah X	174
4.1.1.5 Panjang sambungan lewatan tulangan longitudinal	177
4.2 Perhitungan Penulangan dinding geser	179
4.2.1 Data Perencanaan	179
4.2.1.1 Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z	184
4.2.1.2 Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah X	193
4.2.1.3 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z	197
4.2.1.4 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah X	201
4.2.1.5 Panjang sambungan lewatan tulangan longitudinal	203
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	205
5.1 Kesimpulan	205
5.2 Saran	206
DAFTAR PUSTAKA	207
LAMPIRAN	
LEMBAR ASISTENSI	
INPUT DAN OUTPUT DATA ANALISIS STRUKTUR	
GAMBAR PENULANGAN	

Daftar Tabel

Tabel	Judul	hal.
Tabel 2.1	Koefisien situs Fa berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek atau 0,2 detik	49
Tabel 2.2	Koefisien situs Fa berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek atau 1 detik	50
Tabel 2.3	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek	52
Tabel 2.4	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek atau 1 detik	52
Tabel 3.5	Koefisien untuk batas atas pada periode	53
Tabel 3.6	Nilai parameter pendekatan Ct dan X	53
Tabel 9	Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	56-63
Tabel 10	Kategori resiko bangunan gedung untuk beban gempa	66
Tabel 11	Faktor keutamaan gempa	67
Tabel 12	Untuk menghitung gempa ekuivalen	106-107
Tabel 13	Hasil running staadpro pusat massa tiap lantai	132
Tabel 14	Hasil running staadpro pusatkekakuan tiap lantai	132
Tabel 3.15	Nilai eksentrisitas rencana (ed)	143
Tabel 16	Untuk perhitungan simpangan antarlantai (story drift)	153
Tabel 4.1	Luas tulangan pada masing-masing serat	158
Tabel 4.2	Jarak masing-masing tulangan pada serat penampang atas	158
Tabel 4.3	Jarak masing-masing tulangan terhadap tengah-tengah penampang	159
Tabel 4.4	Untuk perhitungan nilai regangan	160
Tabel 4.5	Untuk perhitungan nilai tegangan	161
Tabel 4.7	Untuk perhitungan nilai gaya-gaya yang bekerja pada elemen dinding geser	163

Daftar Gambar

Gambar	Judul	hal.
Gambar 2.1	Dinding geser kantilever dan Dinding geser berangkai	8
Gambar 2.2	Dinding geser kopel	11
Gambar 2.3	Dinding geser yang dihubungkan dengan portal	12
Gambar 2.4	Dinding geser yang dibutuhkan dengan portal satu bentang	13
Gambar 2.7	Bentuk dan susunan dinding geser	24
Gambar 2.8	Bentuk dinding geser tegangan	24
Gambar 2.9	Tata letak dinding geser	24
Gambar 2.10	Tata letak dinding geser	24
Gambar 2.11	Diagram beban simpangan (diagram V) struktur gedung	36
Gambar 2.13	Sistem struktur beton bertulang penahan gempa bumi	38
Gambar 2.2	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik	47
Gambar 2.2	Peta respon spektra percepatan 1 detik	48
Gambar 2.3	Respon spektrum desain	55
Gambar 16	Denah gedung	57-78
Gambar 3.6	Penampang atas plat	79
Gambar 3.7	Penampang dinding geser	81
Gambar 3.11	Tampak isometrik	117
Gambar 3.12	Tampak depan	118
Gambar 3.13	Tampak samping	119
Gambar 3.14	Potongan pusat massa lantai 2	120
Gambar 3.15	Potongan pusat massa lantai 3	120
Gambar 4.2	Diagram tegangan dan regangan tinjauan arah Z	156
Gambar 4.3	Diagram tegangan dan regangan tinjauan arah X	167

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota malang merupakan salah satu kota di indonesia yang saat ini mengalami perkembangan cukup pesat, baik dalam kehidupan sosial maupun kehidupan ekonominya. Semakin pesat perkembangan Kota, akan semakin tinggi pula tuntutan sarana dan prasarana yang tersedia. Salah satu sarana yang dibutuhkan oleh suatu kota yang sedang berkembang adalah tingkat hunian yang memadai misalnya pembagunan gedung tinggi. Malang adalah salah satu tempat strategi bagi para mahasiswa karena kota Malang sebagai kota pendidikan, oleh karena itu pembangunan gedung matematika dan ilmu pengetahuan alam (mipa) center merupakan tempat melanjutkan pendidikan bagi para mahasiswa dalam negeri dan dari luar negeri. Perguruan Tinggi sebagai tempat menciptakan para sarjana – sarjana. Keteknik sipilan memerlukan sarana dan prasarana pendidikan yang memadai sehingga prosesnya dapat berjalan lancar sesuai yang diharapkan. Salah satunya adalah proyek pemerintah maupun swasta yang tak henti dalam pembangunan dan pembaharuan gedung – gedung. Gedung MIPA Center adalah salah satu proyek pemerintah dan gedung ini berlokasi di Universitas Brawijaya, Malang – Jawa Timur.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa masalah yang timbul adalah kemampuan struktur menahan beban lateral, beban mati dan beban hidup yang bekerja pada bangunan tersebut. Untuk menahan beban lateral (gempa) tersebut pada skripsi ini di gunakan struktur dinding geser kantilever. Struktur bangunan ini

menggunakan struktur beton bertulang yang terdiri dari 8 lantai.

Dalam Tugas Skripsi ini akan di rencanakan struktur dengan dinding geser kantilever yang dapat menyumbangkan kekakuan struktur, menahan gaya – gaya lateral (gempa). Beranjak dari beberapa hal diatas, maka dalam Skripsi ini saya memilih judul:

STUDY PERENCANAAN DELAPAN LANTAI DENGAN “ OPEN SECTION SHEAR WALL” BENTUK ‘L ATAU SIKU’ PADA EMPAT TEPI DENAH PADA GEDUNG MATEMATIKA DAN ILMU PENGETAHUAN ALAM UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG.

Oleh karena, dinding geser sebagai dinding struktural sangat efektif dalam memikul gaya lateral dan membatasi defleksi lateral, karena kekakuan dinding geser lebih besar dari pada kekakuan portal rangka sehingga dinding geser dapat mengontrol simpangan horizontal yang terjadi serta dapat mengontrol stabilitas struktur secara keseluruhan. Disamping itu, dinding geser dapat mereduksi jumlah dan jarak penulangan pada balok dan kolom.

1.2 Tinjauan Umum

Perkembangan Teknologi perencanaan bangunan gedung tahan gempa terus mengalami perubahan. Perubahan-perubahan ini akan mempunyai efek yang signifikan pada desain dan pendetailan komponen-komponen struktur, terutama yang terletak di wilayah gempa dengan resiko tinggi. Hal ini perlu dicermati dan ditindak lanjuti oleh para sarjana Teknik Sipil dengan kajian-kajian yang lebih mendalam. Para Sarjana Teknik Sipil dituntut untuk menguasai teknologi struktur bangunan akan dapat mencerminkan seberapa jauh konsep teknologi yang telah mereka dikuasai, terutama di para Sarjana teknik Sipil di Indonesia.

Teknologi struktur bangunan memerlukan suatu ketentuan-ketentuan yang nantinya akan membatasi kelayakan bangunan tersebut. Struktur bangunan harus memiliki adaptasi kelayakan dari semua aspek yang berhubungan dengan kualitas bangunan tersebut seperti keamanan, kenyamanan, ekonomis dan nilai keindahan (estetik) sehingga diperlukan suatu teknologi struktur bangunan yang dapat menjangkau aspek-aspek tersebut. Prosedur pembangunan pekerjaan struktur beton harus direncanakan dengan cermat sebelum dimulai pelaksanaannya guna mencapai keseimbangan yang baik. Keseimbangan antara tingkat kekuatan struktur yang hendak dicapai dengan biaya yang harus dikeluarkan dalam rangka memenuhi persyaratan teknik pekerjaan (bestek). Bestek yang telah ditetapkan oleh kontraktor, oleh karena itu prinsip-prinsip dasar pelaksanaan pekerjaan beton harus diterapkan dengan baik dilapangan oleh pengembang dan pelaksana pembangunan.

Konsep perencanaan tersebut di atas dapat menjamin struktur bangunan menjadi kuat sehingga tidak runtuh walaupun mengalami deformasi *inelastic* yang cukup besar saat terjadi gempa. Konsep struktur ini tidak perlu diubah agar tetap dalam batas elastis saat memikul beban gempa terbesar yang diramalkan mungkin terjadi. Taraf pembebanan gempa yang sekian kali lebih kecil dari beban gempa maksimum dapat dipakai sebagai beban rencana, sehingga struktur dapat didesain secara lebih ekonomis.

1.3 Rumusan Masalah

Perencanaan struktur tahan gempa menggunakan dinding Geser Kantilever (Shear wall) pada proyek Pembagunan Gedung Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam (MIPA), di Universitas Brawijaya Malang menimbulkan beberapa permasalahan sebagai berikut:

1. Apa struktur dengan menggunakan dinding Geser Kantilever (Shear wall) yang terkena Beban Gempa sesuai SNI 03 – 1726 – 2012 dan proses pemodelan agar tahan terhadap gempa?
2. Bagaimana menentukan pendetailan khusus pada dinding Geser Kantilever untuk menjamin agar struktur tetap tegar (tetap bertahan) saat terjadi gempa?
3. Beberapa tulangan yang digunakan untuk perencanaan Dinding Geser Kantilever agar dapat menahan gaya lateral (gempa)?

1.4 Maksud dan Tujuan

Maksud penyusunan Skripsi ini adalah:

1. Untuk mengetahui struktur gedung dengan menggunakan Dinding Geser Kantilever ketika terkena beban gempa dan proses pemodelannya.
2. Untuk mengetahui dengan jelas mengenai pendetailan khususnya pada Dinding Geser Kantilever sehingga dihasilkan struktur gedung yang tegar, kuat dan aman.
3. Untuk mengetahui beberapa jumlah tulangan yang digunakan dalam perencanaan Dinding Geser Kantilever pada proyek pembagunan Gedung MIPA Center, agar menghasilkan struktur yang dapat bertahan berdiri tanpa mengalami keruntuhan pada gempa – gempa sedang, menengah ataupun gempa kuat.

1.5 Batasan Masalah

Untuk mempersempit ruang lingkup pembahasan, penyusun menetapkan batasan masalah sebagai berikut:

1. Sistem struktur dianalisa dengan menggunakan dinding geser kantilever sebagai penahanan gaya lateral (gempa).
2. Penulangan yang dihitung khusus pada dinding Geser Kantilever dan pendetailan.
3. Analisis struktur portal gedung menggunakan Program Bantu Computer yaitu StaadPro V8i.

1.6 Manfaat

Manfaat dari perencanaan yang dilakukan yaitu:

1. Memahami dengan lebih baik perencanaan struktur beton bertulang melalui penerepan langsung ilmu–ilmu struktur beton bertulang yang diperoleh di bangku kuliah.
2. Memperoleh keterampilan dalam bidang perencaan struktur beton bertulang dengan menggunakan dinding Geser Kantilever.
3. Dijadikan sebagai referensi bagi pembaca yang hendak mengetahui dan mendalami ilmu dibidang struktur bangunan beton bertulang khususnya dalam perencanaan dinding Geser Kantilever.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Dinding Geser (Shear Wall)

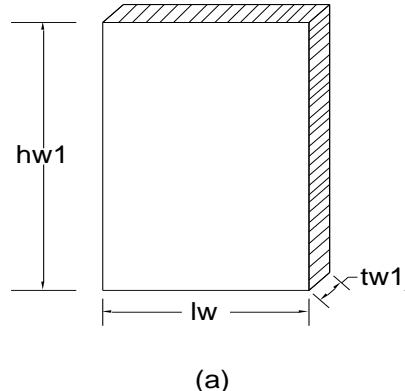
Gaya Horisontal bekerja pada konstruksi gedung seperti gaya-gaya yang disebabkan oleh beban angin dan beban gempa, dapat diatasi dengan berbagai cara. Dalam berbagai cara, daya pikul rangka kaku dari struktur ditambah dengan kekuatan yang diberikan oleh dinding pasangan batu bata serta partisi-partisi yang biasa dapat memikul beban angin. Namun demikian apabila gaya horisontal pada tiap elemen struktur gedung bertingkat yang bekerja karena suatu lubang atau lorong vertikal yang menerus yang berfungsi sebagai jalur lift dibutuhkan suatu perencanaan struktur yang khusus untuk menahan beban lateral tersebut, selanjutnya dinding geser berfungsi sebagai gelagar-gelagar kantilever yang terjepit didasarnya untuk menyalur-kan beban-beban ke bawah sampai pondasi.

Dinding Geser adalah unsur pengaku vertikal yang dirancang oleh Sarjana Teknik Sipil untuk menahan gaya lateral atau gempa yang akan menimpa pada bangunan. Dinding geser dapat sebagai dinding luar, dinding dalam atau inti yang memuat ruang lift dan tangga. Penempatan pada posisi yang tepat dalam gedung bertingkat akan memberikan suatu sistem penahan gaya lateral yang efisien. Pada gedung bertingkat tahan gempa yang kurang dari 20 lantai penerapan struktur ini merupakan suatu alternatif sedang untuk gedung yang terdiri dari 20 lantai atau lebih, struktur dinding geser sudah menjadi kewajiban para arsitek dalam

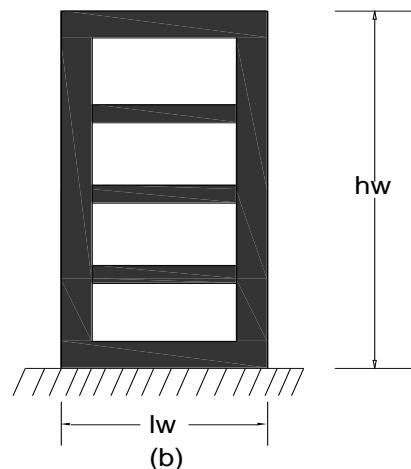
merancang bangunan bertingkat tersebut, termasuk aspek ekonomis dan aspek efektif dari segi pengendali defleksi. Pada prakteknya terdapat 2 jenis dinding geser yang banyak digunakan yakni:

- a. Dinding geser yang dihubungkan dengan portal atau dinding geser yang berangkai (coupled shear wall). Dinding geser terdiri dari dua atau lebih dinding kantilever yang mempunyai kemampuan untuk membentuk suatu mekanisme peleahan lentur pada alasnya. Dinding geser kantilever tersebut dirangkaikan oleh balok-balok perangkai yang kuatan sehingga mampu memindahkan gaya dari satu dinding ke dinding yang lain.
- b. Dinding geser kantilever (*free standing shear wall*) adalah suatu dinding geser tanpa lubang-lubang yang berpengaruh penting terhadap perilaku dari struktur gedung yang bersangkutan. Dinding geser kantilever ada dua macam, yaitu: dinding geser kantilever daktail dan dinding geser kantilever dengan daktilitas terbatas.

Dinding Geser Kantilever



Dinding Geser Berangkai



Sumber : Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry

Bulidings, T Paulay and M.J.N Priestley halaman 373.

Gambar 2.1. Jenis Dinding Geser

Dimana:

lw : Panjang dinding geser

hw : Tinggi dinding geser

tw :tebal dinding

Studi kasus untuk tugas akhir pada Proyek MIPA Center Universitas Brawijaya Malang ini menggunakan jenis dinding geser kantilever menerus yang berdiri sendiri (*free standing shear wall*).

Menurut Kiyoshi Muto “Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa”

1963 : 27 yaitu :

Karakteristik daya tahan dinding untuk tujuan perancangan adalah:

- Dinding geser sebaiknya menerus ke atas
- Untuk memperoleh dinding geser yang kuat, balok keliling dan balok pondasi sebaiknya diperkuat.
- Bila dinding atas dan bawah tidak menerus (berseling) gaya gempa yang ditahan oleh dinding harus disalurkan melalui lantai.

Kerangka gabungan dinding geser dengan portal beraneka ragam dan masalahnya sangatlah rumit. Beberapa kasus yang harus diperhatikan adalah karakteristik tegangan, deformasi, dan metode analisa perhitungan praktis untuk setiap kasus tersebut. Ketiga kasus tersebut

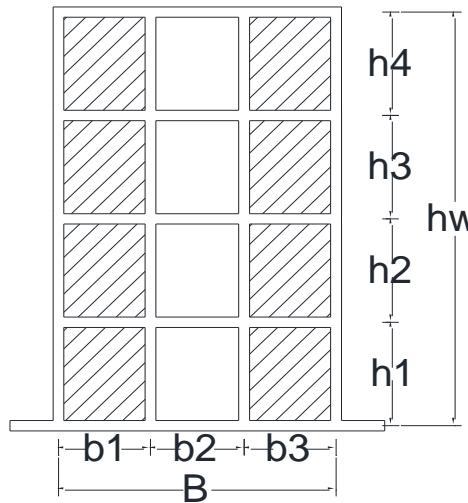
adalah:

- a) Dinding geser kopel (coupled shear wall)

Adalah dua dinding geser yang dihubungkan oleh balok yang pendek (balok koridor) dan merupakan struktur penahan gempa yang efektif dengan ketegaran yang besar. Bila dinding seperti ini dibebani gaya lateral, lendutan yang timbul pada setiap dinding biasa diuraikan atas bagian-bagian yang sama seperti pada dinding geser yang berdiri sendiri:

- Deformasi geser, δS
- Deformasi lentur, δB
- Deformasi akibat rotasi pondasi, δR

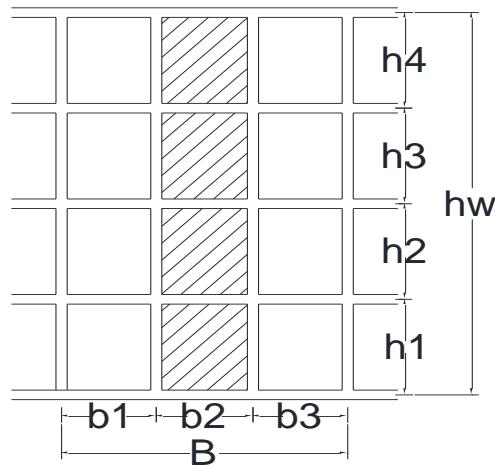
Dalam hal ini, deformasi akibat lentur dan rotasi pondasi akan dibatasi oleh balok penghubung dinding-dinding geser, yang jauh berbeda dengan kasus dinding geser yang berdiri sendiri. Untuk menganalisisanya, dinding dianggap sebagai batang yang bisa dinyatakan oleh garis pusat dinding dan keseluruhan sistem diperlakukan sebagai portal satu bentang; kemudian metode analisa portal diterapkan dengan menyertakan deformasi geser dan lentur pada dinding dan balok yang dimiliki daerah tegar (rigid zone) di kedua ujungnya.



Gambar 2.2. Dinding Geser Kopel

b) Dinding geser yang dihubungkan dengan portal

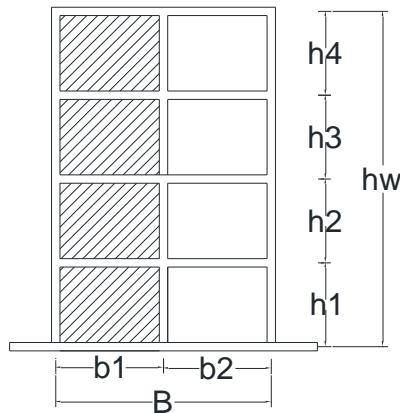
Bagian ini akan menjabarkan kasus portal yang dihubungkan pada semua tepi dinding geser. Sama halnya seperti dinding geser kopel, karakteristik lendutan pada kasus ini dapat dianggap analog seperti deformasi akibat lentur dan rotasi pada dinding geser independen yang dikekang oleh balok yang dihubungkan ke dinding tersebut. Namun pengekangan dalam kasus ini tidak seperti pada dinding geser kopel. Sama seperti pada dinding geser kopel, balok yang berhubungan dengan dinding geser akan mengalami tegangan yang besar; selain itu, kolom-kolom yang berdekatan mengalami pemasaran tegangan akibat deformasi yang diinduksi oleh dinding sehingga perhitungan yang khusus diperlukan pada bagian ini.



Gambar 2.3. Dinding geser yang dihubungkan dengan portal

c) Dinding geser yang dihubungkan dengan portal satu bentang.

Dinding geser dengan koridor di salah satu sisinya merupakan contoh dinding dan kolom yang dihubungkan oleh balok berbentang pendek (balok penghubung). Kasus ini termasuk kasus khusus dari dinding geser yang dihubungkan dengan portal dalam bagian sebelumnya. Ditinjau dari sudut perancangan karena bentang balok penghubung biasanya pendek, deformasi yang ditimbulkan oleh dinding akan mengakibatkan pemasatan tegangan pada balok dan kolom sehingga perencanaan elastic sangat sulit dilakukan. Oleh karena itu, dicoba untuk mengembangkan metode penentuan tegangan dan koefisien distribusi gaya geser dengan memakai contoh yang sesungguhnya, yang mana adalah dengan perancangan inelastis.



Gambar 2.4 dinding geser yang dibutuhkan dengan portal satu bentang

Dinding harus direncanakan terhadap beban eksentris dan setiap beban lateral atau beban lain yang bekerja padanya; SNI 2847-2013, Pasal 16.2.1) dan menurut Pasal 16.5.1): dinding dengan penampang persegi empat yang masif boleh direncanakan berdasarkan ketentuan metode perencanaan empiris bila resultan seluruh beban terfaktor terletak didalam daerah sepertiga tengah ketebalan dinding total dan semua batasan yang tercantum dipenuhi.

Dengan ketebalan minimum dinding yang direncanakan ; SNI 2847-2013, pasal 16.5.3).(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari pada $\frac{1}{25}$ tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak pula kurang dari pada 100 mm.

Dimana : h = tinggi dinding geser

b = lebar dinding geser

tw = tebal dinding geser

tebal dinding (t_w) : $t_w > 1/25 \times h_w$ atau b_w dinding geser (diambil yang terkecil) dan tidak boleh kurang dari 100 mm.

Daerah tekan harus diberi komponen batas khusus yaitu :

$$c > \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \text{ dimana } \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \geq 0,007$$

Dimana :

δ_u adalah perpindahan rencana, mm

h_w adalah tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau.

Bila komponen batas khusus diperlukan maka tulangan harus diteruskan secara vertikal dari penampang kritis sejarak tidak kurang dari pada nilai terbesar dari l_w atau $M_u / 4V_u$

Dimana :

V_u adalah gaya geser terfaktor penampang (N)

Untuk mengontrol penulangan, ukuran dimensi dan jarak antar tulangan agar

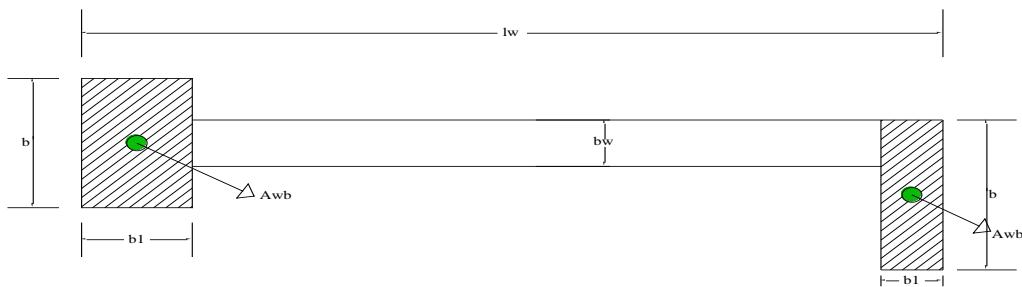
dinding tersebut dapat memenuhi persyaratan yang ada. Rasio penulangan untuk dinding adalah sebesar :

$$\rho_I = \Sigma \left(\frac{A_b}{b_{sv}} \right)$$

Dimana :

A_b adalah luas tulangan dan b_{sv} adalah jarak antar tulangan, dan

ρ_I tidak boleh kurang dari $0,7/f_y$ (MPa) dan tidak boleh lebih dari $1,6/f_y$ (MPa). Sedangkan untuk pembatasan dimensi dinding adalah sebagai berikut



➤ Untuk tebal sayap (b_1)

$$b \geq t_w$$

$$b_1 \geq b_c \cdot l_w / 10b$$

$$b \geq b_c$$

$$b_1 \geq b^2 c / b$$

$$b \geq h_1 / 16$$

$$b_1 \geq h_1 / 16$$

h_1 adalah tinggi lantai pertama

h_1 adalah tinggi lantai

pertama

➤ Panjang dinding geser (l_w)

$$l_w \text{ maks} < 1,6 \times h_1$$

$$\text{dimana : } b_c = 0,0171 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu \Phi}$$

$$\mu \Phi = \text{ratio daktilitas kurva 5}$$

t_w = tebal dinding geser

h_i = tinggi bagian dinding

l_w = panjang bagian dinding

Untuk menwujudkan prinsip desain kapasitas yang fundamental

ini disain dinding struktur dapat dilakukan dengan 4 prosedur berikut ini :

1. Dengan beban lentur + aksial terfaktor, anggap potongan dasar dinding struktur sebagai kolom dengan syarat penulangan longitudinal di ujung dan badan dinding struktural sesuai dengan SNI 2847-2013 menyatakan bahwa “ paling sedikit dua lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebih

$$\frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f'c} ;$$

Dimana :

A_{cv} adalah luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dalam arah gaya geser yang tinjau (mm^2)

$f'c$ adalah kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)

selanjutnya untuk SNI 2847-2013 pasal 12.3(5) butir 1 halaman 71 memberikan batasan maksimum terhadap kuat tekan rencana (ϕP_n) yaitu :

$$\phi P_n (\text{maks}) = 0,85 \cdot \phi ((0,85 \cdot f'c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (2.12)$$

dimana :

- ϕ adalah faktor reduksi kekuatan

- P_n adalah kuat beban aksial nominal penampang pada eksentrisitas (N)

- $f'c$ adalah kuat tekan beton yang disyaratkan (Mpa)

- f_y adalah kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan, (MPa)

- A_g adalah luas bruto penampang beton (mm^2)

- A_{st} adalah luas total tulangan longitudinal (batang tulangan atau baja profil) (mm^2) ($A_{st} = \rho_v \cdot b \cdot d$)

dimana ρv = rasio penulangan, b = lebar (mm) dan d = tinggi efektif (mm).

Secara umum, rasio penulangan ρv untuk dinding struktural tidak boleh kurang dari yang disyaratkan dalam SNI 2847-2013 pasal 16.3.(2) dan 16.3.(3) (halaman 155), dimana $\rho v \geq 0,0025$ sepanjang sumbu longitudinal dan tranversal.

Demikian pula halnya jarak spasi tulangan untuk masing-masing arah dan tidak boleh lebih dari 450 mm. Tulangan dipasang untuk menahan geser dan mencapai kuat geser tertentu harus di pasang menerus dan di distribusikan merata di seluruh bidang geser.

1. Pastikan tidak terjadi kegagalan oleh tegangan tarik dan tekan diagonal oleh beban geser dengan pengamanan berturut-turut sesuai :

Pasal 23.6.(4(1)) yang sesuai dengan SNI 2847 2013 halaman 219 yang menyatakan bahwa : Kuat geser nominal, V_n dinding struktural tidak diperkenankan lebih dari pada $V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + P_n \cdot f_y]$

dinama koefisien $\alpha_c = \frac{1}{4}$ untuk $\left(\frac{h_w}{\lambda_w}\right) \leq 1,5$, $\alpha_c = \frac{1}{6}$ untuk $\left(\frac{h_w}{\lambda_w}\right) \leq 2,0$ dan dapat digunakan interpolasi linier untuk nilai – nilai diantaranya.

Dimana h_w adalah tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau dan λ_w adalah panjang keseluruhan dinding atau segmen dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser (mm).

Pasal 23.6.(4(4)) yang sesuai dengan SNI 2847-2013 halaman 219 yang menyatakan bahwa : Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang

secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $\frac{2}{3}$

$A_{cv} \sqrt{f'c}$, dengan A_{cv} adalah luas penampang total sistem dinding struktural, dan kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh diambil melebihi $\frac{2}{3} A_{cp} \sqrt{f'c}$, dimana A_{cp} adalah luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton dinding yang ditinjau.

2. Hindarkan instabilitas oleh regangan beton $> 0,003$ dengan pengadaan komponen batas sesuai Pasal 23.6.(6(2)) yang sesuai dengan SNI 2847 2013 pada halaman 220 yang menyatakan bahwa : Untuk dinding-dinding atau sistem dinding yang menerus secara efektif dari dasar hingga puncak bangunan dan direncanakan memiliki satu penampang kritis untuk lentur dan gaya axial.

Deformasi pada dinding geser kantilever menyerupai deformasi kolom kantilever yang tegak lurus tanah dan selain deformasi lentur, dinding geser mengalami deformasi geser dan rotasi secara keseluruhan akibat gaya lateral.

Deformasi total dihitung dengan menjumlahkan perpindahan δR akibat rotasi

pondasi dan perpindahan δB dan δs akibat lentur dan gaya geser.

$$\delta = \delta S + \delta B + \delta R \quad (2.13)$$

Gedung yang sesungguhnya tidak memiliki dinding geser yang berdiri sendiri karena dinding berhubungan dalam segala arah dengan balok atau batang lain ke kolom-kolom disekitarnya sehingga deformasi dinding akan

dibatasi disebut sebagai pengaruh perbatasan (boundary effect) maka harus disertakan dalam perhitungan.

Untuk dinding geser berlubang, perpindahan relatif (δ) diakibatkan oleh deformasi lentur, deformasi geser, dan deformasi akibat rotasi pondasi seperti

pada yang telah disebutkan diatas, pada kasus ini deformasi geser (δS) dinyatakan sebagai (δF), yakni deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang.

$$\delta = \delta F + \delta B + \delta R \quad (2.14)$$

Klasifikasi dinding geser berdasarkan perbandingan tinggi dinding dan lebar dinding dibagi menjadi 2 jenis, yaitu :

1. Dinding geser langsing (*Slender Shear Wall*)

$$\text{Jika } \frac{(h)}{(b)} > 2$$

2. Dinding geser gemuk (*Squat Shear Wall*)

$$\text{Jika } \frac{(h)}{(b)} \leq 2$$

dimana : h adalah tinggi bruto dinding geser

b adalah lebar bruto dinding geser

Untuk keperluan penyambungan tulangan dari tingkat sebelumnya harus diteruskan agar menjamin perilaku serta kekuatan dari struktur. Panjang tulangan yang diteruskan tersebut panjangnya tidak kurang dari panjang penyaluran ld.

Besarnya l_d dapat dihitung dengan rumus : $l_d = m_{db} \cdot l_{db}$ (2.15)

(sumber; *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T paulay And M.J.N.Priestley hal. 149*)

Dimana :

$$l_{db} = \frac{1,38 \cdot Ab \cdot fy}{c \cdot \sqrt{f'c}} \text{ satuannya MPa}$$

(2.16)

(*Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T paulay And M.J.N.Priestley hal. 150*) dengan:

Ab adalah luas penampang tulangan (mm^2)

c adalah $3 \times$ diameter tulangan (mm)

m_{db} adalah faktor modifikasi sebesar 1,3

Pada waktu berlangsungnya gempa, pada dinding geser akan terjadi gaya geser yang lebih besar dibandingkan perkiraan semula dengan analisa statik.

Untuk mendapatkan kapasitas yang ideal pada setiap ketinggian dinding, maka gaya geser rencana harus diperbesar dengan memasukkan faktor ϕ dan faktor pembesaran dinamis (ω).

Untuk tulangan transversal sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4(4(1b)) hal.213:

$$A_{sh} = 0,09 (s h_c f'c / f_{yh})$$

- A_{sh} adalah luas penampang total tulangan transversal (termasuk sengkang pengikat) dalam rentang spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi h_c , mm².
- h_c adalah dimensi penampang inti kolom (dinding struktural) diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekang, mm.
- s adalah spasi tulangan transversal diukur sepanjang sumbu longitudinal komponen struktur, mm.
- f_{yh} adalah kuat leleh tulangan transversal yang disyaratkan, MPa.

Kuat geser yang diizinkan dalam SNI 2847-2013 hal. 87 adalah

$$\phi \cdot V_n \geq V_u, \text{ Dengan}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \text{ dan } V_n = V_c + V_s,$$

V_n = kuat geser nominal

Asumsi ini dianggap bahwa kekuatan geser diberikan oleh tulangan geser V_s dan sisanya oleh beton. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton harus diambil :

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 2847-2013 hal. 89})$$

Dimana:

$d = 0,8 l_w$ dimana l_w adalah lebar dinding geser.

Pada daerah sendi plastis, kuat geser hanya disumbangkan oleh tulangan-tulangan geser. Jadi $V_c = 0$.

Kuat geser yang disumbangkan diambil:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0,8 l_w}{s} \quad (\text{SNI 2847-2013 hal. 94})$$

Maka : $Vu \leq \phi \cdot Vn$

$Vu \leq \phi \cdot (Vc + Vs)$

$$Vu \leq \left[(\emptyset \cdot Vc) + \left(\frac{\emptyset \cdot Av \cdot fy \cdot 0,8 \cdot lw}{S} \right) \right]$$

$$\frac{Av}{S} \leq \frac{(Vu - Vc \cdot \emptyset)}{\emptyset \cdot fy \cdot 0,8}$$

$$\frac{Av}{S} \leq \frac{(Vu - Vc \cdot \emptyset)}{\emptyset \cdot fy \cdot 0,8} \cdot S$$

Dimana : Av = Luas tulangan geser (cm^2)

bw = Tebal dinding geser (cm)

S = Jarak tulangan geser (cm)

lw = Lebar dinding geser (cm)

fy = Kuat leleh baja (mpa)

$\leq 3 \cdot bw$

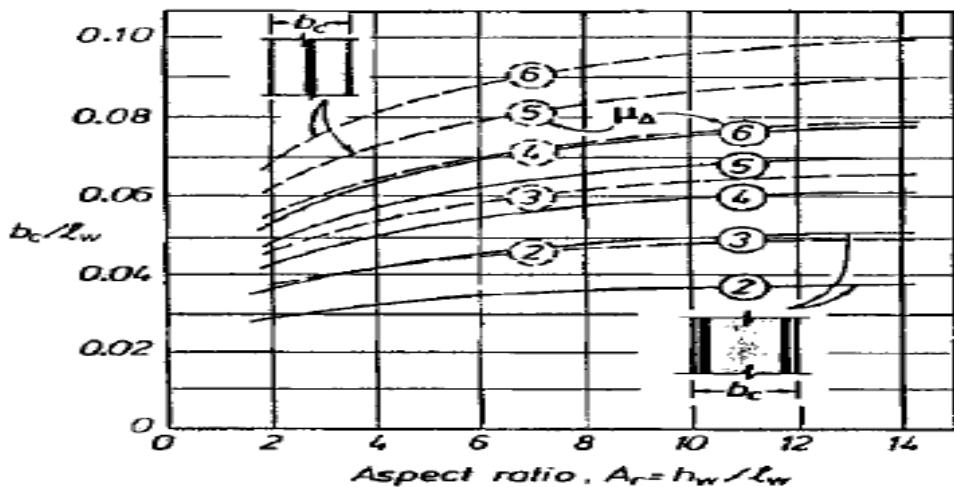
$\leq 1/5 \cdot bw$

$\leq 50 \text{ cm}$

Dengan menggunakan grafik (hal. 403) hubungan ketebalan kritis

dengan

daktilitas simpangan, didapat : $\frac{bc}{lw}$

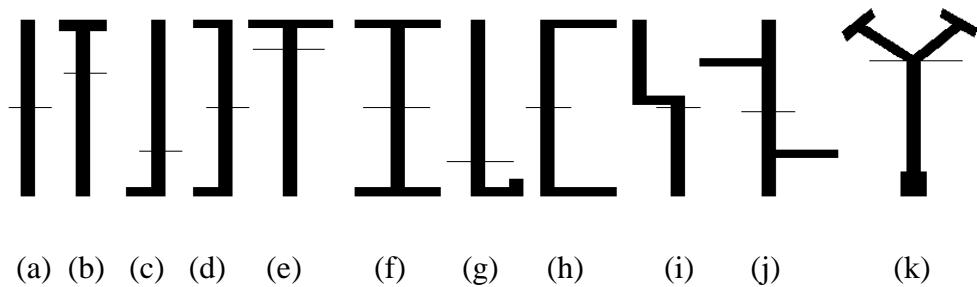


Sumber : Seismic Desain of Reinforced concrete & Masonry Bulidings, T

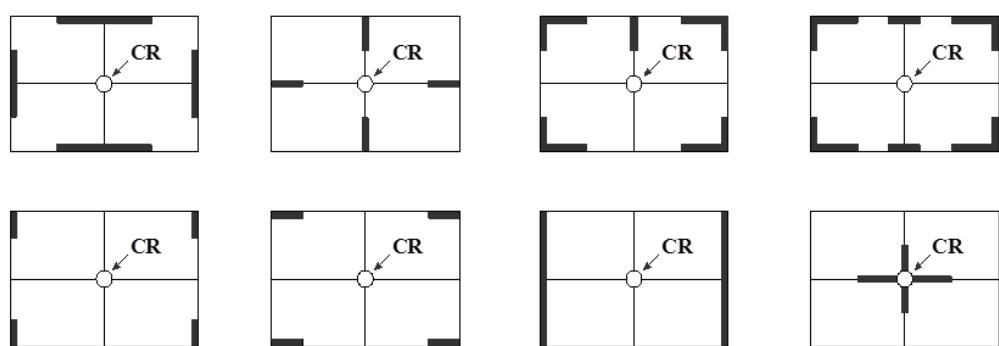
Paulay and M.J.N Priestley halaman 403

2.1.1 Bentuk dan Tata Letak Dinding Geser

Sistim dinding geser dapat dibagi manjadi sistim terbuka dan tertutup. Sistim terbuka tediri dari unsur linear tunggal atau gabungan unsur yang tidak lengkap, melingkupi ruang asimetris. Contohnya adalah L, X , T, V, Y atau H. Sedang sistim tertutup melingkupi ruang geometris, bentuk-bentuk yang sering di jumpai adalah bujur sangakar, segitiga, persegi panjang dan bulat. Bentuk dan penempatan dinding geser mempunyai akibat yang besar terhadap perilaku struktural apabila dibeban secara lateral. Dinding geser yang diletakan asimetris terhadap bentuk bangunan harus memikul torsi selain lentur dan geser langsung



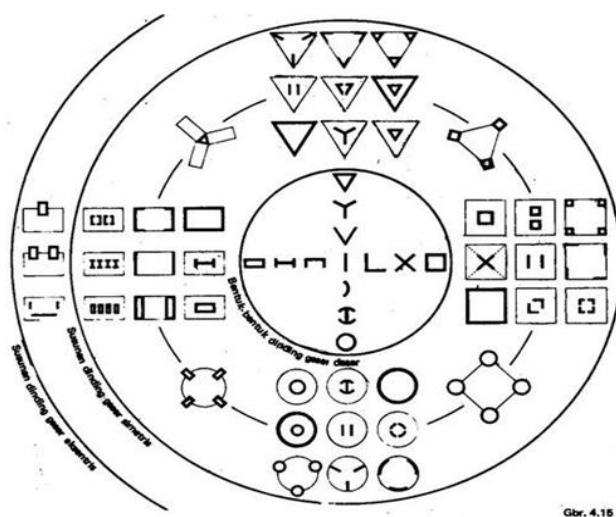
Gambar 2.7. Bentuk Dan Susunan Dinding Geser



Gambar 2.8 Bentuk Dinding Geser tegangan

Sumber : Seismic Desain of Reinforced concrete & Masonry

Bulidings, T Paulay and M.J.N Priestley halaman 365 dan 368



Gambar 2.9 Tata letak dinding geser

dimana :

- Lingkaran yang terdapat pada tiap denah adalah CR (Centre of Rigidity) atau pusat kekakuan.
- Garis yang tebal menunjukkan dinding geser.
- Garis yang tipis menunjukkan garis denah gedung

Contoh perhitungan CR atau kekakuan struktur itu sendiri terdiri dari dua yaitu :

- Kekakuan penampang : $E(\text{Modulus Elastisitas}) \times I(\text{Inersia})$
- Kekakuan batang, balok

atau kolom : $\frac{E \times I}{L}$

Dimana ; $E = 200 \times 10^3 \text{ Mpa}$ (*SNI 2847-2013 Ps.8.5.2*) dan $I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$

2.1.2 Deformasi Dinding Geser

Deformasi dinding geser menyerupai deformasi balok yang tegak lurus tanah. Deformasi dinding geser bertingkat banyak dapat dibedakan atas:

- ❖ Deformasi lentur
- ❖ Deformasi geser
- ❖ Deformasi akibat rotasi

Diantara ketiga jenis deformasi ini, deformasi akibat lentur dan rotasi pondasi merupakan yang terbesar pada gedung bertingkat banyak. Karakteristik lendutan dinding berbeda jauh dengan karakteristik lendutan

portal, dan lendutan dinding terutama dipengaruhi oleh deformasi tipe geser. Perpindahan relatif tingkat-tingkat atas suatu dinding geser jauh lebih besar dari pada tingkat bawah, sedang perpindahan relatif tingkat-tingkat atas dan bawah pada portal hampir sama. (*Sumber: Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa, Kiyoshi Muto halaman 153*)

2.1.3 Langkah – langkah Desain Dari Sistem Dinding Geser

Langkah – langkah mendesain sistem dinding geser adalah :

- ❖ Pertimbangan dalam penempatan dinding geser
- ❖ Mendesain beban gravitasi berat massa
- ❖ Analisis terhadap sistem struktur
- ❖ Penentuan desain gaya – gaya yang bekerja
- ❖ Desain untuk kekuatan lentur

Dalam desain untuk kekakuan lentur untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut Paulay dan priestley halaman 392 – 393, yaitu :

- a) Berat p_v pada seluruh bagian geser tidak boleh kurang dari $0,7/f_y$ atau $0,0025$ (Mpa) dan tidak lebih dari $0,7/f_y$ (Mpa)
- b) Jarak antara tulangan Vertikal tidak boleh lebih dari 200 mm pada daerah lain (yaitu daerah elastis), 450 mm atau tiga kali tebal dinding
- c) Diameter tulangan tidak boleh melebihi $1/8$ dari tebal dinding geser.

2.2 Puntir (*Torsi*)

2.2.1 Pengertian Puntir (*Torsi*)

Torsi adalah puntiran dalam banyak hal, sering terjadi gaya yang menyebabkan elemen struktur berotasi terhadap sumbu longitudinalnya. Gaya yang merupakan resultan dari tegangan torsion merupakan kopel yang mengimbangi momen torsi eksternal. (*Sumber : Struktur oleh : Daniel L. Schodek*)

Puntir (*Torsi*) terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang tidak nol dari sumbu memanjang batang struktur. Balok ujung dari panel lantai, balok tepi yang menerima beban dari satu sisi, atap kanopi dari *Halte bus* yang ditumpu oleh sistem balok di atas kolom, balok keliling pada lubang lantai dan juga tangga melingkar, semuanya merupakan contoh elemen struktural yang mengalami momen puntir. Momen puntir itu sering kali menyebabkan tegangan geser yang cukup besar. Sebagai akibatnya dapat terjadi retak-retak yang dapat menjalar sampai melebihi *limit serviceability* yang diijinkan. Pada keadaan nyata balok tepi suatu sistem struktural, besarnya kerusakan akibat torsi biasanya tidak terlalu mengkhawatirkan, ini disebabkan oleh adanya retribusi tegangan di dalam struktural. Hampir semua balok beton yang segi empat yang mengalami torsi mempunyai komponen penampang berupa segiempat seperti penampang bersayap (berflens) seperti penampang balok T dan L. Kapasitas beton sederhana dalam menahan torsi apabila dikombinasikan dengan beban lain dapat banyak dalam hal lebih kecil dari pada apabila hanya menahan momen

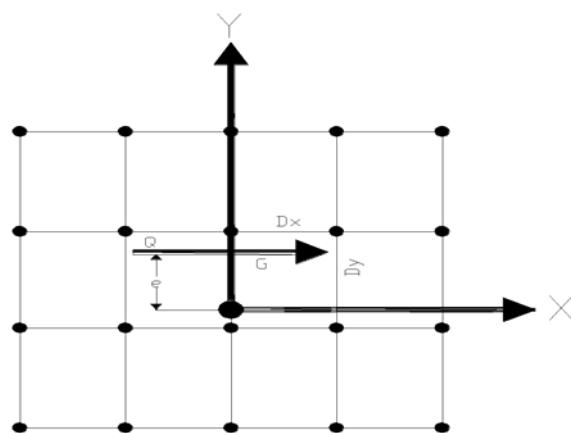
torsi luar rencana yang sama tanpa dikombinasikan dengan gaya lainnya.

(Sumber: *Beton Bertulang Dr. Edward G. Navy, P.E.*). Secara umum, Torsi (puntiran) terjadi akibat perputaran balok-gelagar atau kolom terhadap sumbunya. Perputaran yang diakibatkan oleh beban-beban yang titik kerjanya tidak terletak pada sumbu simetri vertikal. (Sumber: *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang oleh, Ir. W.C. Vis dan Ir. Gideon H. Kusuma M. Eng*).

2.2.2 Persamaan Teoritis Untuk Puntir (*Torsi*)

Rotasi puntir menimbulkan perpindahan dalam arah x dan y pada portal untuk melawan gaya geser. Persamaan ini bisa diperoleh dengan memakai teoritis biasa untuk puntir. Tinjaulah kasus gaya geser, Q yang bekerja dalam arah x . jika perpindahan $\delta\theta$, dalam arah Q dan rotasi θ , terhadap titik pusat ketegaran terjadi, maka disejarkan y (dalam arah x pada portal)

$$\delta_x = \delta\theta + \theta \cdot y$$



Gambar 2.10 Tata Letak Dinding Geser

2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultant beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa atau gaya gempa static ekuivalen.

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana ed . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana ed harus ditentukan sebagai berikut :

❖ Untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$ed = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } ed = e - 0,05 b$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistim struktur gedung yang ditinjau :

❖ Untuk $e > 0,3 b$

$$ed = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } ed = 1,17 e - 0,1 b$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistim struktur gedung yang di tinjau.

Dimana:

e = Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.

ed = Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.

b = ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana ed antar pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. (*Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2012*)

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) cenderung kemungkinan berimpit maka, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana. Dan perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

2.4. Pembebaan Pada Struktur

Beban-beban yang akan ditanggung oleh suatu struktur atau elemen struktrur tidak selalu dapat diramalkan dengan tepat sebelumnya, bahkan apabila beban-beban tersebut telah diketahui dengan baik pada salah satu lokasi sebuah struktur tertentu biasanya distribusi beban dari elemen yang lain pada keseluruhan struktur masih membutuhkan asumsi dan pendekatan.

Adapun beberapa jenis beban yang bekerja pada suatu struktur antara lain:

2.4.1 Beban Mati (SNI 03 – 1726 – 2012)

Beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung.

2.4.2 Beban Hidup (SNI 03 – 1726 – 2012)

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh butiran air hujan. Ke dalam beban hidup tidak termasuk beban angin, beban gempa dan beban khusus.

2.4.3 Beban Gempa (SNI 03 – 1726 – 2012)

Beban gempa ialah semua beban yang ditimbulkan dari gerakan-gerakan lapisan bumi ke arah horizontal dan vertikal, dimana gerakan vertikalnya lebih kecil dari gerakan horizontalnya.

2.4.4 Beban Kombinasi (SNI – 03 - 1726 – 2012)

Beban kombinasi ialah gabungan dari beban-beban yang bekerja pada suatu struktur. Pada beban kombinasi ini beban-beban dikalikan faktor keamanan.

Dari bermacam jenis pembebanan yang ada, kemudian jenis – jenis pembebanan tersebut dikombinasikan sehingga diperoleh gaya dalam yang maksimum yang sesuai keinginan maka perlu dibuat kombinasi sesuai dengan fungsi gedung, lokasi, dan perilaku beban yang kemungkinan akan terjadi terhadap struktur yang analisa. Adapun jenis – jenis kombinasi yang dipakai (SNI 03 – 1726 – 2012 Psl. 9.2.1) hal. 65 dalam penulisan tugas akhir ini antara lain:

- a. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan $U = 1, 4 DL$ **(SNI 03–1726–2012 Psl.9.2.1(1))**

Kuat perlu untuk menahan beban mati (D) dan beban hidup (L) paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1, 2 DL + 1, 6 LL \quad \text{b. (SNI 03–1726–2012 Psl.9.2.1 (3))}$$

- b. Kekuatan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perencanaan dengan mengambil kombinasi

pembebanan sebagai berikut :

$$U = 1,2DL + 1,0L + 1,05 E \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Psl.9.2.1(5)})$$

atau

$$U = 1,2DL + 1,0L - 1,05 E \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Psl.9.2.1(5)})$$

$$U = 0,9DL + 1 E \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Psl.9.2.1}$$

(7)) atau

$$U = 0,9DL - 1 E \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Psl.9.2.1}$$

(7))

Dimana:

- ❖ U = Kuat perlu
- ❖ D = Beban mati
- ❖ L = Beban hidup
- ❖ E = Beban gempa

2.5 Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (plat lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul gempa rencana. Struktur yang direncanakan diharapkan mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastis tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban harus mampu disebarluaskan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam

bentuk kemampuan deformasi secara inelastis. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur.

Berdasarkan SNI 03-1726-2010 yang menyatakan bahwa pengertian Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya peleahan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri (tegar), walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Dalam Daktilitas ada faktor Daktilitas yang merupakan rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya peleahan pertama di dalam struktur gedung. Daktail penuh adalah suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang.

Keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5, 3.

Struktur yang elastic penuh, kondisi struktur di ambang keruntuhan keruntuhan tercapai bersamaan dengan peleahan pertama di dalam struktur ($\delta_m = \delta_y$) dimana menurut SNI 03-1726-2010 hal 84 definisi δ_m adalah Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa

Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan

δ_y adalah Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya peleahan pertama.

Dalam jenis sistem struktur tidak semua mampu berperilaku daktail penuh dengan mencapai $\mu = 5,3$ namun faktor daktilitas maksimum (μ_m) yang dapat dicapai oleh berbagai jenis sistem struktur. Untuk perencanaan suatu struktur gedung nilai faktor daktilitas (μ) dapat dipilih sendiri oleh perencana atau pemilik gedung, asal memenuhi $1, 0 \leq \mu \leq \mu_m$.

Asumsi bahwa struktur gedung daktail dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum (δ_m) yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan (*constant maximum displacement rule*), sudah biasa dianut dalam standar-standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, agar terdapat hubungan antara V_y dan V_e melalui μ . Persamaan tersebut terdapat di SNI 03-1726 – 2012 hal 9 dinyatakan $V_y = \frac{V_e}{\mu}$.

Dimana :

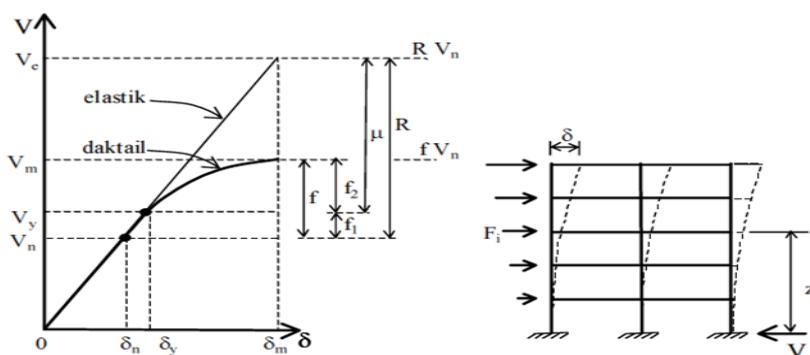
V_y adalah pembebanan yang menyebabkan peleahan pertama di dalam struktur gedung

V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.

μ adalah faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana

pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur pada saat terjadinya peleahan pertama.

Asumsi ini adalah komersifitif, karena dalam keadaan sesungguhnya struktur gedung yang daktail memiliki δ_m (delta-m) yang relatif lebih besar dari pada struktur gedung yang elastik, sehingga memiliki μ yang relatif lebih besar dari pada yang diasumsikan. Asumsi yang dianut divisualisasikan dalam diagram beban simpangan (diagram V- δ) ditunjukkan dalam Gambar 2.1:



Gambar 2.11 Diagram beban simpangan (diagram V) struktur gedung

Sumber Gambar2.1 : SNI 03-1726-2012 hal 46

Dimana : V = Beban dasar nominal static ekuivalen akibat gempa rencana,

kN

V_n = Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan

nominal untuk struktur gedung

V_m = Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa

Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung

Dalam menetapkan pembebanan gempa nominal (V_n) akibat pengaruh

Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung. Nilai V_n harus lebih rendah dari nilai V_y , sedemikian rupa sehingga rasio V_y/V_n merepresentasikan faktor kuat lebih beban (f_1) dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung. Faktor kuat lebih ini terbentuk oleh kekuatan terpasang dari unsur-unsur struktur yang direncanakan melalui cara perencanaan beban dan kuat terfaktor. Secara teoritis nilai minimum f_1 adalah perkalian faktor beban dan faktor bahan yang dipakai dalam perencanaan beban dan kuat terfaktor, yaitu $f_1 = 1,05 \times 1,15 = 1,2$. Dalam hal ini, faktor bahan adalah kebalikan dari faktor reduksi kapasitas ($= 1/\phi$). Dalam kenyataannya selalu terjadi kekuatan unsur-unsur struktur yang berlebihan, karena jumlah tulangan atau profil terpasang yang lebih besar dari pada yang diperlukan, sehingga pada umumnya $f_1 > 1,2$. Untuk struktur gedung secara umum, menurut berbagai penelitian nilai f_1 yang representatif ternyata adalah sekitar $f_1 = 1,6$.

2.6. Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa

Sistem Ganda (Dual System)

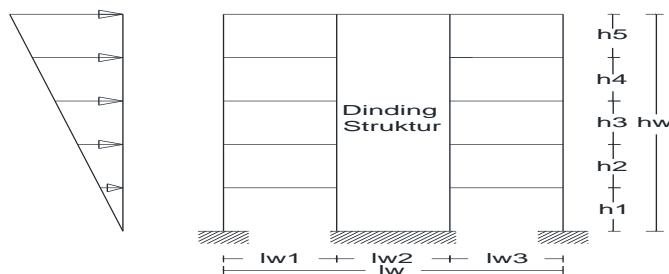
Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar, yaitu :

1. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang penting berfungsi memikul beban gravitasi.
2. Dinding Struktural (DS) dan Sistem Rangka Pemikul Momen

(SRPM) direncanakan untuk menahan V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.

3. Dinding structural (DS) dan sistem rangka pemikul momen (SRPM) direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal (V) secara proporsional berdasarkan kekakuan relatif.

Di Wilayah Gempa 5 dan 6, rangka ruang itu harus didesain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK). Di Wilayah Gempa 3 dan 4, Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Dinding Struktural tak perlu detailing khusus, sedangkan untuk Wilayah Gempa 1 dan 2, SRPM boleh pakai Rangka Pemikul Momen Biasa juga DS Pakai DS Beton Biasa. Jadi untuk perencanaan gedung ini yang terdapat di wilayah 4 menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Dinding Struktur tak perlu didetail khusus.



Sistem ganda

Gambar 2.13 : Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa

Bumi

Sumber Gambar2.3: Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry

Buildings, T paulay And M.J.N.Priestley hal 505.

2.7 Perencanaan Terhadap Beban Gempa

Perencanaan beban gempa, E , harus ditentukan sesuai dengan berikut ini :

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dalam 4.2.2 atau kombinasi beban 5 dan 6 dalam 4.2.3, E harus ditentukan sesuai dengan persamaan 14 berikut :

$$E = E_h + E_v$$

2. Penggunaan dalam kombinasi beban 7 dalam 4.2.2 atau kombinasi beban 8 dalam 4.2.3, E harus ditentukan sesuai dengan persamaan 15 berikut :

$$E = E_h - E_v$$

Keterangan :

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horizontal seperti didefinisikan dalam 7.4.2.1

E_v = pengaruh beban gempa vertikal seperti didefinisikan dalam 7.4.2.2

❖ Pengaruh beban Gempa Horizontal

Pengaruh beban gempa horizontal (E_h) harus ditentukan sesuai dengan persamaan 16 sebagai berikut :

$$E_h = \rho Q_E$$

Keterangan :

Q_E adalah pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p . jika disyaratkan dalam 7.5.3 dan 7.5.4 pengaruh tersebut harus di hasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain. ρ adalah factor redundansi, seperti didefinisikan dalam 7.3.4

Pengaruh gempa bekerja dalam kedua arah utama dari gedung secara bersamaan. Perputaran ini menetapkan bahwa struktur - struktur daktail direncanakan terhadap suatu bagian kecil saja dari pengaruh gempa, dan karenanya banyak unsur – unsur struktur sudah akan mencapai sebagian saja dari percepatan gempa dalam suatu arah tertentu baru mencapai sebagian saja dari percepatan maksimum gempa tersebut. Hal-hal diatas perlu kiranya disadari dalam perencanaan sudah struktur dan bila diinginkan dapat diterapkan dalam perencanaan sesungguhnya, terutama untuk struktur-struktur gedung yang sangat penting. Sehubungan dengan hal tersebut, pasal ini mensyaratkan agar unsur – unsur primer direncanakan terhadap pengaruh 100% dari gempa rencana dalam suatu arah utama yang dikombinasikan dengan 30% dari gempa rencana dalam arah tegak lurus padanya. Berhubung dengan itu, kombinasi – kombinasi pengaruh beban gravitasi, gempa dalam arah – X dan gempa arah - Y (tegak lurus pada arah- X) berikut harus ditinjau dalam perencanaan unsur – unsur struktur (artinya: pengaruh gempa arah – X dikerjakan pada unsur-dalam arah itu dikombinasikan dengan pengaruh arah – Y dikerjakan dengan arah tegak lurus pada arah – X).

Kombinasi pembebanan (dengan memperhatikan tanda yang sesuai)

yang menghasilkan keadaan yang paling berbahaya bagi suatu unsur adalah yang dipakai untuk perencanaan. Pada umumnya, peninjauan pengaruh gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus ini hanya diperlukan untuk kolom – kolom atau unsur – unsur vertikal dari sistem penahan gempa.

❖ Pengaruh gempa vertikal

Walaupun percepatan-percepatan vertikal yang besar telah dicatat dekat pada pusat dari banyak gempa, respons dari struktur – struktur gedung terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Karena itu, dianggap bahwa sampai tersedianya hasil penelitian lebih lanjut mengenai respons dari struktur – struktur gedung terhadap gerakan vertikal, hanya beberapa bagian yang kritis dari struktur gedung.

❖ Beban gravitasi vertikal

Beban – beban hidup pada struktur gedung pada umumnya direduksi pada waktu analisa gempa pada struktur tersebut, sehubungan dengan kecilnya kemungkinan bekerjanya beban hidup penuh dan pengaruh gempa penuh secara bersamaan pada struktur secara keseluruhan diagram koefisien gempa dasar C. Menurut SNI 03-1726-2012 hal 29 mengatur Analisis respons dinamik.

2.8 Perencanaan struktur gedung tidak beraturan

2.8.1 Analisis Gempa Statis Ekivalen

Analisis beban static ekuivalen adalah suatu cara analisa statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban static horizontal untuk menirukan pengaruh gempa yang

sesungguhnya akibat gerakan tanah.analisa ini meliputi bagian – bagian sebagai berikut:

a. Beban geser dasar akibat gempa

Setiap struktur gedung harus rencanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat gempa (V) menurut rumus sebagai berikut :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{il}^n w_i h_{ik}}$$

Dimana :

C_{vx} = faktor distribusi vertical

V = gaya lateral desain total (**kN**)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i dan x

H_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur

b. Koefisien Gempa Dasar(C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur.Koefisien C bergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah yang besifat sangat merusak,yang berbeda-beda pada tiap wilayah gempa,Waktu getar alami struktur dan kodisi tanah setempat.

c. Faktor jenis Keutamaan (I)

Tingkat kepentingan suatu struktur terhadap bahaya gempa dapat berbeda – beda bergantung pada fungsinya.Oleh karena itu semakin penting struktur mampu memikul beban gempa dengan periode ulang yang lebih panjang atau dengan kata lain dengan tingkat kerusakan yang lebih kecil.Nilai I yang lebih besar dari 1(satu) dipakai untuk struktur yang mencakup penting agar struktur tersebut tetap berfungsi setelah terjadi gempa yang besar.

Metode ini hanya boleh dipakai, jika rasio antara nilai - nilai faktor reduksi gempa untuk 2 arah pembebahan gempa tersebut tidak lebih dari 1,5.

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebahan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Apabila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut SNI 03-1726-2012 hal 30 pada persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 \cdot V_1$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut SNI 03-1726-2012 pada persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V$$

2.2 Sistem Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem struktur penahan gaya seismik secara umum dapat dibedakan atas

sistem rangka pemikul momen (SRPM), sistem dinding struktural (SDS), dan sistem ganda (gabungan SRPM dan SDS).

1. Sistem rangka pemikul momen (SRPM)

- a. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB), suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan pasal – pasal SNI 2847 – 2013 yang terdapat pada pasal 1 – 18. Sistem rangka ini ditetapkan sesabai sistem kategori desain seismik B dan harus memenuhi pasal 21.2.
- b. Sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM), suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan – ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan – ketentuan detailing yang ketat SNI 2847 – 2013 yang terdapat pada pasal 21.3.
- c. Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan – ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan – ketentuan detailing yang ketat sesuai dengan SNI 2847 – 2013 yang terdapat pada pasal 21.5 – pasal 21.8

2. Sistem dinding struktural (SDS)

- a. Sistem dinding struktural biasa (SDSB), suatu dinding struktural yang memenuhi ketentuan SNI 2847 – 2013. Dinding ini memiliki tingkat daktilitas terbatas.
- b. Sistem dinding structural khusus (SDSK), suatu struktural yang selain memenuhi ketentuan untuk dinding struktur biasa. Sistem ini

pada prinsipnya memiliki tingkat daktilitas penuh.

3. Sistem ganda

Sistem ini terdiri dari sistem rangka yang digabung dengan sistem dinding structural. Rangka ruang lengkap berupa sistem rangka pemikul momen berfungsi memikul beban gravitasi. Sesuai tabel 9 di SNI 1726 – 2012 pasal 7.2.2, pasal 7.2.3 dan pasal 7.2.4. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur.

2.3 perencanaan struktur terhadap beban gempa

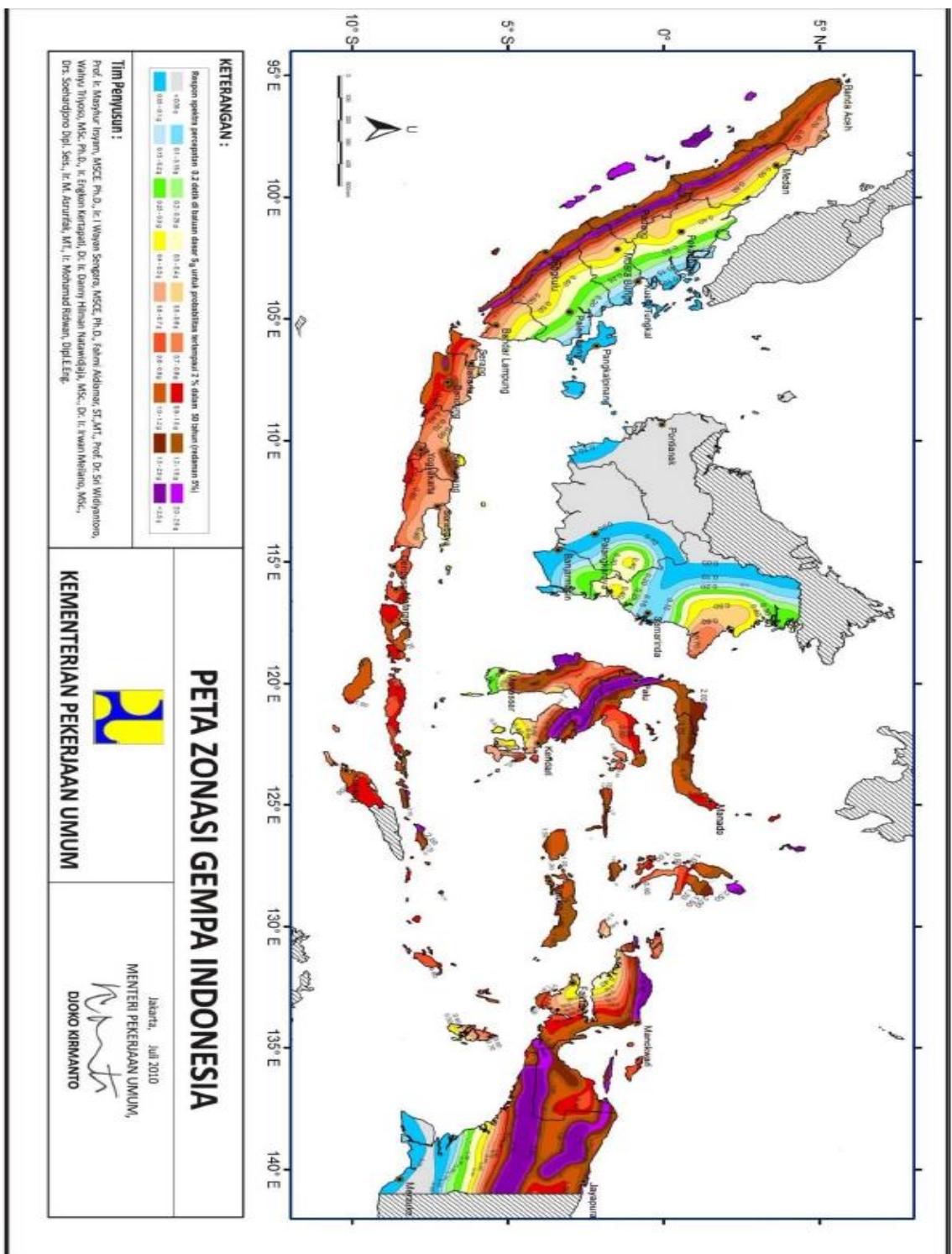
Perencanaan struktur tahan gempa dalam suatu perencanaan gedung harus diperhitungan mampu memikul pengaruh beban rencana. Dalam suatu sistem yang terdiri dari kombinasi dinding geser dan rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana yang dipikul oleh rangka – rangka terbuka harus mampu menahan paling sedikit 25% pada setiap tingkat. (Pasal 7.2.5.8 SNI 03 -1726 – 2012)

2.4 Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

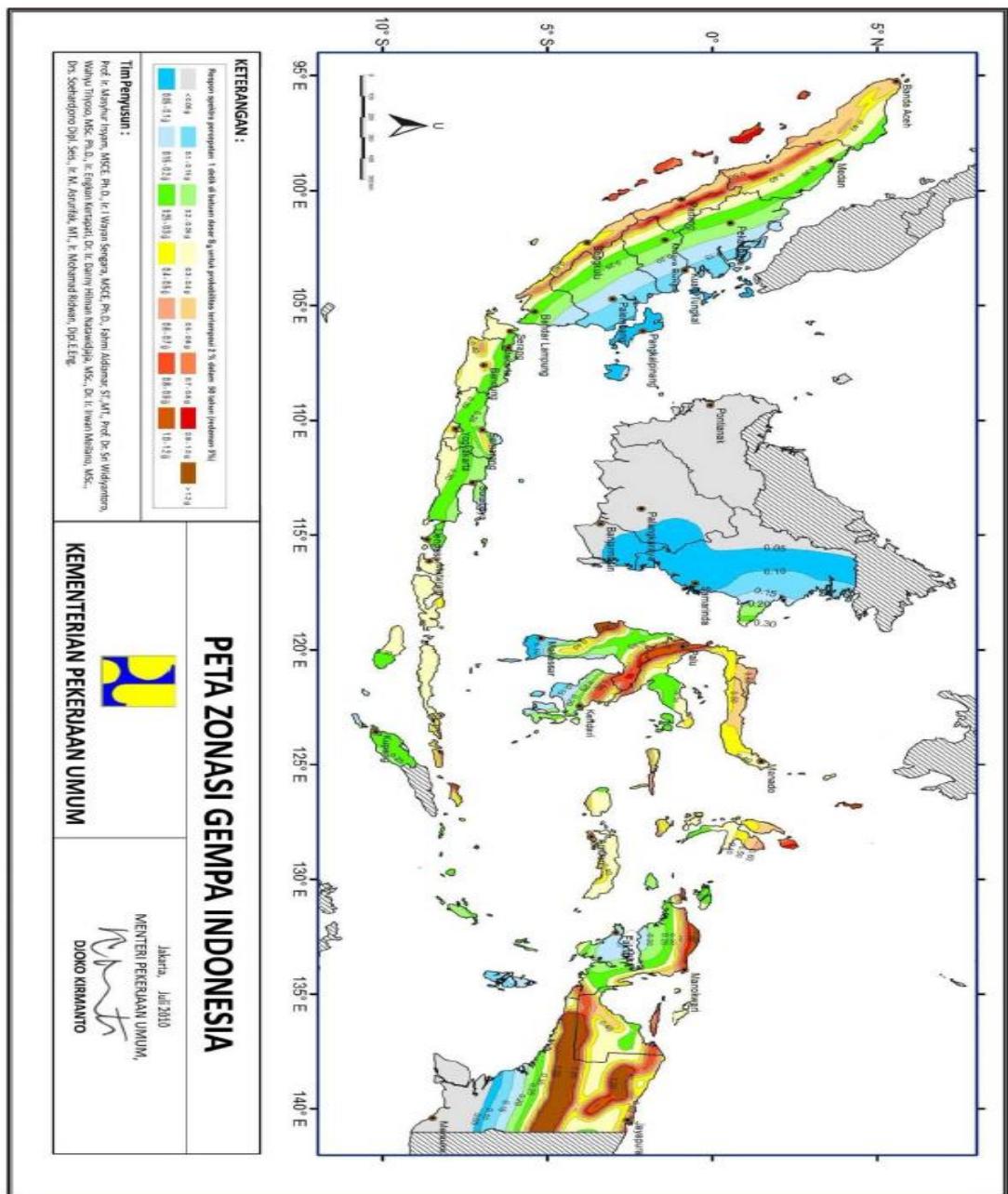
Pasal SNI 03 -1726 – 2012 pembagian wilayah gempa di Indonesia tidak dibagi menjadi 6 zona lagi melainkan diberikan peta – peta gerak tanah seismic dan koefisien resiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan. Peta – peta yang tersedia ini meliputi peta gempa maksimum yang pertimbangkan resiko tertarget (MCE_R) yaitu parameter – parameter gerak tanah Ss dan S1, kelas situs SB. SS adalah parameter

nilai percepatan respons spektral gempa MCE_R resiko tertarget pada periode pendek. S1 adalah parameter nilai percepatan respons spectral gempa MCE_R resiko tertarget pada periode 1 detik.

Sumber SNI 1726 – 2012



Gambar 2.2 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (Ss) Di Batuan Dasar (SB)



Sumber SNI 1726 – 2012

Gambar 2.2 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik (S1) Di Bantuan

Dasar (SB)

Parameter percepatan spectral desain pada periode pendek maupun periode 1 detik dapat ditentukan menggunakan rumus berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a \cdot S_s$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v \cdot S_1$$

Dimana :

S_{DS} = kategori desain seismic berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek.

S_{D1} = kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode 1 detik.

F_a = koefisien situs berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek. (Tabel 2.2)

F_v = koefisien situs berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada 1 detik. (Tabel 2.2)

Tabel 2.1 Koefisin Situs Fa Berdasarkan Parameter Percepatan

Spektral Desain Pada Periode Pendek.

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode, T = 0.2 detik, S _s				
	S _s = 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s = 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

SF	SS ^b
----	-----------------

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber : pasal 6.2 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.2 Koefisin Situs Fa Berdasarkan Parameter Percepatan

Spektral Desain Pada Periode Pendek.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁				
	S ₁ = 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ = 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (c) Untuk nilai-nilai antara S₁ dapat dilakukan interpolasi linier
- (d) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber : pasal 6.2 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.1 Koefisin Situs Fv Berdasarkan Parameter Percepatan

Spektral Desain Pada Periode 1 detik.

Menentukan kategori desain seismik (KDS)

Kelas situs	\bar{V}_s (menit/ detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{eh}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedaang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks platisitas , $PI > 20$ 2. Kadar air , $w \geq 40\%$ dan 3. Kadar geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa 		
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	<ol style="list-style-type: none"> 4. Indeks platisitas , $PI > 20$ 5. Kadar air , $w \geq 40\%$ dan 6. Kadar geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti pasal 6.9.1 Keterangan : N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : <ol style="list-style-type: none"> 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi , lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/ atau gembut (ketebalan $H < 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks platisitas, $PI > 75$), 		

	4. Lapisan lempung lunak / medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa
--	--

Tabel 2.3 - kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.

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

Table 2.4 - kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik.

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Pembuatan spektrum respon desain mengacu pada nilai S_{DS} dan S_{D1} seperti gambar di bawah ini

6. Membuat spektrum respon desain

$$T_o = 0,2 (SD1 / SDS)$$

$$T_s = (SD1 / SDS)$$

Perkiraan perioda fundamental alami

Untuk struktur dengan ketinggian < 8 tingkat dimana sistem penahan gaya seismic terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 4, 5 m:

$$Ta = 0, 1 \text{ N}$$

Dimana : $N = \text{jumlah tingkat}$

Batas perioda maksimum

$$T_{\max} = Cu \cdot Ta$$

Dimana :

$Cu = \text{koefisien batas atas pada periode yang dihitung}$

Parameter percepatan respons spektral dedsain pada 1 detik SD1	Koefisien Cu
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 3.5 koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Tipe struktur	Ct	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 % gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731a	0,75

Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tetuk	0,0731a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488a	0,75

Tabel 3.6 nilai parameter pendekatan Ct dan x

5. Tipe struktur penahan gaya lateral x dan arah y adalah dinding geser maka termasuk tipe semua sistem struktur lainnya.

$$Ta = Ct h_n^x$$

Arah x – (sistem struktur lainnya) arah x - (sistem struktur lainnya)

$$Ct = 0,0488$$

$$hn = 36,4 \text{ m}$$

$$X = 0,75$$

Maka

$$Ta = Ct h_n^x$$

$$T_{\max} = C_u Ta$$

7. Batasan penggunaan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen (ELV)

$$\text{Cek } Ts = (SD1 / SDS)$$

Menentukan faktor R, C_d, Ω_o

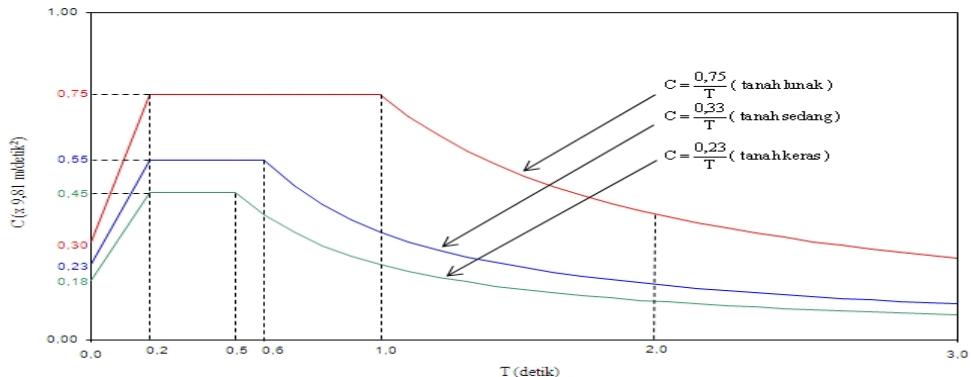
Menurut pasal 7.2.2 SNI 1726 – 2012 untuk dinding geser beton

bertulang khusus didapat faktor – faktor antara lain:

R = koefisien modifikasi respons

C_d = factor kuat lebih sistem

Ω_o = factor kuat lebih sistem



Gambar 2.3 Respon Spektrum Desain

Prosedur gaya lateral ekuivalen dalam menentukan geser dasar seismik menggunakan rumus :

$$V = Cs \cdot W$$

$$Cs = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Batasan perhitungan Cs

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

$$Cs_{min} = 0.044 S_{DS} Ie \geq 0.01$$

Nilai Cs yang di pakai ialah nilai yang paling kecil

Dinama : V = geser dasar seismik

Cs = koefisien respon seismik

R = koefisien modifikasi respons (tabel 2.3)

Ie = faktor keutamaan gempa (tabel 2)

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem Ω_0	Faktor pembesaran defleksi C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D^d	E^d	F^e
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2 ½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2 ½	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2 ½	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1 ½	2 ½	1 ½	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2 ½	4	TB	TB	12 ^K	12 ^k	12 ^k
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2 ½	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2 ½	3 ½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3 ½	2 ½	2 1/4	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2 ½	1 3/4	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos detail	2	2 ½	1 3/4	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1 ½	2 ½	1 1/4	TB	TI	TI	TI	TI

12. Dinding geser batu bata prategang	1 ½	2 ½	1 ¾	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2 ½	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1 ½	2 ½	1 ½	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditunjukkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6 ½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canal dinding) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditunjukkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6 ½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2 ½	2	TB	TB	10	TI	TI
18. System dinding rangka ringan (baja canai dinding) menggunakan bresing strip datar	4	2	3 ½	TB	TB	20	20	20
B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan	8	2	4	TB	TB	48	48	30

bresing eksentris								
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3 ¼	2	3 1/4	TB	TB	10 ^j	10 ^j	TI
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2 ½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2 ½	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2 ½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1 ½	2 ½	1 ½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2 ½	4 ½	TB	TB	12 ^k	12 ^k	12 ^k
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2 ½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing khusus	5	2	4 ½	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6 ½	2 ½	5 ½	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan	6	2 ½	5	TB	TB	48	48	30

beton komposit khusus								
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2 ½	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5 ½	2 ½	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2 ½	4	TB	TB	TI	TI	TI
18. Dindin geser batu bata bertulang biasa	2	2 ½	2	TB	48	TI	TI	TI
19. Dindidng geser batu bata polos detail	2	2 ½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1 ½	2 ½	1 1/4	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1 ½	2 ½	1 3/4	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2 ½	4 ½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2 ½	4 ½	TB	TB	22	22	22
C. Sistem rangka pemikul momen								

1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4 \frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10^{b-I}	TI ^b	TI ^I
4. Rangka baja pemikul momen biasa	$3 \frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	TI ^b	TI ^b	TI ^I
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$2 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4 \frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2 \frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	$4 \frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	$5 \frac{1}{2}$	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	$2 \frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dinding pemikul momen	$3 \frac{1}{2}$	3°	$3 \frac{1}{2}$	10	10	10	10	10

khusus dengan pembuatan								
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya pempa yang ditetapkan.								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris	8	2 ½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris	8	2 ½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	6	2 ½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7 ½	2 ½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2 ½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2 ½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata	5 ½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB

bertulang khusus								
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3 ½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2 ½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2 ½	6 ½	TB	TB	TB	TB	TB
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2 ½	5	TB	TB	10	TI	TI ^k
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6 ½	2 ½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2 ½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3 ½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	3 ½	2 ½	3	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	5 ½	2 ½	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI

beton komposit biasa								
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5 ½	2 ½	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
F. Sistem interaktif dinding geser rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa	4 ½	2 ½	4	TB	TI	TI	TI	TI
G. Sistem kolom kantilevel didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilevel khusus	2 ½	1 1/4	2 ½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilevel khusus	1 1/4	1 1/4	1 1/4	10	10	TI	TI ^d	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2 ½	1 1/4	2 ½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	2 ½	1 1/4	2 ½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing	1	1 1/4	1	10	TI	TI	TI	TI

konsentris khusus								
6. Rangka kayu	1 ½	1 ½	1 ½	10	10	10	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilevel	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan, Ie

Jenis Pemamfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah took dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran 	II

<ul style="list-style-type: none"> - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III
<p>Gedung an non gedung, tidak termasuk kedalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari- hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan – bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang 	IV

<p>memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans , dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angina badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas keslapaan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori resiko IV</p>	
---	--

Sumber : Pasal 4. 1. 2 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Tabel 2 faktor keutamaan gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa le
I ATAU II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : pasal 4. 1. 2 SNI 1726 2012

Gaya gempa lateral (F_x) yang timbul pada tiap lantai harus ditentukan dengan rumus berikut :

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{il}^n w_i h_{ik}}$$

Dimana :

C_{vx} = faktor distribusi vertical

V = gaya lateral desain total (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i dan x

H_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur

catatan : - untuk struktur yang mempunyai periode $\leq 0,5$ detik maka nilai k adalah 1

- Untuk struktur yang mempunyai periode $\geq 2,5$ detik maka nilai k adalah 2
- Untuk struktur yang mempunyai periode antara $0,5 - 2,5$ detik

2.8.2 Simpangan antar lantai (Story Drift)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja.

Perhitungan kinerja batas ultimit simpangan antar lantai untuk lantai 8 :

- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari STAAD Pro yang dihitung akibat keseluruhan beban gempa pada lantai atap (36, 4 m) adalah sebesar: 11, 91 mm. Maka nilai perpindahan elastic pada lantai atap, (δ_e atap), diketahui sebesar 11, 91 mm.
- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari STAAD Pro yang dihitung akibat keseluruhan beban gempa pada lantai 7 (32, 4 m) adalah sebesar : 10, 41 mm. Maka nilai perpindahan elastik pada lantai 7, (δ_e 7), diketahui sebesar 10,41 mm.
- Hitung simpangan antarlantai untuk lantai atap, yaitu dengan menghitung selisih antara nilai perpindahan elastik lantai atap dengan nilai perpindahan elastik lantai 7 (δ_e atap - δ_e 7) = 11,91 mm - 10,41 mm = 1.50 mm
- Hitung nilai perpindahan antarlantai (story drift) yang diperbesar dengan persamaan :

$$\frac{(\delta_e \text{ atap} - \delta_e \text{ 7}) Cd}{Ie} = \frac{1,50 \times 5}{1,5} = 5,000 \text{ mm}$$

Dimana diketahui : Cd = Pembesaran defleksi

Ie = Faktor keutamaan gempa

Dapat dilihat di SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung

- Simpangan antarlantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antarlantai tingkat ijin (Δ_a). Untuk gedung dengan kategori resiko IV dan merupakan struktur rangka pemikul momen, maka digunakan rumus simpangan antarlantai ijin $\Delta_a = 0,010 h_{sx}$ sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.12.1 tabel 16.
- Untuk lantai atap, dengan tinggi kolom di bawahnya sebesar 4 m, maka simpangan antarlantai ijinnya sebesar :
$$\Delta_a = 0,010 * 4 \text{ m} = 0,04 \text{ m atau } 40 \text{ mm}$$
- Kontrol nilai simpangan antarlantai tingkat desain harus lebih kecil dari simpangan antarlantai tingkat ijin.
5,000 mm < 40 mm (OK)

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data-Data Perencanaan

3.1.1 Data Bangunan

- Nama Gedung : Gedung Fakultas Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam (MIPA), Universitas Brawijaya.
- Lokasi Gedung : JL. Veteran, Kampus Universitas Brawijaya Malang
- Fungsi Bangunan : Gedung Perkantoran dan Perkuliahan
- Struktur Gedung : Lantai 1 sampai dengan lantai 8 menggunakan struktur beton bertulang, sedangkan atap menggunakan struktur baja.
- Jenis Tanah : Lunak
- Jumlah Lantai : 8 Lantai + Atap
- Tinggi Bangunan : 36,40 meter
- Panjang Bangunan : 59,40 meter
- Lebar Bangunan : 27,60 meter

3.1.2 Data Pembebanan

■ Data Beban Mati

Sesuai dengan Peraturan Pembeban Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban mati diatur sebagai berikut:

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2

- Berat tegel per cm tebal = 24 kg/m^2
- Berat plafond + rangka penggantung = $(11+7) = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat jenis pasangan bata merah = 1700 kg/m^3
- Berat jenis beton = 2400 kg/m^2
- Berat Tangga ruang kuliah = 300 kg/m^2

Data Beban Hidup

Sesuai dengan Peraturan Pembeban Indonesia untuk Gedung

1987 mak beban hidup diatur sebagai berikut :

- Beban guna / beban hidup pada ruang kuliah, lantai 2- 8 = 192 kg/m^2
- Beban guna/ beban hidup atap = 96 kg/m^2
- Berat jenis air hujan = 1000 kg/m^3
- Ruang Rapat Dan Ruang Serbaguna = 500 kg/m^2

3.2 Data Material

Tulangan yang dipakai di rencanakan menggunakan tulangan deform yaitu tulangan yang memiliki bentuk permukaan tidak halus (bergerigi, berulir dan lain-lain) yang diharapkan mampu memiliki daya letak yang baik terhadap beton bila dibandingkan dengan tulangan polos. Adapun mutu

bahan untuk konstruksi beton bertulang yang digunakan pada **Gedung Matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam (MIPA) Universitas Brawijaya Malang** adalah sebagai berikut:

- Tegangan Leleh Tulangan Ulir (fy) = 390 MPa
- Tegangan Leleh Tulangan Polos (fy) = 240 MPa
- Kuat tekan beton (fc') = 30 MPa
- Modulus elastisitas baja (E baja) = 200000 Mpa

3.3 perencanaan dimensi portal

3.3.1 dimensi balok portal memanjang

- balok induk 30/70
- balok induk 30/40
- balok anak 20/40
- balok anak 30/50

3.3.2 dimensi balok portal melintang

- balok induk 40/80
- balok induk 30/70
- balok induk 30/60
- balok anak 30/50

3.3.3 syarat dimensi kolom = $b_{kolom} \geq b_{balok}$

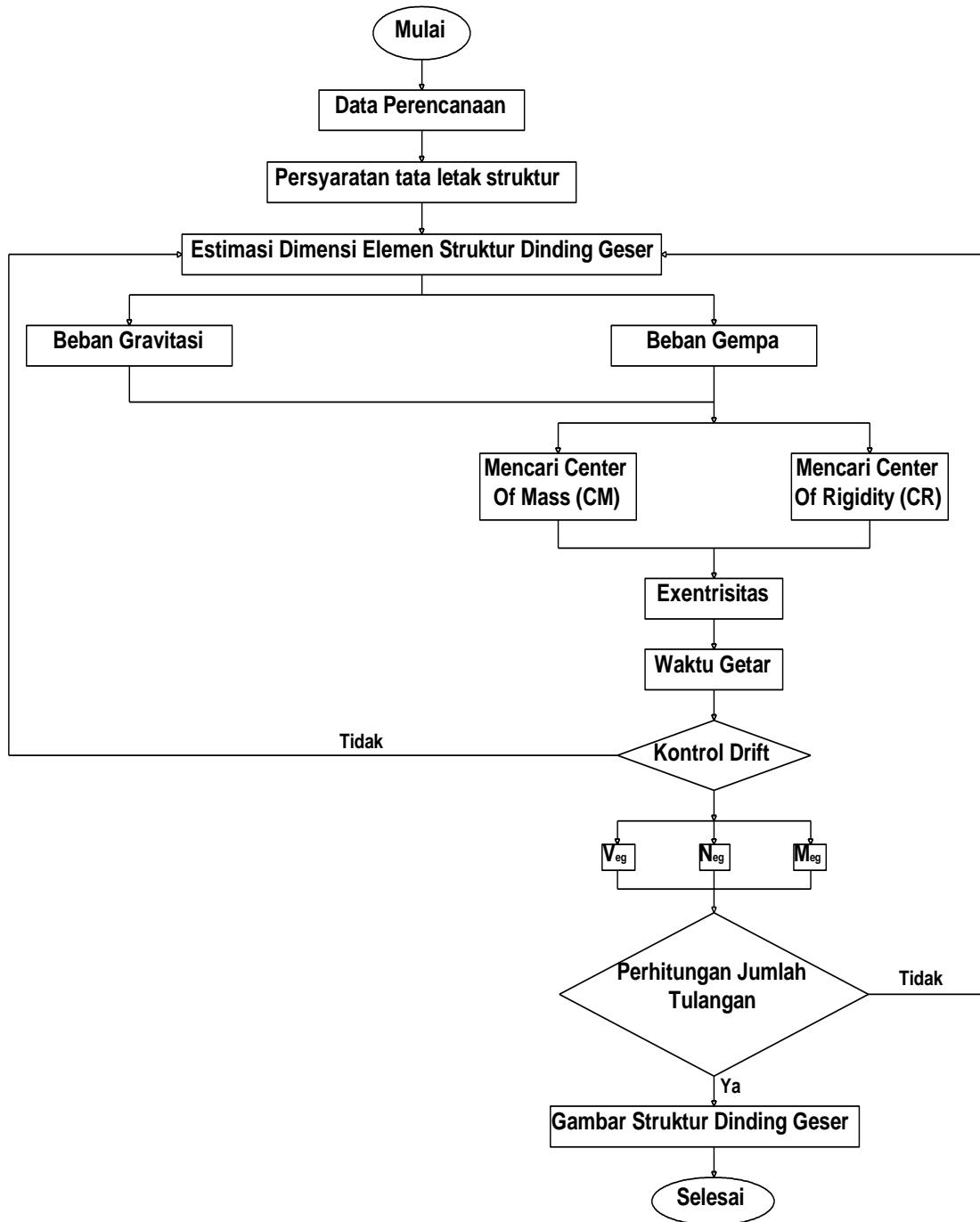
- kolom 80/80
- kolom 40/40
- kolom 50/50

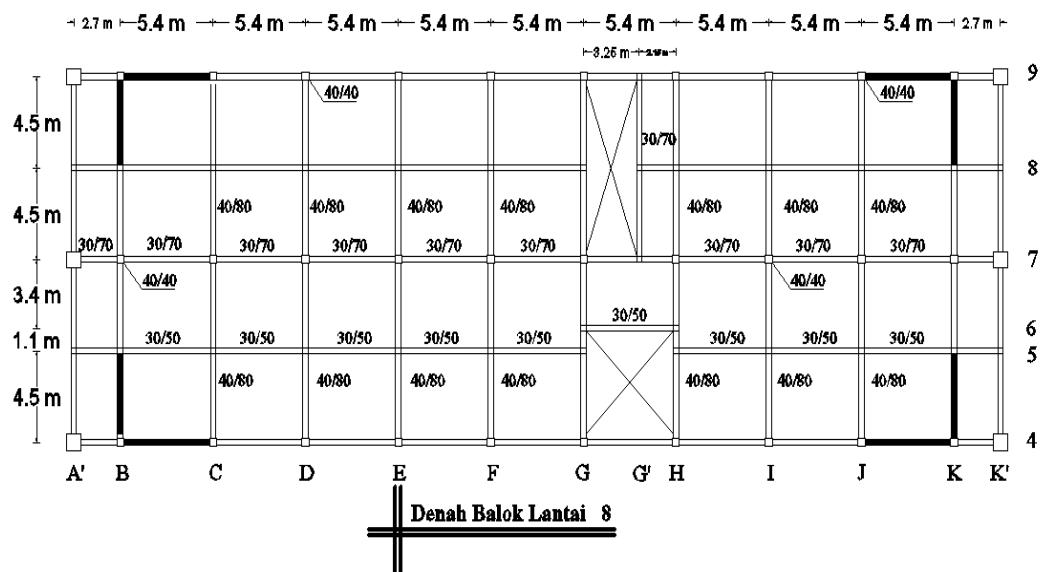
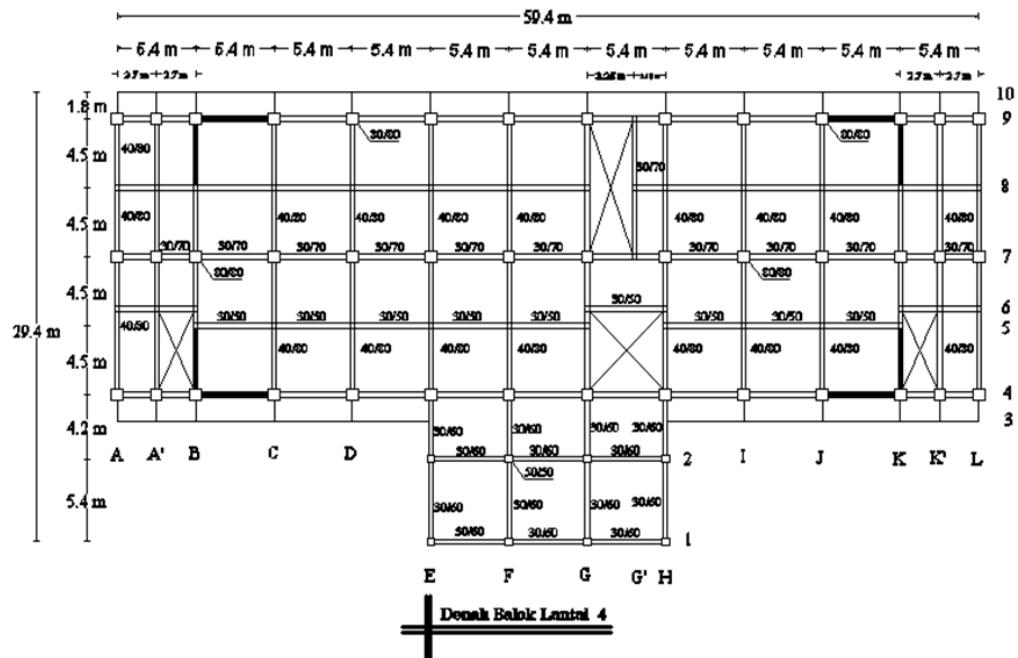
3.4 Diagram Alur Perencanaan Pembangunan Pada Proyek MIPA

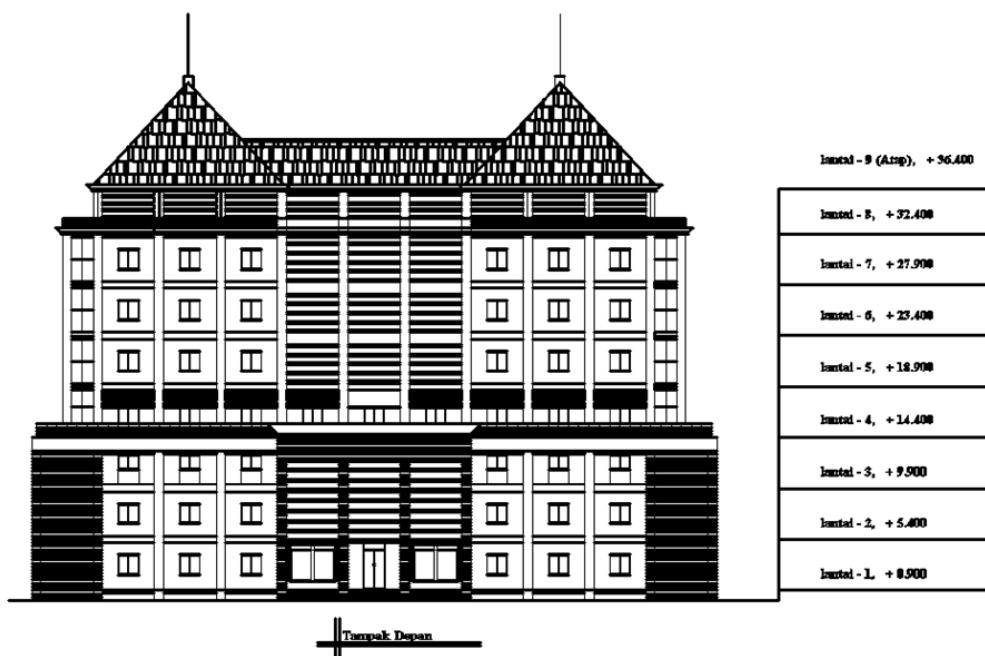
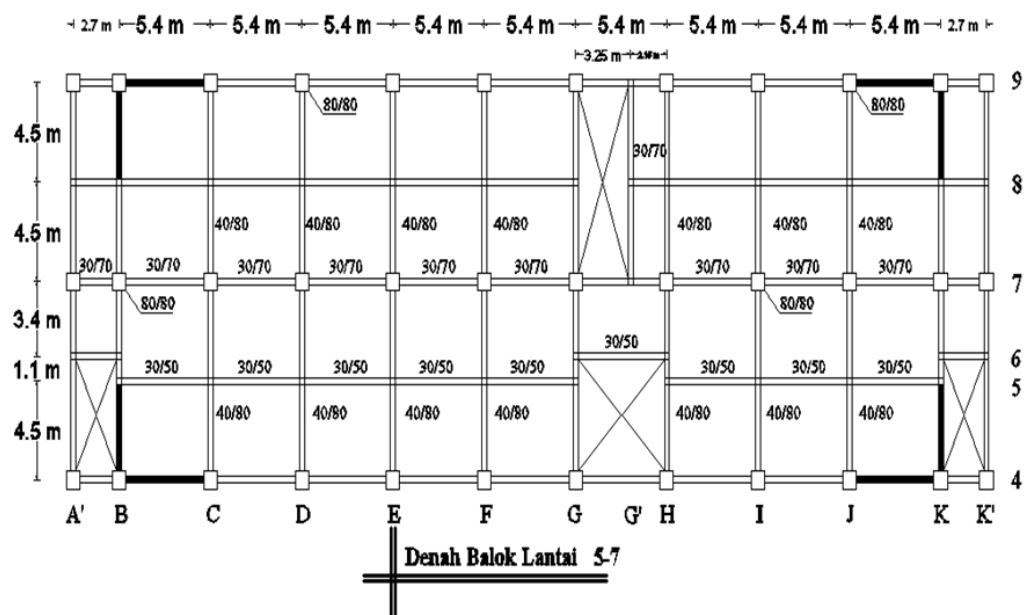
Center Universitas Brawijaya Malang

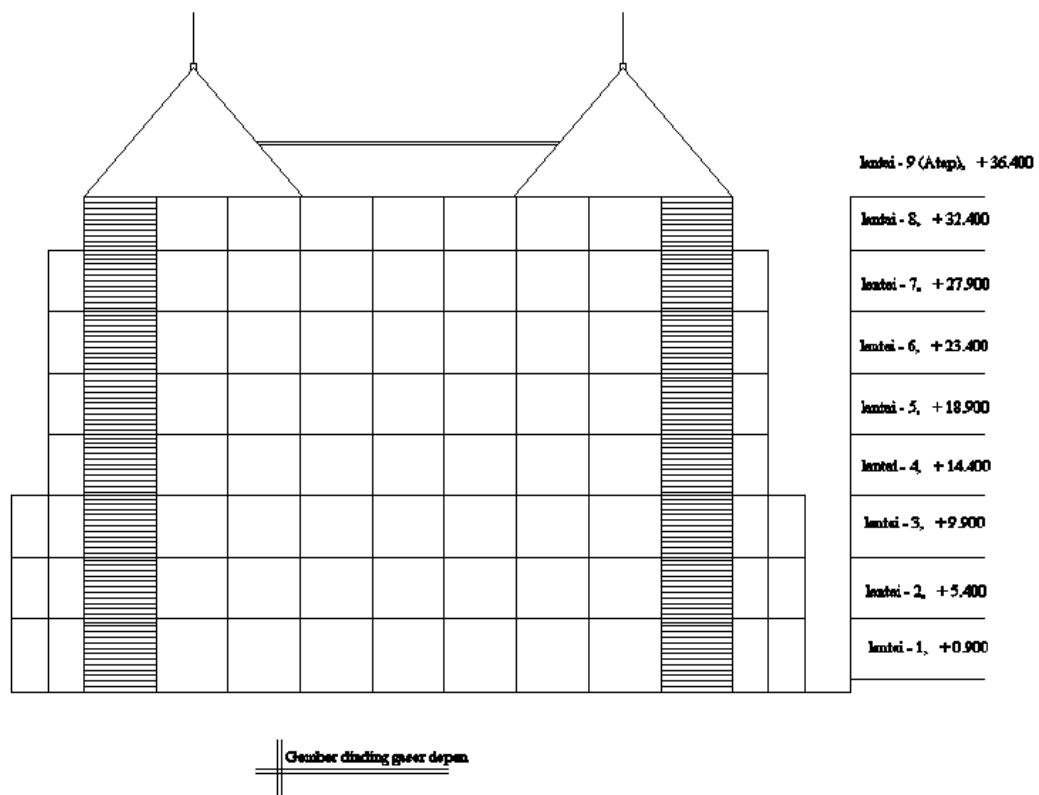
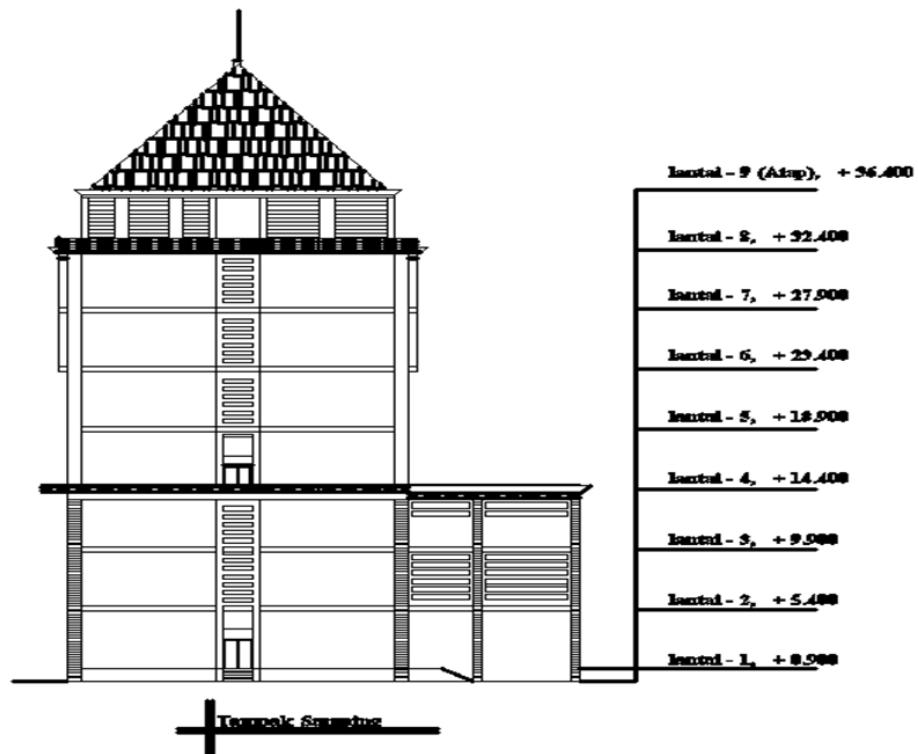
Alur metodologi untuk Perencanaan Pembangunan Proyek matematika dan Ilmu Pengetahuan Alam (MIPA) Universitas Brawijaya Malang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan memperhitungkan struktur Dinding Geser Kantilevel, sebagaimana telah di sebutkan secara urut diatas, jika di gambarkan dalam sebuah Diagram Metodologi adalah sebagai berikut :

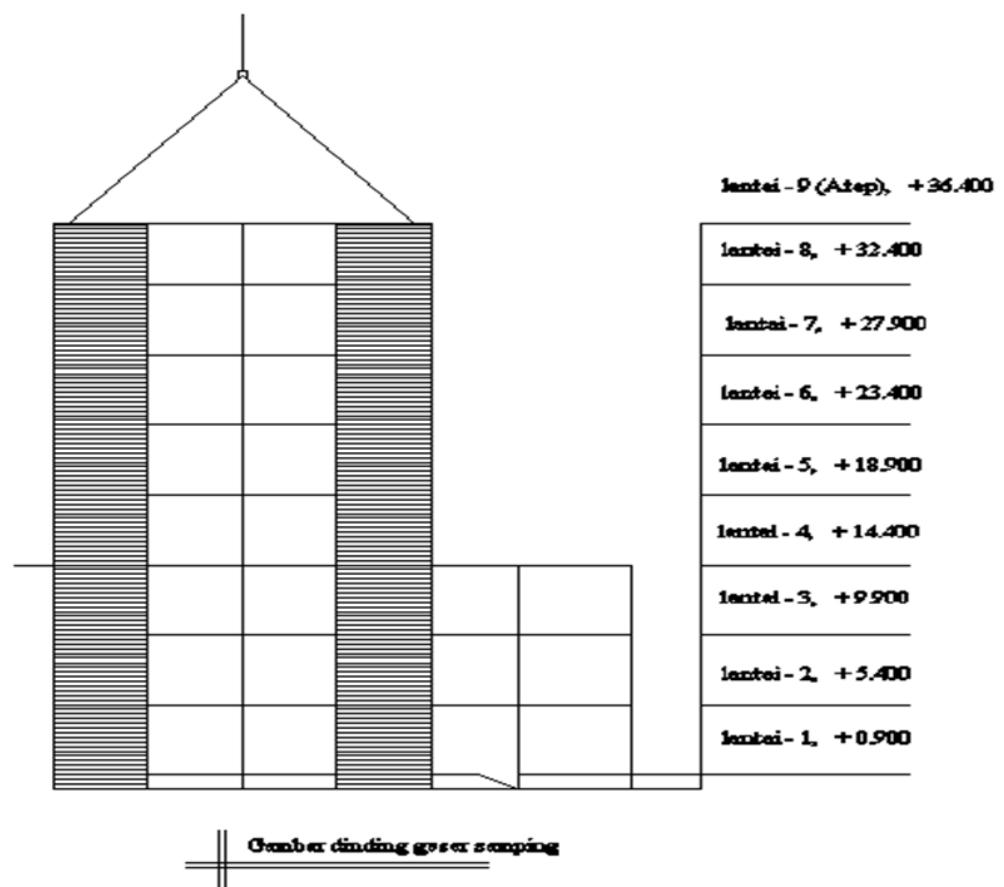
Diagram Alur Perencanaan untuk Dinding Geser Kantilever









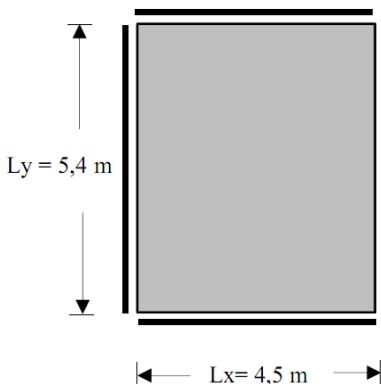


3.5 Pendimensian

3.5.1 Pendimensian Plat

3.5.1.1 Dimensi plat

- Bentang terpanjang (Ly) : 5,4 m
- Bentang terpendek (Lx) : 4.5 m



Gambar 3.6 penampang atas plat

$$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{5,4}{4,5} = 1,2 \leq 2, \text{ maka digunakan plat 2 arah}$$

Control nilai a_m :

Momen inersia balok (Ibalok) pada bentang 5, 4 m yang dimensinya direncanakan 30/70

$$Ibalok = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 70^3 = 857500 \text{ cm}^4$$

Momen inersia balok (Ibalok) pada bentang 5, 4 m yang dimensinya direncanakan 40/80

$$Ibalok = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 40 \times 80^3 = 1706667 \text{ cm}^4$$

Direncanakan $h_{plat} = 12 \text{ cm}$, maka:

$$I_{plat} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 540 \times 12^3 = 77760 \text{ cm}^4$$

$$I_{plat} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 450 \times 12^3 = 64800 \text{ cm}^4$$

Direncanakan modulus elastisitas balok (Ecb) dan modulus elastisitas plat (Ecp) besarnya sebesar: $4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{30} = 27805,57 \text{ Mpa}$

Untuk besaran α pada balok bentang 5,4 m adalah $= \alpha_1 = \frac{Ecb \times Ib}{Ecp \times Ip}$ maka;

$$\alpha_1 = \frac{27805,57 \times 857500}{27805,57 \times 77760} = 11,03$$

Untuk besaran α pada balok bentang 4,5 m adalah $= \alpha_2 = \frac{Ecb \times Ib}{Ecp \times Ip}$ maka ;

$$\alpha_2 = \frac{27805,57 \times 1706667}{27805,57 \times 64800} = 26,34$$

Maka besaran α_m adalah:

$$\alpha_m = \frac{(2 \times \alpha_1) + (2 \times \alpha_2)}{4} = \frac{(2 \times 11,03) + (2 \times 26,34)}{4} = 18,68$$

Jadi nilai $\alpha_m = 18,68$ karena > 2 maka ketebalan plat minimum boleh kurang dari:

$$h = \frac{Ln [0,8 + \frac{fy}{1400}]}{36+9\beta} \text{ dan tidak boleh } < 0,9 \text{ cm}$$

$$Ln = 540 - (2 \times \frac{1}{2} \times 40) = 500 \text{ cm}$$

Untuk tebal plat minimum (h_{min}) yaitu:

$$h = \frac{Ln [0,8 + \frac{fy}{1400}]}{36+9\beta}$$

$$h = \frac{500 [0,8 + \frac{240}{1400}]}{36+9 \times 1.20} = 10,38 \text{ cm} < 12 \text{ cm}, \text{ maka tebal plat minimum}$$

dipakai 12 cm

Untuk tebal plat maximum (hmax) yaitu:

$$h = \frac{500 [0,8 + \frac{240}{1400}]}{36}$$

$$= 13,3 \text{ cm} = 133 \text{ mm}$$

Maka tebal plat yang digunakan: 12 cm = 120 mm.

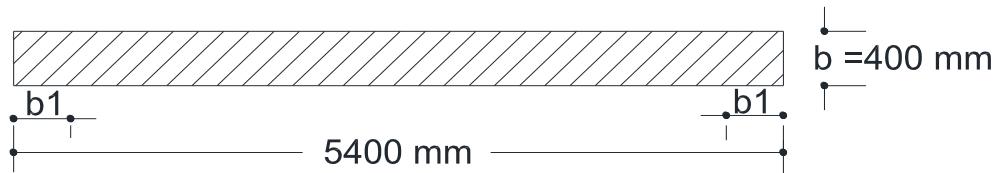
3.5.1.2 Dimensi Plat Atap

$$H_{\min} = \frac{L}{10} \times (0.40 + \frac{f_y}{700}) = \frac{1000}{10} \times (0.40 + \frac{240}{700})$$

$$= 40 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Diamabil tebal plat atap = 100 mm

3.5.2 Dimensi Dinding Geser



Gambar 3.7 penampang dinding geser

Jadi untuk tebal (tw) dinding geser berdasarkan lebar dinding :

- $b_w = 540 \text{ cm}$

- $tw = b_w / 25$

$$= 540 / 25$$

$$= 21,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \quad \text{dipakai } tw = 40 \text{ cm}$$

- $bw = 450 \text{ cm}$

- $tw = bw / 25$

$$= 450 / 25$$

$$= 18 \text{ cm} \dots \dots \dots \quad \text{dipakai } tw = 40 \text{ cm}$$

Berdasarkan rumusan hasil penelitian T. Paulay dan M. J. N

prisestley dalam bukunya yang berjudul **“Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings”**, dimensi dinding geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- $h_1 = 5,4 \text{ m}$

- $h_2 = 4,5 \text{ m}$

- $h_8 = 4,0 \text{ m}$

- $bw \geq \frac{1}{16} h_1$

$$\geq \frac{1}{16} \times 5,4$$

$$\geq 0,34 \text{ m} = 34 \text{ cm} \dots \dots \dots \quad \text{Di pakai } tw = 40 \text{ cm}$$

- $bw \geq \frac{1}{16} h_2$

$$\geq \frac{1}{16} \times 4,5$$

$$\geq 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm} \dots \dots \dots \quad \text{di pakai } tw = 40 \text{ cm}$$

- $bw \geq \frac{1}{16} h_8$

$$\geq \frac{1}{16} \times 4,0$$

$$\geq 0, 25 \text{ m} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ di pakai } tw = 40 \text{ cm}$$

Direncanakan $tw_1 = 40 \text{ cm}$, maka memenuhi persyaratan diatas

- Untuk badan dinding geser (bw)

$$bw_{\text{maks}} < 1,6 \times h_1$$

$$< 1,6 \times 540$$

$$< 864 \text{ cm}$$

- bw dipakai = 540 cm

Perhitungan nilai b dan b1

$$\bullet \quad b \geq tw$$

$$tw = 40 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad b \geq bc$$

$$bc = 0,0171 \cdot bw \sqrt{\mu \phi}$$

$$= 0,0171 \cdot 540 \cdot \sqrt{5}$$

$$= 20,65 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad b \geq h_1 / 16$$

$$h_1 / 16 = 540 / 16$$

$$= 33,75 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad bw \geq h_1 / 16 \geq bc$$

$$40 \geq 33,75 \geq 20,65$$

Maka nilai b yang dipakai adalah 40 cm

$$\bullet \quad b_1 \geq bc \cdot bw / 10 \cdot b$$

$$bc \cdot bw / 10 \cdot b = 20,65 \times 540 / 10 \cdot 40$$

$$= 27,88 \text{ cm}$$

- $b_1 \geq bc^2 / b$

$$bc^2 / b = 20,65^2 / 40$$

$$= 10,66 \text{ cm}$$

- $b_1 \geq h_1/16$

$$\geq 540/16$$

$$\geq 33,75$$

Maka nilai b_1 dipakai adalah 50 cm

3.6 Perhitungan Pembebatan Struktur

2. Berat sendiri dinding geser

- Untuk $h_1 = 5,4 \text{ m} = 5,4 \times 0,4 \times 2400 = 5184 \text{ kg/m}$
- Untuk $h_2 = 4,5 \text{ m} = 4,5 \times 0,4 \times 2400 = 4320 \text{ kg/m}$
- Untuk $h_8 = 4,0 \text{ m} = 4,0 \times 0,4 \times 2400 = 3840 \text{ kg/m}$

Note : dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat mesing, sehingga berat sendiri plat lantai, balok, kolom 2 sampai 8 dan berat sendiri tangga tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada seltweight (Program Bantu Computer StaadPro V8i)

3.6.1 Perhitungan berat sendiri bangunan

3.6.1. Pembebanan Plat

Beban lantai atap /9

Diketaui :

Tebal plat lantai = 0.10 m

Panjang (X) = 48,6 m

Lebar (Y) = 18 m

Dimensi balok arah X1 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.70 m

Dimensi balok arah Y1= lebar = 0.40 m tinggi = 0.80 m

Dimensi balok arah X2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi balok arah Y2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 2 = lebar = 0.50 dan tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 2 = lebar = 0.40 dan tinggi = 0.40 m

Tinggi Kolom = 4 m

Tinggi lantai 8 = 4 m

Dinding arah X = lebar = $4 - 0,7 = 3,3/2 = 1,65$ m

Dinding arah Y = lebar = $4 - 0,8 = 3,2/2 = 1,6$ m

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 4

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 4

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Berat eternity = 11 kg/m²

Berat penggantung = 7 kg/m²

Beban hidup atap = 96 kg/m²

Berat jenis air = 1000 kg/m³

Tinggi genangan air = 0.05 m

Koefisien reduksi = 0.3

Berat spesi = 21 kg/m²

➤ **Beban mati 9/atap**

Keterangan	Tebal	Lebar/tinggi	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Plat Atap		18	48,6	413	1	364266 Kg/m ²
Berat Balok Arah x1	0.30	0,60	5.4	2400	27	62985,6 Kg/m ²
Berat Balok Arah y1	0.4	0,70	4.5	2400	14	42336 Kg/m ²
Berat Balok Arah x2	0.30	0,38	5.4	2400	2	2954,88 Kg/m ²
Berat Balok Arah y2	0.3	0,38	4.5	2400	4	4924,8 Kg/m ²
Berat Kolom k2	0.5	0,5	2	2400	6	7200 Kg/m ²
Berat Kolom k3	0.4	0,4	2	2400	32	24576 Kg/m ²
Berat Shear Wall (X)	0.4	2	5,4	2400	4	41472 Kg/m ²
Berat Shear Wall (Y)	0.4	2	4,5	2400	4	34560 Kg/m ²
Berat jenis air hujan	0,05	18	49	1000		44100 Kg/m ²
Berat Dinding x	0.15	1,65	5,4	1700	18	40896,9 Kg/m ²
Berat Dinding y	0.15	1,6	4,5	1700	10	18360 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati Atap						680752,5 Kg/m ²

➤ **Beban hidup**

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Atap		18	48,6	96	0.30	25401,6 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Hidup Atap						25401,6 Kg/m ²

$$\text{Total beban } \sum w = \text{beban mati} + \text{beban hidup}$$

$$= 680752,5 + 25401,6$$

$$= 706154,1 \text{ kg/m}^2$$

Beban mati lantai 8

Diketaui :

Tebal plat lantai = 0.12 m

Panjang (X) = 54 m

Lebar (Y) = 18 m

Dimensi balok arah x1 = lebar = 0.30 m ptinggi = 0.70 m

Dimensi balok arah Y1= lebar = 0.40 m tinggi = 0.80 m

Dimensi balok arah x2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi balok arah y2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 1 = lebar = 0.80 dan tinggi = 0.80 m

Dimensi kolom k 2 = lebar = 0.50 dan tinggi = 0.50 m

Tinggi lantai = 4,5 m

Tinggi kolom = 4,5 m

Dinding arah x = lebar = 0.15 m tinggi = 2,85 m

Dinding arah y = lebar = 0.15 m tinggi = 2,65 m

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 4.5

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 5.4

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Berat eternity = 11 kg/m²

Berta penggantung = 7 kg/m²

Beban hidup lantai = 192 kg/m²

Koefisien reduksi = 0.3

➤ Beban mati lantai 8

Keterangan	Tebal	Lebar/ tinggi	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Balok Arah x1	0.30	0.58	5.4	2400	30	67651,2 Kg/m ²
Berat Balok Arah y1	0.40	0.68	4.5	2400	13	38188,8 Kg/m ²
Berat Balok Arah x2	0.30	0.38	5.4	2400	2	2954,88 Kg/m ²
Berat Balok Arah y2	0.3	0.38	4.5	2400	4	4924,8 Kg/m ²
Berat Kolom k2	0.5	0.5	4.25	2400	6	15300 Kg/m ²
Berat Kolom k1	0.8	0.8	4.25	2400	38	248064 Kg/m ²
Berat Dinding x	0.15	3,55	5,4	1700	18	87990,3 Kg/m ²
Berat Dinding y	0.15	3,45	4,5	1700	10	39588,75 Kg/m ²
Berat Shear Wall (x)	0,4	4.25	5,4	2400	4	88128 Kg/m ²
Berat Shear Wall (Y)	0,4	4.25	4.5	2400	4	73440 Kg/m ²
Berat plat		18	54	566	1	550152 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati Lantai 8						1216382,73 Kg/m ²

➤ Beban hidup

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Lantai		18	54	192	0.3	55987,2 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Hidup Lantai						55987,2 Kg/m ²

$$\text{Total beban } \sum w = \text{beban mati} + \text{beban hidup}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1216382,73 + 55987,2 \\
 &= 1272369,93 \text{ kg/ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban mati lantai 5-7

Diketaui :

$$\text{Tebal plat lantai} = 0.12 \text{ m}$$

Panjang (X) = 54 m

Lebar (Y) = 18 m

Dimensi balok arah x1 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.70 m

Dimensi balok arah Y1= lebar = 0.40 m tinggi = 0.80 m

Dimensi balok arah x2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi balok arah y2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 1 = lebar = 0.80 dan tinggi = 0.80 m

Dimensi kolom k 2 = lebar = 0.50 dan tinggi = 0.50 m

Tinggi lantai = 4,5 m

Tinggi kolom = 4,5 m

Dinding arah x = lebar = 0.15 m tinggi = 3,1 m

Dinding arah y = lebar = 0.15 m tinggi = 2,9 m

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 4.5

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 5.4

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Berat eternity = 11 kg/m²

Berta penggantung = 7 kg/m²

Beban hidup lantai = 192 kg/m²

Koefisien reduksi = 0.3

➤ Beban mati lantai 5 - 7

Keterangan	Tebal	Lebar/tinggi	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Balok Arah x1	0.30	0.58	5.4	2400	30	67651,2 Kg/m ²
Berat Balok Arah y1	0.40	0.68	4.5	2400	13	38188,8 Kg/m ²

Berat Balok Arah x2	0.30	0.38	5.4	2400	2	2954,88 Kg/m ²
Berat Balok Arah y2	0.3	0.38	4.5	2400	4	4924,8 Kg/m ²
Berat Kolom k2	0.5	0.5	4.5	2400	6	15300 Kg/m ²
Berat Kolom k1	0.8	0.8	4.5	2400	38	248064 Kg/m ²
Berat Dinding x	0.15	3,8	5,4	1700	22	115117,2 Kg/m ²
Berat Dinding y	0.15	3,7	4,5	1700	16	67932 Kg/m ²
Berat Shear Wall (x)	0,4	4.5	5,4	2400	4	88128 Kg/m ²
Berat Shear Wall (Y)	0,4	4.5	4.5	2400	4	73440 Kg/m ²
Berat plat		18	54	566	1	550152 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati Lantai 5 - 7						1271852,88 Kg/m ²

➤ Beban hidup

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Lantai		18	54	192	0.3	55987,2 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Hidup Lantai						

$$\text{Total beban } \sum w = \text{beban mati} + \text{beban hidup}$$

$$= 1271852,88 + 55987,2$$

$$= 1327840,08 \text{ kg/ m}^2$$

Beban mati lantai 3-4

Diketahui :

$$\text{Tebal plat lantai} = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Panjang (X)} = 59.4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (Y)} = 27.6 \text{ m}$$

$$\text{Dimensi balok arah x1} = \text{lebar} = 0.30 \text{ m tinggi} = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Dimensi balok arah Y1} = \text{lebar} = 0.40 \text{ m tinggi} = 0.80 \text{ m}$$

Dimensi balok arah x2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi balok arah x2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 1 = lebar = 0.80 dan tinggi = 0.80 m

Dimensi kolom k 2 = lebar = 0.50 dan tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 3 = lebar = 0.40 dan tinggi = 0.40 m

Tinggi lantai = 4.5 m

Tinggi kolom = 4.5 m

Dinding arah x = lebar = 0.15 m tinggi = 3,1 m

Dinding arah y = lebar = 0.15 m tinggi = 2,9 m

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 4.5

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 5.4

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Berat eternity = 11 kg/m²

Berta penggantung = 7 kg/m²

Beban hidup lantai = 192 kg/m²

Koefisien reduksi = 0.3

➤ Beban mati lantai 3-4

Keterangan	Tebal	Lebar/tinggi	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Plat lantai		27.6	59.4	566	1	927923,04 Kg/m ²
Berat Balok Arah x1	0.30	0.58	5.4	2400	27	60886.08 Kg/m ²
Berat Balok Arah y1	0.40	0.68	4.5	2400	21	61689.6 Kg/m ²
Berat Balok Arah x2	0.3	0.38	5,4	2400	2	3939.84 Kg/m ²
Berat Balok Arah y2	0.3	0.38	5,4	2400	1	1969.92 Kg/m ²

Berat Kolom k2	0.5	0.5	4,5	2400	14	45360 Kg/m ²
Berat Kolom k1	0.80	0.80	4.5	2400	40	276480 Kg/m ²
Berat Dinding x	0.15	3,8	5,4	1700	29	151745,4 Kg/m ²
Berat Dinding y	0.15	3,7	4,5	1700	16	67932 Kg/m ²
Berat Shear Wall (X)	0,4	5.4	4.5	2400	4	93312 Kg/m ²
Berat Shear Wall (Y)	0,4	4.5	4.5	2400	4	77760 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati Lantai 3-4						1768997,88 Kg/m ²

➤ Beban hidup

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Lantai		27.6	59.4	192	0.3	94431,744 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Hidup lantai						94431,744 Kg/m ²

Total beban $\sum w = \text{beban mati} + \text{beban hidup}$

$$= 1768997,88 + 94431,744$$

$$= 1863429,624 \text{ kg/ m}^2$$

Beban lantai 2

Diketaui :

Tebal plat lantai = 0.12 m

Panjang (X) = 59.4 m

Lebar (Y) = 27.6 m

Dimensi balok arah x1 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.70 m

Dimensi balok arah Y1= lebar = 0.40 m tinggi = 0.80 m

Dimensi balok arah x2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi balok arah x2 = lebar = 0.30 m tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 1 = lebar = 0.80 dan tinggi = 0.80 m

Dimensi kolom k 2 = lebar = 0.50 dan tinggi = 0.50 m

Dimensi kolom k 3 = lebar = 0.40 dan tinggi = 0.40 m

Tinggi lantai = 4.5 m

Tinggi kolom = 4.5 m

Dinding arah x = lebar = 0.15 m tinggi = 3.55 m

Dinding arah y = lebar = 0.15 m tinggi = 3.35 m

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 4.5

Shear wall = lebar = 0.40 m tinggi = 5.4

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

Berat eternity = 11 kg/m²

Berta penggantung = 7 kg/m²

Beban hidup lantai = 192 kg/m²

Koefisien reduksi = 0.3

➤ Beban mati lantai 2

Keterangan	Tebal	Lebar/tinggi	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Plat lantai		27.6	59.4	566	1	927923,04 Kg/m ²
Berat Balok Arah x1	0.30	0.58	5.4	2400	27	60886.08 Kg/m ²
Berat Balok Arah y1	0.40	0.68	4.5	2400	21	61689.6 Kg/m ²
Berat Balok Arah x2	0.3	0.38	5,4	2400	2	3939.84 Kg/m ²
Berat Balok Arah y2	0.3	0.38	5,4	2400	1	1969.92 Kg/m ²
Berat Kolom k2	0.5	0.5	4,95	2400	6	17820 Kg/m ²
Berat Kolom k1	0.80	0.80	4.95	2400	42	319334,4 Kg/m ²
Berat Dinding x	0.15	4,25	5,4	1700	38	222385,5 Kg/m ²
Berat Dinding y	0.15	4,15	4,5	1700	24	114291 Kg/m ²
Berat Shear Wall (X)	0,4	4,95	5,4	2400	4	102643,2 Kg/m ²

Berat Shear Wall (Y)	0,4	4,95	4,5	2400	4	85536 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati Lantai 2						1966969,341 Kg/m ²

➤ Beban hidup

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Lantai		27.6	59.4	192	0.3	94431,744 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Hidup lantai						94431,744 Kg/m ²

$$\text{Total beban } \sum w = \text{beban mati} + \text{beban hidup}$$

$$= 1966969,341 + 94431,744$$

$$= 2061401,085 \text{ kg/ m}^2$$

Tabel 4.40 beban mati pada lantai 9 / atap

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Mati
Berat Spesi (5 cm)	5			21	105 Kg/m ²
Berat Equipment		1,0	1,0	50	50 Kg/m ²
Berat plafon		1,0	1,0	11	11 Kg/m ²
Berat penggantung		1,0	1,0	7	7 Kg/m ²
Berat sendiri plat lantai atap	0,10	1,0	1,0	2400	240 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati (qd)					413 Kg/m ²

Tabel 4.40 beban mati pada lantai 2-8

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Mati
Berat Plafond (Eternit)		1	1	11	11 Kg/m ²
Berat Penggantung		1	1	7	7 Kg/m ²
Berat Equipment		1,0	1,0	50	50 Kg/m ²

Berat Spesi (5 cm)	5			21	105 Kg/m ²
Berat Pasir Urug	0.05	1	1	1600	80 Kg/m ²
Berat keramik per cm	1,0	1,0	1,0	25	25 Kg/m ²
Berat sendiri plat lantai	0,12	1,0	1,0	2400	288 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati (qd)					566 Kg/m ²

Tabel 4.40 beban hidup pada lift

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Hidup
Beban Lift (Yundai)					1000 kg
Jumlah Total Beban Hidup					1000 kg

Tabel 4.40 beban mati pada balok

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Mati
Dinding	0.15	3.80	1	1700	969 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Mati (qd)					969 Kg/m ²

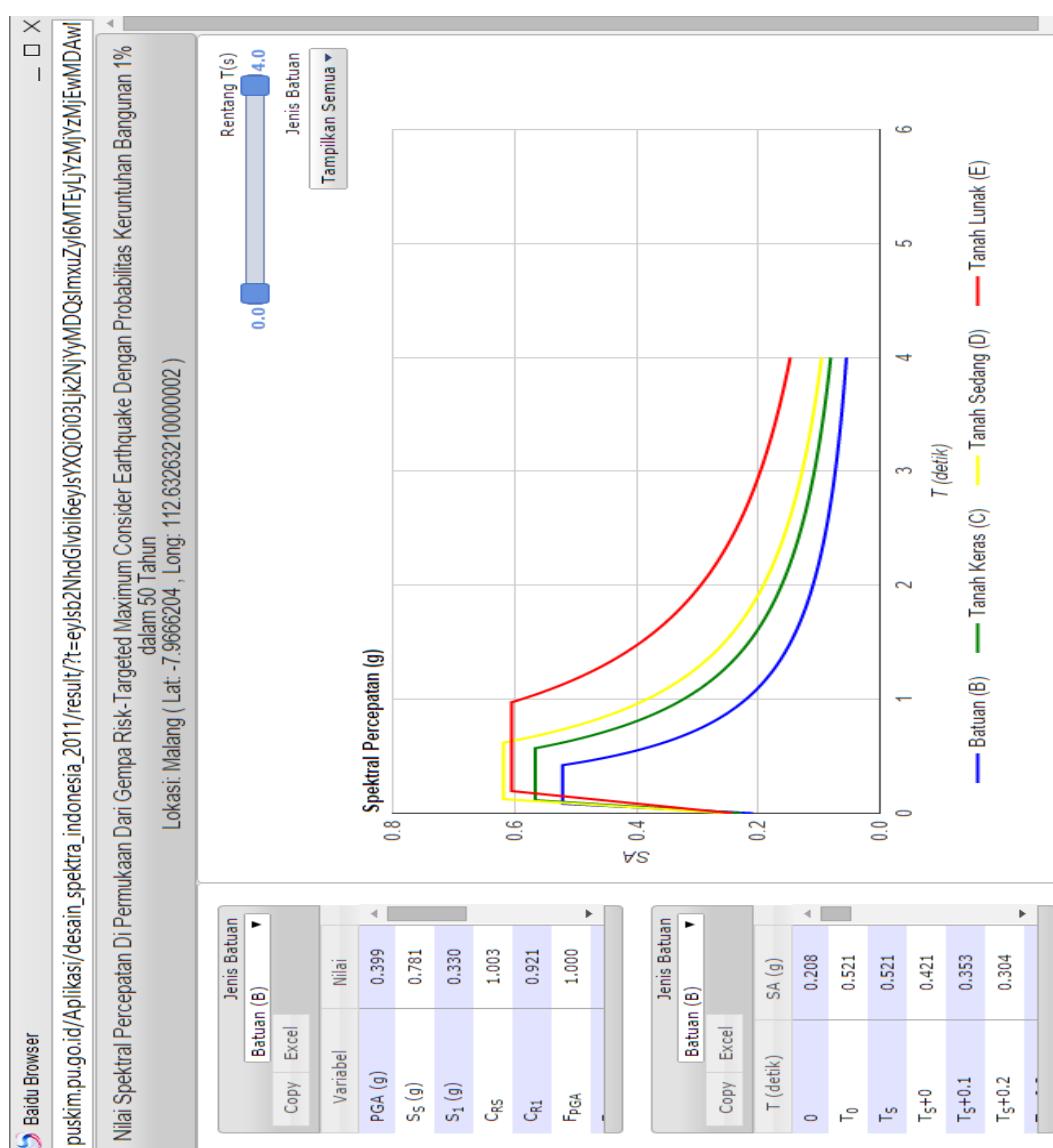
Tabel 4.40 beban hidup pada plat lantai

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Hidup
Beban Hidup					192 Kg/m ²
Jumlah Total Beban Hidup					192 Kg/m ²

3.7 Perhitungan beban gempa

3.7.1 Menentukan nilai s_s (respon spectra percepatan 0.2 detik) dan s_1 (respon spectra percepatan 0.1 detik

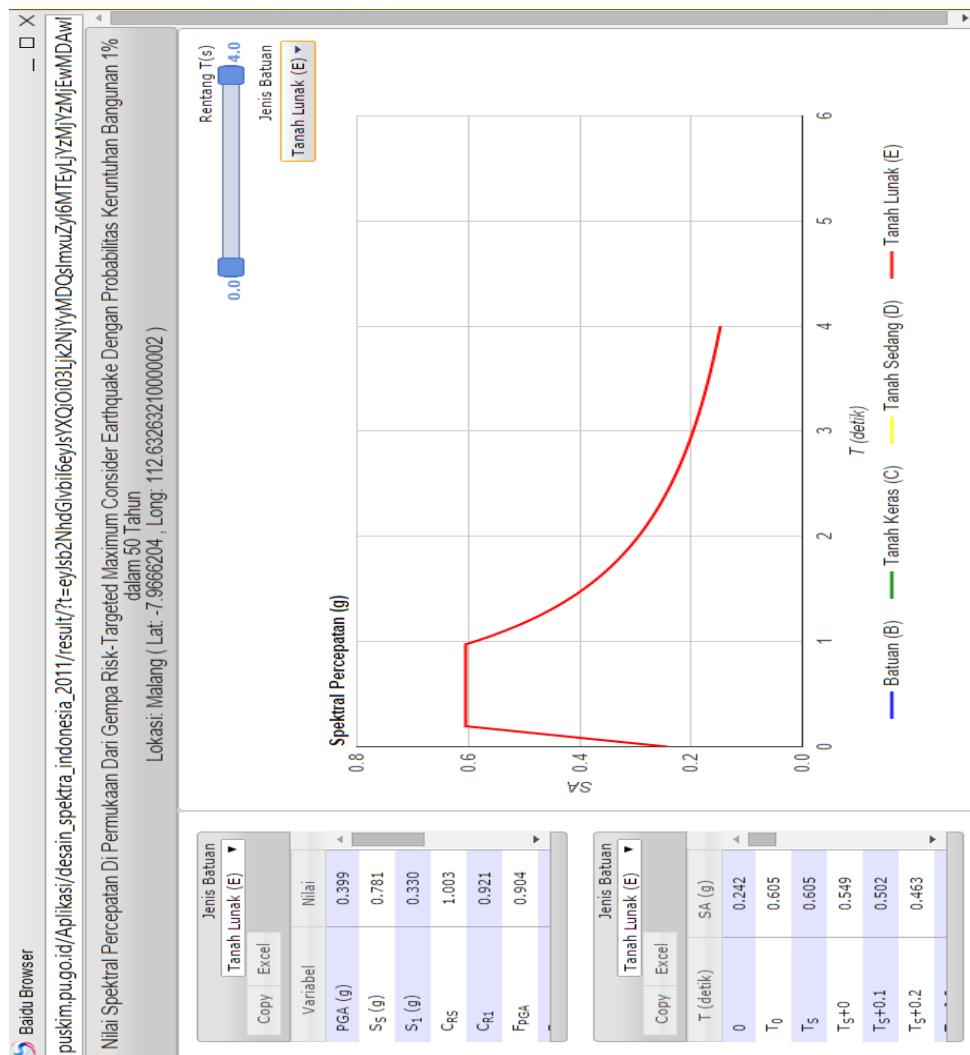
- Lokasi gedung : Brawijaya (malang)
- Data di dapat dari : puskim.pu.go.id



Gambar 3.6 nilai spektrum percepatan gempa di wilayah brawijaya (Malang).

3.7.2 Menentukan nilai ss (respon spectra percepatan 0.2 detik) dan s1 (respon spektra percepatan 0.1 detik

- Lokasi gedung : brawijaya (malang)
- Data di dapat dari : puskim.pu.go.id



Gambar 3.7 nilai spektrum percepatan gempa di lokasi brawijaya (Malang)

$$Ss = 0,781 \text{ g}$$

$$S1 = 0,330 \text{ g}$$

3.7.3 Menentukan kategori resiko bangunan dan factor keutamaan, Ie

Fungsi bangunan : MIPA maka termasuk kategori resiko IV (tabel 2.4) dan faktor keutamaan gempa ialah (Ie) I (tabel 2.5)

3.7.4 Menentukan kategori desain seismik (KDS)

Kelas situs	\bar{V}_s (menit/ detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{eh}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedaang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	<ul style="list-style-type: none"> 7. Indeks platisitas , PI > 20 8. Kadar air , w $\geq 40\%$ dan 9. Kadar geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti pasal 6.9.1 Keterangan : N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : <ul style="list-style-type: none"> 6. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi , lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 7. Lempung sangat organik dan/ atau gembut (ketebalan H < 3 m) 8. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plastisitas, PI > 75), 		

	9. Lapisan lempung lunak / medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa
--	--

Menentukan koefisien situs Fa dan Fv

Untuk tanah di daerah baru = tanah lunak (SE)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode, T = 0,2 detik, S _s				
	S _s = 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s = 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Koefisien situs Fa

$$0,75 \text{ Ss} = 1,2 \text{ (tabel 2.2)}$$

$$0,781 \text{ Ss} = \text{Fa}$$

$$1 \text{ Ss} = 0,9 \text{ (tabel 2.2)}$$

Maka untuk mencari nilai Fa pada menggunakan interpolasi

$$Fa = 1,2 + \frac{0,9-1,2}{1-0,75} \times (0,781 - 0,75)$$

$$= 1,1628 = 1,163$$

Untuk nilai $S_s = 0,781 \text{ g}$ maka didapat $F_a = 1,163$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 = 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	S_s^b				

Koefisien situs Fv

10. Untuk tanah di daerah Brawijaya (Malang) = tanah lunak (SE)

$$0,3 S_1 = 2,8 \text{ (tabel 2.3)}$$

$$0,330 S_1 = F_v$$

$$0,4 S_1 = 2,4$$

Maka untuk mencari niali Fv pada menggunakan interpolasi

$$F_v = 2,8 + \frac{2,4-2,8}{0,4-0,3} \times (0,330 - 0,3)$$

$$= 2,680 = 2,681$$

Untuk nilai $S_1 = 0,330 \text{ g}$ maka didapat $F_v = 2,680 = 2,681$

3.7.5 Menentukan nilai SDS (kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek) dan SD1 (kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik)

$$\begin{aligned} SDS &= 2/3 Fa \cdot S_s \\ &= 2/3 \times 1,163 \times 0,781 \\ &= 0,605 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SD1 &= 2/3 F_v \cdot S_1 \\ &= 2/3 \times 2,680 \times 0,330 \\ &= 0,589 \text{ g} \end{aligned}$$

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	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : pasal 6.5 SNI 1726 – 2012

Tabel 3.2 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.

Untuk nilai $SDS = 0,605 \text{ g}$ maka termasuk kategori desain seismik termasuk kategori **D**

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C

$0,20 \leq S_{D1}$	D	D
--------------------	---	---

Sumber : pasal 6.5 SNI 1726 – 2012

Tabel 6.5 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons perceptan pada periode 1 detik

Untuk nilai $SD1 = 0,589$ g maka termasuk kategori desain seismik termasuk kategori D

Maka dapat disimpulkan kategori desain seismik dengan untuk tanah lunak pada daerah Brawijaya Malang adalah D

1. Menentukan spektrum respons desain

$$To = 0,2 (SD1 / SDS)$$

$$= 0,2 (0,589 / 0,605)$$

$$= 0,195 \text{ detik}$$

$$Ts = (SD1 / SDS)$$

$$= 0,589 / 0,605$$

$$= 0,974 \text{ detik}$$

Menentukan Perkiraan periode fundamental alami

Untuk struktur dengan ketinggian < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter :

$$Ta = 0,1 N \quad \text{dimana : } N = \text{jumlah tingkat}$$

$$= 0,1 \times 8 = 0,8$$

Batas perioda maksimum

$$T_{max} = Cu \cdot Ta$$

dimana : $Cu = \text{koefisien batas atas pada periode yang dihitung}$

$$SDS = 0,605 \text{ maka } Cu = 1,4$$

Parameter percepatan respons spektral	Koefisien Cu
---------------------------------------	--------------

dedsain pada 1 detik SD1	
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 3.4 koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Tipe struktur	Ct	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 % gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tetuk	0,0731a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488a	0,75

Tabel 3.5 nilai parameter pendekatan Ct dan x

Tipe struktur penahan gaya lateral x dan arah y adalah dinding geser maka termasuk tipe semua sistem struktur lainnya.

$$Ta = Ct h_n^x$$

$$\begin{array}{ll} \text{Arah } x - (\text{sistem struktur lainnya}) & \text{arah } y - (\text{sistem struktur lainnya}) \end{array}$$

$$Ct = 0,0488$$

$$h_n = 36,4 \text{ m}$$

$$Ct = 0,0488$$

$$h_n = 36,4 \text{ m}$$

$$X = 0,75$$

$$Y = 0,75$$

Maka

$$Ta (\text{min}) = Ct h^x_n$$

$$Ta (\text{min}) = 0,0488 \times (36,4)^{0,75}$$

$$= 0,723 \text{ detik}$$

$$Ta (\text{min}) = 0,0488 \times (36,4)^{0,75}$$

$$= 0,723 \text{ detik}$$

$$T_{\max} = Cu \cdot Ta$$

$$T_{\max 1} = 1,4 \times 0,723$$

$$= 1,012 \text{ detik}$$

$$T_{\max} = 1,4 \times 0,723$$

$$= 1,012 \text{ detik}$$

Maka

$$T_1 = 1,012 \text{ detik}$$

$$T_2 = 0,723 \text{ detik}$$

3.7.6 Batasan penggunaan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen (ELV)

$$\text{Cek } Ts = (SD1 / SDS)$$

$$= 0,589 / 0,605$$

$$= 0,974 \times 3,5$$

$$3,5 \cdot Ts = 3,409$$

Menentukan faktor R, Cd dan Ω_o

Menurut pasal 7.2.2 SNI 1726 – 2012 untuk dinding geser beton bertulang

khusus didapat faktor –faktor antara lain

$$R (\text{koefisien modifikasi respons}) = 6,5$$

$$\Omega_o (\text{faktor kuat lebih sistem}) = 2,5$$

$$Cd (\text{faktor kuat lebih sistem}) = 5$$

3.7.7 Menghitung nilai base shear

$$V = Cs \cdot W$$

Dimana : Cs = koefisien respon seismik

W = berat seismik efektif

$$Cs_{max} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,605}{\left(\frac{6,5}{1}\right)} = 0,093$$

$$Cs_x = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,589}{1,012 \left(\frac{6,5}{1}\right)} = 0,089$$

$$Cs_y = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,589}{0,723 \left(\frac{6,5}{1}\right)} = 0,125$$

Disimpulkan nilai Cs yang dipakai adalah 0,089 Cs min = 0,044 S_{DS} I_e

$$\geq 0,01$$

$$= 0,044 \times 0,605 \times 1 \quad \geq 0,01$$

$$= 0,026 = 0,03 \quad \geq 0,01 \quad (\text{ok})$$

Maka nilai Vx = 0,055 . W

$$= 0,055 \times 11750304,60$$

$$= 646266,753 \text{ kg}$$

Vy = 0,055 . W

$$= 0,055 \times 11750304,60$$

$$= 646266,753 \text{ kg}$$

3.7.8 Menghitung gaya gempa Lateral Fx

Nilai k = hasil interpolasi

$$Tx = \frac{(2-1)}{(k-1)} = \frac{(2,5-0,5)}{(1,012-0,5)} = 1,256 \rightarrow kx = 1,256$$

$$Ty = \frac{(2-1)}{(k-1)} = \frac{(2,5-0,5)}{(0,723-0,5)} = 1,111 \rightarrow ky = 1,111$$

$$Fx = Cv_x \cdot V$$

$$Cv_x = \frac{Wx \cdot h_x^k}{\sum_{i=0}^n w_i \cdot h_i^k}$$

Lantai	Weight (Wi) Kg	Tinggi (hi) m
Lantai Atap	706154,1	36.4
Lantai 8	1272369,930	32.4
Lantai 7	1327840,080	27.9
Lantai 6	1327840,080	23.4
Lantai 5	1327840,080	18.9
Lantai 4	1863429,624	14.4
Lantai 3	1863429,624	9.9
Lantai 2	2061401,085	5.4
Total	11750304,60	

Lantai	Tinggi hi (m)	Weight (Wi) Kg	Wi x hi^Kx	Wi x hi ^Ky
ATAP 9	36.4	706154,1	64512344.15	38307439.31
8	32.4	1272369,930	100428720.5	60649734.38
7	27.9	1327840,080	86860965.56	53605832.28
6	23.4	1327840,080	69643548.34	44090456.05
5	18.9	1327840,080	53257625.5	34777218.01
4	14.4	1863429,624	53114889.89	36078936.23
3	9.9	1863429,624	33176517.74	23793793.97
2	5.4	2061401,085	17141509.46	13,423,073.48

Total	11750304,60	478136121.13	304726483.71
-------	-------------	--------------	--------------

12 Tabel untuk menghitung gempa ekuivalen1

Fx (kg)	Fy (kg)	30% * Fx (kg)	30% * Fy (kg)
87,197.309	81,242.773	26159.19276	24372.83179
135,743.233	128,626.519	40722.97004	38587.95577
117,404.546	113,687.746	35221.36377	34106.3239
94,132.838	93,507.448	28239.85129	28052.23445
71,985.008	73,755.847	21595.50253	22126.75396
71,792.082	76,516.543	21537.62449	22954.96279
44,842.628	50,462.099	13452.78852	15138.62968
23,169.108	28,467.779	6950.732546	8540.33362
646,266.753	646,266.753	58,164.008	58,164.008

Input Dimensi Penampang Balok

Menurut pasal 8, 12 SNI 2847 – 2013 batasan menentukan nilai (bf) lebar efektif balok T ialah

$$bf \leq \frac{1}{4} \cdot L$$

$$bf \leq bw + 8 \cdot t_{\text{kiri}} + 8 \cdot t_{\text{kanan}}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kiri}} + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kanan}}$$

bf = lebar efektif balok (mm)

l = bentang balok (mm)

t_{kiri} = tebal plat sisi kiri (mm)

t_{kanan} = tebal plat sisi kanan (mm)

L_{kiri} = jarak bersih ke badan sebelah kiri (mm)

L_{kanan} = jarak bersih ke badan sebelah kiri (mm)

Balok T 1 bentang melintang 40/80

Diketahui: $bw = 400 \text{ mm}$ $l = 4500 \text{ mm}$

$hw = 800 \text{ mm}$ $L_{\text{kiri}} = 4500 \text{ mm} - 400 = 4100 \text{ mm}$

$t = 120 \text{ mm}$ $L_{\text{kanan}} = 4500 \text{ mm} - 400 = 4100 \text{ mm}$

$$bf \leq bw + 8 \cdot t_{\text{kiri}} + 8 \cdot t_{\text{kanan}}$$

$$\leq 400 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

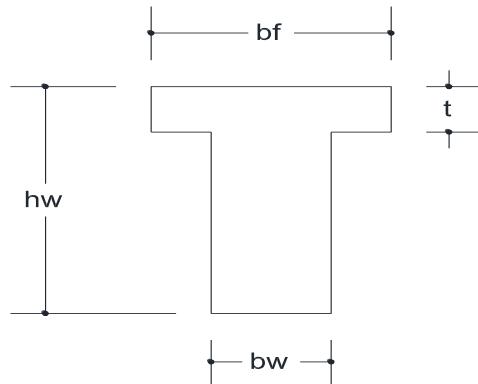
$$\leq 2320 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kiri}} + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kanan}}$$

$$bf \leq 400 + \frac{1}{2} \times 4100 + \frac{1}{2} \times 4100$$

$$\leq 4500 \text{ mm}$$

$$bf \leq \frac{1}{4} \cdot L$$



$$\leq \frac{1}{4} \cdot 4500$$

$$= 1125 \text{ mm}$$

Maka, nilai b efektif yang dipakai ialah = 1125 mm

Balok T 2

$$\text{Diketahui: } bw = 300 \text{ mm} \quad l = 5400 \text{ mm}$$

$$hw = 700 \text{ mm} \quad L \text{ kiri} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$

$$t = 120 \text{ mm} \quad L \text{ kanan} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + 8 \cdot t \text{ kiri} + 8 \cdot t \text{ kanan}$$

$$\leq 300 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2320 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L \text{ kiri} + \frac{1}{2} \cdot L \text{ kanan}$$

$$bf \leq 300 + \frac{1}{2} \times 5100 + \frac{1}{2} \times 5100$$

$$\leq 5400 \text{ mm}$$

$$bf \leq \frac{1}{4} \cdot L$$

$$\leq \frac{1}{4} \cdot 5400$$

$$= 1350 \text{ mm}$$

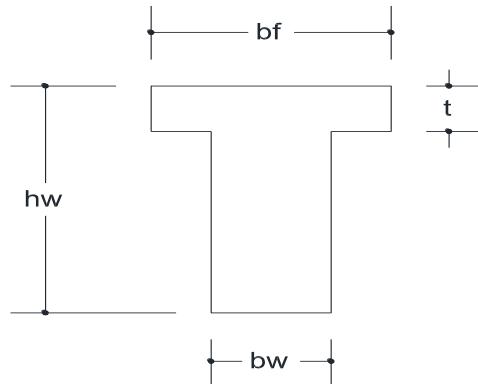
Maka, nilai b efektif yang dipakai ialah = 1350 mm

Balok T 3

$$\text{Diketahui: } bw = 300 \text{ mm} \quad l = 5400 \text{ mm}$$

$$hw = 500 \text{ mm} \quad L \text{ kiri} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$

$$t = 120 \text{ mm} \quad L \text{ kanan} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$



$$bf \leq bw + 8 \cdot t_{\text{kiri}} + 8 \cdot t_{\text{kanan}}$$

$$\leq 300 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2220 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kiri}} + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kanan}}$$

$$bf \leq 300 + \frac{1}{2} \times 5100 + \frac{1}{2} \times 5100$$

$$\leq 5400 \text{ mm}$$

$$bf \leq \frac{1}{4} \cdot L$$

$$\leq \frac{1}{4} \cdot 5400$$

$$= 1350 \text{ mm}$$

Maka, nilai b efektif yang dipakai ialah = 1350 mm

Balok T 4

$$\text{Diketahui: } bw = 300 \text{ mm} \quad l = 5400 \text{ mm}$$

$$hw = 600 \text{ mm} \quad L_{\text{kiri}} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$

$$t = 120 \text{ mm} \quad L_{\text{kanan}} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + 8 \cdot t_{\text{kiri}} + 8 \cdot t_{\text{kanan}}$$

$$\leq 300 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2220 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kiri}} + \frac{1}{2} \cdot L_{\text{kanan}}$$

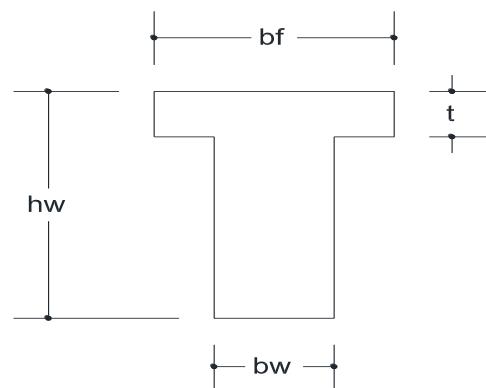
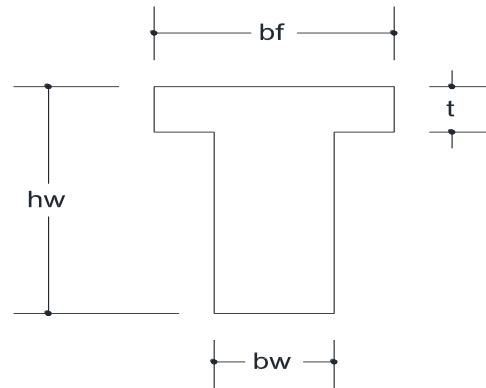
$$bf \leq 300 + \frac{1}{2} \times 5100 + \frac{1}{2} \times 5100$$

$$\leq 5400 \text{ mm}$$

$$bf \leq \frac{1}{4} \cdot L$$

$$\leq \frac{1}{4} \cdot 5400$$

$$= 1350 \text{ mm}$$



Maka, nilai b efektif yang dipakai ialah = 1350 mm

Menurut pasal 8, 12 SNI 2847 – 2013 batasan menentukan nilai (bf) lebar efektif balok L ialah

$$bf \leq 1/12 \cdot l$$

$$bf \leq bw + 6t$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L$$

bf = lebar efektif balok (mm)

l = bentang balok (mm)

t = tebal plat (mm)

L = jarak bersih ke badan sebelah (mm)

Balok L 1 bentang melintang 40/80

Diketahui: bw = 400 mm l = 4500 mm

hw = 800 mm L kiri = 4500 mm – 400 = 4100 mm

t = 120 mm

$$bf \leq 1/12 \cdot l$$

$$\leq 1/12 \times 4500$$

$$\leq 375 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + 6t$$

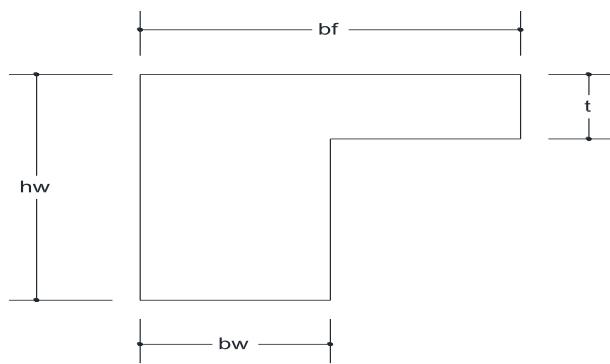
$$bf \leq 400 + 6 \times 120$$

$$\leq 1120 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L$$

$$\leq 400 + \frac{1}{2} \cdot 4100$$

$$\leq 2450 \text{ mm}$$



Maka, nilai b efektif yang dipakai ialah = 375 mm

Balok L 2

$$\text{Diketahui: } bw = 300 \text{ mm} \quad l = 5400 \text{ mm}$$

$$hw = 700 \text{ mm} \quad L_{\text{kiri}} = 5400 \text{ mm} - 300 = 5100 \text{ mm}$$

$$t = 120 \text{ mm}$$

$$bf \leq 1/12 \cdot l$$

$$\leq 1/12 \times 5400$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + 6t$$

$$bf \leq 300 + 6 \times 120$$

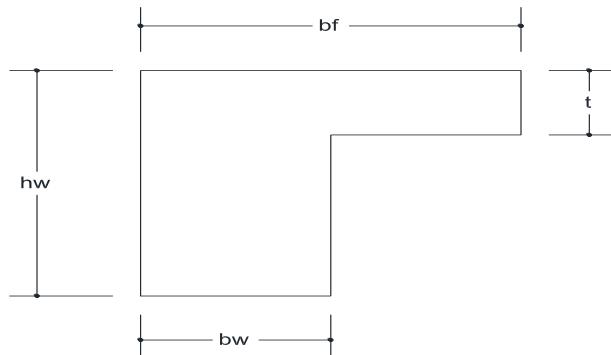
$$\leq 1020 \text{ mm}$$

$$bf \leq bw + \frac{1}{2} \cdot L$$

$$\leq 300 + \frac{1}{2} \cdot 5100$$

$$\leq 2850 \text{ mm}$$

Maka, nilai b efektif yang dipakai ialah = 450 mm



3.8 Langkah – langkah pendimensian portal 3D pada program bantu staad pro V8i

⊕ Pemodelan struktur :

Open staad pro V8i → space kemudian (isi file name, lokasi penyimpanan file, title / judul tugas) → pilih unit (meter, kilogram) kemudian pilih next → yes → add beam → finish, digambar dengan menggunakan sumbu global X , Z. kemudian gambar sesuai ukuran bangunan dengan perintah snap node/beam → geometri : intersect selected members → enter tolerance = 0,02 → kemudian ok → yes → untuk menggambar struktur lantai atas di pilih menu translational repeat → global direction pilih Y → default step spacing = 5,4 m (sesuai tinggi lantai dari lantai dasar ke lantai berikutnya) → number of step (diisi sesuai dengan jumlah tingkat yang ada dalam struktur) → pilih link steps → ok → kemudian denah pada lantai dasar di hapus.

⊕ Pendimensian :

Pilih menu commands → member property → prismatic → pilih rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih circle untuk kolom / balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukuran $yd = h$, $zd = b$ → assign → close.

⊕ Tumpuan :

Pilih menu commands → support specifications → fixed (untuk tumpuan jepit) → assign → close.

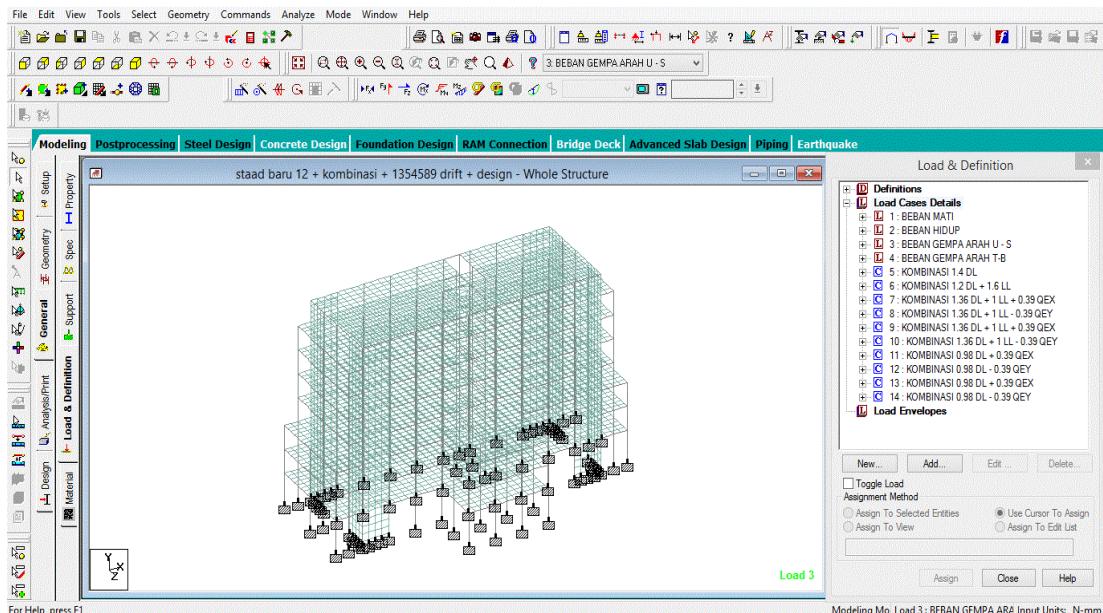
⊕ Pembebanan

Pilih menu commands → loading → primary load → create new primary load case : title diisi nama beban ke -1 (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur : direction = y factor/ nilai = -1 → assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang / balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

New load : diisi nama beban ke – 2 (beban hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia untuk gedung 1987 (table 3.1 hal. 12)

New load : diisi nama beban ke – 3 (beban gempa) yang bekerja pada struktur bangunan pusat massa yaitu pada arah sumbu X dan Z, dan diisi nilai pembebanan sesuai dengan perhitungan.

3.8.a Mengisi nilai beban gempa



Gambar 3.8 mengisi beban gempa pada nodal loads.

Diisi gaya geser gempa tiap lantai gempa pada kotak Fx, Fy dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa, sedangkan Fy = 0 karena beban gempa tidak bekerja secara vertikal.

Klik pada menu spektrum akan tampil seperti diaatas, kemudian kita mengisi parameter – parameter tersebut sesuai dengan peraturan gempa yang kita gunakan di Indonesia.

New load combination :

Beban kombinasi :

Load comb 4 kombinasi 1

$1 1,4 \rightarrow (1,4 D)$

Load comb 5 kombinasi 2

$1 1,2 2 1,6 \rightarrow (1,2 D + 1,6 L)$

$1 1,2 2 1,6 3 0,5 \rightarrow (1,2 D + 1,6 L + 0,5 LR / R)$

Load comb 5 kombinasi 3

$1 1,2 2 1 3 1,4 \rightarrow (1,2 D + 1 L + 1,4 E)$

Load comb 6 kombinasi 4

$1 1,2 2 1 3 1 \rightarrow (1,2 D + 1 L + 1,4 E)$

$1 0,9 2 1,4 \rightarrow (0,9D + 1,4E)$

Design

Pilih concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton → **select parameter:** di isi nilai parameter desain ($f'c$ dan fy) sesuai dengan data **perencanaan** → Assign. **Define parameter:**

di isi nilai f'_c dan f_y sesuai dengan data perencanaan. **Design Commands:** dipilih design Beam = dengan balok → Assign. Design column = dengan kolom → Assign. Design slab / Element = desain elemen / plat → Assign. **Take off :** menampilkan berat volume beton → Assign.

 **Untuk menghitung berat dan kekakuan struktur**

Command → Post–Analysis Print → Cg → Yes

 **Untuk menghitung Drift**

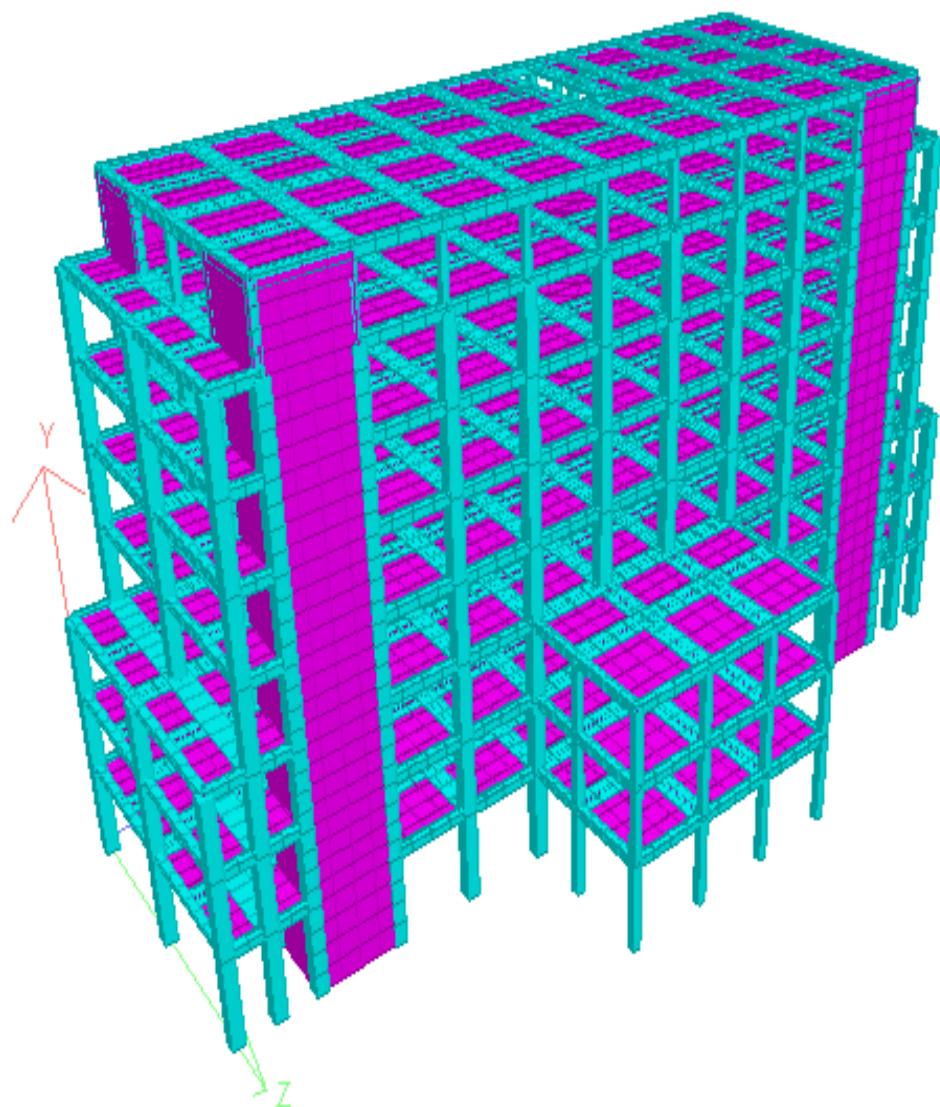
Command → Post-Analysis Print → Story Drift → Yes

 **Analysis :**

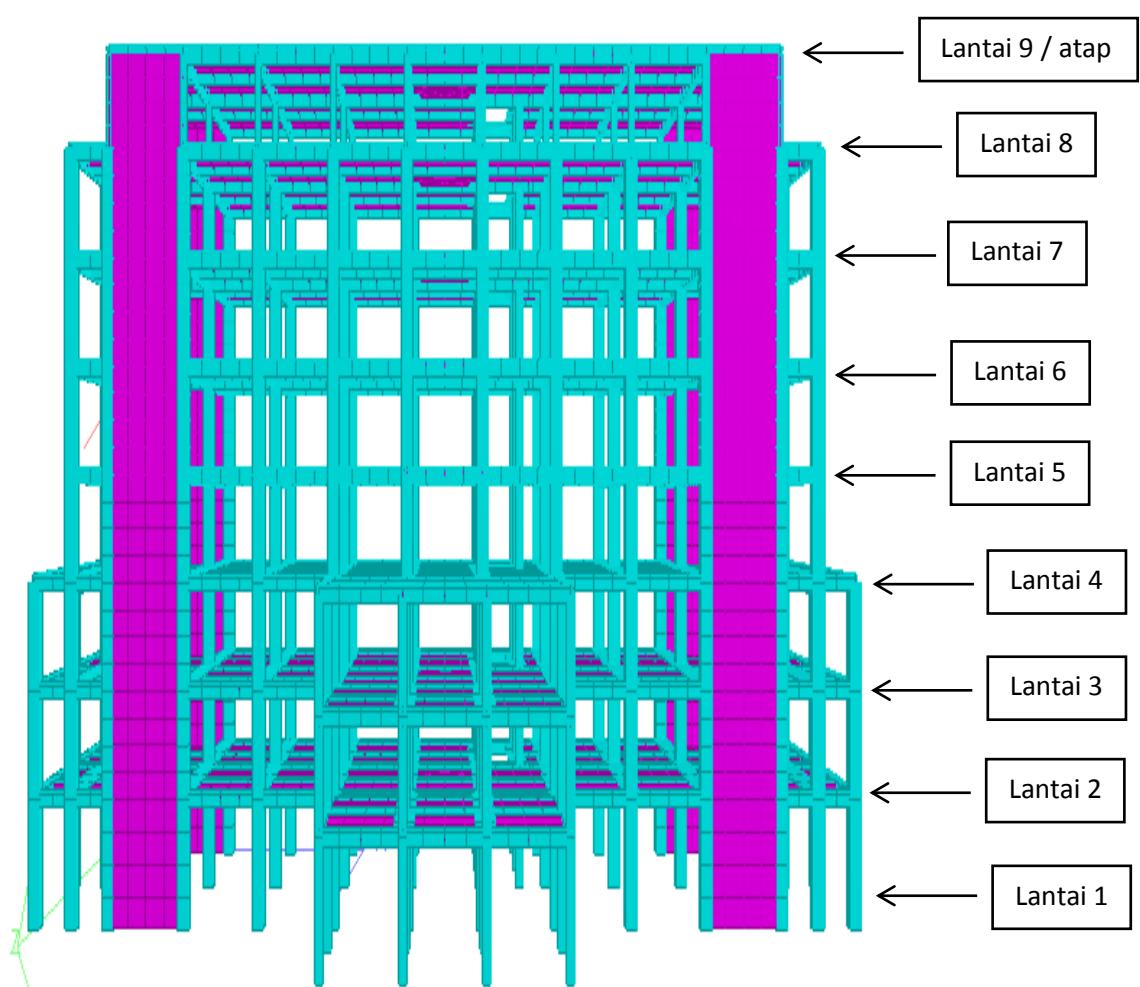
Command → Analysis → Perform Analysis → No Print → Add → Close

 **Run analysis:**

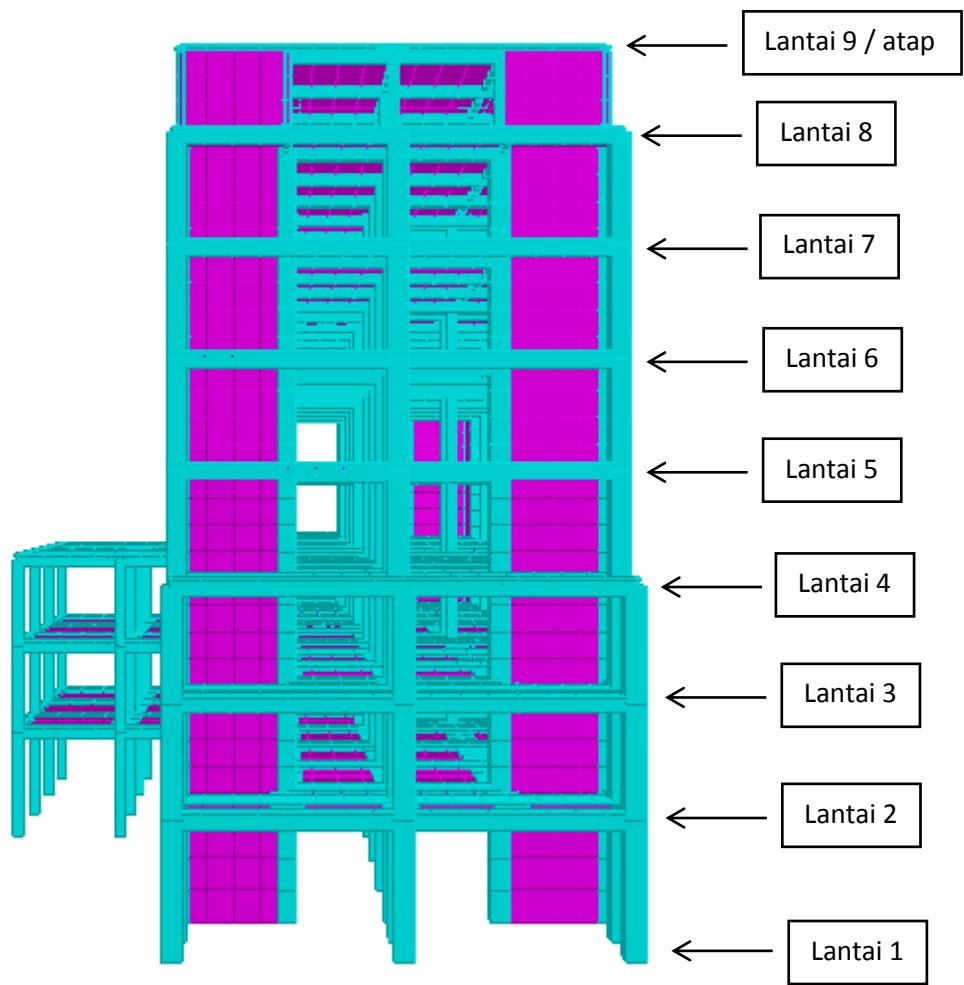
Analyze → Run Analysis → Staad Analysis → Run Analysis → Save



Gambar 3.11 tampak isometrik



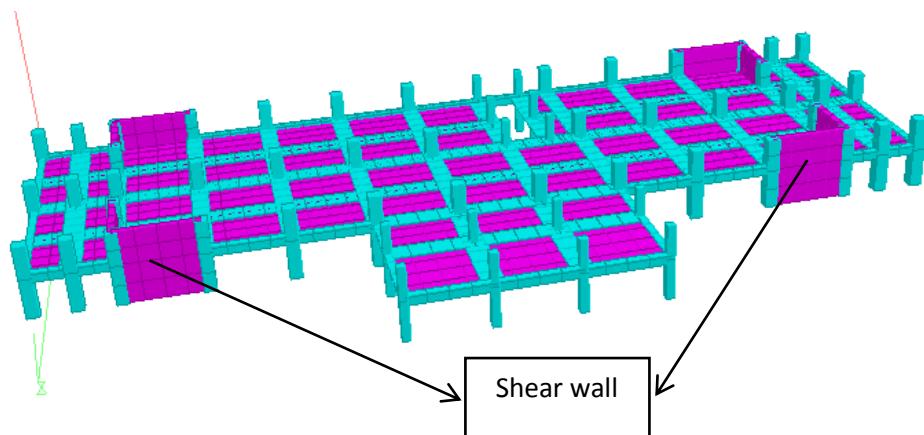
Gambar 3. 12 tampak depan



Gambar 3.13 tampak samping

3.9 Gambar dan perhitungan pusat massa lantai (Center Of Mass)

■ lantai 2

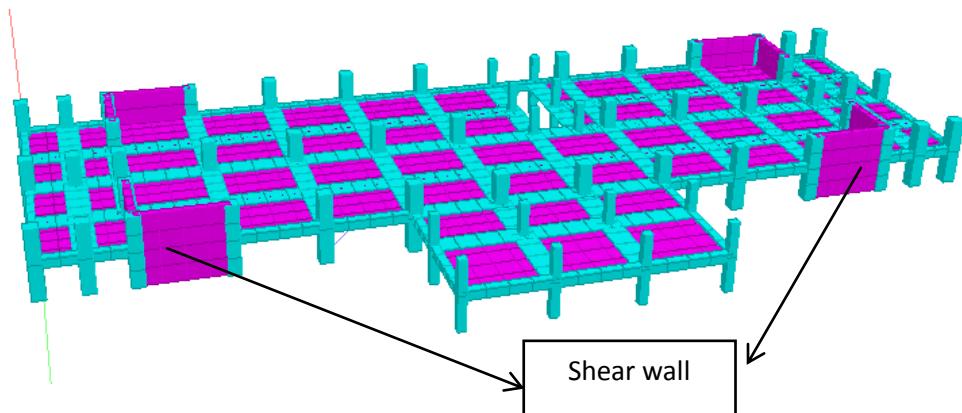


Gambar 3.14 potongan pusat massa lantai 2

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 2 dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
1355832.7500	29.71	11.27

■ lantai 3

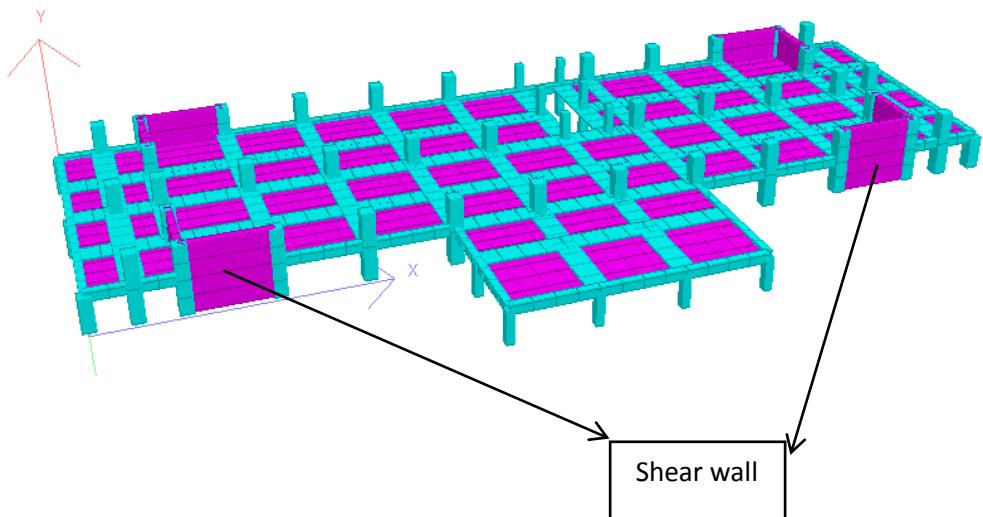


Gambar 3.15 potongan pusat massa lantai 3

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 3 dari hasil staadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
1304478.8750	X	Z
	29.71	11.29

└ lantai 4

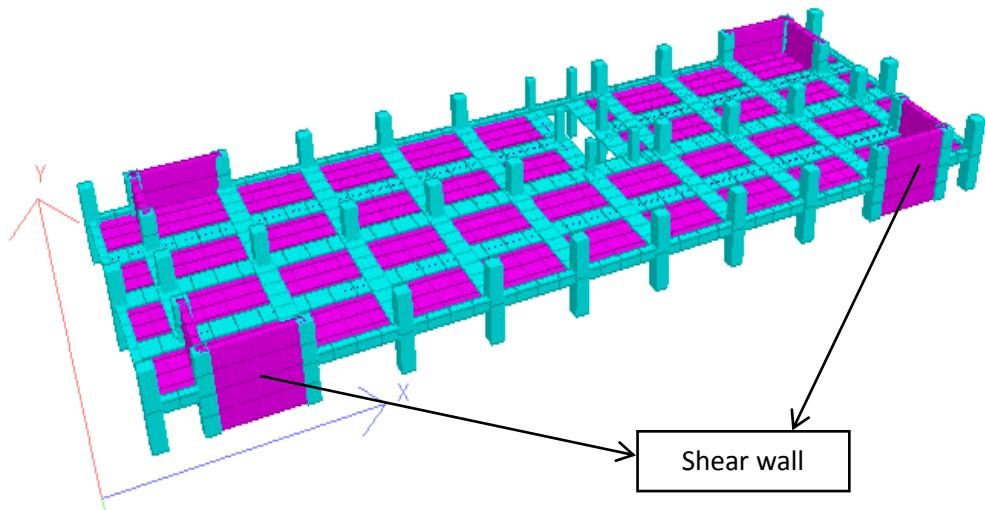


Gambar 3.16 potongan pusat massa lantai 4

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 4 dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
1265431.8750	X	Z
	29.71	11.11

└ lantai 5

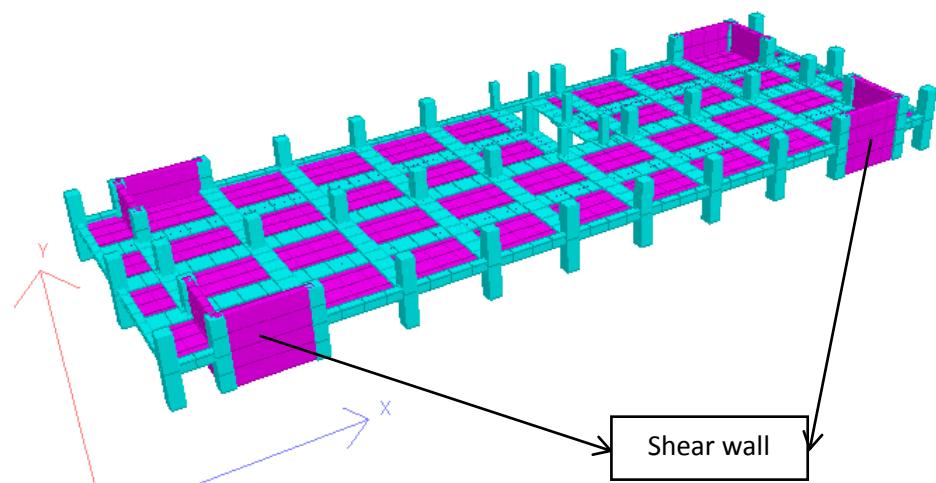


Gambar 3.17 potongan pusat massa lantai 5

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 5 dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
1063875.0000	29.71	10.02

└ lantai 6

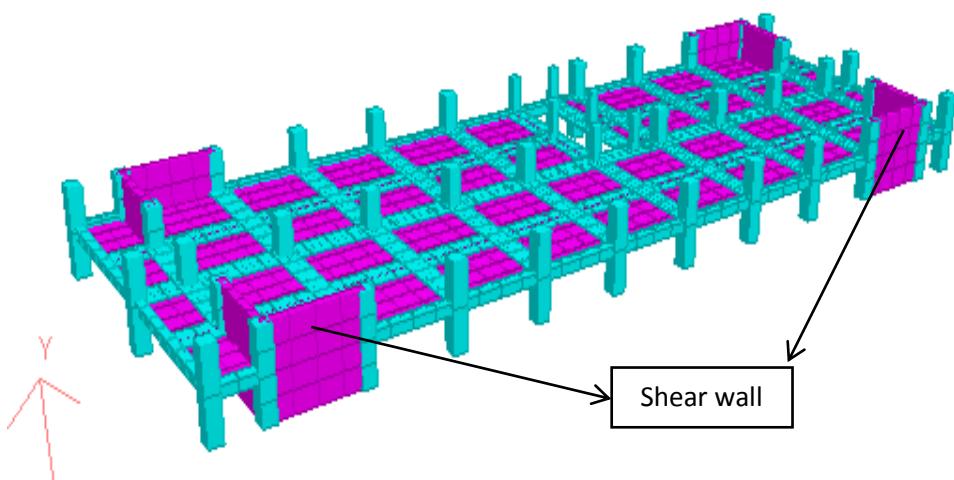


Gambar 3.18 potongan pusat massa lantai 6

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 6 dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
1063875.5000	X	Z
	29.71	10.02

└─ lantai 7

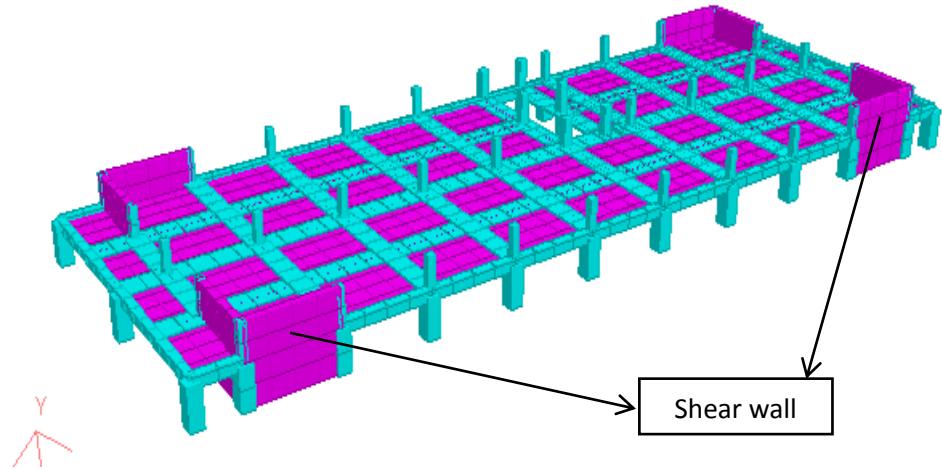


Gambar 3.19 Potongan pusat massa lantai 7

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 7 dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
1063875.0000	X	Z
	29.71	10.02

└ lantai 8

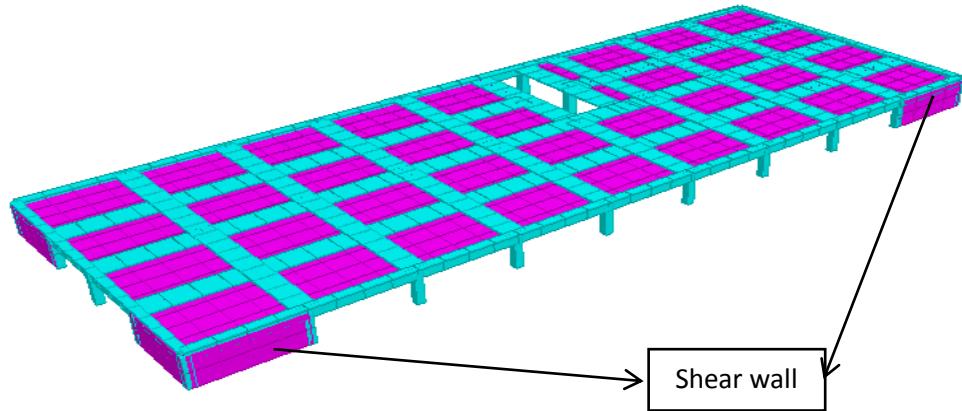


Gambar 3.20 potongan pusat massa lantai 8

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 8 dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)	Koordinat (m)	
946591.6875	X	Z
	29.72	10.00

└ lantai 9 / Atap



Gambar 3.21 potongan pusat massa lantai 9

Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 8 / Atap dari hasil StaadPro

Berat Lantai (kg)		Koordinat (m)	
629522.3750	X	Z	
	29.72	10.00	

Koordinat pusat massa lantai (CM) di lihat dari hasil running program bantu staadpro 2004, berat bangunan perlantai yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah / commands, post analysis print, CG (Center Of Gravity) dan support reaction. Koordinat pusat Massa perlantai seperti pada tabel di bawah ini :

Tabel 3.1 Hasil running staadpro pusat massa tiap lantai

Lantai	Berat Tiap Lantai (Kg)	Koordinat Per Lantai	
		X	Z
Lantai 2	1355832.7500	29,71	11,27
Lantai 3	1304478.8750	29,71	11,29
Lantai 4	1265431.8750	29,71	11,11
Lantai 5	1063875.0000	29,71	10,02
Lantai 6	1063875.5000	29,71	10,02
Lantai 7	1063875.0000	29,71	10,02
Lantai 8	946591.6875	29,72	10,00
Lantai 9 / Atap	629522.3750	29,72	10,00
Berat Total (Wt) = 8328982,625			

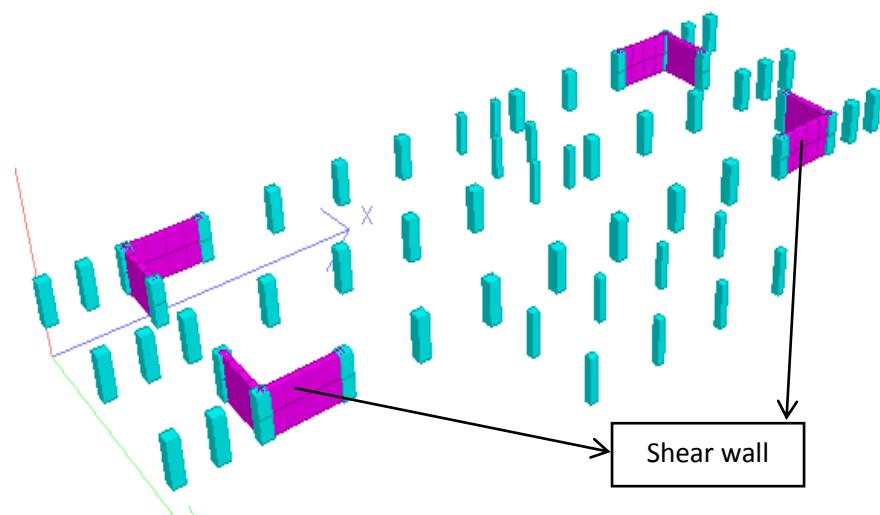
Keterangan :

Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan response spectrum gempa ada struktur dapat lihat pada input data staadpro, dengan mengatur parameter – parameter X= 1, Y = 1 dan Z = 0, 3.

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2012 pasal 5.8.2), untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi , tetapi dengan efektifitas hanya 30 % sehingga dalam parameter spectrum load direction di isi : X = 1, Z = 0,3.

3.10.Gambar dan perhitungan pusat kekakuan (Center Of Rigidity).

└ Lantai 2

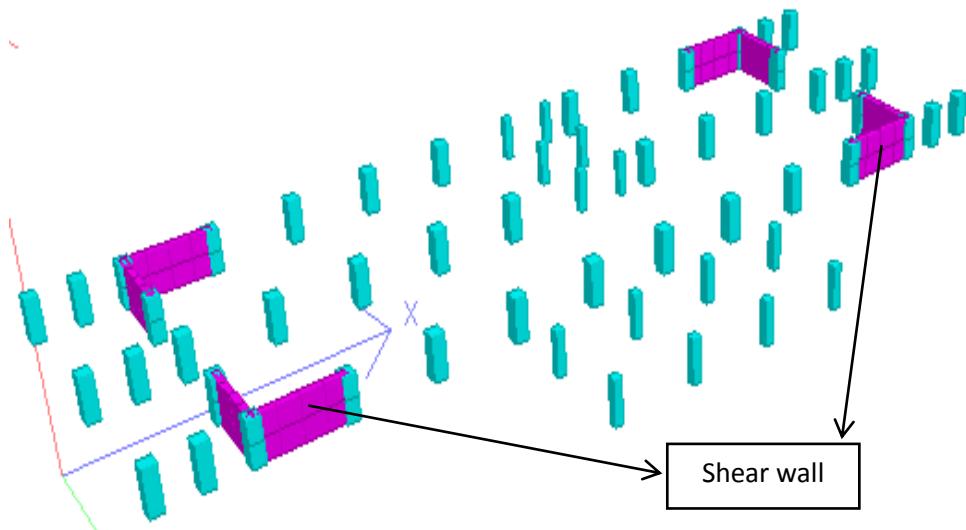


Gambar 3.22 potongan pusat kekakuan lantai 2

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 2 dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
308135.7500	X	Z
	29.76	10.65

└ Lantai 3

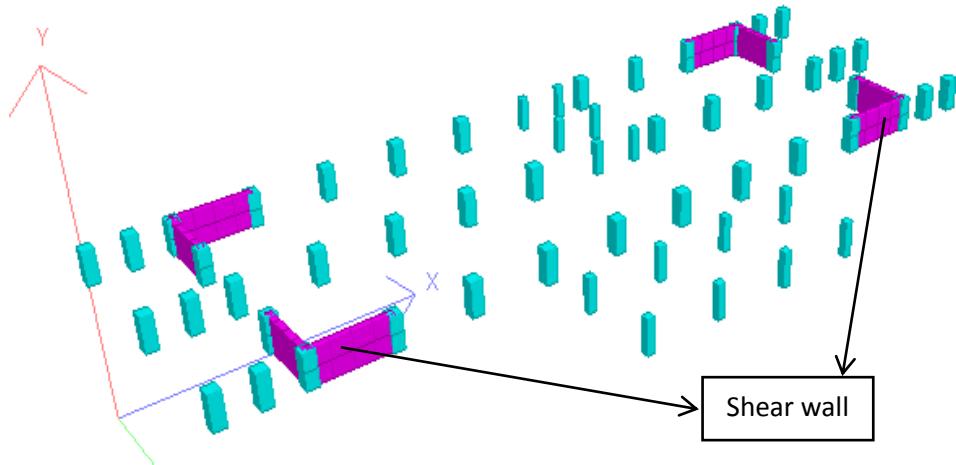


Gambar 3.23 potongan pusat kekakuan lantai 3

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 3 dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
256780.2344	X	Z
	29.76	10.65

└ Lantai 4

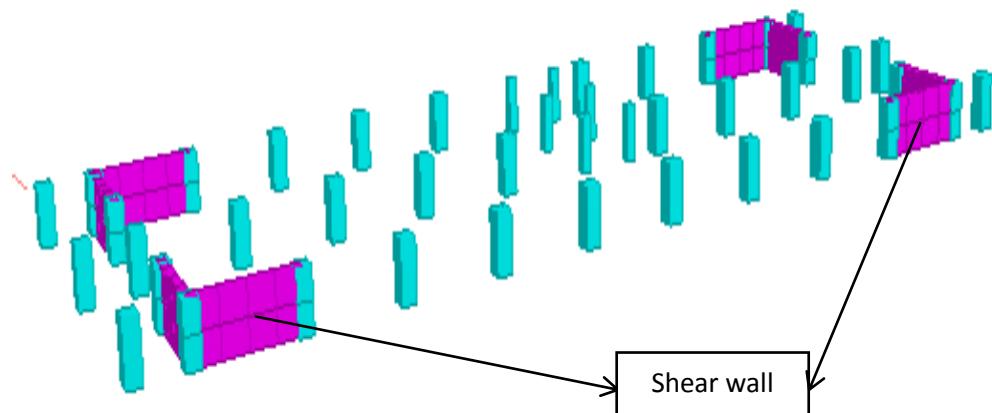


Gambar 3.24 potongan pusat kekakuan lantai 4

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 4 dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
256780.1562	29.76	10.65

└ Lantai 5

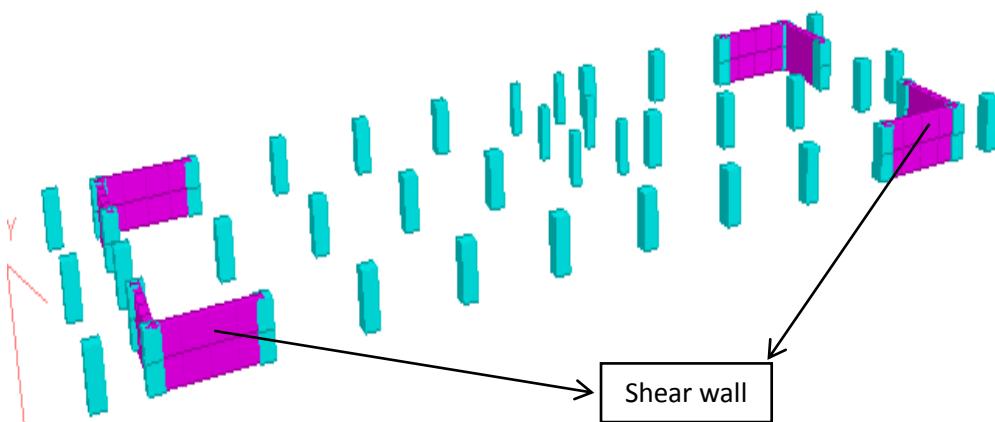


Gambar 3.25 potongan pusat kekakuan lantai 5

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 5 dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
225209. 5938	X	Z
	29.77	9.98

■ Lantai 6

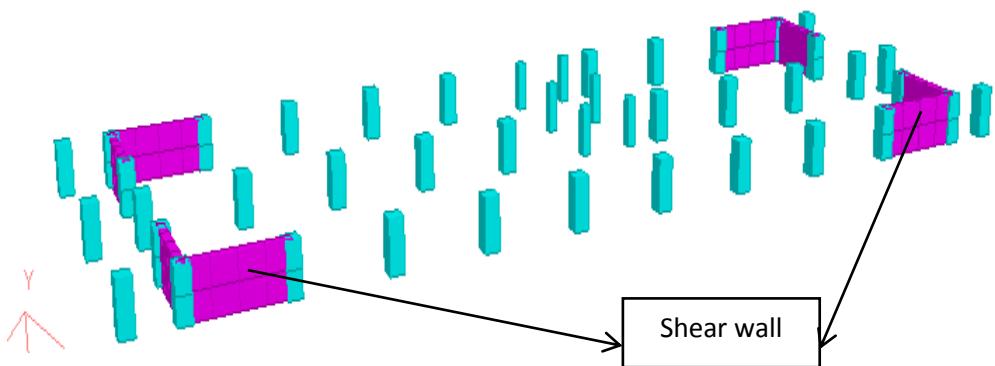


Gambar 3.26 potongan pusat kekakuan lantai 6

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 6 dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
225209. 4844	X	Z
	29.77	9.98

■ Lantai 7

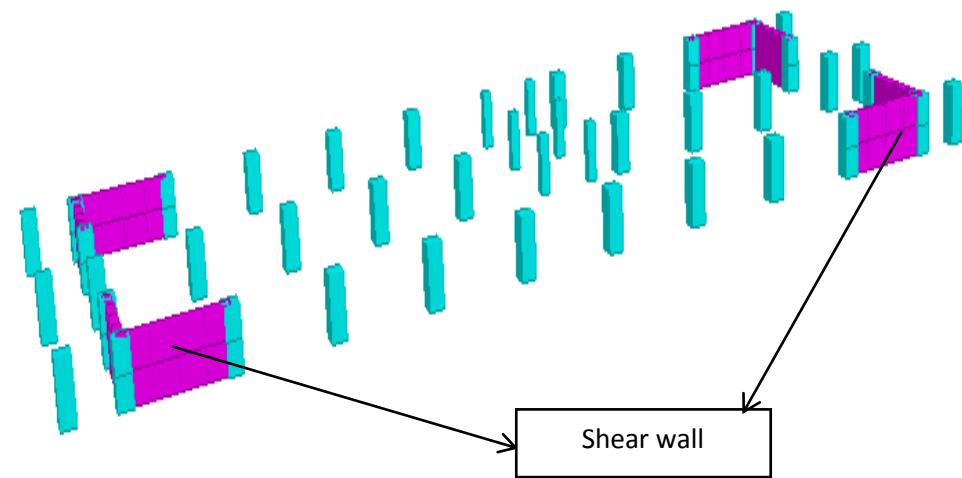


Gambar 3.27 potongan pusat kekakuan lantai 7

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 7 dari StaadPro adalah

KolomLantai (kg)	Koordinat (m)	
225208. 7969	X	Z
	29.77	9.98

↳ Lantai 8

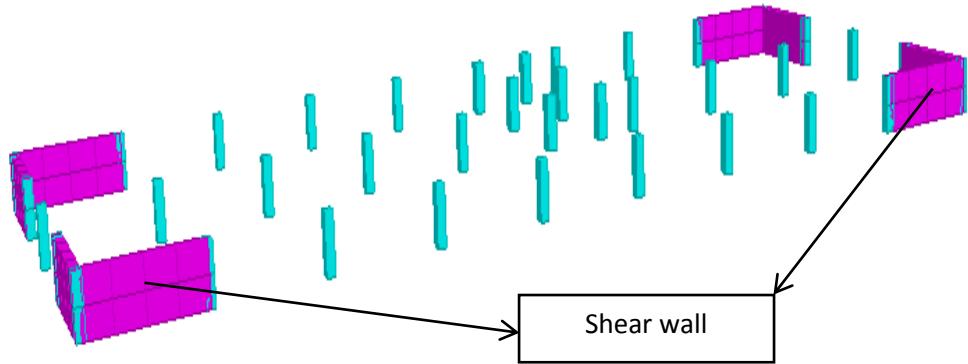


Gambar 3.28 potongan pusat kekakuan lantai 8

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 8 dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
225209. 7812	X	Z
	29.77	9.98

└ Lantai 9 / Atap



Gambar 3.29 potongan pusat kekakuan lantai 9 / Atap

Koordinat pusat kekakuan (CR) lantai 9 / Atap dari StaadPro adalah

Kolom Lantai (kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
107925. 5547	29.95	9.76

Koordinat pusat kekakuan (CR) di lihat dari hasil running program komputer staadpro 2004, elemen struktur vertikal yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah / Commands, Post Analysis Print, CG (Center Of Gravity) dan Support Reaction. Koordinat pusat kekakuan tiap lantai dari analisa staadpro 2004 di tabelkan seperti di bawah ini:

Tabel 3.2 hasil running staadpro pusat massa tiap lantai

Lantai	Berat Tiap Lantai (Kg)	Koordinat Per Lantai	
		X	Z
Lantai 2	1355832.7500	29,71	11,27
Lantai 3	1304478.8750	29,71	11,29
Lantai 4	1265431.8750	29,71	11,11
Lantai 5	1063875.0000	29,71	10,02
Lantai 6	1063875.5000	29,71	10,02
Lantai 7	1063875.0000	29,71	10,02
Lantai 8	946591.6875	29,72	10,00
Lantai 9 / Atap	629522.3750	29,72	10,00
Berat Total (Wt) =	8693483.063		

Tabel 3.2 hasil running staadpro pusat kekakuan tiap lantai

Lantai	Tiap Kolom (Kg)	Koordinat Per Lantai	
		X	Z
Lantai 1	308135.7500	29.76	10.65
Lantai 2	256780.2344	29.76	10.65
Lantai 3	256780.1562	29.76	10.65
Lantai 4	225209. 5938	29.77	9.98
Lantai 5	225209. 4844	29.77	9.98
Lantai 6	225208. 7969	29.77	9.98
Lantai 7	225209. 7812	29.77	9.98
Lantai 8	107925. 5547	29.95	9.76
Total Kolom (Wt) =	821696.1406		

Keterangan :

Nilai koordinat pusat kekakuan (CR) berbeda dengan nilai koordinat pada pusat massa lantai (CM) sehingga akan terjadi Mode Shape Puntir (Torsional Mode Shape) pada struktur ketika di landa beban gempa dengan Skala Rither yang tinggi. Hal ini diakibatkan karena adanya perbedaan pusat massa (CM) dengan pusat kekakuan (CR) yang tidak terletak pada satu titik sehingga menimbulkan eksentrisitas pada struktur tersebut.

3.11 Perhitungan eksentrisitas rencana e_d

Tabel 3.3 Pusat Massa (CM)

Lantai	Koordinat Per Lantai	
	X	Z
Lantai 2	29,71	11,27
Lantai 3	29,71	11,29
Lantai 4	29,71	11,11
Lantai 5	29,71	10,02
Lantai 6	29,71	10,02
Lantai 7	29,71	10,02
Lantai 8	29,72	10,00
Lantai 9 / Atap	29,72	10,00

Tabel 3.4 pusat kekakuan (CR)

Lantai	Koordinat per lantai (m)	
	X	Z
Lantai 2	29.76	10.65
Lantai 3	29.76	10.65

Lantai 4	29.76	10.65
Lantai 5	29.77	9.98
Lantai 6	29.77	9.98
Lantai 7	29.77	9.98
Lantai 8	29.77	9.98
Lantai 9 / Atap	29.95	9.76

Untuk menghitung nilai e (Eksentrisitas) pada perhitungan ed (Eksentrisitas tambahan) dihitung sebagai berikut :

Nilai koordinat X pada pusat massa – koordinat X pada pusat kekakuan, hasil e ini hanya berlaku untuk perhitungan pada koordinat ex, dan untuk koordinat Z juga sama hasil perhitungan e hanya berlaku untuk perhitungan pada koordinat ez saja.

➤ Untuk $0 < e \leq 0,3 b$

$$ed = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } ed = e - 0,05 b \quad \text{persamaan.....(1)}$$

➤ Untuk $e \geq 0,3 b$

$$ed = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } ed = 1,17e - 0,1 b \quad \text{persamaan.....(2)}$$

dari setiap persamaan, pilih diantara kedua rumus itu yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang ditinjau.

✚ Lantai 2

$$\text{Dimana : } Bx = 59,4 \text{ m}$$

$$Bz = 27,6 \text{ m}$$

$$\text{a). } ez = e \leq 0,3 b$$

$$\begin{aligned}
&= 0,51 \leq 0,3 \times 27,6 \\
&= 0,08 \leq 8,28 \rightarrow \text{dipakai persamaan} \dots \dots \dots \dots (1) \\
e_{dz} &= 1,5 e + 0,05 b \\
&= (1,5 \times 0,08) + (0,05 \times 27,6)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
e_{dz} &= e - 0,05 b \\
&= 0,08 - 0,05 \times 27,6 \\
&= -1,30 \text{ m}
\end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1,50 m

$$\begin{aligned}
b). ex \quad &= e \leq 0,3 b \\
&= 0,51 \leq 0,3 \times 59,4 \\
&= 0,51 < 17,82 \rightarrow \text{dipakai persamaan} \dots \dots \dots \dots (1) \\
e_{dx} &= 1,5 e + 0,05 b \\
&= (1,5 \times 0,51) + (0,05 \times 59,4) \\
&= 3,735 \text{ m} \\
e_{dx} &= e - 0,05 b \\
&= 0,51 - 0,05 \times 59,4 \\
&= -2,46 \text{ m}
\end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 3,735 m

Jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 2, $e_{dz} = 1,50 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 3,735 \text{ m}$

└ Lantai 3

Dimana : $b_x = 59,4 \text{ m}$

$B_z = 27,6 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{a. } ez &= e \leq 0,3 b \\ &= 0,13 \leq 0,3 \times 27,6 \\ &= 0,13 \leq 8,28 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} edz &= 1,5 e + 0,05 b \\ &= (1,5 \times 0,13) + (0,05 \times 27,6) \\ &= 1,575 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Edz &= e - 0,05 b \\ &= 0,13 - 0,05 \times 27,6 \\ &= -1,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu : 1,575 m

$$\begin{aligned} \text{b. } ex &= e \leq 0,3 b \\ &= 0,48 \leq 0,3 \times 59,4 \\ &= 0,48 < 17,82 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} edx &= 1,5 e + 0,05 b \\ &= (1,5 \times 0,48) + (0,05 \times 59,4) \\ &= 3,69 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Edx &= e - 0,05 b \\ &= 0,48 - 0,05 \times 59,4 \\ &= -2,49 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu : 3,69 m

Jadi , eksentrisitas rencana untuk lantai 3, edz = 1,575 m dan edx = 3,69

m

 **lantai 4**

$$\text{dimana : } bx = 59,4 \text{ m}$$

$$bz = 29,4 \text{ m}$$

a. $ez = e \leq 0,3 b$

$$= 0,61 \leq 0,3 \times 29,4$$
$$= 0,61 \leq 8,82 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$edz = 1,5 e + 0,05 b$

$$= (1,5 \times 0,61) + (0,05 \times 29,4)$$
$$= 2,385 \text{ m}$$

$Edz = e - 0,05 b$

$$= 0,61 - 0,05 \times 29,4$$
$$= -0,86 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu : 2,385 m

b. $ex = e \leq 0,3 b$

$$= 0,47 \leq 0,3 \times 59,4$$
$$= 0,47 < 17,82 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$edx = 1,5 e + 0,05 b$

$$= (1,5 \times 0,47) + (0,05 \times 59,4)$$
$$= 3,675 \text{ m}$$

$edx = e - 0,05 b$

$$= 0,47 - 0,05 \times 59,4$$
$$= -2,5 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu: 3,675 m

Jadi, eksentrisitas rencana untuk lantai 4, $edz = 2,385$ m dan $edx = 3,675$

m

 **lantai 5**

Dimana: $bx = 54$ m

$$bz = 18 \text{ m}$$

a. $ez = e \leq 0,3 b$

$$= -0,26 \leq 0,3 \times 18$$

$$= -0,26 \leq 5,4 \rightarrow \text{dipakai persamaan} \dots\dots\dots\dots\dots(1)$$

$edz = 1,5 e + 0,05 b$

$$= (1,5 \times (-0,26)) + (0,05 \times 18)$$

$$= 0,51 \text{ m}$$

$edz = e - 0,05 b$

$$= -0,26 - 0,05 \times 18$$

$$= -26,9 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu : 0,51 m

b. $ex = e \leq 0,3 b$

$$= 0,58 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,58 < 16,2 \rightarrow \text{dipakai persamaan} \dots\dots\dots\dots\dots(1)$$

$edx = 1,5 e + 0,05 b$

$$= (1,5 \times 0,58) + (0,05 \times 54)$$

$$= 3,57 \text{ m}$$

$edx = e - 0,05 b$

$$= 0,58 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,12 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu : 3,57 m

Jadi , eksentrisitas rencana untuk lantai 4, edz = 0,51 m dan edx = 3,57 m

lantai 6

$$\text{dimana : } bx = 54 \text{ m}$$

$$bz = 18 \text{ m}$$

$$\text{a. } ez = e \leq 0,3 b$$

$$= -0,26 \leq 0,3 \times 18$$

$$= -0,26 \leq 5,4 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$edz = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times (-0,26)) + (0,05 \times 18)$$

$$= 0,51 \text{ m}$$

$$edz = e - 0,05 b$$

$$= -0,26 - 0,05 \times 18$$

$$= -26,9 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu : 0,51 m

$$\text{b. } ex = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,58 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,58 < 16,2 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$edx = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,58) + (0,05 \times 54)$$

$$= 3,57 \text{ m}$$

$$edx = e - 0,05 b$$

$$= 0,58 - 0,05 \times 54$$

$$= - 2,12 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu : 3,57 m

Jadi , eksentrisitas rencana untuk lantai 4, edz = 0,51 m dan edx = 3,57 m

↳ lantai 7

$$\text{dimana : } bx = 54 \text{ m}$$

$$bz = 18 \text{ m}$$

a. $ez = e \leq 0,3 b$

$$= - 0,26 \leq 0,3 \times 18$$

$$= - 0,26 \leq 5,4 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$edz = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times (- 0,26)) + (0,05 \times 18)$$

$$= 0,51 \text{ m}$$

$$edz = e - 0,05 b$$

$$= - 0,26 - 0,05 \times 18$$

$$= - 26,9 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu : 0,51 m

b. $ex = e \leq 0,3 b$

$$= 0,58 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,58 < 16,2 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$edx = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,58) + (0,05 \times 54)$$

$$= 3,57 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{edx} &= e - 0,05 b \\
 &= 0,58 - 0,05 \times 54 \\
 &= -2,12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu : 3,57 m

Jadi , eksentrisitas rencana untuk lantai 4, edz = 0,51 m dan edx = 3,57 m

✚ lantai 8

$$\text{dimana : } bx = 54 \text{ m}$$

$$bz = 21,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{a. } ez &= e \leq 0,3 b \\
 &= -0,46 \leq 0,3 \times 21,6 \\
 &= -0,46 \leq 6,48 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{edz} &= 1,5 e + 0,05 b \\
 &= (1,5 \times (-0,46)) + (0,05 \times 21,6) \\
 &= 0,39 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{edz} &= e - 0,05 b \\
 &= -0,46 - 0,05 \times 21,6 \\
 &= -1,54 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu : 0,39 m

$$\begin{aligned}
 \text{b. } ex &= e \leq 0,3 b \\
 &= 0,52 \leq 0,3 \times 54 \\
 &= 0,52 < 16,2 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)} \\
 \text{edx} &= 1,5 e + 0,05 b \\
 &= (1,5 \times 0,52) + (0,05 \times 54)
 \end{aligned}$$

$$= 3,48 \text{ m}$$

$$\text{edx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,52 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,18 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu: 3,48 m

Jadi, eksentrisitas rencana untuk lantai 4, edz = 0,39 m dan edx = 3,48 m

lantai 9/ Atap

$$\text{Dimana: } bx = 48,6 \text{ m}$$

$$bz = 18 \text{ m}$$

a. $ez = e \leq 0,3 b$

$$= -0,37 \leq 0,3 \times 18$$

$$= -0,37 \leq 5,4 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$\text{edz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times (-0,37)) + (0,05 \times 18)$$

$$= 0,345 \text{ m}$$

$$\text{edz} = e - 0,05 b$$

$$= -0,37 - 0,05 \times 18$$

$$= -1,27 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk edz yaitu: 0,345 m

b. $ex = e \leq 0,3 b$

$$= 0,37 \leq 0,3 \times 48,6$$

$$= 0,37 < 14,58 \rightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$\text{edx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$\begin{aligned}
 &= (1,5 \times 0,3) + (0,05 \times 48,6) \\
 &= 2,985 \text{ m} \\
 \text{edx} &= e - 0,05 b \\
 &= 0,37 - 0,05 \times 48,6 \\
 &= -2,06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk edx yaitu: 3,48 m

Jadi, eksentrisitas rencana untuk lantai 4, edz = 0,345 m dan edx = 2,985 m

Tabel 3.5 eksentrisitas rencana (ed)

Lantai	Jarak (m)	
	ed _x	ed _z
2	3,735	1,50
3	3,69	1,575
4	3,675	2,385
5	3,57	0,51
6	3,57	0,51
7	3,57	0,51
8	3,48	0,39
9/Atap	2,985	0,345

3.12 perhitungan pusat kekakuan struktur (CR)

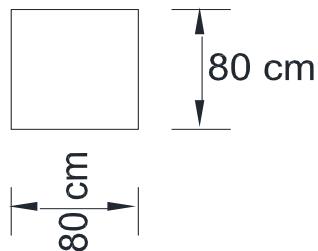
$$\text{inersia (I)} = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$\text{Kekakuan} = \frac{E \times I}{L}$$

Namun dalam perhitungan ini nilai E- itu sendiri tidak diperhitungan karena akan di bagi dengan E itu sendiri.

3.12.1 perhitungan kekakuan kolom

1. kolom persegi 80/80



$$A = b \times h$$

$$= 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 80 \times 80^3 = 3413333 \text{ cm}^4 = 3413333 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ untuk $h = 5,4 \text{ m}$

- kekakuan relative kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{3413333 \times 10^{-8}}{5,4}$$

$$= 0,00632 \text{ m}^3$$

- kekakuan absolut (Ko)

Diasumsikan:

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{0,00632}{0,001} = 6,32$$

➤ Untuk $h = 4,5 \text{ m}$

- Kekakuan relative kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{3413333 \times 10^{-8}}{4,5}$$

$$= 0,00758 \text{ m}^3$$

- Kekakuan absolut (Ko) :

Diasumsikan:

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

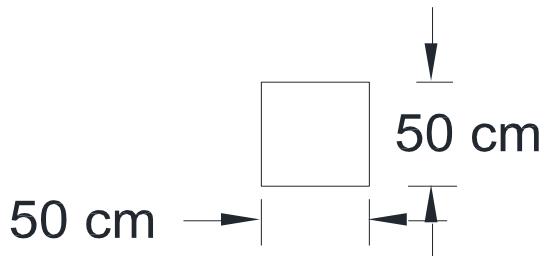
- Kekakuan lentur kolom (Ko) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{0,00758}{0,001} = 7,58$$

2. Kolom persegi 50/.50

$$A = b \times h$$

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$



$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 50 \times 50^3 = 520833 \text{ cm}^4 = 520833 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ Untuk $h = 4,0 \text{ m}$

- Kekakuan relatif kolom (K)

- $K = \frac{I}{h} = \frac{520833 \times 10^{-8}}{4,0}$

$$= 0,00130 \text{ m}^3$$

- Kekakuan absolut (Ko) :

Diasumsikan:

$$Ko = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

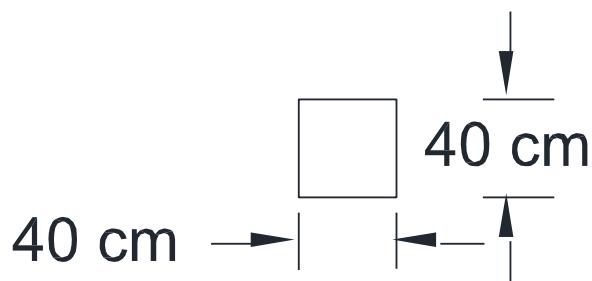
- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$Kc = \frac{K}{Ko} = \frac{0,00130}{0,001} = 1,30$$

3. Kolom persegi 40/40

$$A = b \times h$$

$$= 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$



$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333 \text{ cm}^4 = 213333 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ Untuk $h = 5,4 \text{ m}$

- Kekakuan relatif kolom (K)

$$\blacksquare \quad K = \frac{I}{h} = \frac{213333 \times 10^{-8}}{5,4}$$

$$= 0,000395 \text{ m}^3$$

- Kekakuan absolut (Ko) :

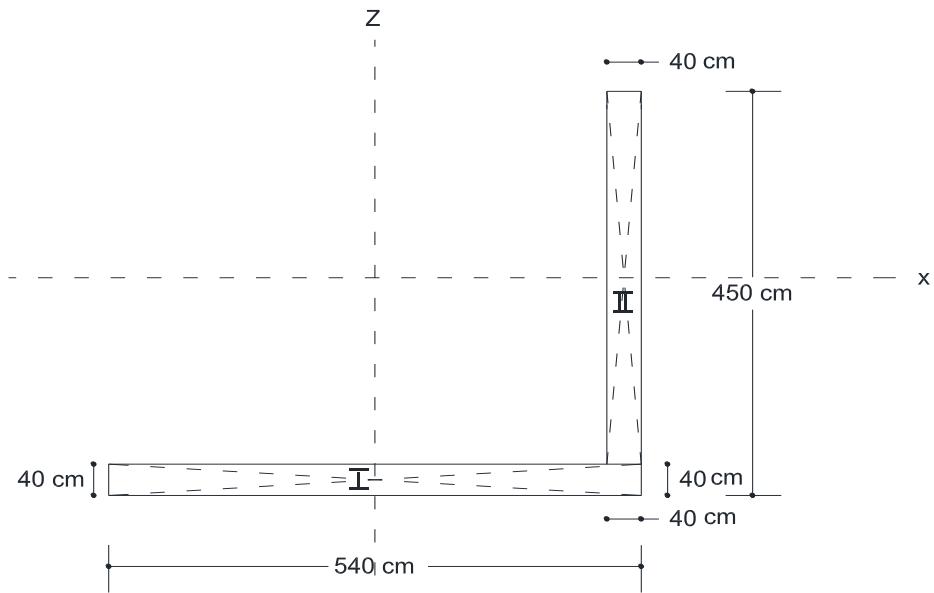
Diasumsikan:

$$Ko = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$Kc = \frac{K}{Ko} = \frac{0,000395}{0,001} = 0,395$$

3.12.2 kekakuan untuk badan dinding geser



Statis momen terhadap sisi bawah dan sisi kanan

Batang	Luas A (cm)	Jarak terhadap sb X (cm)	Jarak terhadap sb Z (cm)	A. X (cm3)	A. Z (cm)
I	$540 \times 40 = 21600$	$40/2 = 20$	$540/2 = 270$	5832000	432000
II	$410 \times 40 = 16400$	$410/2 + 40 = 245$	$40/2 = 20$	328000	4018000
Σ	38000			6160000	4550000

$$X = \Sigma AZ / \Sigma A$$

$$= 6160000 / 38000$$

$$= 162,105 \text{ cm}$$

$$Z = \Sigma AX / \Sigma A$$

$$= 4550000 / 38000$$

$$= 117,105 \text{ cm}$$

Hitungan momen inersia penampang dinding geser arah X dan arah Z

batang	$X_1 = \text{Jarak terhadap sb x} - X$	$Z_1 = Z - \text{jarak terhadap sb z}$
I	$540/2 - 162,105 = 107,895 \text{ cm}$	$117,105 - 40/2 = 97,105 \text{ cm}$
II	$X_2 = X - \text{Jarak terhadap sb x}$	$Z_2 = \text{Jarak terhadap sb z} - Z$
	$162,105 - 40/2 = 142,105 \text{ cm}$	$410/2 - 117,105 = 87,895 \text{ cm}$

batang	$IX_1 = 1/12 \times h^3 \times b + A \times (X_1)^2$	$IZ_1 = 1/12 \times h \times b^3 + A \times (Z_1)^2$
I	$= 1/12 \times 40^3 \times 540 + 21600 \times (107,895)^2 = 254331523,5 \text{ cm}^4$	$= 1/12 \times 40 \times 540^3 + 21600 \times (97,105)^2 = 728555734,1 \text{ cm}^4$
II	$IX_2 = 1/12 \times h \times b^3 + A \times (X_2)^2$	$IZ_2 = 1/12 \times h^3 \times b + A \times (Z_2)^2$

	$= 1/12 \times 40 \times 410^3 + 16400 \times (142,105)^2 = 331393388,7 \text{ cm}^4$	$= 1/12 \times 40^3 \times 410 + 16400 \times (87,895)^2 = 5506717950 \text{ cm}^4$
--	---	---

I	$\text{IX Total} = \text{IX}_1 + \text{IX}_2$	$\text{IZ Total} = \text{IZ}_1 + \text{IZ}_2$
II	$= 254331523,5 + 331393388,7 = 585724912,3 \text{ cm}^4$	$= 728555734,1 + 5506717950 = 6235273684 \text{ cm}^4$

- Momen inersia penampang dinding geser arah X (Ix) bagian dinding yang berdimensi 540/40

$$I_x = 585724912,3 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia penampang dinding geser arah Z (Iz) bagian dinding yang berdimensi 410/40

$$I_z = 6235273684 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia penampang kolom arah X (Ix) kolom berdimensi 80/80

$$I_x = \frac{1}{12} \times 80 \times 80^3 = 3413333,3 \text{ cm}^4 = 3413333,3 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

- Momen inersia penampang kolom arah Z (Iz) kolom berdimensi 80/80

$$I_z = \frac{1}{12} \times 80 \times 80^3 = 3413333,3 \text{ cm}^4 = 3413333,3 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

Kekakuan (EI) berdasarkan dimensi penampang yang dilihat dari momen inersia (I) masing – masing arah pembebanan gempa, sebab untuk modulus elastisitas (E) untuk bahan yang sama mempunyai nilai yang sama.

Total momen inersia arah X (Ix) dan Z (Iz) :

❖ Jumlah dinding geser = 4 buah

- ❖ Jumlah kolom dimensi 80/80 = 46 buah
- Jumlah kekakuan dinding geser arah X = (I_x) x 4

$$= 585724912,3 \times 4$$

$$= 918946666,8 \text{ cm}^4$$
- Jumlah kekakuan dinding geser arah Z = (I_z) x 4

$$= 6235273684 \times 4$$

$$= 8554666,668 \text{ cm}^4$$
- Jumlah kekakuan kolom = (I_{x (80/80)}) x 42

$$= 3413333,3 \times 42$$

$$= 143359998,6 \text{ cm}^4$$
- Jumlah kekakuan kolom = (I_{z (80/80)}) x 42

$$= 3413333,3 \times 42$$

$$= 143359998,6 \text{ cm}^4$$

Untuk perbandingan persentase antara momen inersia dinding geser dan portal:

$$\text{Persentase dinding geser arah I}_x = \frac{918946666,8}{918946666,8 + 143359998,6} \times 100\% \\ = 95\%$$

$$\text{Presentaze dinding geser arah I}_z = \frac{8554666,668}{8554666,668 + 143359998,6} \times 100\% \\ = 5\%$$

$$\text{Presetaze kolom arah I}_x = \frac{143359998,6}{918946666,8 \times 143359998,6} \times 100\% \\ = 7,45\%$$

Presetaze kolom arah Iz

$$= \frac{143359998,6}{8554666,668 \times 143359998,6} \times 100\%$$

$$= 92,55 \%$$

3.13 simpangan antar lantai (Story drift)

Berdasarkan SNI 1726-2012, hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja.

Perhitungan kinerja batas ultimit simpangan antar lantai untuk lantai 8:

- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari STAAD Pro yang dihitung akibat keseluruhan beban gempa pada lantai atap (36, 4 m) adalah sebesar: 11, 91 mm. Maka nilai perpindahan elastic pada lantai atap, (δ_e atap), diketahui sebesar 11, 91 mm.
- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari STAAD Pro yang dihitung akibat keseluruhan beban gempa pada lantai 7 (32, 4 m) adalah sebesar: 10, 41 mm. Maka nilai perpindahan elastic pada lantai 7, (δ_e 7), diketahui sebesar 10,41 mm.
- Hitung simpangan antarlantai untuk lantai atap, yaitu dengan menghitung selisih antara nilai perpindahan elastic lantai atap dengan nilai perpindahan elastic lantai 7 (δ_e atap - δ_e 7) = 11,91 mm - 10,41 mm = 1,50 mm
- Hitung nilai perpindahan antarlantai (story drift) yang diperbesar dengan persamaan :

$$\frac{(\delta_e \text{ atap} - \delta_e \text{ 7}) Cd}{Ie} = \frac{1,50 \times 5}{1,5} = 5,000 \text{ mm}$$

Dimana diketahui : Cd = Pembesaran defleksi

Ie = Faktor keutamaan gempa

Dapat dilihat di SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung

- Simpangan antarlantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antarlantai tingkat ijin (Δ_a). Untuk gedung dengan kategori resiko IV dan merupakan struktur rangka pemikul momen, maka digunakan rumus simpangan antarlantai ijin $\Delta_a = 0,010 h_{sx}$ sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.12.1 tabel 16.
- Untuk lantai atap, dengan tinggi kolom di bawahnya sebesar 4 m, maka simpangan antarlantai ijinnya sebesar :

$$\Delta_a = 0,010 * 4 \text{ m} = 0,04 \text{ m atau } 40 \text{ mm}$$
- Kontrol nilai simpangan antarlantai tingkat desain harus lebih kecil dari simpangan antarlantai tingkat ijin.

5,000 mm < 40 mm (OK)

Untuk perhitungan simpangan antarlantai (story drift) selanjutnya, dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

No	Tinggi lantai (m)	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Storydrift (mm)	Story ijin (mm)	Kontrol
ATAP	4	11.91	1.50	5.000	40	Ok
Lantai 7	4.5	10.41	1.65	5.500	45	Ok
Lantai 6	4.5	8.76	1.79	5.967	45	Ok
Lantai 5	4.5	6.97	1.79	5.967	45	Ok
Lantai 4	4.5	5.18	1.79	5.967	45	Ok
Lantai 3	4.5	3.47	1.71	5.700	45	Ok
Lantai 2	4.5	2.01	1.19	3.967	45	Ok
Lantai 1	5.4	0.82	0.82	2.832	54	Ok

BAB IV

PENULANGAN DINDING GESER

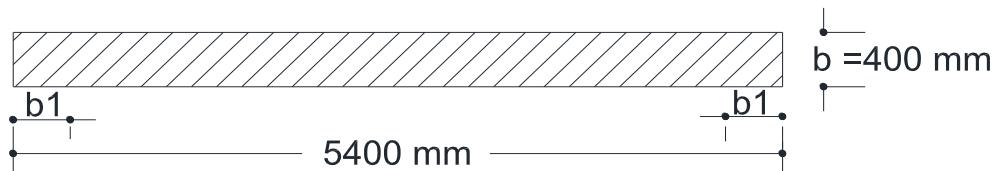
4.1 Perhitungan Penulangan Dinding Geser

4.1.1 Data Perencanaan

- ❖ Kuat tekan beton (fc) : 30 Mpa
- ❖ Tegangan leleh tulangan ulir (fy) : 390 Mpa
- ❖ Tegangan leleh tulangan polos (fy) : 240 Mpa
- ❖ Faktor reduksi kekuatan
 - Lentur dan tekan aksial : 0,65
 - Geser ϕ : 0,65

(SNI 2847 – 2013 hlm 69 -255 .9.3.4 pasal 22)

$$\text{Luas penampang dinding geser} = 5400 \times 400 = 2160000 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.1. Gambar Penampang Dinding Geser

4.1.1. Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z untuk $h = 5,4 \text{ m}$

Diketahui;

Dari hasil running staadpro diperoleh nilai Mu dan Pu

$$Mu = 1796,208 \text{ kNm}$$

$$Pu = 558.95 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{1796,208}{0,65} = 2763,396923 \text{ kNm}$$

$$= 2763396923 \text{ Nmm}$$

$$P_n = \frac{Pu}{\Phi} = \frac{558,95}{0,65} = 859,9230769 \text{ kN}$$

$$= 859923,0769 \text{ N}$$

Tulangan memanjang = 16 mm

Tulangan horizontal = 12 mm

Selimut beton = 500 mm

Panjang dinding geser = 5400 mm

Lebar dinding geser = 400 mm

➤ Menghitung jarak murni spasi antara tulangan ujung dinding geser

= $b_1 - (2 \times \text{tebal selimut beton}) - (2 \times \text{diameter sengkang}) - (2 \times \frac{1}{2} \times \text{tulangan longitudinal})$

$$= 500 - (2 \times 40) - (2 \times 12) - (2 \times 0.5 \times 16)$$

$$= 380 \text{ mm}$$

Bila direncanakan jarak antara tulangan, $s = 100 \text{ mm}$, maka didapat:

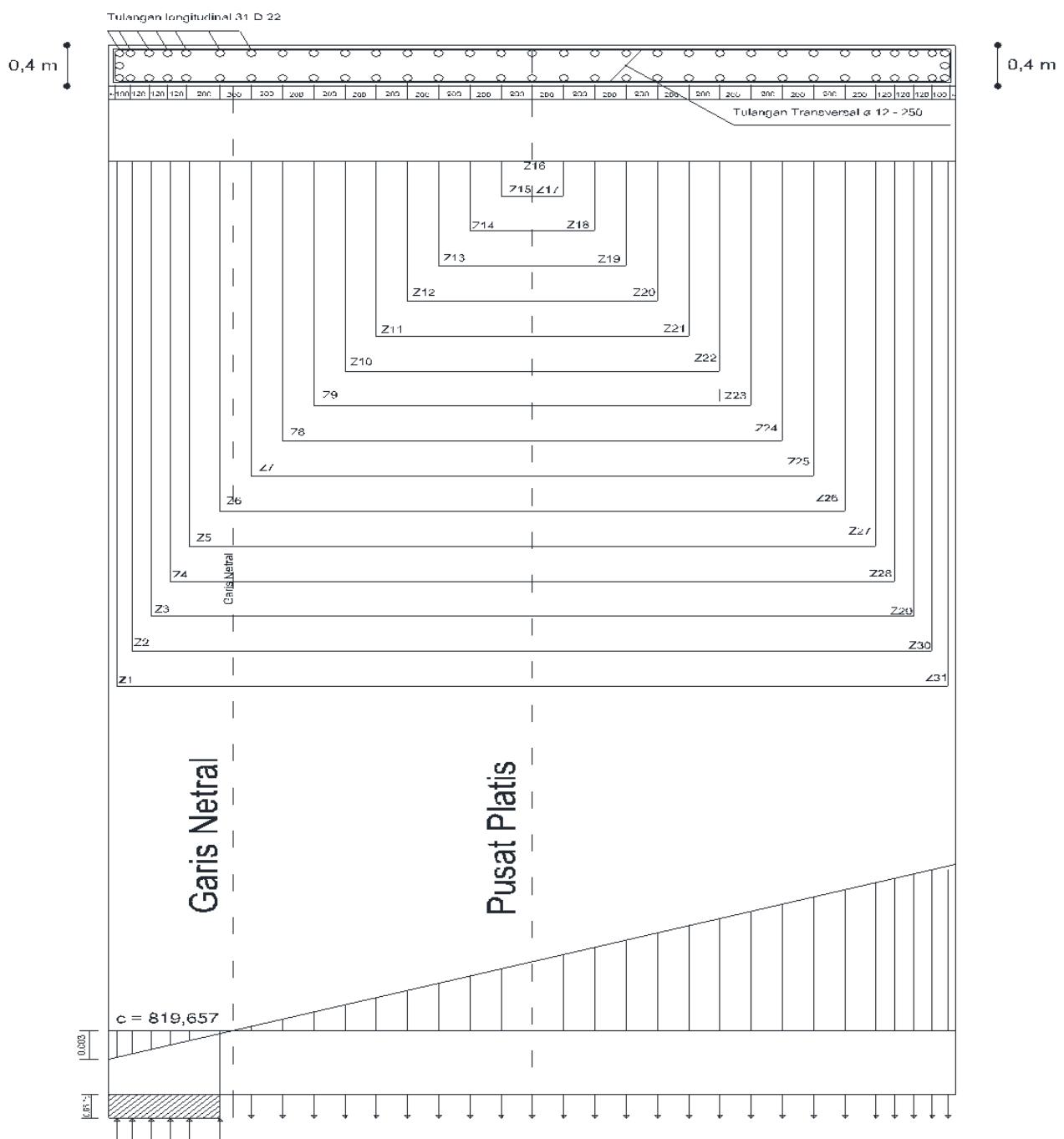
$$n = 380 / 100 = 3,80 \sim 4 \text{ buah}$$

Menghitung jarak murni spasi antara tulangan badan dinding geser

$$lw = 5400 - (2 \times 500) = 4400 \text{ mm}$$

Bila direncanakan jarak antara tulangan, $s = 220 \text{ mm}$, maka didapat:

$$n = \frac{4400}{220} = 20 \text{ buah}$$



Gambar 4.2. Diagram Tegangan – Regangan Tinjauan Arah Z

$$\text{Karena } f_c' = 30 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0,85 - \frac{f_c' - 30}{7} \times 0,005$$

$$= 0,85 - \frac{30 - 30}{7} \times 0,005$$

$$= 0,850$$

➤ Menghitung Momen Nominal

1. Tentukan daerah Tarik dan daerah tekan dengan mencoba nilai c , dimana c adalah garis netral.

Dicoba nilai $c = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$

Maka tulangan lapis 1, 2, 3, 4, dan 5 merupakan tulangan tekan dan 6 s/d 31 merupakan tulangan Tarik

Dicoba tulangan longitudinal D 16

Menentukan c (garis netral) dengan trial error

$$c = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$$

Maka tulangan no 1-5 ialah tulangan tekan dan tulangan no 6-32 adalah tulangan Tarik

2. Menghitung luas tulangan masing – masing pada serat yang sama

Untuk tulangan Tekan

$$A's = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$A's_1 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tarik

$$A_s = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$A_s = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

A's1	401, 92	A's9	401, 92	A's17	401, 92	A's25	401, 92
A's2	401, 92	A's10	401, 92	A's18	401, 92	A's26	401, 92
A's3	401, 92	A's11	401, 92	A's19	401, 92	A's27	401, 92
A's4	401, 92	A's12	401, 92	A's20	401, 92	A's28	401, 92
A's5	401, 92	A's13	401, 92	A's21	401, 92	A's29	401, 92
A's6	401, 92	A's14	401, 92	A's22	401, 92	A's30	401, 92
A's7	401, 92	A's15	401, 92	A's23	401, 92	A's31	401, 92
A's8	401, 92	A's16	401, 92	A's24	401, 92		

Tabel 4.1 luas tulangan pada masing – masing serat yang sama

3. Menghitung jarak masing- masing tulangan terhadap serat atas penampang

$$d' = \text{selimut beton} + \text{diameter sengkang} + 1/2 \text{ diameter tulangan As1}$$

$$= 40 + 12 + 16/ 2$$

$$= 60 \text{ mm} = 6,0 \text{ cm}$$

Pusat plastis = panjang penampang dinding geser / 2

$$= \frac{5400}{2} = 2700 \text{ mm} = 270 \text{ cm}$$

di	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm
d1	60	d9	1300	d17	3040	d25	4500
d2	160	d10	1500	d18	3260	d26	4900
d3	260	d11	1720	d19	3480	d27	5020
d4	380	d12	1940	d20	3700	d28	5140

d5	500	d13	2160	d21	3900	d29	5240
d6	700	d14	2380	d22	4100	d30	5340
d7	900	d15	2600	d23	4300	d31	5400
d8	1100	d16	2820	d24	4500		

Tabel 4.2 jarak masing-masing tulangan pada serat penampang atas

4. Menghitung jarak masing-masing tulangan terhadap tengah-tengah penampang (pusat plastis)

$$d' = \text{selimut beton} + \text{diameter sengkang} + 1/2 \text{ diameter tulangan As1}$$

$$= 40 + 12 + 16/2$$

$$= 60 \text{ mm} = 6,0 \text{ cm}$$

$$\text{Pusat plastis} = \text{panjang penampang dinding geser} / 2$$

$$= \frac{5400}{2} = 2700 \text{ mm} = 270 \text{ cm}$$

yi	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm
y1	2640	y9	1440	y17	40	y25	1640
y2	2540	y10	1240	y18	240	y26	1840
y3	2440	y11	1040	y19	440	y27	2040
y4	2340	y12	840	y20	640	y28	2240
y5	2240	y13	640	y21	840	y29	2340
y6	2040	y14	440	y22	1040	y30	2440
y7	1840	y15	240	y23	1240	y31	2540

y8	1640	y16	40	y24	1440
----	------	-----	----	-----	------

Tabel 4.3 jarak masing-masing tulangan terhadap tengah-tengah penampang

5. Menghitung regangan yang terjadi untuk daerah tekan

$$\begin{aligned}\epsilon_s / \epsilon_c &= \frac{c-d}{c} & \epsilon_{s1} &= \frac{c-d_1}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0,003 \\ & & &= \frac{60-7}{60} \times 0,003 \\ & & &= 0,00270\end{aligned}$$

6. Menghitung regangan yang terjadi untuk daerah Tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_s / \epsilon_c &= \frac{d-c}{c} & \epsilon_{s6} &= \frac{d_1-c}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0,003 \\ & & &= \frac{67-60}{60} \times 0,003 \\ & & &= 0,00220\end{aligned}$$

$\epsilon_s i$	Jarak cm	$\epsilon_s i$	Jarak cm	$\epsilon_s i$	Jarak cm	$\epsilon_s i$	Jarak cm
ϵ_{s1}	0,00270	ϵ_{s9}	0,00350	ϵ_{s17}	0,01220	ϵ_{s25}	0,02050
ϵ_{s2}	0,00220	ϵ_{s10}	0,00320	ϵ_{s18}	0,01330	ϵ_{s26}	0,02150
ϵ_{s3}	0,00170	ϵ_{s11}	0,00560	ϵ_{s19}	0,01440	ϵ_{s27}	0,02210
ϵ_{s4}	0,00110	ϵ_{s12}	0,00670	ϵ_{s20}	0,18200	ϵ_{s28}	0,02270
ϵ_{s5}	0,00050	ϵ_{s13}	0,00780	ϵ_{s21}	0,01650	ϵ_{s29}	0,02320
ϵ_{s6}	0,00050	ϵ_{s14}	0,00890	ϵ_{s22}	0,01750	ϵ_{s30}	0,02370
ϵ_{s7}	0,00150	ϵ_{s15}	0,01000	ϵ_{s23}	0,01850	ϵ_{s31}	0,02400
ϵ_{s8}	0,00250	ϵ_{s16}	0,01110	ϵ_{s24}	0,01950		

Tabel 4.4 regangan

- Menghitung nilai tegangan untuk daerah tekan

$$f's = \epsilon's \times E_s$$

$$f's_1 = 0,00265 \times 200000 = 540 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $f_s = 390 \text{ Mpa}$

- Menghitung nilai tegangan untuk daerah tarik

$$f's = \epsilon's \times E_s$$

$$f's_1 = 0,00035 \times 200000 = 100 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $f_s = 100 \text{ Mpa}$

$f'_s i$	Mpa	$f'_s i$	Mpa	$f'_s i$	Mpa	$f'_s i$	Mpa
$f'_s 1$	540	$f'_s 9$	700	$f'_s 17$	2440	$f'_s 25$	4100
$f'_s 2$	440	$f'_s 10$	640	$f'_s 18$	2660	$f'_s 26$	4300
$f'_s 3$	340	$f'_s 11$	1120	$f'_s 19$	2880	$f'_s 27$	4420
$f'_s 4$	220	$f'_s 12$	1340	$f'_s 20$	36400	$f'_s 28$	4540
$f'_s 5$	100	$f'_s 13$	1560	$f'_s 21$	3300	$f'_s 29$	4640
$f'_s 6$	100	$f'_s 14$	1780	$f'_s 22$	3500	$f'_s 30$	4740
$f'_s 7$	300	$f'_s 15$	2000	$f'_s 23$	3700	$f'_s 31$	4800
$f'_s 8$	500	$f'_s 16$	2220	$f'_s 24$	3900		

Tabel 4.5 tabel nilai tegangan

f's i	Mpa	f's i	Mpa	f's i	Mpa	f's i	Mpa
f's 1	390	f's 9	390	f's 17	390	f's 25	390
f's 2	390	f's 10	390	f's 18	390	f's 26	390
f's 3	340	f's 11	390	f's 19	390	f's 27	390
f's 4	220	f's 12	390	f's 20	390	f's 28	390
f's 5	100	f's 13	390	f's 21	390	f's 29	390
f's 6	100	f's 14	390	f's 22	390	f's 30	390
f's 7	300	f's 15	390	f's 23	390	f's 31	390
f's 8	390	f's 16	390	f's 24	390	f's 32	390

Tabel 4.6 tegangan yang dipakai

7. besarnya gaya – gaya yang bekerja

$$Cc = \text{gaya tekan beton}$$

$$= 0,85 \times fc' \times a \times b \quad = 0,85 \times fc' \times b \times c \times b$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,85 \times 600 = 510 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 600 \times 400$$

$$= \mathbf{5202000 \text{ N} = 5202 \text{ kN}}$$

Untuk daerah tekan

$$Cs = \text{Gaya tekan tulangan}$$

$$= A's \times f's$$

$$Cs1 = A's1 \times f's1$$

$$= 401,92 \times 390$$

$$= 156749 \text{ N} = 156,749 \text{ kN}$$

Untuk daerah Tarik

$T_s = \text{Gaya Tarik tulangan}$

$$= A_s \times f'_s$$

$$T_{s6} = A_{s6} \times f'_s s_6$$

$$= 401,92 \times 390$$

$$= 156749 \text{ N} = 156,749 \text{ kN}$$

Cs 1	156,749	Ts 9	156,749	Ts 17	156,749	Ts 25	156,749
Cs 2	156,749	Ts 10	156,749	Ts 18	156,749	Ts 26	156,749
Cs 3	136,65	Ts 11	156,749	Ts 19	156,749	Ts 27	156,749
Cs 4	88,42	Ts 12	156,749	Ts 20	156,749	Ts 28	156,749
Cs 5	40,19	Ts 13	156,749	Ts 21	156,749	Ts 29	156,749
Ts 6	40,19	Ts 14	156,749	Ts 22	156,749	Ts 30	156,749
Ts 7	120,58	Ts 15	156,749	Ts 23	156,749	Ts 31	156,749
Ts 8	156,749	Ts 16	156,749	Ts 24	156,749		

Tabel 4.7 gaya-gaya yang bekerja pada elemen dinding geser

$$\sum C_s = C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4} + C_{s5}$$

$$= 156,749 + 156,749 + 136,65 + 88,42 + 40,19$$

$$= \mathbf{578,76 \text{ kN}}$$

$$\begin{aligned}\sum Ts = & Ts6 + Ts7 + Ts8 + Ts9 + Ts10 + Ts11 + Ts12 + Ts13 + Ts14 + Ts15 + \\& Ts16 + Ts17 + Ts18 + Ts19 + Ts20 + Ts21 + Ts22 + Ts23 + Ts24 + \\& Ts25 + Ts26 + Ts27 + Ts28 + Ts29 + Ts30 + Ts31 + Ts32\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum Ts = & 40,19 + 120,58 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + \\& 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + \\& 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + \\& 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + \\& 156,749 + 156,749 \\= & \mathbf{3922,74 \text{ kN}}\end{aligned}$$

$$\text{Kontrol } \sum H = 0$$

$$Cc + \sum Cs - \sum Ts - Pn$$

$$Cc + (Cs1 + Cs2 + \dots + Cs5) - (Ts6 + Ts7 + \dots + Ts32) - Pn = 0$$

$$5202 + 578,76 - 3922,74 - 85,992 = 0$$

$$-3033,495 = 0$$

8. Menghitung momen terhadap titik berat penampang

$$M_{nc} = Cc \times yc$$

$$yc = h/2 - a/2$$

Maka

$$Yc = 5400/2 - 510/2$$

$$= 2700 - 255$$

$$= 2445 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = 5202 \times 2445$$

$$= 12718890 \text{ kNmm}$$

$$= 12718,89 \text{ kNm}$$

Untuk daerah tekan

$$Mn1 = cs1 \times y1$$

$$= 156.7 \times 2640$$

$$= 413816.8 \text{ kNcm}$$

$$= 4138.17 \text{ kNm}$$

Untuk daerah Tarik

$$Mn6 = Ts6 \times y6$$

$$= 40,2 \times 2040$$

$$= 81991,68 \text{ kNcm}$$

$$= 819,9 \text{ kNm}$$

Mn	kN		kN		kN		kN
Mn 1	4138,17	Mn 9	2257,18	Mn 17	62,700	Mn 25	2570,680
Mn 2	3981,42	Mn 10	1943,685	Mn 18	376,197	Mn 26	2884,178
Mn 3	3334,33	Mn 11	1630,188	Mn 19	689,695	Mn 27	3197,676
Mn 4	2069,08	Mn 12	1316,690	Mn 20	1003,192	Mn 28	3511,173
Mn 5	900,30	Mn 13	1003,192	Mn 21	1316,690	Mn 29	3667,922
f's 6	819,92	Mn 14	689,695	Mn 22	1630,188	Mn 30	3824,671
Mn 7	2218,60	Mn 15	376,197	Mn 23	1943,685	Mn 31	3981,420
Mn 8	2570,68	Mn 16	62,700	Mn 24	2257,183		

Tabel 4.8 tabel momen terhadap titik berat penampang

$$\sum \text{Mn} = \text{Mn } 1 + \text{Mn } 2 + \text{Mn } 3 + \text{Mn } 4 + \text{Mn } 5$$

$$= 4138,17 + 3981,42 + 3334,33 + 2069,08 + 900,30$$

$$= 14423,30 \text{ kN}$$

$$\sum \text{Mn} = \text{Mn } 6 + \text{Mn } 7 + \text{Mn } 8 + \text{Mn } 9 + \text{Mn } 10 + \text{Mn } 11 + \text{Mn } 12 + \text{Mn } 13 +$$

$$\text{Mn } 14 + \text{Mn } 15 + \text{Mn } 16 + \text{Mn } 17 + \text{Mn } 18 + \text{Mn } 19 + \text{Mn } 20 + \text{Mn}$$

$$21 + \text{Mn } 22 + \text{Mn } 23 + \text{Mn } 24 + \text{Mn } 25 + \text{Mn } 26 + \text{Mn } 27 + \text{Mn } 28 +$$

$$\text{Mn } 29 + \text{Mn } 30 + \text{Mn } 31$$

$$\sum \text{Mn} = 819,92 + 2218,60 + 2570,68 + 2257,18 + 1943,685 + 1630,188 +$$

$$1316,690 + 1003,192 + 689,695 + 376,197 + 62,700 + 62,700 +$$

$$376,197 + 689,695 + 1003,192 + 1316,690 + 1630,188 + 1943,685 +$$

$$2257,183 + 2570,680 + 2884,178 + 2884,178 + 3197,676 + 3511,173 +$$

$$3667,922 + 3824,671 + 3981,420$$

$$= 47805,97 \text{ kN}$$

Kontrol Mn > Mn Perlu

$$\text{Mn} = \text{Pn.e} = \text{Cc} \times \text{yc} + \sum \text{Cs} \times \text{Y1} + \sum \text{Ts} \times \text{yi}$$

$$= \text{Mnc} + (\text{Mn1} + \dots + \text{Mn5}) + (\text{Mn6} + \dots + \text{Mn31})$$

$$= 12718,89 + 14423,30 + 47805,97$$

$$= 74948,164 \text{ kNm}$$

Maka, 74948,164 kNm > 2763.397 kNm ok.....

4.1.1.2 Penulangan longitudinal pada ditinjau dari arah X

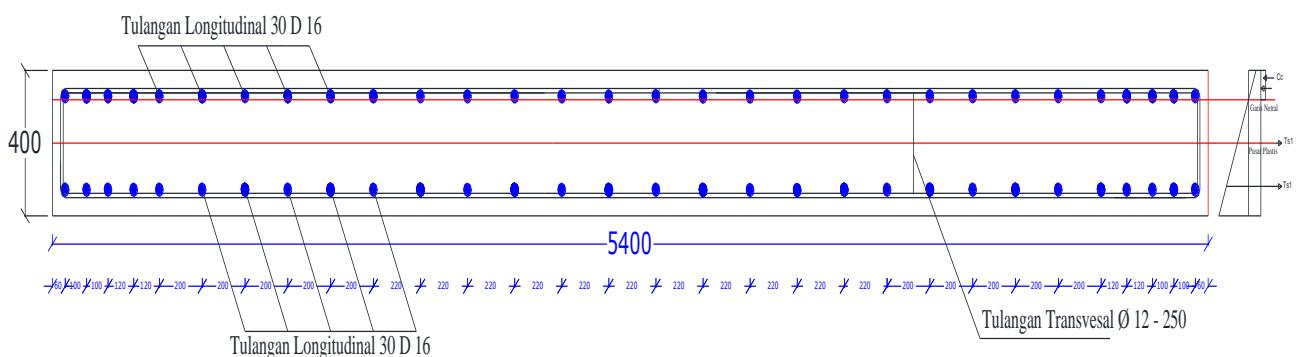
$$Mu = 179620.8 \text{ kgm} = 1796.208 \text{ kNm}$$

$$Pu = 558,95 \text{ kg} = 5589,5 \text{ N}$$

$$fy = 390 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 0,85$$

$$Pn = \frac{558,95}{0,65} = 859.9230769 \text{ N}$$



Gambar 4.3. Diagram Tegangan – Regangan Tinjauan arah X

Tulangan memanjang = 16 mm

Tulangan horizontal = 12 mm

Selimut beton = 40 mm

Panjang dinding geser = 5400 mm

Lebar dinding geser = 400 mm

➤ Menghitung momen nominal

1. Tentukan daerah Tarik dan daerah tekan dengan mencoba nilai $c = \text{garis netral}$. Apabila persamaan tersebut dikalikan c , maka:

$$(0,85 \times f'_c \times \beta \times c^2 \times b) + A'st \times (600(c - d1)) - (A'st \times f_y + Pn) \times c = 0$$

Setelah dilakukan pengelompokan, maka didapatkan persamaan kuadrat:

$$(0,85 \times f_c' \times \beta \times c^2 \times b) + (A'st \times 600 \times c - A'st \times 600 \times d_1) - (A_{st} \times f_y \times c) + P_u \times c = 0$$

$$(0,85 \times f_c' \times \beta \times b) \times c^2 + (A'st \times 600 - A_{st} \times f_y \times P_n) \times c - A'st \times 600 \times d' = 0$$

$$(0,85 \times 30 \times 0,85 \times 5400) \times c^2 + (6229,76 \times 600 - 6229,76 \times 390 - 8599,2308) \times c - 6229,76 \times 600 \times 60 = 0$$

$$117045 c^2 + 1316848,831 c - 224271360 = 0$$

Dari persamaan didapatkan nilai $c = 38,508$ mm

$$a = \beta \times c = 0,85 \times 42,598 = 32,732$$
 mm

Dicoba nilai $c = 38,508$ mm, maka tulangan lapis 1 merupakan tulangan tekan dan 2,3 merupakan tulangan tarik.

2. Hitung luas masing-masing tulangan pada serat yang sama

$$A'st = 31 D_{16} = 31 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2 \\ = 6229,76$$
 mm

$$A'st = 2 D_{16} = 2 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2 \\ = 401,92$$
 mm

$$A'st = 31 D_{16} = 31 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2 \\ = 6229,76$$
 mm²

3. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap pusat plastis

$$d' = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (1/2 \times \text{diameter As1}) \\ = 40 + 12 (1/2 \times 16) \\ = 60$$
 mm

Tengah-tengah penampang $h/2 = 400/2 = 200$ mm

Lihat gambar

$$Z1 = 200 - 60 = 140 \text{ mm}$$

$$Z2 = 140 - 140 = 0 \text{ mm}$$

$$Z3 = Z1 = 140 \text{ mm}$$

4. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap serat atas penampang.

Lihat gambar :

$$d1 = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (1/2 \times \text{diameter As1})$$

$$= 40 + 12 (1/2 \times 16)$$

$$= 60 \text{ mm}$$

$$d2 = 60 + 140 = 200 \text{ mm}$$

$$d3 = 200 + 140 = 340 \text{ mm}$$

untuk daerah tekan

$$\varepsilon s' / ec' = \frac{c - d'}{c} \quad \varepsilon s1' = \frac{c - d'}{c} \times ec'$$

$$fs1' = \varepsilon s' \times Es = \frac{c - d'}{c} \times ec' \times Es = \frac{c - d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs1' = \frac{c - d'}{c} \times 600 = \frac{38,508 - 60}{38,508} \times 600 = - 334,870 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $fs1' = - 334,870 \text{ Mpa}$

untuk daerah Tarik

$$\varepsilon s' / ec' = \frac{d' - c}{c} \quad \varepsilon s1' = \frac{d' - c}{c} \times ec'$$

$$fs2' = \varepsilon s' \times Es = \frac{d' - c}{c} \times ec' \times Es = \frac{d' - c}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs2' = \frac{d' - c}{c} \times 600 = \frac{200 - 38,508}{38,508} \times 600 = 2516,235 \text{ Mpa} > 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $fs2' = 390 \text{ Mpa}$

$$fs3' = \frac{d'-c}{c} \times 600 = \frac{340 - 38,508}{38,508} \times 600 = 4697,600 \text{ Mpa} > 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $fs3' = 390 \text{ Mpa}$

5. Gaya-gaya yang bekerja pada elemen dinding geser

$$Cc = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 32,732 \times 5400$$

$$= 4507196,4 \text{ N}$$

$$Cs1 = Ast' \times fs1'$$

$$= 6229,76 \times (-334,870)$$

$$= -2086162,674 \text{ N}$$

$$Ts2 = Ast' \times fs2' = 401,92 \times 390 = 156748,8 \text{ N}$$

$$Ts3 = Ast' \times fs3' = 6229,76 \times 390 = \underline{\underline{2429606,4 \text{ N}}} +$$

$$Ts = 2586355,2 \text{ N}$$

$$\text{Kontrol } \sum H = 0$$

$$Cc + Cs - Ts + Pn = 0$$

$$4507169,843 + (-2086162,674) - 2586355,2 + 8599.230769 = 0$$

$$0 = 0 \text{ N OK....}$$

Kontrol $\sum H = 0$, maka perhitungan dilanjutkan

6. Perhitungan Momen terhadap titik berat penampang.

$$Zc = h/2 - a/2 = 400/2 - 38,508/2 = 180,746 \text{ mm}$$

$$Mnc = Cc \times Zc = 4507196,4 \times 180,746 = 814657720,5 \text{ Nmm}$$

$$Mn1 = Cs1 \times Z1 = - 2086162,674 \times 140 = - 292062774,4 \text{ Nmm}$$

$$Mn2 = Ts2 \times Z2 = 156748,8 \times 0 = 0 \text{ Nmm}$$

$$Mn3 = Ts3 \times Z3 = 2429606,4 \times 140 = 340144896 \text{ Nmm} +$$

$$\sum Mn = 2786609442,1 \text{ Nmm}$$

$$= 2786,609 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{Mn Perlu} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{1796,208}{0,65} = 2763,40 \text{ kNm}$$

$$Mn = 2786,609 \text{ kNm} > \mathbf{Mn Perlu} = 2763,40 \text{ kNm} \dots\dots \text{ok}$$

4.1.1.3 penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z

$$bw = 400 \text{ mm} \quad f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$lw = 5400 \text{ mm} \quad fy = 390 \text{ Mpa}$$

$$h = 5400 \text{ mm} \quad d = 3251,538 \text{ mm}$$

$$d = \frac{A's_{31} \times d_1 + A's_{30} \times d_2 + A's_{29} \times d_3 + A's_{28} \times d_4 + A's_{27} \times d_5 + \dots + A's_6 \times d_6}{A's_{31} + A's_{30} + A's_{29} + A's_{28} + A's_{27} + A's_{26} + \dots + A's_6}$$

$$= \frac{401,92 \times 6 + 401,92 \times 16 + 401,92 \times 26 + 401,92 \times 38 + \dots + 401,92 \times 450}{4019,20}$$

$$= \frac{13854182,4}{5225}$$

$$= 2651,538 \text{ mm}$$

d = jarak serat atas penampang ke pusat tulangan Tarik

= daerah tulangan tekan (c) + daerah tulangan Tarik

$$= 600 + 2651,538$$

$$= 3251,538 \text{ mm}$$

(d di tinjau dari lw)

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 11.1

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 17666 \text{ kg}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

$V_c = V$ yang disumbangkan oleh beton

$V_s = V$ yang disumbangkan tulangan

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left[1 + \frac{5589,5}{14 \times 2160000} \right] \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 3251,538 \\ &= 1257112,195 \text{ N} = 125711,22 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u > 1/2 \Phi V_c$$

$$176660 \text{ N} > 1/2 \times 0,65 \times 125711,22$$

176660 N > 40856,147 N maka diperlukan tulangan geser minimum

Tulang geser perlu \longrightarrow V_s Perlu = $V_u / \Phi - V_c$

$$\begin{aligned} &= 176660 / 0,65 - 125511,22 \\ &= 271784,615 - 125711,22 \\ &= 146073,395 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 buah Φ 12 dengan jarak 100

A_v adalah luas penampang tulangan geser

$$A_v = 1/4 \times \pi \times d^2$$

$$A_v = 2 \times 1/4 \times 3.14 \times 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Syarat:

$$A_v \geq \frac{75 \sqrt{f'_c} \times b_w \times s}{1200 \times f_y}$$

$$226,08 \text{ mm}^2 \geq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 400 \times 100}{1200 \times 390}$$

$$226,08 \text{ mm}^2 \geq 52,666 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 21.6.4.1 hal 183 menentukan panjang

daerah sendi plastis (l_o) ialah

$1/6 \times \text{bentang bersih dinding geser}$

$$1/6 \times 5400 = 900 \text{ mm}$$

Tinggi komponen struktur pada muka joint

$$T_1 = 5400 \text{ mm}$$

$$T_2 = 400 \text{ mm}$$

$$450 \text{ cm}$$

Maka panjang daerah sendi plastis (l_o) diambil yang terbesar ialah 900 mm

Untuk point 2 t_1 diabaikan karena melebih tinggi dinding geser yang ditinjau.

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 21.6.4.3 hal 182 menentukan spasi

tulangan transversal sepanjang (l_o) ialah

6 x diameter longitudinal

$$6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

1/2 x dimensi minimum komponen struktur

$$1/2 \times 400 = 200 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \frac{400-hx}{3} = 100 + \frac{350-307}{3}$$

$$= 114,333 \text{ mm}$$

Maka jarak yang dipakai ialah jarak yang terkecil ialah 100 mm

Jarak tulangan transversal diluar sendi plastis ditetapkan pada SNI24887-2013

pasal 21.3.5.4

$$S < d/2$$

$$s = 220 \text{ mm}$$

$$d/2 = 3251,538 / 2 = 1687,308 \text{ mm}$$

$$1687,308 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

Jarak yang dipakai dipilih yang paling kecil adalah 100 mm

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 125503,242 + 146281,373$$

$$V_n = 130382 + 190449,792 = 271784,615 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n = 0,65 \times 271784,615 = 176659,999 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$176659,999 \text{ kg} \geq 17666 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{ ok}$$

4.1.1.4 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah X

$$bw = 5400 \text{ mm}$$

$$lw = 400 \text{ mm}$$

$$d = 340 \text{ mm}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$fy = 390 \text{ Mpa}$$

d = jarak serat atas penampang ke pusat tulangan Tarik

$$= 340 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.1

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 17666 \text{ kg}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_c = V yang disumbangkan oleh beton

V_s = V yang disumbangkan tulangan

$$V_c = 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] x \lambda x \sqrt{f'c} x b_w x d$$

$$= 0,17 \left[1 + \frac{5589,5}{14 x 2160000} \right] x 1 x \sqrt{30} x 5400 x 340$$

$$= 1709867,637 \text{ N} = 170986,76 \text{ kg}$$

$$V_u > 1/2 \Phi V_c$$

$$1766600 \text{ N} > 1/2 x 0,65 x 1709867,637$$

$1766600 \text{ N} > 555706,982 \text{ N}$ maka diperlukan tulangan geser minimum

Tulangan geser perlu \longrightarrow V_s perlu = $V_u / \Phi - V_c$

$$= 176660 / 0,65 - 1709867,637$$

$$= 271784,615 - 1709867,637$$

$$= 100797,852 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-203 pasal 11.4. 7.2 hal 93

Direncanakan tulangan geser 30 buah **Φ12** jarak 100 mm

$$Av = 1/4 \times \pi \times d^2$$

Av adalah luas penampang tulangan geser

$$Av = 30 \times 1/4 \times 3.14 \times 12^2$$

$$= 3391,2 \text{ mm}^2$$

Syarat:

$$Av \leq \frac{75 \sqrt{f'c} \times bw \times s}{1200 \times fy}$$

$$3391,2 \text{ mm}^2 \leq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 5400 \times 100}{1200 \times 390}$$

$$3391,2 \text{ mm}^2 \geq 473,991 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4. 7.2 hal 93

$$S = Av \times fy \times d / Vs$$

$$= 3391,2 \times 390 \times 340 / 100797,852$$

$$= 8624,867 \text{ mm}$$

Untuk daerah sendi plastis (lo) sesuai perhitungan sebelum ialah sepanjang dengan jarak tulangan transversal sebesar 100 mm

Jarak tulangan transversal diluar sendi plastis menurut SNI 2487-2013 pasal 12.3.5.4

$$S < d/2$$

$$S = 220$$

$$d/2 = 340 / 2 = 170 \text{ mm}$$

Jarak yang dipakai dipilih yang paling kecil adalah 100 mm

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 170987,637 + 100797,852 = 271785 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n = 0,65 \times 271785 = 176660 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$176660 \text{ kg} \geq 17666 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{ ok}$$

4.1.1.5 Panjang sambungan lewatan tulangan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.2

$$c = 2 \times 16 = 32$$

$$ld = f_y \Psi_t \Psi_e x db / 2,1 \lambda$$

Dimana:

$$\Psi_t = 1 \quad \Psi_e = 1 \quad \lambda = 1$$

$$ldb = \frac{1,38 \times 390 \times 200,96}{32 \times \sqrt{30}} = 417,3124 \text{ mm}$$

$$ld = 1,3 \times 417,3124 = 542,506 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.3 sambungan lewatan tidak boleh terjadi pada:

Dalam joint

2 x tinggi komponen struktur dari muka joint

$$2 \times 5400 = 10800 \text{ mm}$$

$$2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

Nilai yang dipakai adalah 800 mm

Diluar sendi plastis.

Berdasarkan SNI 2847- 2013 pasal 21.5.2.3 tentang jarak tulangan transversal pada panjang penyaluran ialah

$$340 / 4 = 400 / 4 = 85 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm}$$

Maka jarak tulangan tranversal diambil lebih kecil dari nilai syarat yang terkecil 55 mm

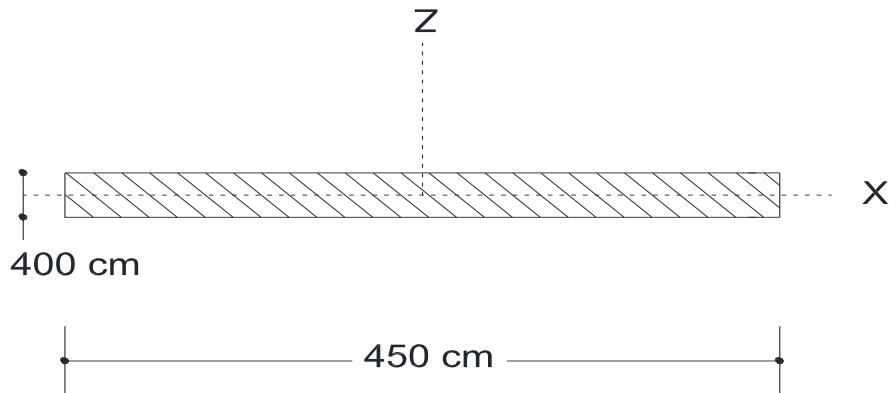
4.2 Perhitungan penulangan dinding geser

4.2.1 Data Perencanaan

- ❖ Kuat tekan beton (fc) : 30 Mpa
- ❖ Tegangan leleh tulangan ulir (fy) : 390 Mpa
- ❖ Tegangan leleh tulangan polos (fy) : 240 Mpa
- ❖ Faktor reduksi kekuatan
 - Lentur dan tekan aksial : 0,65
 - Geser ϕ : 0,65

(SNI 2847 – 2013 hlm 69 -255 .9.3.4 pasal 22)

Luas penampang dinding geser = $4500 \times 400 = 1800000 \text{ mm}^2$



$$bc = 0,02 \cdot l_w \sqrt{\mu\phi}$$

$$= 0,02 \cdot 4500 \cdot \sqrt{5}$$

$$= 201,246 \text{ mm}$$

- $b \geq h_1 / 16$

$$h_1 / 16 = 4500 / 16$$

$$= 281,25 \text{ mm}$$

- $b_w \geq h_1/16 \geq b_c$

$$400 \geq 281,25 \geq 201,246 \text{ mm}$$

Maka nilai b yang dipakai adalah 400 mm

- $b_1 \geq b_c \cdot l_w / 10 \cdot b$

$$b_c \cdot l_w / 10 \cdot b = 201,246 \times 4500 / 10 \cdot 400$$

$$= 226,402 \text{ mm}$$

- $b_1 \geq b_c^2 / b$

$$b_c^2 / b = 201,246^2 / 400$$

$$= 101,250 \text{ mm}$$

- $b_1 \geq h_1/16$

$$\geq 4500/16$$

$$\geq 281,25 \text{ mm}$$

Jadi jarak untuk dimensi dinding geser pada bagian ujung

Penulangan ditinjau pada arah Z untuk $h = 4,5 \text{ m}$

Diketahui;

Dari hasil running staadpro diperoleh nilai M_u dan P_u

$$M_u = 1796,208 \text{ kNm}$$

$$P_u = 558,95 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{1796,208}{0,65} = 2763,396923 \text{ kNm}$$

$$= 2763396923 \text{ Nmm}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\Phi} = \frac{558,95}{0,65} = 859,9230769 \text{ kN}$$

$$= 859923,0769 \text{ N}$$

Tulangan memanjang = 16 mm

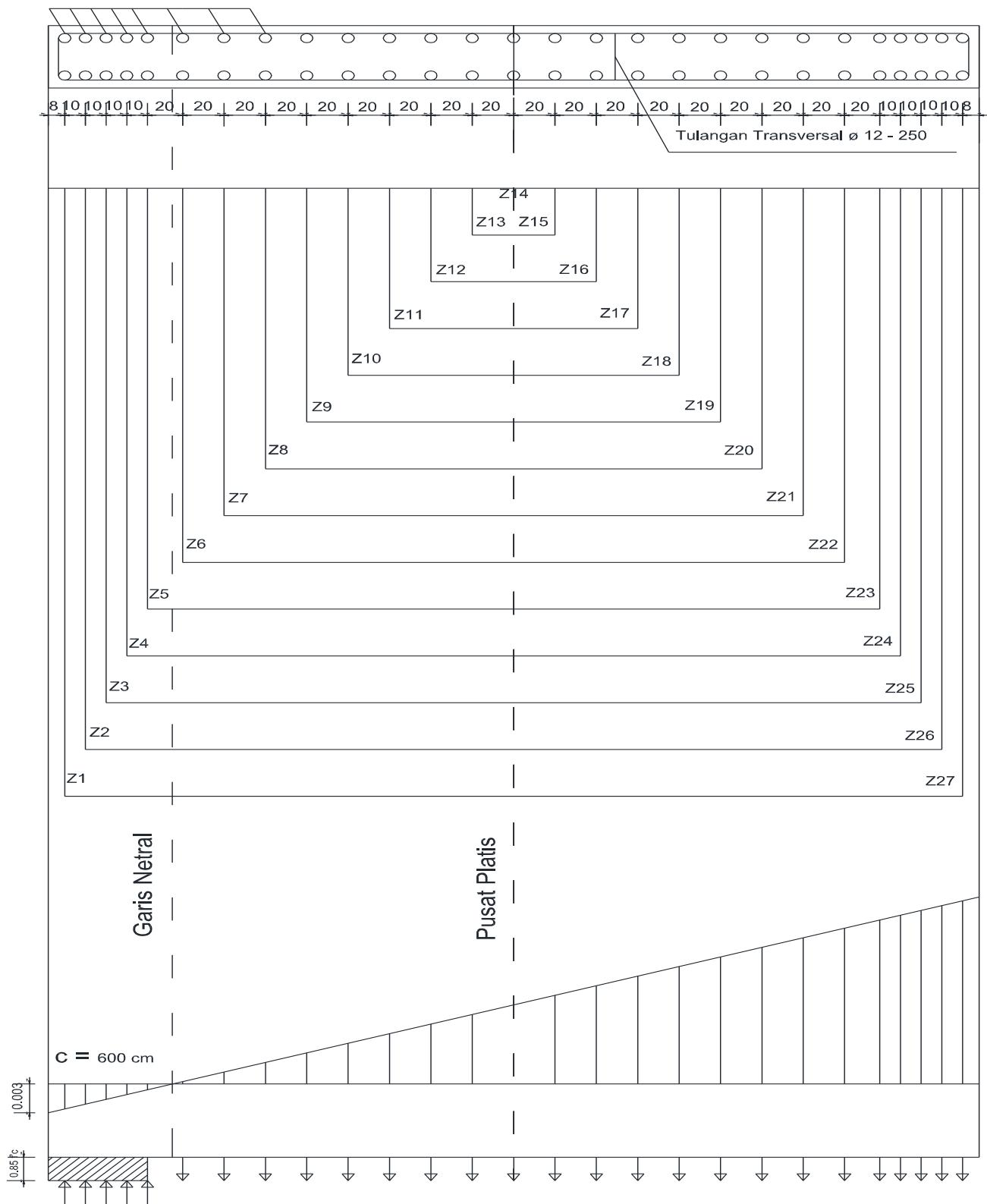
Tulangan horizontal = 12 mm

Selimut beton = 40 mm

Panjang dinding geser = 4500 mm

Lebar dinding geser = 400 mm

Tulangan longitudinal 27 D 16



Menghitung jarak murni spasi antara tulangan ujung dinding geser

= b1 – (2 x tebal selimut beton) – (2 x diameter sengkang) – (2 x ½ x tulangan longitudinal)

$$= 400 - (2 \times 40) - (2 \times 12) - (2 \times 0.5 \times 16)$$

$$= 274 \text{ mm}$$

Bila direncanakan jarak antara tulangan, s = 100 mm, maka didapat:

$$n = 274 / 100 = 2,74 \sim 3 \text{ buah}$$

Menghitung jarak murni spasi antara tulangan badan dinding geser

$$lw = 4500 - (2 \times 400) = 3700 \text{ mm}$$

Bila direncanakan jarak antara tulangan, s = 220 mm, maka didapat:

$$n = \frac{3700}{200} = 16,8 \text{ buah}$$

$$\text{Karena } fc' = 30 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0,85 - \frac{fc' - 30}{7} \times 0,005$$

$$= 0,85 - \frac{30 - 30}{7} \times 0,005$$

$$= 0,850$$

Menghitung Momen Nominal

Tentukan daerah Tarik dan daerah tekan dengan mencoba nilai c, dimana c adalah garis netral.

Dicoba nilai c = 60 cm

Maka tulangan lapis 1, 2, 3, 4, dan 5 merupakan tulangan tekan dan 6 s/d 25 merupakan tulangan Tarik

4.2.1.1 Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z

$$MU = 179620,8 \text{ kgm} = 1796,208 \text{ kNm}$$

$$Pu = 558,95 \text{ kg}$$

$$Mn = \frac{\mu u}{\Phi} = \frac{1796,208}{0,65} = 2763,397 \text{ knm}$$

$$Pn = \frac{pu}{\Phi} = \frac{558,95}{0,65} = 859,923 \text{ kg}$$

9. Dicoba tulangan longitudinal 25 D 16

10. Menentukan c (garis netral) dengan trial error

$$c = 60 \text{ cm}$$

Maka tulangan no 1-5 ialah tulangan tekan dan tulangan no 6-25 adalah tulangan Tarik

Untuk tulangan Tekan

$$A's = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$A's1 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}$$

Untuk tulangan tarik

$$A_s = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$A_s6 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}$$

A's1	401,92	A's9	401,92	A's17	401,92	A's25	401,92
A's2	401,92	A's10	401,92	A's18	401,92		
A's3	401,92	A's11	401,92	A's19	401,92		
A's4	401,92	A's12	401,92	A's20	401,92		

A's5	401, 92	A's13	401, 92	A's21	401, 92
A's6	401, 92	A's14	401, 92	A's22	401, 92
A's7	401, 92	A's15	401, 92	A's23	401, 92
A's8	401, 92	A's16	401, 92	A's24	401, 92

Tabel 4.1 luas tulangan pada masing – masing serat

Menghitung jarak masing- masing tulangan terhadap serat penampang atas dan menghitung masing-masing tulangan terhadap tengah-tengah penampang (pusat plastis)

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{selimut beton} + \text{diameter sengkang} + 1/2 \text{ diameter tulangan As1} \\
 &= 400 + 120 + 160/2 \\
 &= 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Pusat plastis} = \text{panjang penampang dinding geser} / 2$$

$$= \frac{4500}{2} = 2250 \text{ mm} = 225 \text{ cm}$$

di	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm
d1	60	d9	1420	d17	3310	d25	4500
d2	160	d10	1650	d18	3540		
d3	260	d11	1890	d19	3770		
d4	380	d12	2130	d20	4000		
d5	500	d13	2370	d21	4120		
d6	730	d14	2610	d22	4240		
d7	960	d15	2850	d23	4340		

d8	1190	d16	3080	d24	4440
----	------	-----	------	-----	------

Tabel 4.2 jarak masing-masing tulangan pada serat penampang atas

yi	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm	di	Jarak cm
y1	2190	y9	830	y17	-1060	y25	2190
y2	2090	y10	600	y18	1290		
y3	1990	y11	360	y19	1520		
y4	1870	y12	120	y20	1750		
y5	1750	y13	-120	y21	1870		
y6	1520	y14	-360	y22	1990		
y7	1290	y15	-600	y23	2090		
y8	1060	y16	-830	y24	2090		

Tabel 4.3 jarak masing-masing tulangan terhadap tengah-tengah penampang

Menghitung regangan yang terjadi untuk daerah tekan

$$\epsilon_s / \epsilon_c = \frac{c-d}{c} \quad \epsilon_{s1} = \frac{c-d_1}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0,003$$

$$= \frac{600-60}{600} \times 0,003$$

$$= 0,00270$$

Menghitung regangan yang terjadi untuk daerah Tarik

$$\epsilon_s / \epsilon_c = \frac{d-c}{c} \quad \epsilon_{s6} = \frac{d_6-c}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0,003$$

$$= \frac{730-600}{600} \times 0,003$$

$$= 0,00065$$

ε_s i	Jarak cm	ε_s i	Jarak cm	ε_s i	Jarak cm	ε_s i	Jarak cm
$\varepsilon_s 1$	0,00270	$\varepsilon_s 9$	0,00410	$\varepsilon_s 17$	0,01355	$\varepsilon_s 25$	0,01920
$\varepsilon_s 2$	0,00220	$\varepsilon_s 10$	0,00525	$\varepsilon_s 18$	0,01470		
$\varepsilon_s 3$	0,00170	$\varepsilon_s 11$	0,00645	$\varepsilon_s 19$	0,01585		
$\varepsilon_s 4$	0,00110	$\varepsilon_s 12$	0,00765	$\varepsilon_s 20$	0,01700		
$\varepsilon_s 5$	0,00050	$\varepsilon_s 13$	0,00885	$\varepsilon_s 21$	0,01760		
$\varepsilon_s 6$	0,00065	$\varepsilon_s 14$	0,01005	$\varepsilon_s 22$	0,01820		
$\varepsilon_s 7$	0,00180	$\varepsilon_s 15$	0,01125	$\varepsilon_s 23$	0,01870		
$\varepsilon_s 8$	0,00295	$\varepsilon_s 16$	0,01240	$\varepsilon_s 24$	0,01870		

Tabel 4.4 regangan

11. Menghitung nilai tegangan untuk daerah tekan

$$f's = \varepsilon's \times E_s$$

$$f's_1 = 0,00270 \times 200000 = 540 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $f_s = 390 \text{ Mpa}$

12. menghitung nilai tegangan untuk daerah tarik

$$f's = \varepsilon's \times E_s$$

$$f's_6 = 0,00055 \times 200000 = 130 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $f_s = 130 \text{ Mpa}$

f'_s i	Mpa	f'_s i	Mpa	f'_s i	Mpa	f'_s i	Mpa
$f'_s 1$	540	$f'_s 9$	820	$f'_s 17$	2710	$f'_s 25$	3900
$f'_s 2$	440	$f'_s 10$	1050	$f'_s 18$	2940		
$f'_s 3$	340	$f'_s 11$	1290	$f'_s 19$	3170		

f's 4	220	f's 12	1530	f's 20	3400
f's 5	100	f's 13	1770	f's 21	3520
f's 6	130	f's 14	2010	f's 22	3640
f's 7	360	f's 15	2250	f's 23	3740
f's 8	590	f's 16	2480	f's 24	3840

Tabel 4.5 tabel nilai tegangan

f's i	Mpa	f's i	Mpa	f's i	Mpa	f's i	Mpa
f's 1	390	f's 9	390	f's 17	390	f's 25	390
f's 2	390	f's 10	390	f's 18	390	f's 26	390
f's 3	340	f's 11	390	f's 19	390		
f's 4	220	f's 12	390	f's 20	390		
f's 5	100	f's 13	390	f's 21	390		
f's 6	130	f's 14	390	f's 22	390		
f's 7	360	f's 15	390	f's 23	390		
f's 8	390	f's 16	390	f's 24	390		

Tabel 4.6 tegangan yang dipakai

13. Besar gaya-gaya yang bekerja

$$Cc = \text{Gaya tekan beton}$$

$$= 0,85 \times f'c \times a \times b = 0,85 \times f'c \times \beta \times c \times b$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,85 \times 60 = 510 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 600 \times 400$$

$$= 520200 \text{ N} = 5202,00 \text{ kN}$$

Untuk daerah tekan

$C_s = \text{Gaya tekan tulangan}$

$$= A's \times f's$$

$$C_{s1} = A's_1 \times f's_1$$

$$= 401,92 \times 390$$

$$= 156749 \text{ N} = 156,749 \text{ kN}$$

Untuk daerah Tarik

$T_s = \text{Gaya Tarik tulangan}$

$$= A_s \times f's$$

$$T_{s6} = A_{s6} \times f's_6$$

$$= 401,92 \times 390$$

$$= 156749 \text{ N} = 156,749 \text{ kN}$$

Cs 1	156,749	Ts 9	156,749	Ts 17	156,749	Ts 25	156,749
Cs 2	156,749	Ts 10	156,749	Ts 18	156,749	Ts 26	156,749
Cs 3	136,65	Ts 11	156,749	Ts 19	156,749		
Cs 4	88,42	Ts 12	156,749	Ts 20	156,749		
Cs 5	40,19	Ts 13	156,749	Ts 21	156,749		
Ts 6	52,25	Ts 14	156,749	Ts 22	156,749		
Ts 7	144,69	Ts 15	156,749	Ts 23	156,749		
Ts 8	156,749	Ts 16	156,749	Ts 24	156,749		

Tabel 4.7 gaya-gaya yang bekerja pada elemen dinding geser

$$\sum C_s = C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4} + C_{s5}$$

$$= 156,749 + 156,749 + 136,65 + 88,42 + 40,19$$

$$= 578,76 \text{ kN}$$

$$\sum T_s = T_{s6} + T_{s7} + T_{s8} + T_{s9} + T_{s10} + T_{s11} + T_{s12} + T_{s13} + T_{s14} + T_{s15} +$$

$$T_{s16} + T_{s17} + T_{s18} + T_{s19} + T_{s20} + T_{s21} + T_{s22} + T_{s23} + T_{s24} +$$

$$T_{s25}$$

$$\sum T_s = 52,25 + 144,69 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 +$$

$$156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 +$$

$$156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 + 156,749 +$$

$$156,749$$

$$= 3018,42 \text{ kN}$$

$$\text{Kontrol } \sum H = 0$$

$$C_c + \sum C_s - \sum T_s - P_n$$

$$C_c + (C_{s1} + C_{s2} + \dots + C_{s5}) - (T_{s6} + T_{s7} + \dots + T_{s26}) - P_n = 0$$

$$5202 + 578,76 + 3018,42 + 8599231 = 0$$

$$-5836,885 = 0$$

- Menghitung momen terhadap titik berat penampang

$$M_{nc} = C_c \times Y_c$$

$$Y_c = h/2 - a/2$$

$$a = \beta \times c$$

Maka

$$a = 0,85 \times 600$$

$$= 510 \text{ mm}$$

$$yc = 2250 - 225$$

$$= 1995 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = 5202 \times 1995$$

$$= 10377990 \text{ kNm}$$

$$= 10377,99 \text{ kNm}$$

Untuk daerah tekan

$$M_{n1} = cs_1 \times y_1$$

$$= 156.749 \times 2190$$

$$= 343279,9 \text{ kNcm}$$

$$= 3432,899 \text{ kNm}$$

Untuk daerah Tarik

$$M_{n6} = Ts_6 \times y_6$$

$$= 52,2 \times 1520$$

$$= 79419,39 \text{ kNcm}$$

$$= 794,194 \text{ kNm}$$

Mn	kN		kN		kN		kN
Mn 1	3432,89	Mn 9	1301,02	Mn 17	-1661,537	Mn 25	3526,848
Mn 2	3276,05	Mn 10	940,493	Mn 18	2022,060		
Mn 3	2719,39	Mn 11	564,296	Mn 19	2382,582		
Mn 4	1653,50	Mn 12	188,099	Mn 20	2743,104		
Mn 5	703,36	Mn 13	-188,099	Mn 21	2931,203		
f's 6	794,19	Mn 14	-564,296	Mn 22	3119,301		
Mn 7	1866,52	Mn 15	-940,493	Mn 23	3276,050		
Mn 8	1661,54	Mn 16	-1301,015	Mn 24	3432,799		

Tabel 4.8 momen nominal

$$\sum \text{Mn} = \text{Mn 1} + \text{Mn 2} + \text{Mn 3} + \text{Mn 4} + \text{Mn 5}$$

$$= 3432,89 + 3276,05 + 2719,39 + 1653,50 + 703,36$$

$$= 26094,66 \text{ kN}$$

$$\sum \text{Mn} = \text{Mn 6} + \text{Mn 7} + \text{Mn 8} + \text{Mn 9} + \text{Mn 10} + \text{Mn 11} + \text{Mn 12} + \text{Mn 13} +$$

$$\text{Mn 14} + \text{Mn 15} + \text{Mn 16} + \text{Mn 17} + \text{Mn 18} + \text{Mn 19} + \text{Mn 20} + \text{Mn}$$

$$21 + \text{Mn 22} + \text{Mn 23} + \text{Mn 24} + \text{Mn 25}$$

$$\sum \text{Mn} = 794,19 + 1866,52 + 1661,54 + 1301,02 + 940,493 + 564,296$$

$$+ 188,099 + 0 + -188,099 + -564,296 + -940,493 + -1301,015 + -1661,537 +$$

$$2022,060 + 2382,582 + 2743,104 + 2931,203 + 3119,301 + 3276,050$$

$$+ 3432,799 + 3526,848$$

$$= 26094,66 \text{ kN}$$

Kontrol Mn > Mn Perlu

$$\text{Mn} = \text{Pn.e} = \text{Cc} \times \text{yc} + \sum \text{Cs} \times \text{Y1} + \sum \text{Ts} \times \text{yi}$$

$$= \text{Mnc} + (\text{Mn1} + \dots + \text{Mn5}) + (\text{Mn6} + \dots + \text{Mn26})$$

$$= 10377,99 + 11785,10 + 26094,66$$

$$= 4825,774 \text{ kNm}$$

Maka, 4825,774 kNm > 2763,397 kNm ok.....

4.2.1.2 Penulangan longitudinal pada segmen 1 ditinjau dari arah X

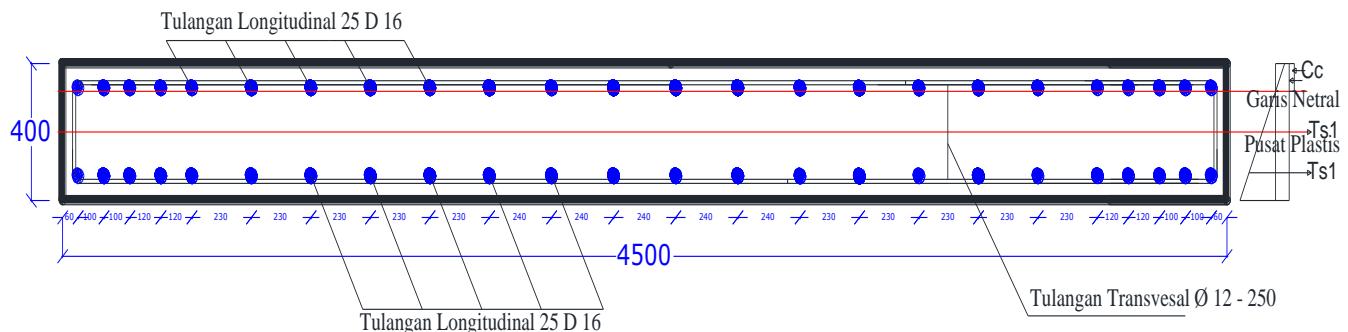
$$Mu = 179620.8 \text{ kgm} = 1796.208 \text{ kNm}$$

$$Pu = 558,95 \text{ kg} = 5589,5 \text{ N}$$

$$Fy = 390 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,85$$

$$Pn = \frac{558,95}{0,65} = 859.9230769 \text{ N}$$



➤ Menghitung momen nominal

1. Tentukan daerah Tarik dan daerah tekan dengan mencoba nilai $c = \text{garis netral}$. Apabila persamaan tersebut dikalikan c , maka:

$$(0,85 \times f_{c'} \times \beta \times c^2 \times b) + A'st \times (600(c - d1)) - (Ast \times f_y + Pn) \times c = 0$$

Setelah dilakukan pengelompokan, maka didapatkan persamaan kuadrat:

$$(0,85 \times f_{c'} \times \beta \times c^2 \times b) + (A'st \times 600x c - A'st \times 600 \times d1) - (Ast \times f_y \times c) + Pu \times c = 0$$

$$(0,85 \times f_{c'} \times \beta \times b) \times c^2 + (A'st \times 600 - Ast \times f_y \times Pn) \times c - A'st \times 600 \times d' = 0$$

$$(0,85 \times 30 \times 0,85 \times 4500) \times c^2 + (5224,96 \times 600 - 5224,96 \times 390 -$$

$$8599,2308) \times c - 5224,96 \times 600 \times 60 = 0$$

$$97537,5 c^2 + 1105840,831 c - 188098560 = 0$$

Dari persamaan didapatkan nilai $c = 38,610$ mm

$$a = \beta \times c = 0,85 \times 38,610 = 32,818$$
 mm

Dicoba nilai $c = 38,508$ mm, maka tulangan lapis 1 merupakan tulangan tekan dan 2,3 merupakan tulangan tarik.

2. Hitung luas masing-masing tulangan pada serat yang sama

$$A'_{st} = 25 D_{16} = 25 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 4823,04$$
 mm

$$A'_{st} = 2 D_{16} = 2 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 401,92$$
 mm

$$A'_{st} = 25 D_{16} = 25 \times 1/4 \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 4823,04$$
 mm

3. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap pusat plastis

$$d' = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (1/2 \times \text{diameter As1})$$

$$= 40 + 12 (1/2 \times 16)$$

$$= 60$$
 mm

$$\text{Tengah-tengah penampang } h/2 = 400/2 = 200 \text{ mm}$$

Lihat gambar

$$Z_1 = 200 - 60 = 140 \text{ mm}$$

$$Z_2 = 140 - 140 = 0 \text{ mm}$$

$$Z_3 = Z_1 = 140 \text{ mm}$$

4. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap serat atas penampang.

Lihat gambar :

$$d1 = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (1/2 \times \text{diameter As1})$$

$$= 40 + 12 (1/2 \times 16)$$

$$= 60 \text{ mm}$$

$$d2 = 60 + 140 = 200 \text{ mm}$$

$$d3 = 200 + 140 = 340 \text{ mm}$$

untuk daerah tekan

$$\epsilon_{s'} / \epsilon_{c'} = \frac{c - d'}{c} \quad \epsilon_{s1'} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_{c'}$$

$$fs1' = \epsilon_{s'} \times Es = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_{c'} \times Es = \frac{c - d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs1' = \frac{c - d'}{c} \times 600 = \frac{38,610 - 60}{38,610} \times 600 = -332,402 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $fs1' = -332,402 \text{ Mpa}$

untuk daerah Tarik

$$\epsilon_{s'} / \epsilon_{c'} = \frac{d' - c}{c} \quad \epsilon_{s1'} = \frac{d' - c}{c} \times \epsilon_{c'}$$

$$fs2' = \epsilon_{s'} \times Es = \frac{d' - c}{c} \times \epsilon_{c'} \times Es = \frac{d' - c}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs2' = \frac{d' - c}{c} \times 600 = \frac{200 - 38,610}{38,610} \times 600 = 2508,003 \text{ Mpa} > 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $fs2' = 390 \text{ Mpa}$

$$fs3' = \frac{d' - c}{c} \times 600 = \frac{340 - 38,610}{38,610} \times 600 = 4683,605 \text{ Mpa} > 390 \text{ Mpa}$$

Maka digunakan $fs3' = 390 \text{ Mpa}$

5. Gaya-gaya yang bekerja pada elemen dinding geser

$$Cc = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 32,818 \times 4500$$

$$= 3765920,202 \text{ N}$$

$$Cs1 = Ast' \times fs1'$$

$$= 5224,96 \times (-332,402)$$

$$= - 1736787,154 \text{ N}$$

$$Ts2 = Ast' \times fs2' = 401,92 \times 390 = 156748,8 \text{ N}$$

$$Ts3 = Ast' \times fs3' = 5224,96 \times 390 = 2037734,4 \text{ N} \quad +$$

$$Ts = 2194483,2 \text{ N}$$

Kontrol $\sum H = 0$

$$Cc + Cs - Ts + Pn = 0$$

$$3765920 + (- 1736785,033) - 2037734,4 + 8599.230769 = 0$$

$$0 = 0 \text{ N} \quad \text{OK....}$$

Kontrol $\sum H = 0$, maka perhitungan dilanjutkan

6. Perhitungan Momen terhadap titik berat penampang.

$$Zc = h/2 - a/2 = 400/2 - 32,818/2 = 183,591 \text{ mm}$$

$$Mnc = Cc \times Zc = 3765920,202 \times 183,591 = 691388158,3 \text{ Nmm}$$

$$Mn1 = Cs1 \times Z1 = - 1736785,033 \times 140 = - 243149904,6 \text{ Nmm}$$

$$Mn2 = Ts2 \times Z2 = 156748,8 \times 0 = 0 \text{ Nmm}$$

$$Mn3 = Ts3 \times Z3 = 2037734,4 \times 140 = 285282816 \text{ Nmm} \quad +$$

$$\sum Mn = 7335210697 \text{ Nmm}$$

$$= 7335,211 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{Mn \ Perlu} = \frac{\mathbf{Mu}}{\Phi} = \frac{1796,208}{0,65} = 2763,40 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{Mn} = 7335,211 \text{ kNm} > \mathbf{Mn \ Perlu} = 2763,40 \text{ kNm} \dots \dots \text{ok}$$

4.2.1.3 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah Z

$$bw = 400 \text{ mm}$$

$$lw = 4500 \text{ mm}$$

$$d = 2827 \text{ mm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$h = 5400 \text{ mm}$$

$$d = \frac{A's_{25} \times d_1 + A's_{25} \times d_2 + A's_{24} \times d_3 + A's_{23} \times d_4 + A's_{22} \times d_5 + \dots + A's_{20} \times d_{20}}{A's_{25} + A's_{25} + A's_{24} + A's_{23} + A's_{22} + A's_{21} + \dots + A's_1}$$

$$= \frac{401,92 \times 6 + 401,92 \times 16 + 401,92 \times 26 + 401,92 \times 38 + \dots + 401,92 \times 450}{4019,20}$$

$$= \frac{9473254}{4019,20}$$

$$= 2227 \text{ mm}$$

d = jarak serat atas penampang ke pusat tulangan Tarik

= daerah tulangan tekan (c) + daerah tulangan Tarik

$$= 600 + 2227$$

$$= 2827 \text{ mm}$$

(d di tinjau dari lw)

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 11.1

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 59150 \text{ N} = 5915 \text{ kg}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_c = V yang disumbangkan oleh beton

V_s = V yang disumbangkan tulangan

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left[1 + \frac{5589,5}{14 \times 1800000} \right] \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 2827 \\ &= 1257302,084 \text{ N} = 125730,208 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u > 1/2 \Phi V_c$$

$$591500 \text{ N} > 1/2 \times 0,65 \times 1257302,084$$

591500 N > 408623,177 N maka diperlukan tulangan geser minimum

Tulang geser perlu

$$\begin{aligned} V_s \text{ perlu} &= V_u / - V_c \\ &= 591500 / 0,65 - 125730,208 \\ &= 910000 - 125730,208 \\ &= 784269,792 \text{ N} = 78426,979 \text{ kg} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 buah $\Phi 12$ jarak 100 mm

$$A_v = 1/4 \times \pi \times d^2$$

A_v adalah luas penampang tulangan geser

$$A_v = 2 \times 1/4 \times 3.14 \times 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Syarat:

$$A_v \leq \frac{75 \sqrt{f'c} \times bw \times s}{1200 \times fy}$$

$$226,08 \text{ mm}^2 \leq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 400 \times 100}{1200 \times 390}$$

$$226,08 \text{ mm}^2 \geq 77.243 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-3013 pasal 11.4.6.3 hal 92

$$S = \frac{A_v \min x fy}{0,062 \times \sqrt{f'c} \times bw}$$

$$= \frac{226,08 \times 390}{0,062 \times \sqrt{30} \times 400}$$

$$= 649,105 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 21.6.4.1 hal 183 menentukan panjang

daerah sendi plastis (lo) ialah

$1/6 \times \text{bentang bersih dinding geser}$

$$1/6 \times 4500 = 750 \text{ mm}$$

Tinggi komponen struktur pada muka joint

$$T_1 = 4500 \text{ mm}$$

$$T_2 = 400 \text{ mm}$$

450 cm

Maka panjang daerah sendi plastis (lo) diambil yang terbesar ialah 750 mm

Untuk point 2 t_1 diabaikan karena melebih tinggi dinding geser yang ditinjau.

Berdasarkan SNI 03 -2847-2013 pasal 21.6.4.3 hal 182 menentukan spasi

tulangan transversal sepanjang (lo) ialah

$6 \times$ diameter longitudinal

$$6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$1/2 \times$ dimensi minimum komponen struktur

$$1/2 \times 400 = 200 \text{ mm}$$

$$So = 100 + \frac{350-hx}{3} = 100 + \frac{350-307}{3}$$

$$= 114,333 \text{ mm}$$

Maka jarak yang dipakai ialah jarak yang terkecil ialah 100 mm

Jarak tulangan transversal diluar sendi plastis ditetapkan pada SNI 24887-2013

pasal 21.3.5.4

$$S < d/2$$

$$s = 230 \text{ mm}$$

$$d/2 = 2827 / 2 = 1413,5 \text{ mm}$$

$$1413,5 \text{ mm} > 230 \text{ mm}$$

Jarak yang dipakai dipilih yang paling kecil adalah 100 mm

$$Vs > 0,03 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$78426,979 \text{ N} > 0,03 \times \sqrt{30} \times 400 \times 2827$$

$$78426,979 \text{ N} > 221827,636 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 1257302,084 + 78426,979$$

$$= 1335729,063 \text{ N}$$

$$\Phi V_n = 0,65 \times 1335729,063 = 868223,891 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$868223,891 \text{ kg} \geq 5915 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{ok}$$

4.2.1.4 Penulangan transversal pada segmen 1 ditinjau dari arah X

$$bw = 4500 \text{ mm}$$

$$lw = 400 \text{ mm}$$

$$d = 340 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$h = 5400 \text{ mm}$$

d = jarak serat atas penampang ke pusat tulangan Tarik

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.1

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 17666 \text{ kg} = 5915 \text{ kg}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

$V_c = V$ yang disumbangkan oleh beton

$V_s = V$ yang disumbangkan tulangan

$$V_c = 0,17 \left[1 + \frac{Nu}{14 Ag} \right] \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$= 0,17 \left[1 + \frac{5589,5}{14 \times 1800000} \right] \times 1 \times \sqrt{30} \times 4500 \times 340$$

$$= 1424942,362 \text{ N} = 142494,236 \text{ kg}$$

$V_u > 1/2 \Phi V_c$

$$591500 \text{ N} > 1/2 \times 0,65 \times 142494,236$$

$591500 \text{ N} > 463106,268 \text{ N}$ maka diperlukan tulangan geser minimum

Tulangan geser perlu \longrightarrow V_s perlu $= V_u / \Phi - V_c$

$$= 591500 / 0,65 - 142494,236$$

$$= 910000 - 142494,236$$

$$= 767505,764 \text{ N}$$

$$= 76750,576 \text{ kg}$$

Direncanakan tulangan geser 24 buah $\Phi 12$

$$A_v = 1/4 \times \pi \times d^2$$

A_v adalah luas penampang tulangan geser

$$A_v = 24 \times 1/4 \times 3,14 \times 12^2$$

$$= 2712,96 \text{ mm}^2$$

Syarat:

$$A_v \leq \frac{75 \sqrt{f'c} \times bw \times s}{1200 \times f_y}$$

$$2712,96 \text{ mm}^2 \leq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 4500 \times 100}{1200 \times 390}$$

$$2712,96 \text{ mm}^2 \geq 394,992 \text{ mm}^2 \quad \text{ok} \dots \dots \dots$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4. 7.2 hal 93

$$S = Av \times fy \times d / Vs$$

$$= 2712,96 \times 390 \times 340 / 76750,576$$

$$= 4687,111 \text{ mm}$$

Untuk daerah sendi plastis (lo) sesuai perhitungan sebelum ialah sepanjang dengan jarak tulangan transversal sebesar 100 mm

Jarak tulangan transversal diluar sendi plastis menurut SNI 2487-2013 pasal

12.3.5.4

$$S < d/2$$

$$S = 230$$

$$d/2 = 340/2 = 170 \text{ mm}$$

Jarak yang dipakai dipilih yang paling kecil adalah 100 mm

$$Vn = 142494,236 + 76750,576 = 219244,812 \text{ kg}$$

$$\Phi Vn = 0,65 \times 219244,812 = 142509,128 \text{ kg}$$

$$\Phi Vn \geq Vu$$

$$142509,128 \text{ kg} \geq 5915 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{ok}$$

4.2.1.5 Panjang sambungan lewatan tulangan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.2

$$ld = f_y \Psi_t \Psi_e x db / 2,1 \lambda$$

Dimana:

$$\Psi_t = 1 \quad \Psi_e = 1 \quad \lambda = 1$$

$$ld = \left[\frac{390 \times 1 \times 1}{2,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \right] \times 16 = 542,514 \text{ mm}$$

$$ld = 1,3 \times 542,514 = 705,258 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.3 sambungan lewatan tidak boleh terjadi pada:

Dalam joint

2 x tinggi komponen struktur dari muka joint

2 x 4500 = 9000 mm

2 x 400 = 800 mm

Nilai yang dipakai adalah 800 mm

Diluar sendi plastis.

Berdasarkan SNI 2847- 2013 pasal 21.5.2.3 tentang jarak tulangan transversal pada panjang penyaluran ialah

$$S \leq 1/4 = 1 / 4 \times \text{dimensi terkecil} = 1 / 4 \times 340 = 85 \text{ mm}$$

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

Maka jarak tulangan transversal diambil lebih kecil dari nilai syarat yang terkecil 55 mm

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Pada perencanaan struktur dinding geser kantilever pada pembangunan gedung (MIPA) di Universitas Brawijaya Malang dibutuhkan dimensi dinding geser dengan panjang 5400 mm dan tebal 400 mm

2. Penulangan longitudinal

Rangkaian 1 – rangkaian 8 dinding geser membutukan jumlah tulangan longitudinal masing-masing rangkaian ialah 58 D 16 terbagi sebagai berikut

- Kepala dinding geser sebelah kiri terdapat tulangan 10 D16 dengan jarak antar tulangan 100 mm
- Kepala dinding geser sebelah kanan terdapat tulangan 10 D16 dengan jarak antar tulangan 100 mm
- Badan dinding geser 60 D16 dengan jarak antar tulangan 100 mm dan 200 mm

3. Penulangan transversal

- Rangkaian 1 jumlah tulangan transversal berjumlah 16 ϕ 12 dengan jarak 100 mm dan pada sambungan berjumlah 12 ϕ 12 dengan jarak 55 mm
- Rangkaian 2 – rangkaian 8 jumlah tulangan transversal berjumlah 25 ϕ 12 dengan jarak 100 mm dan pada sambungan berjumlah 10 ϕ 12 dengan jarak 55 mm

5.2 Saran

Pada perhitungan struktur dinding geser untuk gedung bertingkat diperlukan analisa perhitungan yang teliti dan cermat sehingga dapat berfungsi sesuai dengan yang direncanakan. Apalagi dinding geser adalah struktur tahan gempa yang juga menentukan kekokohan sebuah gedung bertingkat tinggi dalam masing-masing wilayah gempa yang ada

DAFTAR PUSTAKA

- paulay. T. And M.J.N.Priestley, “*Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, hal 505.
- Badan standarisasi nasional, “*standart perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung*”, SNI 1726 – 2012
- Kusuma, Gideon H.(1993). “*Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*”. Jakarta. penerbit Erlangga
- Muto, Kiyoshi, (1993). “*Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa*”. Penerbit Erlangga.halaman 153.
- Paulay.T. and M.J.N Priestley. “*Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Bulidings*”, halaman 373.
- Anonim, (2002). “*Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*”. SNI 2847 – 2013.
- Departemen Pekerjaan Umum, ”*Pedoman Perencanaan Pembebatan untuk Rumah dan Gedung*”, SKBI-1.3.53.1987
- Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.Sc, “*Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*” (*Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847*)
- R. Park and T. Paulay. (1974) “*Reinforced Concrete Structures*” John Wiley & Sons, INC.
- Jack C. McCormac “Desain beton Bertulang” (*Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847*)