

SKRIPSI

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (*SHEAR WALL*)
DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG HOTEL
SUTAN RAJA-MATARAM**



Disusun oleh :
NORBERTO DA COSTA MENDONCA
(12.21.920)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2014**

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL)
DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG HOTEL
SUTAN RAJA - MATARAM**

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

Disusun Oleh :

**NORBERTO DA COSTA MENDONCA
(12.21.920)**

Disetujui Oleh

Pembimbing I



(Ir. Eding Iskak Imananto, MT.)

Pembimbing II



(Ir. H. Sudirman Indra, MT.)

Mengetahui

Ketua Prodi Teknik Sipil S-1



(Ir. A. Agus Santosa, MT.)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014**

LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL)
DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG HOTEL
SUTAN RAJA – MATARAM

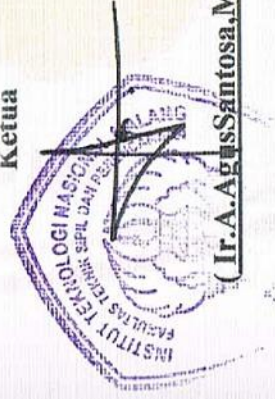
Dipertahankan dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu
(S-1) Pada hari: Jumat
Tanggal : 22 Agustus 2014
Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil

• Disusun Oleh :

NORBERTO DA COSTA MENDONCA
(12.21.920)

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir.A.Agus Santosa,MT.)

Sekretaris

(Lila Ayu Ratna W. ST. MT.)

Anggota penguji :

Penguji I

(Ir.A.Agus Santosa,MT.)

Penguji II

(Ir.Bambang Wedyantadji, MT.)

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

2014



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

Jl., Bendungan Sigura-Gura No.2 Tlpn.551951 – 551431
MALANG

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : **Norberto da Costa Mendonca**

NIM : **1221920**

Program Studi : **Teknik Sipil S-1**

Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL)
DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG HOTEL
SUTAN RAJA-MATARAM.

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, Oktober 2014
Yang Membuat Pernyataan



(**Norberto da Costa Mendonca**)

ABSTRAKSI

Norberto da Costa Mendonca.12.21.920,2014. “ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (*SHEAR WALL*) DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG HOTEL SUTAN RAJA-MATARAM”. Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil S - 1, Institut Teknologi Nasional Malang. Pembimbing : (I) Ir. Eding Iskak Imananto, MT. (II) Ir. H. Sudirman Indra, MSc.

Kata kunci : Shear Wall Kantilever
gempa dinamis dan perhitungan tulangan.

Seiring dengan perkembangan jaman di dalam mendesain bangunan seorang perencana dituntut untuk mendesain suatu bangunan yang kuat, mudah dalam pelaksanaan, memenuhi fungsi dan kebutuhan bangunan. Saat banyak muncul berbagai alternatif konstruksi yang dapat digunakan sesuai dengan fungsi struktur, salah satunya adalah Shear Wall Kantilever. Sistem beton bertulang di Indonesia telah mulai dikembangkan sebagai alternatif pelaksanaan konstruksi selain menggunakan dinding geser berangkai. SNI 03-2847-2002 yang merupakan hal baru dalam bidang sipil memberikan sistem dan tata cara dalam merencanakan struktur beton bertulang. Sehingga peraturan ini sangat diperlukan sosialisasinya dalam masyarakat, baik dari kalangan akademisi, konsultan maupun pelaksana agar apa yang diharapkan dalam standarisasi bisa tercapai dengan baik. Sehubungan hal diatas direncanakan ulang **Gedung Hotel Sutan Raja-Mataram** dengan menggunakan dinding geser kantilever (Cantilever Shear wall). Dalam perencanaan ini menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-1726-2002. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983, dan analisa statiknya menggunakan STAAD PRO 2004. **Gedung Hotel Sutan Raja-Matarm** memiliki panjang 36,00 m ,lebar 16,60 m, bangunan tinggi 29,70 m,dan jumlah tingkat adalah 7 lantai .dalam perencanaan Shear Wall Kantilever digunakan mutu beton $f_c' 30$ MPa .

Hasil analisis kekuatan struktur tidak terpenuhi dengan penggunaan dimensi penampang element struktur kolom hasil preliminary desain. Diperlukan redesign dimensi penampang element struktur shear wall kantilever untuk memenuhi persyaratan keamanan struktur. Persyaratan keamanan struktur sebagai alternatif penahan geser gempa yaitu dengan penggunaan dimensi untuk sayap dinding 40/40 dan tebal badan 40 cm panjang dinding 320 cm.Tulangan vertikal yang di pakai 46 D16, Tulangan horizontal atau tulangan transversal /senggang $\emptyset 12 - 150$,Tulangan horizontal atau tulangan transversal atau senggang pada sendi plastis dan pada sambungan lewatan tulangan vertical $\emptyset 12 - 150$.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur Kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, atas segala Rahmat dan Karunia-Nya, sehingga Penulis dapat menyelesaikan proposal skripsi yang berjudul **“Alternatif Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*) Dengan Sistem Kantilever Pada Gedung Hotel Sutan Raja-Mataram”** yang merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan studi di program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Penulis mengucapkan terima kasih dan penghargaan yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
2. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
3. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT, selaku dosen Pembimbing I dan Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc, selaku dosen Pembimbing II.
4. Semua Dosen Teknik Sipil ITN Malang.

Penulis menyadari bahwa penyusunan proposal skripsi ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya, oleh karena itu sangat diharapkan kritik dan saran yang sifatnya membangun.

Malang.... Oktober 2014

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	iv
LEMBAR GAMBAR	v
LEMBAR TABEL	vi
NOTASI	vii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Maksud dan Tujuan	3
1.3. Lingkup Pembahasan	3
1.4. Manfaat	4
BAB II DASAR-DASAR PERENCANAAN	
2.1 Perencanaan Struktur Tahan Gempa	5
2.2 Perencanaan Kapasitas	8
2.3 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa	9
2.3.1. Sistem Ganda (Dual System)	9
2.4. Perencanaan Terhadap Beban Gempa	10
2.4.1. Pengaruh Arah Pembebanan Gempa	10

2.5. Perencanaan struktur gedung tidak beraturan	12
2.5.1. Analisis respons dinamik	12
2.5.2. Faktor Reduksi Gempa (R)	17
2.5.3. Eksentrisitas Rencana ed.....	19
2.5.4. Pembatasan Penyimpangan Lateral	20
2.6. Dinding Geser	21
2.6.1. Pengertian Umum	21
2.6.2. Dinding Geser Beton Bertulang Kantilever	36
2.6.3. Dinding Geser Beton Bertulang Berangkai	36
2.6.4. Bentuk dan tata letak dinding geser.....	37
2.7. Deformasi Dinding Geser.....	39
2.7.1. Deformasi Dinding Geser Bertingkat Banyak yang Berdiri Sendiri	39
2.7.2. Deformasi Dinding Geser Berlubang	40
2.7.3. Kerangka Perencanaan Sistim Dinding Geser	41
2.8. Puntir (<i>Torsi</i>)	42
2.8.1. Pengertian Puntir (<i>Torsi</i>)	42
2.8.2. Persamaan Teoritis Untuk Puntir (<i>Torsi</i>)	43
2.9. Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat	44
2.10. Momen Envelope.....	45
2.11. Pembebanan Pada Struktur	47
2.11.1. Beban Mati.....	47
2.11.2. Beban Hidup	47
2.11.3. Beban Gempa.....	48

2.11.4. Beban Khusus	48
2.11.5. Beban Kombinasi	48
2.11.6. Input StaadPro.....	49
2.11.7. Balok T Tulangan Rangkap	48

BAB III DATA PERENCANAAN

3.1. Data-Data Perencanaan	55
3.1.1 Data Bangunan	55
3.1.2 Data Material.....	55
3.1.3 Data Pembebanan	56
3.2. Diagram Alir Perencanaan Dinding Geser Sistem Kantilever	
Pada Bangunan Hotel Sutan Raja-Mataram.....	56
3.3. Pendimensian	64
3.3.1. Dimensi Balok.....	64
3.3.2. Dimensi Kolom.....	68
3.3.3. Pendimensian Plat	69
3.3.3.1. Dimensi Plat	69
3.3.3.2. Dimensi Plat Atap	71
3.3.4. Dimensi Dinding Geser	73
3.4. Perhitungan Pembebanan Struktur	75
3.4.1. Lantai 7	75
3.4.1.a. Pembebanan Plat	75
3.4.1.b. Pembebanan Balok	76

3.4.2. Lantai 6	79
3.4.2.a. Pembebanan Plat	79
3.4.2.b. Pembebanan Balok	80
3.4.3. Lantai 5	82
3.4.3.a. Pembebanan Plat	82
3.4.3.b. Pembebanan Balok	83
3.4.4. Lantai 4	85
3.4.4.a. Pembebanan Plat	85
3.4.4.b. Pembebanan Balok	86
3.4.5. Lantai 3	88
3.4.5.a. Pembebanan Plat	88
3.4.5.b. Pembebanan Balok	89
3.4.6. Lantai 2	91
3.4.6.a. Pembebanan Plat	91
3.4.6.b. Pembebanan Balok	92
3.5. Kombinasi Pembebanan Input Staad Pro 2004.....	94
3.6. Langkah-Langkah Pendimensian Struktur 3D Pada Staad Pro 2004....	95
3.7. Perhitungan Gaya-Gaya Gempa Yang Bekerja Pada Struktur.	100
3.7.1. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 2	101
3.7.2. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 3	102
3.7.3. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 4	103

3.7.4. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 5	104
3.7.5. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 6	105
3.7.6. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 7	106
3.7.7. Pusat Masa (Center of Mass) Pada Lantai 8	107
3.9. Gambar dan Perhitungan Pusat Kekakuan (Center of Rigidity)	110
3.9.1. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 1	110
3.9.2. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 2	111
3.9.3. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 3	112
3.9.4. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 4	113
3.9.5. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 5	114
3.9.6. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 6	115
3.9.7. Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) Pada Lantai 7	116
3.10. Perhitungan Eksentrisitas Rencana ed	119
3.11. Perhitungan Kekakuan Kolom	127
3.12. Perhitungan Kekakuan Dinding Geser	130
3.13. Gaya Geser Horizontal Total Akibat Gempa Yang Bekerja Pada Struktur Penuh	133
3.14. Kinerja Batas Layan (s)	134

3.14.1. Kinerja Batas Layan (s)	134
--	-----

BAB IV PERHITUNGAN PENULANGAN DINDING GESER

4.1. Analisa Penulangan	136
4.1.1. Data Perencanaan	136
4.1.2. Perhitungan Tulangan	138
4.1.2.1. Penulangan Ditinjau Pada Arah Z.....	138
4.1.2.2. Penulangan Ditinjau Pada Arah X.....	150
4.1.3. Panjang Penyaluran	157
4.1.4. Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Pada Dinding Geser	159
4.1.5. Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Kondisi Tarik	160
4.1.6. Analisa Keseluruhan Struktur	161

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan	163
5.2. Saran.....	165

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

LEMBAR ASISTENSI

INPUT DAN OUT PUT DATA ANALISIS STRUKTUR

GAMBAR PENULANGAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar	Judul	Hal.
Gambar 1.1	Denah Perencanaan Struktur	2
Gambar 2.1	Diagram beban-Simpangan (Diagram V-) Struktur Gedung	7
Gambar 2.2	Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung Dengan Sendi Plastis Terbentuk Pada Ujung-Ujung Balok, Kaki kolom dan Kaki Dinding Geser.	8
Gambar 2.3	Sistem Struktur Beton Bertulang Menahan Gempa Bumi	10
Gambar 2.4	Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar Dengan Perioda Ulang 500 Tahun.	15
Gambar 2.5	Respons Spectrum Gempa Rencana	16
Gambar 2.6	Jenis Dinding Geser	22
Gambar 2.7	Didinding Geser Kopel	24
Gambar 2.8	Dinding Geser Yang Dihubungkan Dengan Portal	25
Gambar 2.9	Dinding Geser Yang Dihubungkan Dengan Portal Satu Bentang	25
Gambar 2.10	Bagian Tinggi, Lebar dan Tebal Dinding Geser	26
Gambar 2.11	Pembatasan Minimum Dimensi Dinding	28
Gambar 2.12	Klasifikasi Dinding Geser	32
Gambar 2.13	Potongan Penampang Dan Diagram Tegangan	33
Gambar 2.14	Bentuk Dan Susunan Dinding Geser	37
Gambar 2.15	Bentuk Dinding Geser	38
Gambar 2.16	Tata Letak Dinding Geser	38

Gambar 2.17	Tata Letak Dinding Geser	44
Gambar 2.18	Gaya Gempa Arah Kiri	46
Gambar 2.19	Gaya Gempa Arah Kanan	46
Gambar 2.20	Gaya Vertikal Atau Gaya Gravitasi	46
Gambar 2.21	Gambar Diagram Tegangan Balok T	51
Gambar 3.1	Diagram Alur Perencanaan Untuk Dinding Geser Kantilever	57
Gambar 3.2	Denah Kolom Lantai 1/Line 10-14	58
Gambar 3.3	Denah Kolom Lantai 2-7/Line 10-14	59
Gambar 3.4	Denah Kolom Atap Line 10-14	60
Gambar 3.5	Denah Balok Lantai 1-7 Line 10-14	61
Gambar 3.6	Denah Balok Atap Line 10-14	62
Gambar 3.7	Tampak Depan	63
Gambar 3.8	Tampak Samping Kanan	63
Gambar 3.9	Penampang Atas Plat	69
Gambar 3.10	Penampang Balok T (30/50)	72
Gambar 3.11	Penampang Balok L (30/50)	72
Gambar 3.12	Penampang Balok T (20/40)	73
Gambar 3.13	Penampang Dinding Geser	74
Gambar 3.14	Mengisi Beban Gempa Pada Nodal Loads	97
Gambar 3.15	Response Spectrum Loads Parameters	97
Gambar 3.16	Define Spectrum Pairs Koefisien Gempa Dasar Wilayah Gempa 4 Untuk Tanah Sedang	98
Gambar 3.17	Portal 3D Dalam Bentuk Isometrik	100
Gambar 3.18	Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 2 output	

Running Staad Pro	101
Gambar 3.19 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 3	102
Gambara 3.20 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 4	103
Gambar 3.21 Rendel Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 5	104
Gambar 3.22 Rendel Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 6	105
Gambar 3.23 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 7	107
Gambar 3.24 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 8/Atap	108
Gambar 3.25 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 1	110
Gambar 3.26 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 2	111
Gambar 3.27 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 3	112
Gambar 3.28 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 4	113
Gambar 3.29 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 5	114
Gambar 3.30 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 6	115
Gambar 3.31 Render Hasil Potongan Berat Bangunan Lantai 7	116
Gambar 3.32 Render Staad Pro Portal Memanjang	134
Gambar 3.33 Deformasi Gaya Lateral Pada Dinding Geser	134
Gambar 4.1 Gambar Penampang Dinding geser	136
Gambar 4.2 Diagram Regangan –Tegangan Tinjauan Arah Z	139
Gambar 4.3 Diagram Regangan – Tegangan Tinjauan X	148

DAFTAR TABEL

Gambar	Judul	Hal.
Tabel 2.1	Faktor Keutamaan I Untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan	17
Tabel 2.2	Faktor Daktilitas Maksimun, Faktor Reduksi Gempa Maksimun, Faktor Tahanan Lebih Struktur dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem Dan Sub Sistem Struktur Gedung	18
Tabel 2.3	Koefisien Yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung	19
Tabel 3.1	Hasil Running Staad Pro Pusat Massa Masing-Masing Tiap Lantai	109
Tabel 3.2	Pusat Massa (CM) Tiap Lantai	118
Tabel 3.3	Pusat Kekakuan (CR) Tiap Lantai	118
Tabel 3.4	Perhitungan GayaGempa Berdasarkan Peraturan SNI Dengan Menggunakan Analisa Dinamis 3 Dimensi	133
Tabel 3.5	Gaya Lateral Yang Bekerja Pada Struktur Dinding Geser Tiap Lantai	133
Tabel 3.6	Analisa s Akibat Gempa	135

Notasi

- A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- A_m Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A_o Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- A_r Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- C_v Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
- C_1 Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.

- d Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
- d_i Simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- D_n Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- e Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- e_d Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- E_c Modulus elastisitas beton
- E_n Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.
- E_s Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
- f Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- f_1 Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.

- f_2 Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- F_b Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.
- F_i Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung.
- F_p Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- g Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- i Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.

- I_1 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- I_2 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
- k Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
- K_p Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.
- L_n Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- m Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
- M Momen lentur secara umum.
- M_{gm} Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
- M_n Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .

- M_y Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
- $M_{y,d}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
- $M_{y,k}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
- n Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.
- N Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
- N_i Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke- i .
- \bar{N} Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- p Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- P Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
- P_I Indeks Plastisitas tanah lempung.
- Q_n Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
- Q_u Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.

- R Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.
- R_m Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.
- R_n Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.
- R_u Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.
- R_x Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.
- R_y Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.
- s Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.
- S_u Kuat geser niralir lapisan tanah.
- S_{ui} Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.
- \bar{S}_u Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- t_i Tebal lapisan tanah ke-i.

- T Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- T_1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.
- T_c Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- u Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
- vs Kecepatan rambat gelombang geser.
- \bar{v}_s Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- v_{si} Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
- V Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
- V_e Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
- V_m Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.

- V_n Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelepasan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f1.
- V_s Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
- V_t Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
- V_x^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_y^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_1 Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- w_n Kadar air alami tanah.
- W_b Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_i Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

- W_p Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- W_t Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- x Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- y Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- z_i Ketinggian lantai tingkat ke- i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_n Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_p Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- $\beta_{(beta)}$ Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran $\ln (R_u/Q_u)$, kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
- γ (gamma) Faktor beban secara umum.
- γ_D (gamma-D) Faktor beban untuk beban mati nominal.
- γ_E (gamma-E) Faktor beban untuk beban gempa nominal.
- γ_L (gamma-L) Faktor beban untuk beban hidup nominal.
- δ_m (delta-m) : Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

- δ_y (delta-y) : Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- ζ (zeta) : Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
- η (eta) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- μ (mu) : Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- μ_m (mu-m) : Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.
- ξ (ksi) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- σ (sigma) : Deviasi standar distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
- Σ (sigma) : Tanda penjumlahan.

ϕ (phi)	Faktor reduksi kekuatan secara umum.
ψ (psi)	Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

BAB I

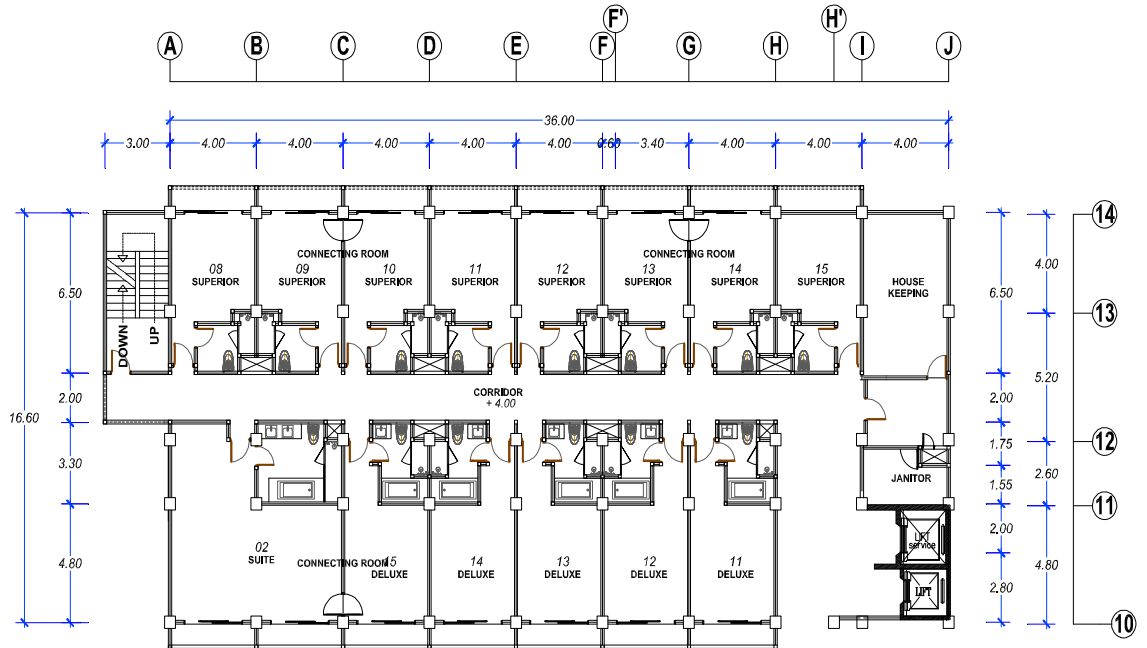
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan di Indonesia saat ini mengalami perkembangan dengan sangat pesat, diantaranya perkembangan di bidang konstruksi seperti hotel, apartamen, perkantoran, dan masih banyak lagi. Tinggi atau rendahnya suatu bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Semakin tinggi suatu bangunan maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan semakin besar. Oleh karena itu pembangunan infrastruktur di Indonesia harus memenuhi persyaratan ketahanan terhadap gempa.

Terdapat alternatif sistem atau subsistem struktur gedung yang dapat digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa menurut SNI 03-1726-2002 yaitu dengan sistem dinding geser.

Hotel dengan tujuh (7) lantai yang baru saja dibangun yaitu Hotel Sutan Raja – Mataram merupakan salah satu bangunan yang tingkat tinggi yang terletak di Jl. Majapahit, Kakalik, Mataram – NTB. Pada lantai satu sampai tujuh memiliki panjang 29.70 meter dan lebar 48.10 meter, gedung hotel tersebut terdapat proses dilatasi yang memisahkan struktur tersebut menjadi dua struktur walaupun terlihat menyatu tetapi berpisah. Pada gedung hotel tersebut penyusun hanya menganalisis salah satu dari dua struktur tersebut yaitu yang memiliki panjang 36.00 meter dan lebar 16.60 meter seperti denah dibawah ini.



Gambar 1.1. Denah Perencanaan Struktur

Dalam skripsi ini penyusun akan merencanakan struktur dengan dinding geser kantilever yang dapat menyumbangkan kekakuan struktur, menahan gaya-gaya lateral, gaya-gaya horizontal dan gempa. Beranjak dari beberapa hal diatas, maka dalam skripsi ini berjudul : **“Alternatif Perencanaan Dinding Geser (Shear Wall) Dengan Sistem Kantilever Pada Gedung Hotel Sutan Raja–Mataram.”**

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 stabilitas struktur secara keseluruhan. Disamping itu, dinding geser dapat mereduksi jumlah dan jarak penulangan pada balok dan kolom.

1.2 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dari penyusunan skripsi ini adalah merencanakan struktur tahan gempa dengan menggunakan struktur dinding geser sebagai bagian dari sistem penahan beban lateral.

Tujuan perencanaan adalah untuk memahami perencanaan struktur dinding geser dengan sistem kantilever dan untuk lebih menjamin perilaku struktur terhadap gaya lateral serta sebagai alternatif dalam perencanaan struktur bangunan bertingkat.

1.3 Lingkup Pembahasan

Dalam perencanaan ini, penyusun membatasi lingkup pembahasan yang meliputi :

1. Di analisis struktur bagian atas.
2. Type perencanaan dinding geser dengan sistem kantilever pada pembangunan Hotel Sutan Raja – Mataram lengkap dengan analisa penulangannya.
3. Sebagai pedoman dalam perencanaan, digunakan peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia, yaitu :
 - Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2002.
 - Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002.
 - Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987, SKBI – 1.3.53.1987.
4. Analisa Struktur dengan menggunakan Program Bantu Komputer yaitu : Structural Analysis And Design-Program (STAAD-PRO).

1.4 Manfaat

Hasil dari perhitungan perencanaan struktur sistim dinding geser ini dapat meningkatkan pemahaman desain struktur dalam penerapan atau aplikasinya di lapangan.

BAB II

DASAR – DASAR PERENCANAAN

2.1 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 gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan deformasi secara inelastis. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur.

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 terdapat pada hal 4 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 pelelehan 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 pelelehan pertama di dalam struktur gedung. Daktilitas penuh adalah suatu tingkat daktilitas

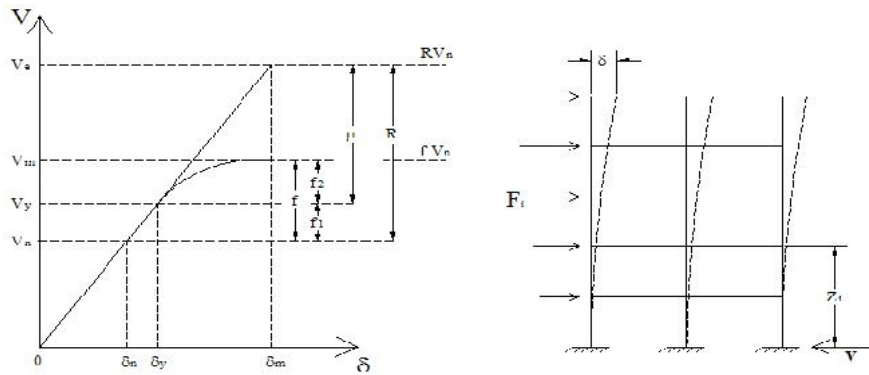
struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.

Struktur yang elastik penuh, kondisi struktur di ambang keruntuhan tercapai bersamaan dengan pelelehan pertama di dalam struktur ($\delta_m = \delta_y$), dimana menurut SNI 03-1726-2002 hal 12 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 pelelehan pertama. Dalam jenis sistem struktur tidak semua mampu berperilaku daktil 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 daktil 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 03-1726-2002 hal 16 dinyatakan : $V_y = \frac{V_e}{\mu}$. Dimana menurut SNI 03-1726-2002 hal 16 definisi dari V_y adalah pembebanan yang menyebabkan

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

Asumsi ini adalah konservatif, karena dalam keadaan sesungguhnya struktur gedung yang daktail memiliki δ_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 $V-\delta$) ditunjukkan dalam Gambar 2.1:



Gambar 2.1 Gambar Diagram Beban-Simpangan (diagram $V-\delta$) Struktur Gedung

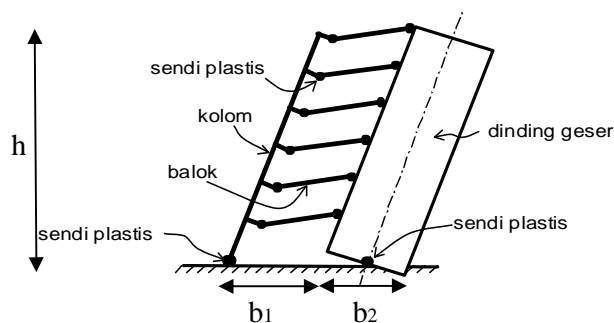
Sumber: SNI 03-1726-2002 hal 46

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 $f_1 = 1,6$.

2.2 Perencanaan Kapasitas

Faktor daktilitas suatu struktur gedung merupakan dasar bagi penentuan beban gempa yang bekerja pada struktur gedung. Karena itu, tercapainya tingkat daktilitas yang diharapkan harus terjamin dengan baik. Hal ini dapat tercapai dengan menetapkan suatu persyaratan yang disebut “kolom kuat balok lemah”. Hal ini berarti, bahwa akibat pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Secara ideal, mekanisme keruntuhan suatu struktur gedung terdapat pada gambar 2.2 berikut ini:



Gambar 2.2 Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung Dengan Sendi Plastis Terbentuk Pada Ujung-Ujung Balok, Kaki Kolom Dan Kaki Dinding Geser

Sumber: SNI 03-1726-2002 hal 50

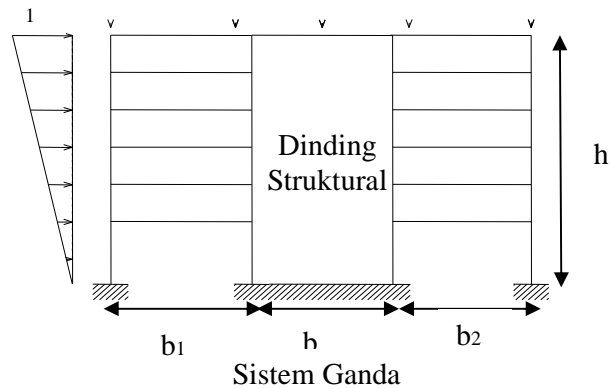
2.3 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa

2.3.1 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. Pemikul beban lateral dilakukan oleh Dinding Struktural (DS) dan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). SRPM ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25% dari beban dasar geser nominal V .
3. Dinding Struktural (DS) dan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) direncanakan untuk menahan V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.

Di Wilayah Gempa 5 dan 6, rangka ruang itu harus didisain 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 Struktural tak perlu detailing khusus.



Gambar 2.3 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa Bumi

Sumber: *Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T paulay And M.J.N.Priestley hal 505.*

2.4 Perencanaan Terhadap Beban Gempa

2.4.1 Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

Untuk memperhitungkan pengaruh arah gempa yang kemungkinan tidak searah sumbu utama struktur gedung, maka SNI 03-1726-2002 menetapkan, pengaruh pembebanan searah sumbu utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30 % pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan.

A. Pengaruh Gempa Horizontal

Pengaruh gempa bekerja dalam kedua arah utama dari gedung secara bersamaan. Peraturan 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.

B. 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.

C. 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 atau Zona gempa 4. Menurut SNI 03-1726-2002 hal 29 mengatur Analisis respons dinamik.

2.5 Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan

2.5.1 Analisis Respons Dinamik

Analisis respons dinamik adalah beban yang berubah – ubah sesuai waktu atau diartikan sebagai “Time Varying”. Sebagian besar bangunan sipil dapat didesain hanya menerima beban statis. Padahal pada kenyataannya tidak ada struktur yang benar–benar menerima beban statis. Gaya–gaya yang bekerja selalu berubah menurut fungsi waktu.

Struktur gedung tidak beraturan berpengaruh terhadap Gempa Rencana harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, setidaknya gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.

Daktilitas struktur gedung tidak beraturan yang representatif mewakili daktilitas struktur 3D. Tingkat daktilitas tersebut dapat dinyatakan dalam faktor reduksi gempa R representatif, yang dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dari faktor reduksi gempa untuk 2 arah sumbu koordinat ortogonal

dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh struktur gedung dalam masing-masing arah tersebut sebagai besaran pembobotnya yang terdapat di SNI 03-1726-2002 hal 29 persamaan berikut:

$$R = \frac{V_x^o + V_y^o}{V_x^o / R_x + V_y^o / R_y} \quad (2.1)$$

di mana

- R_x dan V_x^o : Faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x.
- R_y dan V_y^o : Faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y.

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

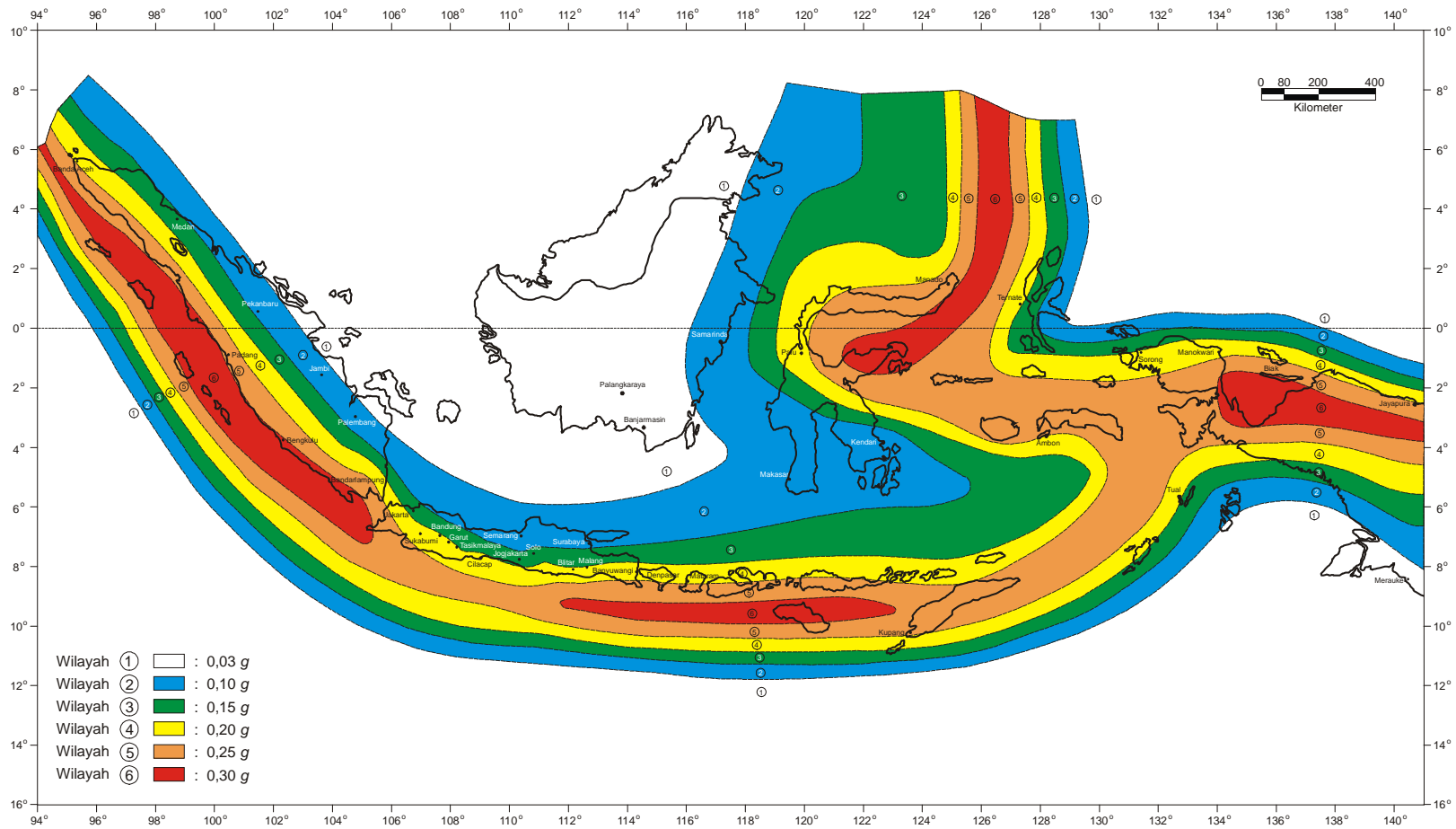
Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Apabila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut SNI 03-1726-2002 hal 30 pada persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1 \quad (2.2)$$

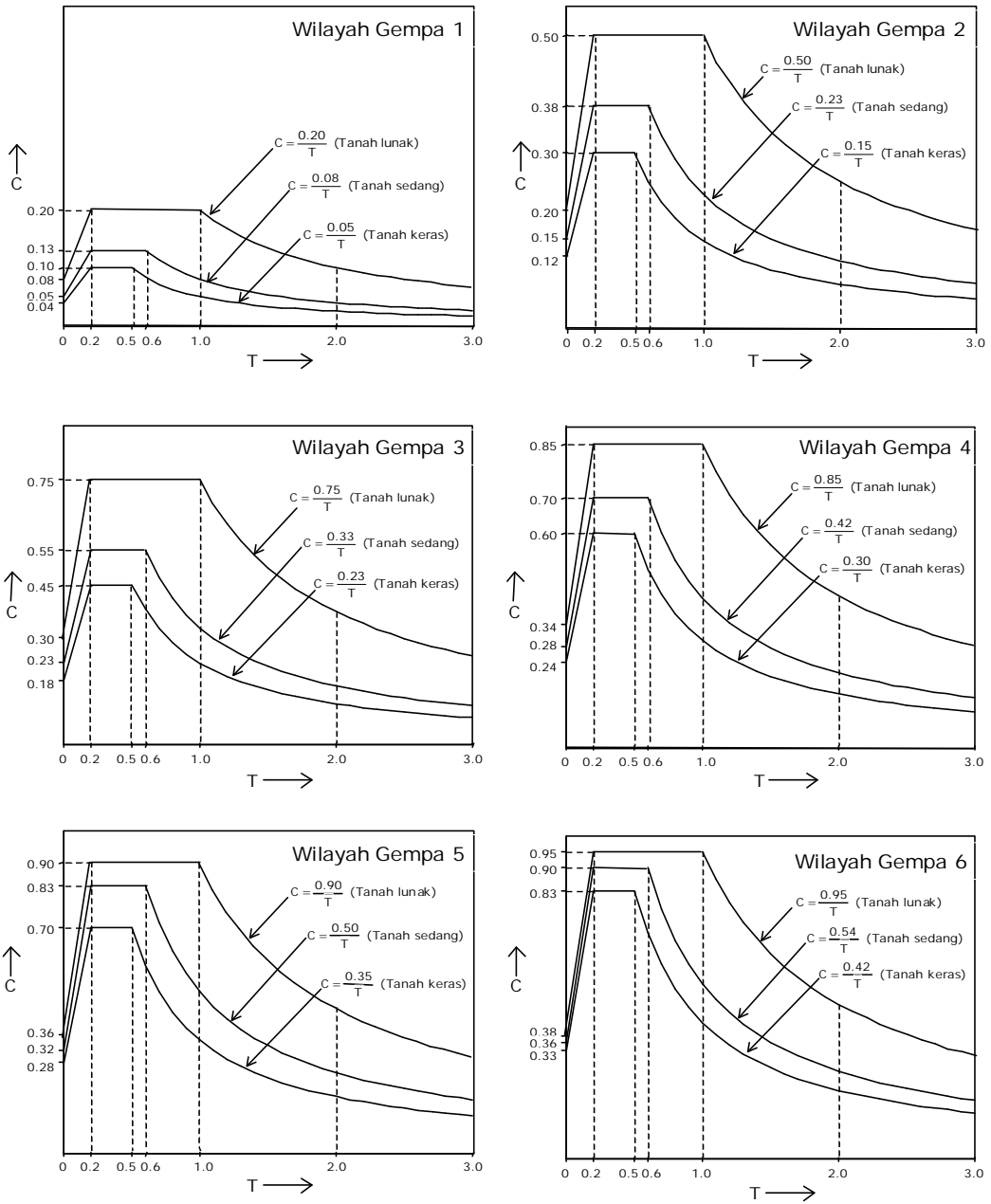
di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut SNI 03-1726-2002 hal 30 pada persamaan berikut :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (2.3)$$

dengan C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2.6 untuk waktu getar alami pertama T_1 , I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.



Gambar 2.4. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun



Gambar 2.5 Respons Spektrum Gempa Rencana

Sumber : SNI 03-1726-2002 hal 21

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Kategori Gedung Dan Bangunan

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5
Catatan : Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.			

Sumber : SNI 03-1726-2002 hal 7

2.5.2 Faktor Reduksi Gempa (R)

Faktor Reduksi Gempa adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gempa elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi representative struktur gedung tidak beraturan. Faktor Reduksi Gempa dapat diambil menurut tabel 2.2:

Tabel 2.2. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

Sistem dan Subsistem Struktur Gedung	Uraian Sistem Pemikul Beban Gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem ganda Terdiri dari: <ol style="list-style-type: none"> 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda) 	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sumber : SNI 03-1726-2002 hal 12

Keterangan Tabel :

- μ_m 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 gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis atau subsistem struktur gedung.

- f adalah kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.

Tabel 2.3 Koefisien ζ Yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung

Wilayah Gempa	'
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber : SNI 03-1726-2002 hal 26

2.5.3 Eksentrisitas Rencana e_d

SNI -03-1726-2002 pada halaman 25 mengatur e_d ini sebagai berikut yaitu antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad \text{atau} \quad e_d = e - 0,05 b \quad (2.4)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau :

- untuk $e > 0,3 b$:

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad \text{atau} \quad e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (2.5)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

2.5.4 Pembatasan Penyimpangan Lateral

Pada SNI 03-1726-2002 hal 33 simpangan antara akibat pengaruh gempa nominal dibedakan dua macam :

Kinerja Batas Layan (KBL) struktur gedung yang besarnya dibatasi

$$\leq \frac{0,03}{R} h_i \quad \text{atau} \quad \leq 30 \text{ mm} \quad (2.6)$$

Pembatasan ini bertujuan mencegah terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan disamping menjaga kenyamanan penguni.

Kinerja Batas Ultimit (KBU) struktur gedung akibat gempa rencana untuk struktur gedung beraturan dibatasi sebesar $\leq 0,7 R \times$ (KBL) atau $\leq 0,02 h_i$. Pembatasan ini bertujuan membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung.

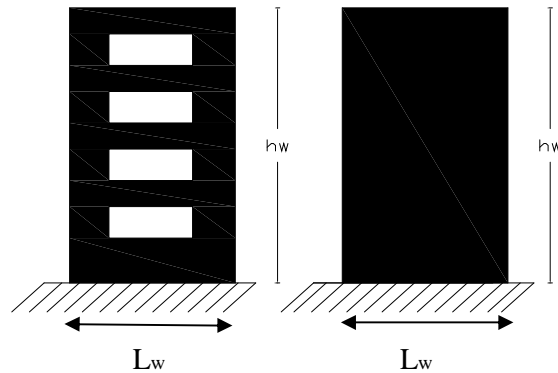
2.6 Dinding Geser

2.6.1 Pengertian Umum

Gaya Horizontal yang bekerja pada konstruksi gedung seperti misalnya gaya-gaya yang disebabkan oleh beban angin ataupun beban gempa, dapat diatasi dengan berbagai cara. Dalam berbagai cara, daya pikul rangka kaku dari struktur ditambah dengan kekuatan yang diberikan oleh dinding pasangan bata serta partisi-partisi yang biasa dapat memikul beban angin. Namun demikian apabila gaya horizontal 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 menyalurkan beban-beban kebawah hingga pondasi.

Dinding Geser adalah unsur pengaku vertikal yang dirancang untuk menahan gaya lateral atau gempa yang bekerja pada bangunan. Dinding geser dapat sebagai dinding luar, dalam ataupun inti yang memuat ruang lift atau tangga. Penempatannya yang tepat pada gedung bertingkat akan memberikan suatu sistim 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 dan selebihnya struktur dinding geser sudah menjadi kewajiban dilihat dari segi ekonomis dan efektif dari segi pengendali defleksi. Pada prakteknya terdapat 2 jenis dinding geser yang banyak digunakan :

- a. Dinding geser yang dihubungkan dengan portal atau dinding geser yang berangkai. Dinding geser berangkai terdiri dari dua atau lebih dinding kantilever yang mempunyai kemampuan untuk membentuk suatu mekanisme pelelehan lentur pada alasnya. Antara dinding geser-dinding geser kantilever tersebut saling dirangkaikan oleh balok-balok perangkai yang mempunyai kekuatan cukup sehingga mampu memindahkan gaya dari satu dinding ke dinding yang lain.
- b. Dinding geser kantilever, adalah suatu dinding geser tanpa lubang-lubang yang membawa pengaruh 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 Berangkai Dinding Geser Kantilever

Gambar 2.6 Jenis Dinding Geser

Sumber : *Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Bulidings, T Paulay and M.J.N Priestley* halaman 373.

Jenis dinding geser kantilever menerus yang berdiri sendiri (*free standing shear wall*) dan dinding geser berangkai (*coupled 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 :

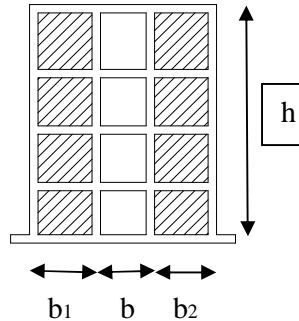
a) Dinding geser kopel.

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 bias diuraikan atas bagian-bagian yang sama seperti pada dinding geser yang berdiri sendiri :

- Deformasi geser, s
- Deformasi lentur, B
- Deformasi akibat rotasi pondasi, R

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 menganalisanya, dinding dianggap sebagai sebagai batang yang bisa dinyatakan oleh garis pusat dinding dan keseluruhan sistem diperlakukan sebagai portal satu bentang; kemudian metode

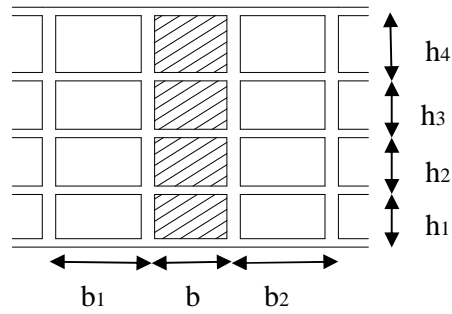
analisa portal diterapkan dengan menyertakan deformasi geser dan lentur pada dinding dan balok yang dimiliki daerah tegar (rigid zone) di kedua ujungnya.



Gambar 2.7 Dinding Geser Kopel

b) Dinding geser yang dihubungkan dengan portal

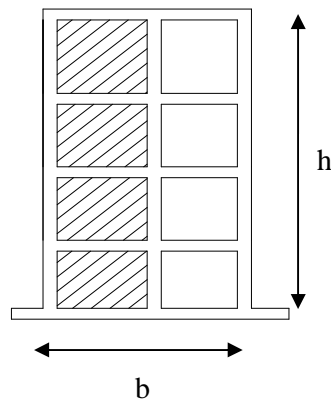
Bagian ini akan menjabarkan kasus portal yang dihubungkan pada semua tepi dinding geser. Sama halnya seperti dinding geser kopel, karakteristik lendutan pada kasus ini dapat dianggap analog seperti deformasi akibat lentur dan rotasi pada dinding geser independen yang dikekang oleh balok yang dihubungkan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



Gambar 2.8. Dinding Geser Yang Dihubungkan Dengan Portal

c) Dinding geser yang dihubungkan dengan portal satu bentang.

Dinding geser dengan koridor disalah 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 pemusatan 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.

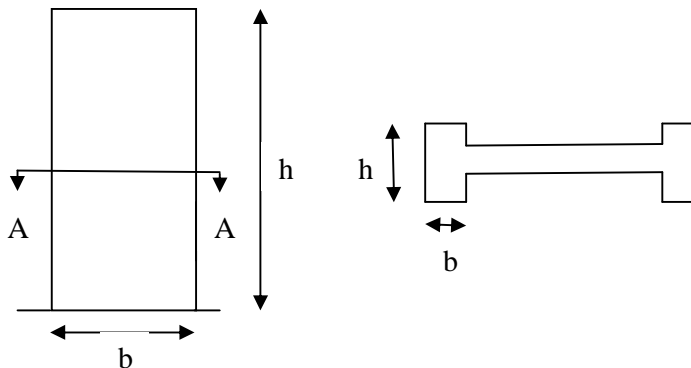


Gambar 2.9 Dinding Geser Yang Dihubungkan Dengan Portal Satu Bentang

Tegangan geser sesuai SNI 03-2847-2002, Pasal 13.10.3) : meskipun rasio lebar terhadap ketinggian dinding geser lebih kecil dari yang ada di balok biasa, banyak percobaan pada dinding geser dengan ketebalan sama besar $1/25$ l telah menunjukkan bahwa tegangan geser ultimate lebih dari $(5/6)\sqrt{f'_c}$ bisa saja diperoleh.

Dinding harus direncanakan terhadap beban eksentris dan setiap beban lateral atau beban lain yang bekerja padanya; SNI 03-2847-2002, 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 03-2847-2002, pasal 16.5.3).(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang daripada $1/25$ tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak pula kurang daripada 100 mm.



Gambar 2.10 Bagian Tinggi, Lebar Dan Tebal Dinding Geser

dimana : h = tinggi dinding geser

b = lebar dinding geser

t = tebal dinding geser

- Tebal Dinding(t) : $t < 1/25 \times h$ atau b dinding geser (diambil yang terkecil) dan tidak boleh kurang dari 100 mm. (2.7)

Hindarkan instabilitas oleh regangan beton $> 0,003$ dengan pengadaan komponen batas sesuai Pasal 23.6.(6(2)) 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.

- Daerah tekan harus diberi komponen batas khusus yaitu :

$$c > \frac{l_w}{600 \left(\frac{u_u}{h_w} \right)} \text{ dimana, } \left(\frac{u_u}{h_w} \right) \geq 0,007 \quad (2.8)$$

dimana : u_u adalah perpindahan rencana, mm

h_w adalah tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau.

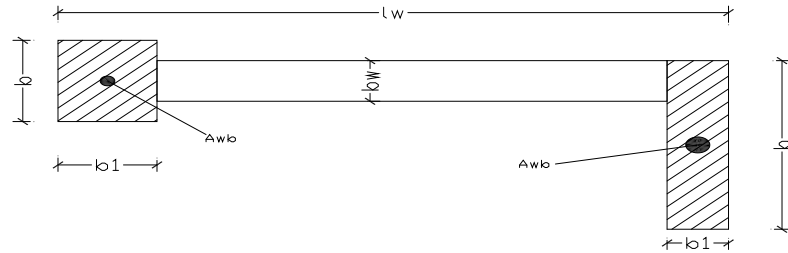
- Bila komponen batas khusus diperlukan maka tulangan harus diteruskan secara vertikal dari penampang kritis sejarak tidak kurang daripada nilai terbesar dari l_w atau $Mu/4V_u$ (2.9)

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 :

$$\rho_1 = \sum (A_b / b_{sv}) \quad (2.10)$$

Dimana A_b adalah luas tulangan dan b_{sv} adalah jarak antar tulangan, dan f_y tidak boleh kurang dari 0,7/fy (MPa) dan tidak boleh lebih dari 1,6/fy (MPa). Sedangkan untuk pembatasan dimensi dinding adalah sebagai berikut :



Gambar 2.11 Pembatasan Minimum Dimensi Dinding

Sumber: *Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Bulidings*, T. Paulay and M.J.N Priestley halaman 403.

- Syarat-syarat Pendemension dinding geser :

Dengan menggunakan grafik (hal. 403) hubungan ketebalan kritis dengan daktilitas simpangan, didapat : $\frac{bc}{lw}$

• Tebal Sayap Dinding Geser

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad b \geq b_w \quad \quad \quad b_1 \geq \frac{b_c l_w}{10b} \quad \quad \quad (2.11) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad b \geq b_c \quad \quad \quad b_1 \geq \frac{b_c^2}{b} \quad \quad \quad (2.12) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad b \geq \frac{h_i}{16}, \quad h_i \text{ adalah tinggi lantai pertama} \quad b_1 \geq \frac{h_i}{16} \quad \quad \quad (2.13) \end{aligned}$$

Untuk mewujudkan prinsip disain kapasitas yang fundamental ini disain Dinding Struktural dapat dilakukan dengan 4 prosedur berikut ini :

1. Dengan beban lentur + aksial terfaktor, anggap potongan dasar dinding Struktural sebagai kolom dengan syarat penulangan longitudinal diujung dan

badan Dinding Struktural sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.(2) pada halaman 218 yang menyatakan bahwa :

“Paling sedikit dua lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi $\frac{1}{6} \cdot A_{cv} \sqrt{f'_c}$; (2.14)

Dimana :

- A_{cv} adalah luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau (mm^2)
- f'_c adalah kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa).

Selanjutnya untuk SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(5) butir 1 halaman 71 memberikan batasan maksimum terhadap kuat tekan rencana ($w P_n$), yaitu :

$$w P_n (\text{maks}) = 0,85 \cdot W (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (2.15)$$

Dimana :

- W adalah faktor reduksi kekuatan
- P_n adalah kuat beban aksial nominal 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 (mm^2)
- A_{st} adalah luas total tulangan longitudinal (batang tulangan atau baja profil) (mm^2) ($A_{st} = \rho_v \cdot b \cdot d$), (2.16)

Dimana : ρ_v = rasio penulangan,

b = lebar (mm) dan

d = tinggi efektif (mm).

Secara umum, rasio penulangan ρ_v untuk dinding struktural tidak boleh kurang dari yang disyaratkan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 16.3.(2) dan 16.3.(3) (halaman 155), dimana $\rho_v = 0,0025$ sepanjang sumbu longitudinal dan transversal. 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 didistribusikan 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 03-2847-2002 halaman 219 yang menyatakan bahwa : Kuat geser nominal, V_n dinding struktural tidak diperkenankan lebih dari pada $V_n = A_{cv} [\rho_c \sqrt{f'_c} + \dots_n \cdot f_y]$ “ (2.17)

Dimana :

Koefisien $\rho_c = \frac{1}{4}$ untuk $\left(\frac{h_w}{l_w}\right) \leq 1,5$, $\rho_c = \frac{1}{6}$ untuk $\left(\frac{h_w}{l_w}\right) \geq 2,0$ dan dapat

digunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai di antaranya.

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

Pasal 23.6.(4(4)) yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 halaman 219 yang menyatakan bahwa : Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $\frac{2}{3} \cdot A_{cv} \sqrt{f'_c}$, dengan A_{cv} adalah luas penampang total sistem dinding struktural, dan kuat

geser nominal tiap dinding individual tidak boleh diambil melebihi

$\frac{5}{6} \cdot A_{cp} \cdot \sqrt{f'_c}$, dimana A_{cp} adalah luas penampang 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 03-2847-2002 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 R akibat rotasi pondasi dan perpindahan B dan s akibat lentur dan gaya geser.

$$= s + B + R \quad (2.18)$$

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 (s) dinyatakan sebagai (F), yakni deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang.

$$= F + B + R \quad (2.19)$$

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

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

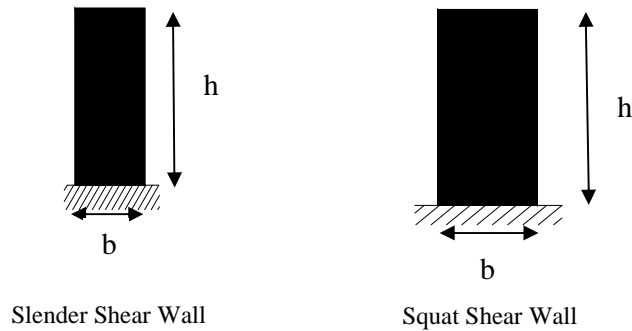
$$\text{Jika } \frac{(h)}{(b)} > 2 \quad (2.20)$$

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

$$\text{Jika } \frac{(h)}{(b)} \leq 2 \quad (2.21)$$

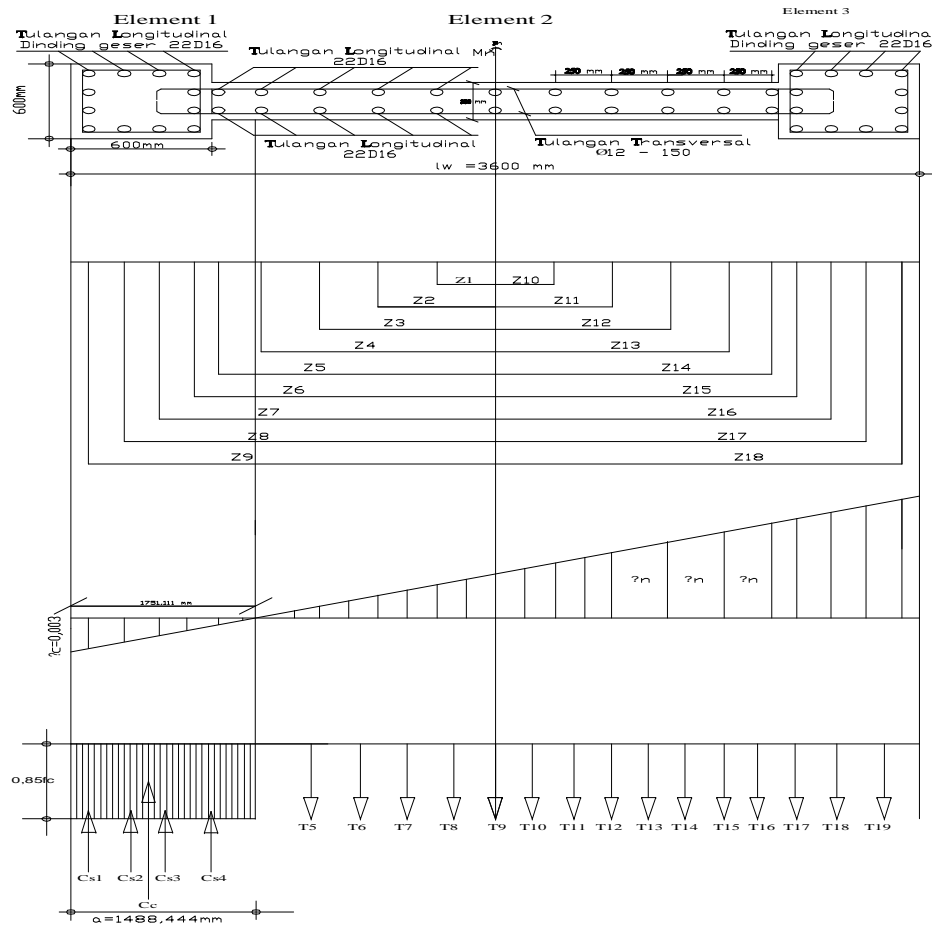
dimana : h adalah tinggi bruto dinding geser

b adalah lebar bruto dinding geser



Gambar 2.12 Klasifikasi Dinding Geser

Dalam mendesain kekakuan lentur untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut *Paulay* dan *Priestley* halaman 392-393, yaitu :



Gambar 2.13 Potongan Penampang dan Diagram Tegangan

Dimana : l_w adalah lebar 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 l_d .

Besarnya l_d dapat dihitung dengan rumus :

$$l_d = m_{db} \cdot l_{db} \quad (2.22)$$

(*Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T paulay And M.J.N.*

Priestley hal 149)

dimana :
$$l_{db} = \frac{1,38 \cdot A_b \cdot f_y}{c \cdot \sqrt{f'_c}}, \text{ satuannya MPa.} \quad (2.23)$$

(*Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T paulay And M.J.N.*

Priestley hal 150) dengan :

A_b adalah luas penampang tulangan (mm^2)

c adalah 3 x diameter tulangan (mm)

m_{db} adalah faktor modifikasi sebesar 1,3

Diameter tulangan tidak boleh melebihi $\frac{1}{8}$ dari tebal dinding geser.

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 W dan faktor pembesaran dinamis ().

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

$$A_{sh} = 0,09 (s h_c f'_c / f_{yh}) \quad (2.24)$$

- A_{sh} adalah luas penampang total tulangan transversal (termasuk sengkang pengikat) dalam rentang spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi h_c , mm^2 .
- 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 03-2847-2002 hal 87 adalah

$$w \cdot V_n \leq V_u \quad (2.25)$$

$$\text{Dengan } V_n = \frac{V_u}{w} \text{ dan } V_n = V_c + V_s \quad (2.26)$$

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

$$\text{diambil : } V_c = \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 03-2847-2002 halaman 89}) \quad (2.27)$$

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 :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0,8 l_w}{S} \quad (\text{SNI 03-2847-2002 halaman 94}) \quad (2.28)$$

$$\text{Maka : } V_u = w \cdot V_n \quad (2.29)$$

$$V_u = w \cdot (V_c + V_s) \quad (2.30)$$

$$V_u = \left[(w \cdot V_c) + \left(\frac{w \cdot A_v \cdot f_y \cdot 0,8 l_w}{S} \right) \right] \quad (2.31)$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{(V_u - V_c \cdot w)}{w \cdot f_y \cdot 0,8 l_w} \quad (2.32)$$

$$A_v = \frac{(V_u - V_c \cdot w)}{w \cdot f_y \cdot 0,8 l_w} \cdot S \quad (2.33)$$

Dimana : A_v = luas tulangan geser (cm^2) l_w = lebar dinding geser (cm)

b_w = tebal dinding geser (cm) f_y = kuat leleh baja (mpa)

S = jarak tulangan geser (cm)

3. b_w

$$1/5. b_w$$

$$50 \text{ cm}$$

2.6.2 Dinding Geser Beton Bertulang Kantilever.

Suatu subsistem gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana, yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya, dimana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m. (SNI 03-1726-2002 “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung” Pasal 3.1.4.1)

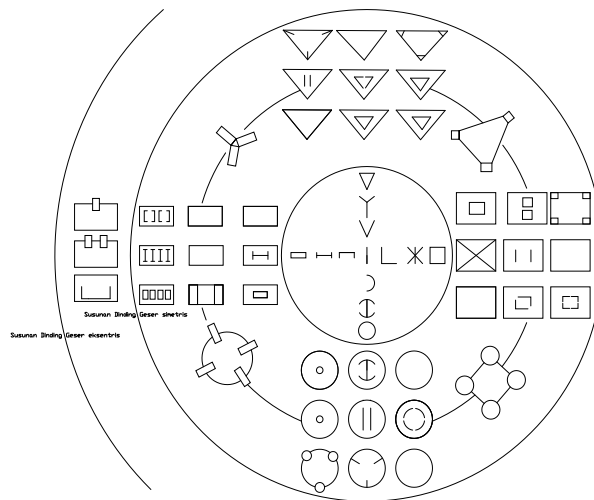
$$\text{Rasio} = \frac{\text{tinggi dinding geser (h)}}{\text{lebar dinding geser (b)}} \geq 2, \text{ dan } b \geq 1,5 \text{ m.} \quad (2.34)$$

2.6.3 Dinding Geser Beton Bertulang Berangkai

Suatu subsistem gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana, yang terdiri dari dua buah atau lebih dinding geser yang dirangkaikan oleh balok-balok perangkai dan yang runtuhnya terjadi dengan suatu duktilitas tertentu oleh terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok-balok perangkai dan kaki semua dinding geser, di mana masing-masing momen lelehnya dapat mengalami peningkatan hampir sepenuhnya akibat pengerasan regangan. Rasio antara bentang dan tinggi balok perangkai tidak boleh lebih dari 4. (SNI 03-1726-2002 “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung” 3.1.4.2).

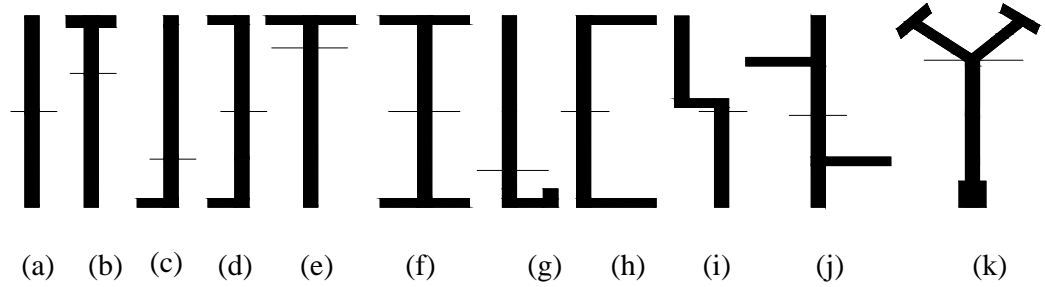
2.6.4 Bentuk dan Tata Letak Dinding Geser

Sistim dinding geser dapat dibagi menjadi sistim terbuka dan tertutup. Sistim terbuka terdiri 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 bujursangkar, segitiga, persegi panjang dan bulat. Bentuk dan penempatan dinding geser mempunyai akibat yang besar terhadap perilaku structural.

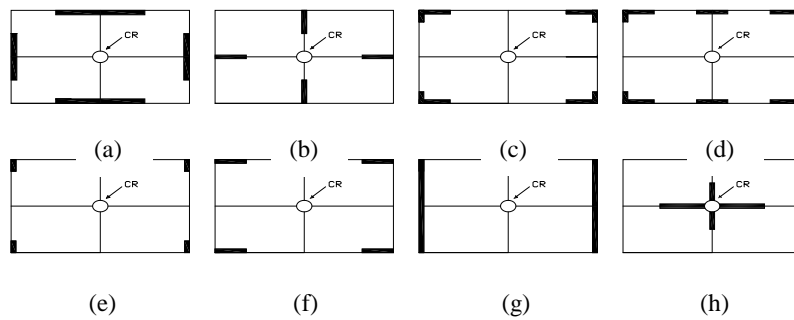


Gambar 2.14 Bentuk dan Susunan Dinding Geser

apabila dibeban secara lateral. Dinding geser yang diletakan asimetris terhadap bentuk bangunan harus memikul torsi selain lentur dan geser langsung.



Gambar 2.15 Bentuk Dinding Geser



Gambar 2.16 Tata Letak Dinding Geser

Sumber : *Seismic Desain of Reinforced concrete & Masonry Bulidings, T Paulay and M.J.N Priestley halaman 365 dan 368.*

dimana :

- Lingkaran yang terdapat pada tiap denah adalah pusat kekakuan.
- Garis yang tebal menunjukkan dinding geser.
- Garis yang tipis menunjukkan garis denah gedung

Contoh perhitungan pusat kekakuan struktur itu sendiri terdiri dari dua yaitu :

▪ Kekakuan penampang : $E_{(\text{Modulus Elastisitas})} \times I_{(\text{Inersia})}$ (2.35)

▪ Kekakuan batang, balok atau kolom : $\frac{E \times I}{L}$ (2.36)

Dimana ; $E = 200 \times 10^3 \text{ Mpa}$ (SNI-03-2847-2002 Ps.10.5.2) dan (2.37)

$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$ (2.38)

2.7 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 daripada tingkat bawah, sedang perpindahan relatif tingkat-tingkat atas dan bawah pada portal hampir sama.

(Sumber: Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa, Kiyoshi Muto halaman 153).

2.7.1 Deformasi Dinding Geser Bertingkat Banyak Yang Berdiri Sendiri

Seperti telah disebutkan semula bahwa deformasi suatu dinding dibedakan atas deformasi akibat lentur, geser, dan akibat rotasi dan pergerakan tumpuan. Deformasi lentur dan geser merupakan deformasi akibat lendutan elastis pada dinding. Deformasi geser sebanding dengan gaya geser yang dipikul oleh suatu tingkat dan sifat-sifatnya sudah dijabarkan. Perhitungannya juga sederhana karena hanya memperhatikan tingkat yang ditinjau. Sebaliknya, deformasi lentur berkaitan dengan gaya geser yang bekerja pada tingkat yang ditinjau dan momen

lentur dari tingkat-tingkat yang lebih atas, serta dipengaruhi juga oleh putaran sudut akibat lenturan pada tingkat-tingkat yang lebih bawah. Oleh karena itu, karakteristik deformasi lentur lebih rumit. Ringkasnya, deformasi dipengaruhi oleh letak tingkat dan keadaan distribusi gaya luar diatas dan dibawah tingkat yang ditinjau. Pengaruh deformasi lentur sangat besar pada dinding struktur bertingkat banyak dan menyebabkan ketegaran ditingkat-tingkat atas berkurang banyak.

(Sumber : Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa, Kiyoshi Muto halaman 156).

2.7.2. Deformasi Dinding Geser Berlubang

Dinding dengan lubang untuk jendela dan pintu dapat juga menjadi dinding potongan yang efektif. Untuk memasukkan secara efektif dinding dengan bukaan dalam merancang tahan gempa, perlu meneliti kebiasaannya dari aspek ketegaran dan kekuatan. Dinding berlubang, walaupun sebutannya sederhana, pada dasarnya meliputi banyak sekali bentuk dinding. Lubang pada dinding bisa berupa lubang jendela yang seragam disetiap tingkat dan bentang, lubang jendela dan pintu yang berseling, lubang kecil untuk saluran (*duct*), lubang dengan pola yang tidak beraturan, dan lubang dengan ukuran yang beraneka ragam. Perpindahan relatif (δ_n) diakibatkan oleh deformasi lentur, deformasi geser, dan deformasi akibat rotasi pondasi seperti pada kasus dinding geser yang berdiri sendiri. Pada kasus ini, deformasi geser (δ_{Sn}) dinyatakan sebagai (δ_{Fn}), yakni deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang.

$$\delta_n = \delta_{Fn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn} \quad (2.39)$$

dimana : δ_n = perpindahan relatif tingkat n

δ_{Fn} = deformasi portal akibat gaya geser

δ_{Bn} = deformasi akibat lentur total

δ_{Rn} = deformasi akibat rotasi pondasi

Metode perhitungan deformasi lentur δ_{Bn} dan deformasi akibat rotasi pondasi δ_{Rn} sama seperti pada kasus dinding tanpa lubang. Masalah khusus pada dinding geser berlubang terletak pada deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang atau deformasi portal δ_{Fn} . Perhitungan δ_{Fn} bervariasi sesuai dengan ukuran lubang dan karenanya metode analisa dibedakan atas 2 metode kasus, yaitu :

- Kasus lubang yang kecil.
- Kasus lubang yang besar.

(Sumber: *Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa*, Kiyoshi Muto halaman 173-174).

2.7.3. Kerangka Perencanaan Sistem Dinding Geser

Kerangka kerja dalam merencanakan suatu sistem struktur dinding geser yang efektif menahan beban lateral dan termasuk ketahanannya terhadap gempa selain beban gravitasi adalah sebagai berikut :

- Kontrol penempatan dinding geser
- Merencanakan beban gravitasi, massa, dan aksial yang memusatkan beban pada dinding geser
- Analisa beban lateral dan mengestimasi kekuatan gempa, pada proyek ini berlokasi di Malang termasuk dalam wilayah gempa 4.
- Analisis terhadap sistem struktur

- Penentuan gaya-gaya rencana 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) Besarnya 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.

2.8. Puntir (*Torsi*)

2.8.1. 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 torsi 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

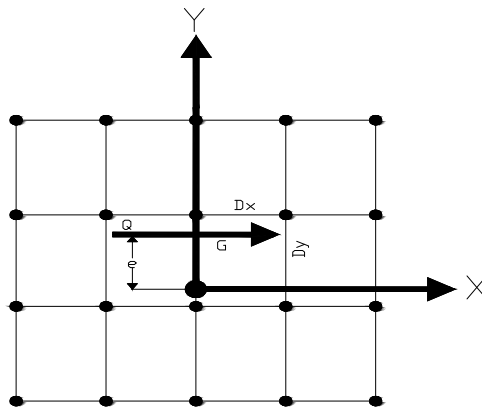
dijijinkan. Pada keadaan nyata balok tepi suatu sistim struktural, besarnya kerusakan akibat torsi biasanya tidak terlalu mengkhawatirkan, ini disebabkan oleh adanya retribusi tegangan di dalam struktural. Hampir semua balok beton yang segi empat yang mengalami torsi mempunyai komponen penampang berupa segi empat 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. Nawy, 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.*).

2.8.2. 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 u_0 dalam arah Q dan rotasi θ , terhadap titik pusat ketegaran terjadi, maka di sejarak y (dalam arah x pada portal)

$$u_x = u_0 + \theta \cdot y \quad (2.40)$$



Gambar 2.17. Tata Letak Dinding Geser

2.9. 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 statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

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 e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- Untuk $0 < e < 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b \quad (2.41)$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang di tinjau :

- Untuk $e > 0,3 b$

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (2.42)$$

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

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d 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.

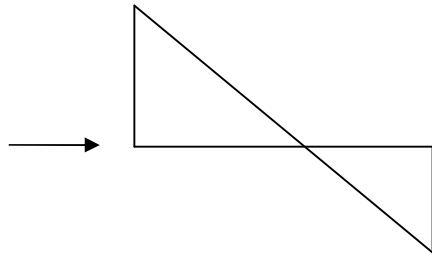
(sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002).

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa terhadap Pusat Kekakuan 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.

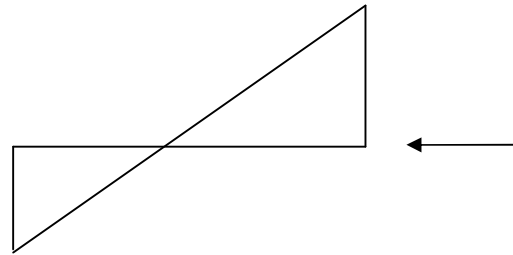
2.10. Momen Envelope

Momen Envelope merupakan kombinasi dari semua gaya-gaya yang bekerja pada struktur baik beban hidup, beban mati dan beban gempa pada suatu struktur dan dalam design dinding geser dipakai gaya lintang maximum (D_{max})

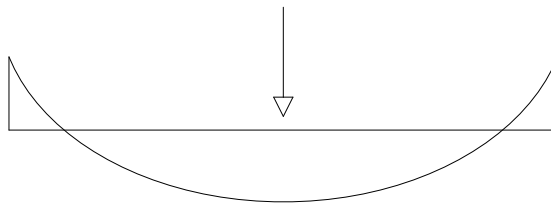
dan Momen Maximum walaupun keduanya tidak terjadi dalam waktu yang bersamaan. Seperti digambarkan dibawah ini :



Gambar 2.18. Gaya Gempa Arah Kiri



Gambar 2.19. Gaya Gempa Arah Kanan



Gambar 2.20. Gaya Vertikal atau Gaya Gravitasi

Dari ilustrasi gambar diatas dapat dibuat suatu kesimpulan bahwa :

1. Pada Gambar 2.12 dan Gambar 2.13 bahwa akibat beban lateral (beban gempa) atau beban horisontal dari arah tertentu terhadap bangunan akan menimbulkan gaya normal dan momen-momen yang bekerja pada struktur.
2. Pada Gambar 2.14 bahwa akibat beban mati dan beban hidup (beban gravitasi) atau beban vertikal yang bekerja pada suatu struktur bangunan tersebut dari arah tertentu terhadap bangunan akan menimbulkan momen-momen yang bekerja pada struktur.

Kombinasi dari akibat pada gambar 2.12 - gambar 2.14 akan menimbulkan momen maksimum yang bekerja pada struktur tersebut. Maka momen maksimum inilah yang dipakai untuk mendesign dan kontrol terhadap gaya-gaya dalam yang bekerja. Inilah yang disebut dengan *Momen Envelope*.

2.11. Pembebanan Pada Struktur

Beban-beban yang akan ditanggung oleh suatu struktur atau elemen struktur 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 sesuai dengan SNI antara lain :

2.11.1 Beban Mati

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.

2.11.2 Beban Hidup

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.

2.11.3 Beban Gempa

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.

2.11.4 Beban Khusus

Beban khusus ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus.

2.11.5 Beban Kombinasi

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 – 2847 – 2002 Psl. 11.1) dalam penulisan tugas akhir ini antara lain :

- a. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D \qquad \qquad \qquad \text{(SNI 03-2847-2002 Psl.11.2(4))}$$

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

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Psl.11.2(5)})$$

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

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E \quad (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Psl.11.2(8)})$$

Atau

$$U = 0,9D \pm E \quad (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Psl.11.2(9)})$$

Dimana:

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

2.11.6 Input Staad Pro

- Modulus elastisitas beton yaitu $4700 \sqrt{fc'}$ (SNI 03 – 2847 – 2002 Psl 10.5.1), $fc' = 30 \text{ Mpa}$ maka modulus elastisitasnya adalah $4700 \sqrt{30} = 25742,9 \text{ Mpa} = 2,5742\text{E}+9 \text{ kg/m}^2$
 $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2$
- Density adalah berat jenis beton (2400 kg/m^3).
- Poisson ratio adalah perbandingan antara regangan transversal terhadap regangan longitudinal, besarnya untuk beton antara 0,15 – 0,2 dengan harga 0,17 sebagai harga yang sering digunakan.
- Damp adalah redaman kritis sebesar 5 %

2.11.7 Balok T Tulangan Rangkap

Perencanaan balok T tulangan rangkap adalah proses menentukan dimensi tebal dan lebar flens, lebar dan tinggi efektif badan balok, dan luas tulangan baja tarik. Balok T juga didefinisikan sebagai balok yang menyatu dengan plat, dimana plat tersebut mengalami tekanan.

Dengan nilai $M_{D b}$, $M_{L b}$, $M_{E b}$ (Statika / hasil dari STAAD PRO 2004),

Dimana kombinasi untuk M_u balok :

$$= 1,4 M_{D b}$$

$$= 1,2 M_{D b} + 1,6 M_{L b}$$

$$= 1,2 M_{D b} + 1,0 M_{L b} \pm 1,0 M_{E b}$$

$$= 0,9 M_{D b} \pm 1,0 M_{E b}$$

Dari ke empat kombinasi diatas maka diambil nilai M_u yang paling besar.

Balok persegi memiliki tulangan rangkap apabila momen yang harus ditahan cukup besar dan $A_s \text{ perlu} > A_s \text{ maks}$.

Untuk tulangan maksimum ada persyaratan bahwa balok atau komponen struktur lain yang menerima beban lentur murni harus bertulangan lemah (under reinforced), SNI-03-2847-2002 hal 70 memberikan batasan tulangan tarik maksimum sebesar 75 % dari yang diperlukan pada keadaan regangan seimbang.

$$A_s \text{ maks} = 0,75 \dots b \quad (2.43)$$

$$A_s \text{ maks} = 0,75 \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot S_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \times b \times d \right) \quad (2.44)$$

Untuk tulangan minimum agar menghindari terjadinya kehancuran getas pada balok, maka SNI-03-2847-2002 pada halaman 71-72 juga mengatur jumlah

minimum tulangan yang harus terpasang pada balok yaitu : $A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d$

dan tidak boleh lebih kecil dari $A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ (2.45)

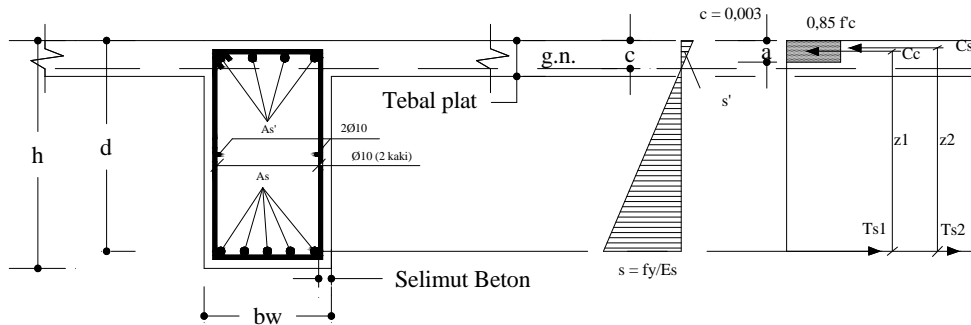
Langkah – langkah perencanaan balok T tulangan rangkap :

❖ Dapatkan nilai M_{D_b} , M_{L_b} , M_{E_b} (Statika / hasil dari STAAD PRO 2004)

Dimana kombinasi untuk M_u balok :

$$\begin{aligned} &= 1,4 M_{D_b} \\ &= 1,2 M_{D_b} + 1,6 M_{L_b} \\ &= 1,2 M_{D_b} + 1,0 M_{L_b} \pm 1,0 M_{E_b} \\ &= 0,9 M_{D_b} \pm 1,0 M_{E_b} \end{aligned}$$

1. Tentukan tulangan tarik dan tulangan tekan.
2. Hitung nilai d' = Tebal selimut beton + diameter sengkang + $\frac{1}{2}$ x diameter tulangan tarik. Setelah itu hitung $d = h - d'$. (2.46)



Gambar 2.21. Gambar Diagram Tegangan Balok T

Sumber Gambar 2.6 : Reinforced Concrete Structures, R. Park and T Paulay hal

126

Menurut SNI – 03 – 2847 – 2002 pasal 10.10, lebar plat flens efektif yang diperhitungkan bekerja sama dengan rangka menahan momen lentur ditentukan sebagai berikut :

a. Jika balok mempunyai plat dua sisi.

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

$b_{\text{eff}} < \frac{1}{4}$ dari bentang balok (panjang balok)

$$< bw + 8 hf_{\text{kiri}} + 8 hf_{\text{kanan}}$$

$$< bw + \frac{1}{2} \text{ jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan}$$

b. Jika balok hanya mempunyai plat satu sisi.

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = \frac{1}{4} L \quad (2.47)$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + (8 \times hf_{\text{kiri}}) + (8 \times hf_{\text{kanan}}) \quad (2.48)$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + \frac{1}{2} Ln_{\text{kr}} + \frac{1}{2} Ln_{\text{kn}} \quad (2.49)$$

3. Mencari letak garis netral.

Analisa balok bertulangan rangkap dimana tulangan tekan sudah leleh.

Misalkan tulangan tarik dan tulangan tekan leleh.

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \quad (2.50)$$

$$Cs = As' \cdot fs' = As' \cdot fy \quad (2.51)$$

$$Ts = As \cdot fy \quad (2.52)$$

$$\sum H = 0 \rightarrow Cc + Cs = Ts \quad (2.53)$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fy = As \cdot fy \quad (2.54)$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = as \cdot fy - As' \cdot fy = fy (As - As') \quad (2.55)$$

$$\text{Sehingga nilai : } a = \frac{fy (As - As')}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (2.56)$$

Dengan nilai a tersebut kita kontrol regangan yang terjadi, apakah tulangan tekan leleh apa belum. Jika leleh, perhitungan dapat dilanjutkan dan jika belum leleh nilai a kita hitung kembali dengan persamaan lain.

$$\text{Tinggi garis netral } c = \frac{a}{S_1} = \frac{(As - As') \cdot fy}{S_1 \cdot 0,85 \cdot fc' \cdot b} \quad (2.57)$$

$$\text{Dari diagram regangan : } \frac{v'_s}{v'_c} = \frac{(c - d')}{c} \rightarrow v'_s = \frac{(c - d')}{c} v'_c \quad (2.58)$$

Jika $v'_s < v_y = fy / Es$ → berarti tulangan tekan belum leleh maka perhitungan diulang.

Jika $v'_s > v_y = fy / Es$ → berarti tulangan tekan belum leleh maka perhitungan dilanjutkan.

$$Mn = Cc \cdot z_1 + Cs \cdot z_2 \quad \text{dimana : } z_1 = d - \frac{a}{2} \quad \text{dan} \quad z_2 = d - d' \quad (2.59)$$

Analisis balok bertulang rangkap dimana tulangan tekan belum leleh.

$$\text{Ini terjadi jika nilai } v'_s > v_y = \frac{fy}{Es} \quad (2.60)$$

Untuk itu dicari nilai a dengan persamaan – persamaan sebagai berikut :

$$\sum H = 0, \text{ maka } Cc + Cs = Ts \quad (2.61)$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fy \quad (2.62)$$

$$fs' = v'_s \cdot Es \quad \text{dimana : } v'_s = \frac{(c - d')}{c} v'_c \quad (2.63)$$

$$fs' = \frac{(c - d')}{c} v'_c \cdot Es = \frac{(c - d')}{c} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$fs' = \frac{(c - d')}{c} \cdot 600 \quad (2.64)$$

$$\text{Maka : } 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot \frac{(c - d')}{c} \cdot 600 = As \cdot fy$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot x + As' \cdot (c - d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c \quad (2.65)$$

Dengan substitusi nilai $a = 1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot s1.c \cdot b).c + As' \cdot (c - d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot s1.b) c^2 + As' \cdot (c - d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot s1.b) c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - As \cdot fy \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot s1.b) c^2 + (600 \cdot As' - As \cdot fy) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0 \quad (2.66)$$

Dengan rumus ABC nilai x dapat dihitung :

$$c_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4a.c}}{2.a} \quad (2.67)$$

Selanjutnya dapat dihitung nilai-nilai :

$$fs' = \frac{(c - d')}{c} \cdot 600 \quad (2.68)$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \quad \text{dimana } a = s1.x \quad (2.69)$$

$$Cs = As' \cdot fs' \quad (2.70)$$

$$z_1 = d - \frac{a}{2} \quad \text{dan } z_2 = d - d' \quad (2.71)$$

$$Mn = Cc \cdot z_1 + Cs \cdot z_2 \quad (2.72)$$

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data-Data Perencanaan

3.1.1 Data Bangunan

- Nama Gedung : Hotel Sutan Raja – Mataram.
- Lokasi Gedung : Jl. Majapahit, Kakalik, Mataram – NTB.
- Fungsi Bangunan : Perhotelan.
- Jumlah Lantai : 7 Lantai
- Bentang Memanjang : 36.00 meter
- Bentang Melintang : 16.60 meter
- Tinggi Gedung : 29.70 meter + Atap
- Struktur : Beton Bertulang
- Zona Gempa : Zona 4

3.1.2 Data Material

Dalam perencanaan bangunan Hotel Sutan Raja - Mataram ini mutu bahan yang di gunakan adalh sebagai berikut:

- Tegangan Leleh Tulangan Ulir f_y = 390 MPa
- Tegangan Leleh Tulangan Polos f_y = 240 MPa
- Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- Modulus elastisitas baja (Ebaja) = 200000 Mpa

3.1.3 Data Pembebanan

➤ Data Beban Mati

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

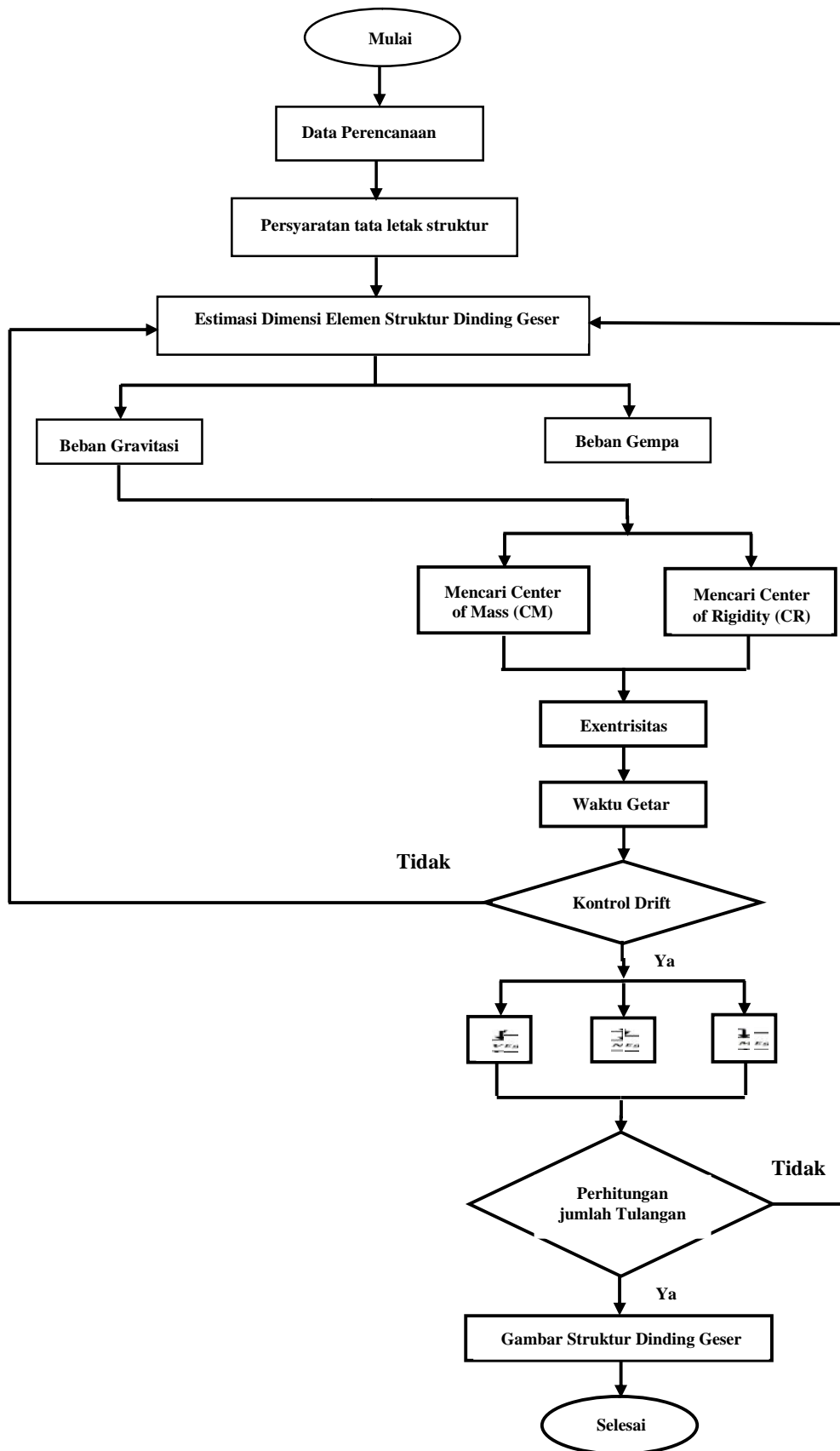
- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
- Berat tegel per cm tebal = 24 kg/m^2
- Berat plafond + rangka penggantung = $(11+7) = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat pasangan bata merah $\frac{1}{2}$ batu = 250 kg/m^2
- Berat jenis beton = 2400 kg/m^3

➤ Data Beban Hidup

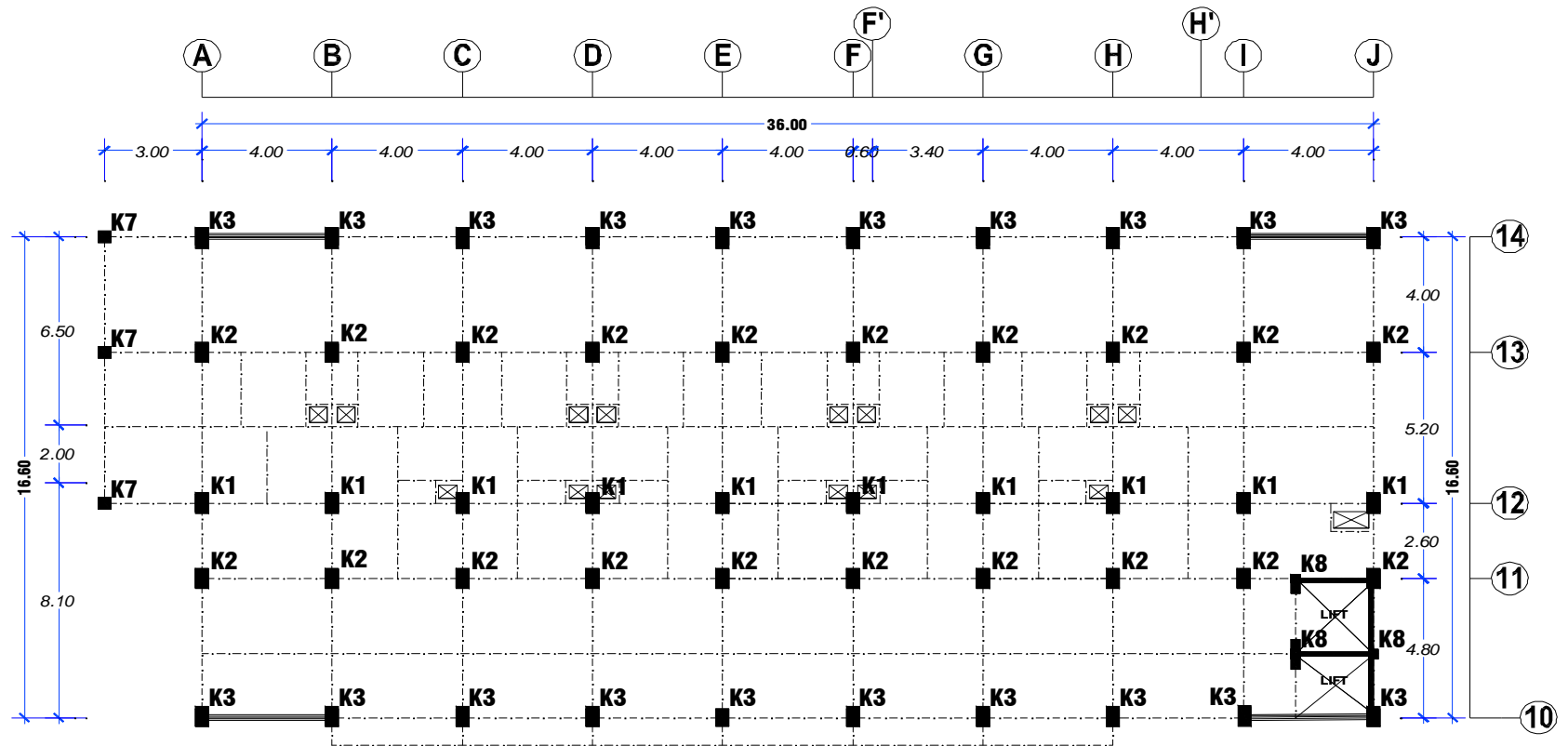
Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban hidup diatur sebagai berikut:

- Beban hidup lantai 1 sampai 7 = 250 kg/m^2
- Beban Guna/Beban Hidup Atap = 100 kg/m^2
- Berat jenis air hujan = 1000 kg/m^3
- Ruang Pelengkap = 250 kg/m^2
- Ruang Alat – Alat dan Mesin = 400 kg/m^2

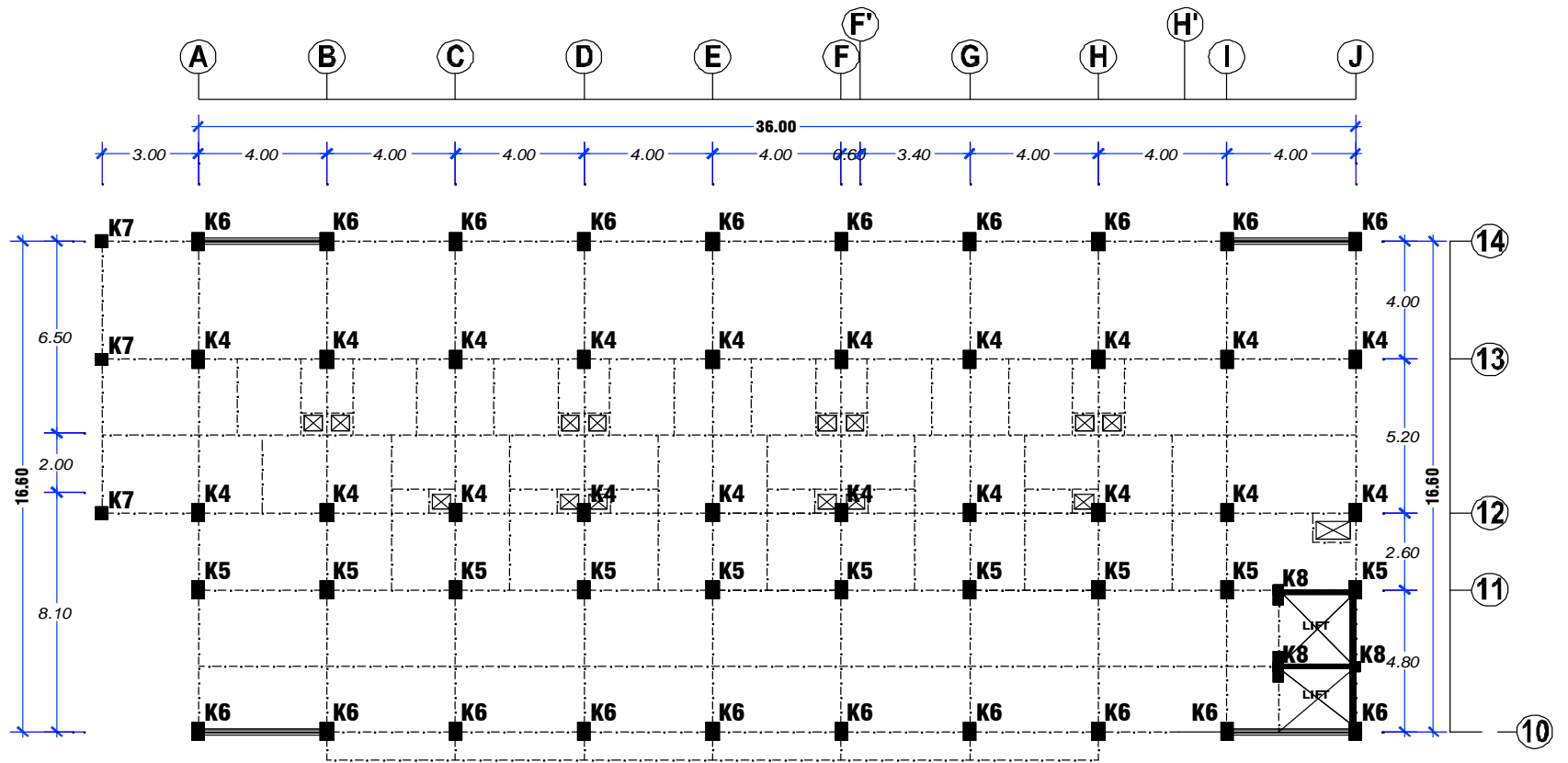
3.2 Diagram Alir Perencanaan Dinding Geser Sistem Kantilever Pada Bangunan Hotel Sutan Raja-Mataram.



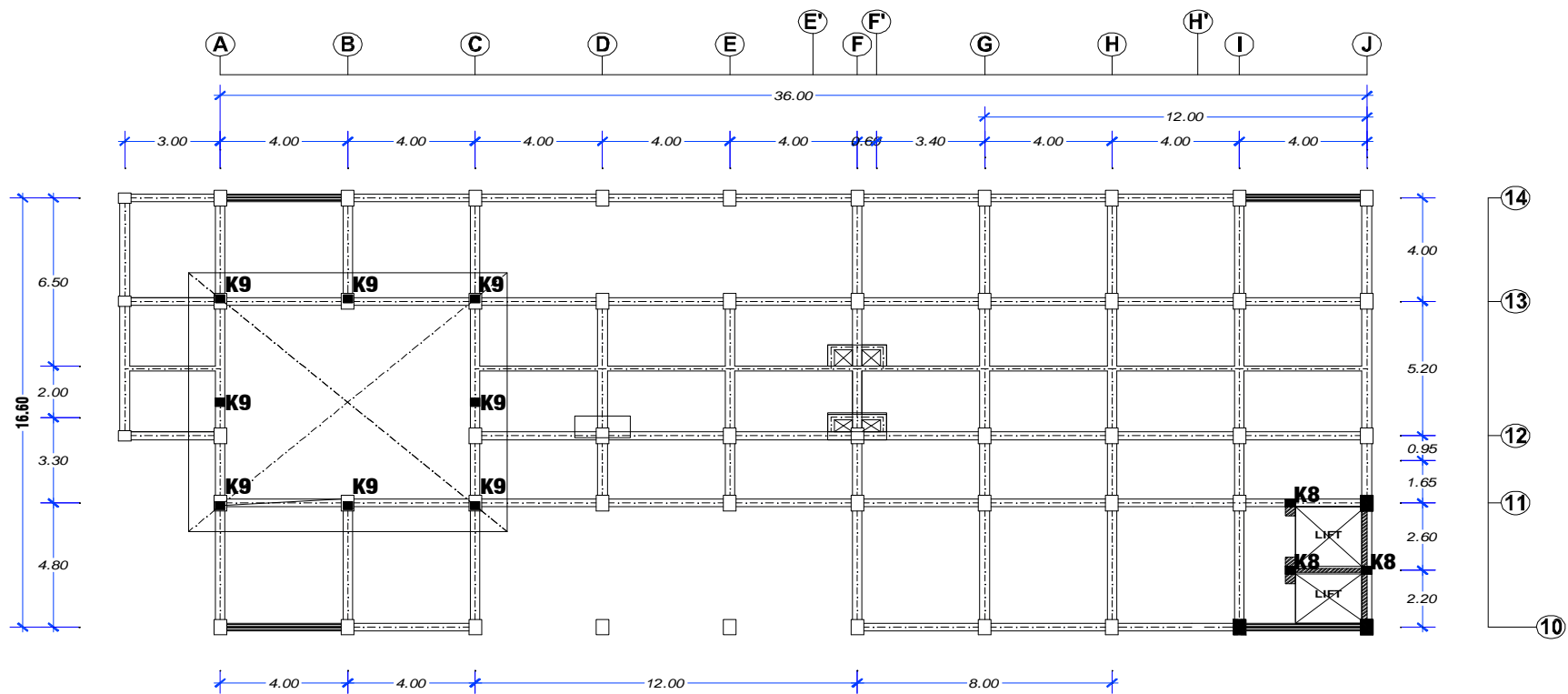
Gambar 3.1. Diagram Alur Perencanaan Untuk Dinding Geser Kantilever



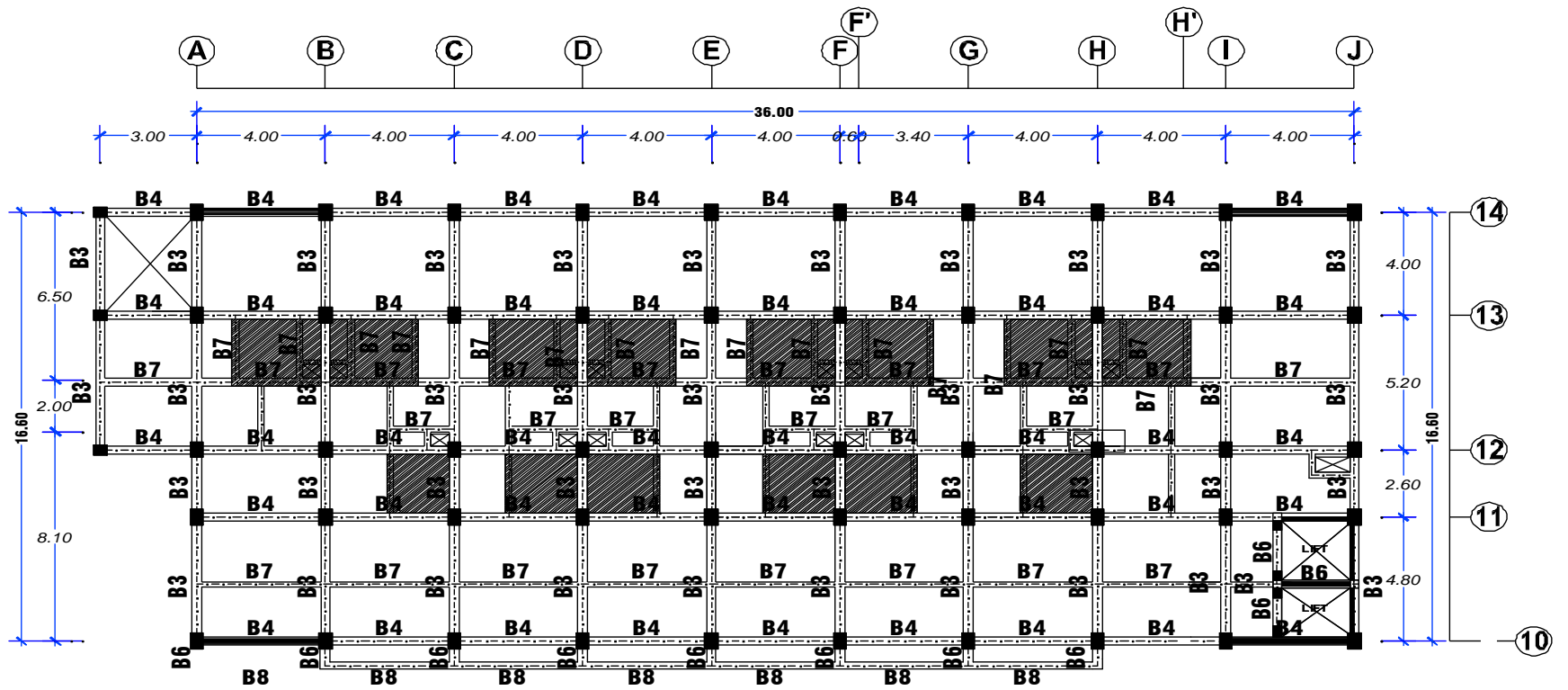
Gambar 3.2. Denah Kolom Lantai 1 / Line 10-14



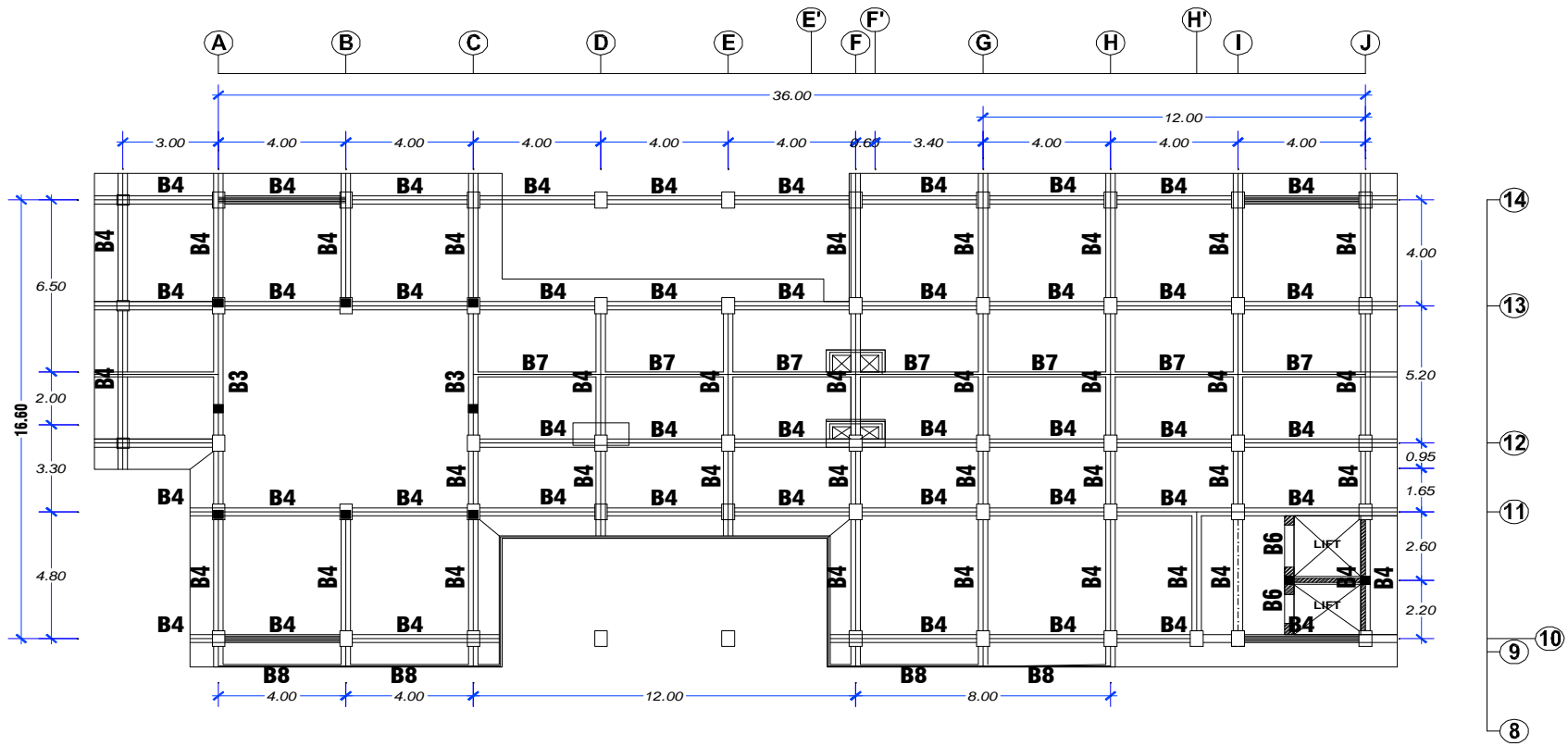
Gambar 3.3. Denah Kolom Lantai 2-7 / Line 10-14



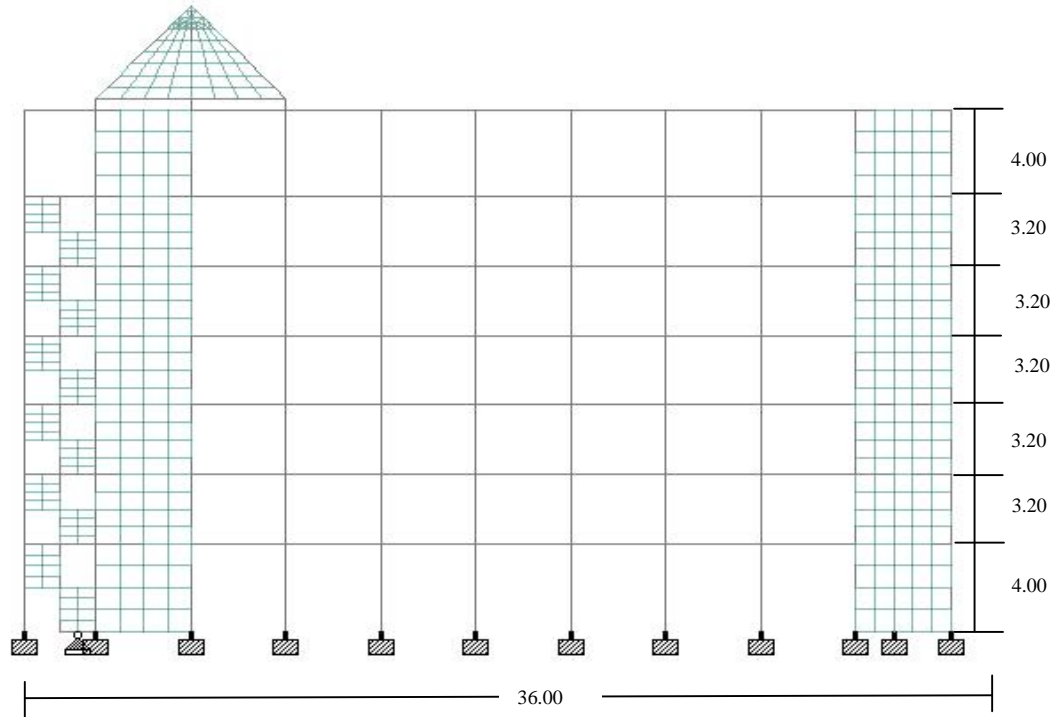
Gambar 3.4. Denah Kolom Atap Line 10-14



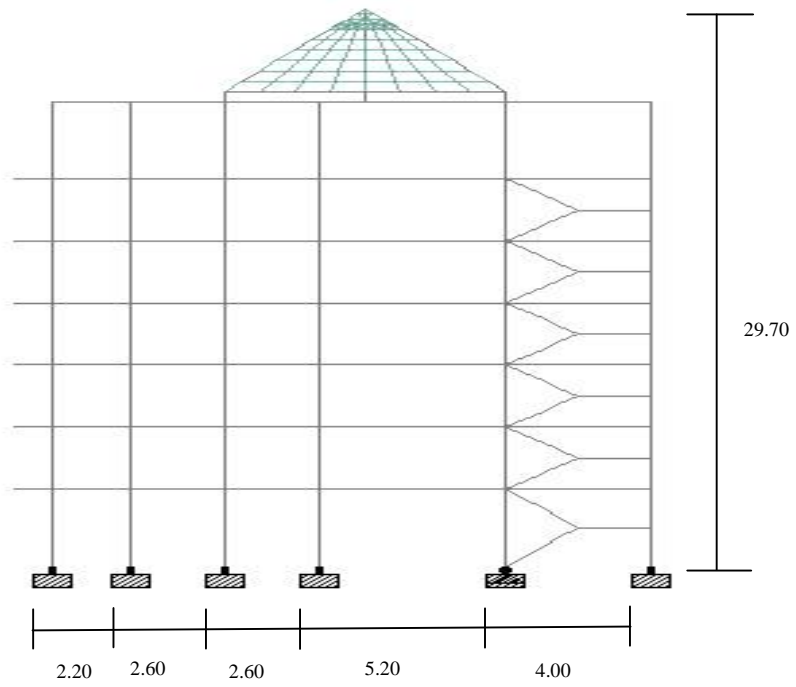
Gambar 3.5. Denah Balok Lantai 1-7 / Line 10-14



Gambar 3.6. Denah Balok Atap Line 10-14



Gambar 3.7. Tampak Depan



Gambar 3.8. Tampak Samping Kanan

3.3 Pendimensian

3.3.1 Dimensi Balok

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3 (1) bahwa lebar balok (b) tidak boleh kurang dari 250 mm dan perbandingan lebar (b) terhadap tinggi (h) tidak boleh kurang dari 0,3.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 400 = 40 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 400 = 27 \text{ cm}$$

Diambil $h = 50 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 30/50$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 300 = 30 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 300 = 20 \text{ cm}$$

Diambil $h = 50 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 30/50$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 4,8 \text{ m} = 480 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 480 = 48 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 480 = 32 \text{ cm}$$

Diambil $h = 50 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 30/50$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 2,6 \text{ m} = 260 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 260 = 26 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 260 = 17 \text{ cm}$$

Diambil $h = 50 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 30/50$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 5,2 \text{ m} = 520 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 520 = 52 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 520 = 37 \text{ cm}$$

Diambil $h = 50 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 30/50$.

➤ Untuk Panjang Balok Anak $L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 400 = 40 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 400 = 27 \text{ cm}$$

Diambil $h = 40 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 27 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{20}{40} = 0,5 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 20/40$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 2,6 \text{ m} = 260 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 260 = 26 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 260 = 17 \text{ cm}$$

Diambil $h = 40 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 27 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{20}{40} = 0,5 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 20/40$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

$$- h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 200 = 13 \text{ cm}$$

Diambil $h = 40 \text{ cm}$.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 27 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{20}{40} = 0,5 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil $b/h = 20/40$.

3.3.2 Dimensi Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4 (1) bahwa ukuran penampang terkecil tidak boleh kurang dari 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

Dipakai kolom berukuran :

$$\bullet \quad K1, K2, K3 = \frac{b}{h} = \frac{40}{70} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

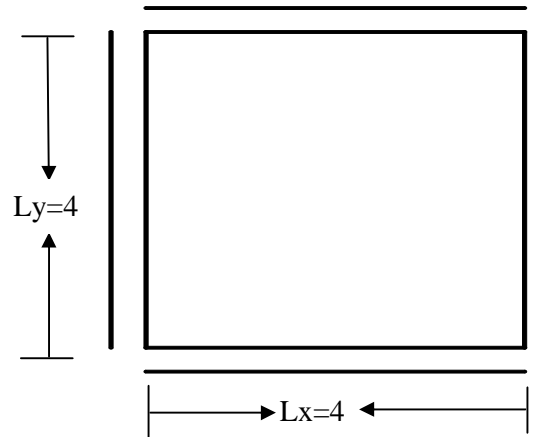
$$\bullet \quad K4, K5, K6 = \frac{b}{h} = \frac{40}{70} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

- $K7 = \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1,0 > 0,3$ OK
- $K8, K9 = \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1,0 > 0,3$ OK

3.3.3 Pendimensionian Plat

3.3.3.1 Dimensi Plat

- Bentang Terpanjang (L_y) : 4 m
- Bentang Terpendek (L_x) : 4 m



Gambar 3.9. Penampang atas Plat

$$= \frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{4} = 1 \leq 2, \text{ maka digunakan plat 2 arah.}$$

➤ Kontrol nilai m :

Momen Inersia Balok (I_{balok}) pada bentang 4 m yang dimensinya direncanakan

30/50:

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 50^3 = 312500 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Balok (I_{balok}) pada bentang 4 m yang dimensinya direncanakan

30/50:

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 50^3 = 312500 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{\text{plat}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 12^3 = 57600 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 12^3 = 57600 \text{ cm}^4$$

Direncanakan Modulus Elastisitas Balok (E_{cb}) dan Modulus Elastisitas plat

(E_{cp}) besarnya sama sebesar: $4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,9602 \text{ MPa}$

Untuk besaran pada balok bentang 6,6 m adalah: $r_1 = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p}$ maka,

$$r_1 = \frac{25742,9602 \times 312500}{25742,9602 \times 57600} = 5,425$$

Untuk besaran pada balok bentang 3,6 m adalah: $r_2 = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p}$ maka,

$$r_2 = \frac{27805,575 \times 312500}{27805,575 \times 57600} = 5,425$$

Maka nilai m adalah:

$$r_m = \frac{2 \times r_1 + 2 \times r_2}{4} = \frac{2 \times 5,425 + 2 \times 5,425}{4} = 5,425$$

Jadi nilai $m = 5,425$ Karena $m > 2$ maka ketebalan pelat minimum tidak boleh

kurang dari:

$$h = \frac{Ln \left[0,8 + \frac{fy}{1500} \right]}{36 + 9s} \text{ dan tidak boleh lebih kecil dari } 0,9 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} Ln &= 400 - (2 \cdot 1/2 \cdot 30) \\ &= 370 \text{ cm} \end{aligned}$$

Untuk tebal plat minimum (h) yaitu:

$$h = \frac{400 \left[0,8 + \frac{390}{1500} \right]}{36 + 9 \cdot 1} = 14,985 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \text{ maka tebal minimum dipakai } 12 \text{ cm}$$

Untuk tebal plat Maximum (h) yaitu:

$$h = \frac{Ln \left[0,8 + \frac{fy}{1500} \right]}{36} = \frac{400 \cdot \left[0,8 + \frac{390}{1500} \right]}{36} = 117 \text{ mm} = 1,17 \text{ cm}$$

Maka tebal plat digunakan 120 mm.

3.3.3.2 Dimensi Plat Atap

$$\begin{aligned} h_{\min} &= L/10 (0,40 + fy/700) \\ &= 1000/10 (0,40 + 390/700) \\ &= 95,714 \text{ mm} \sim 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil tebal pelat Atap = 10 cm

Perencanaan penampang balok T / balok Internal (Berdasarkan SNI -2847-2002

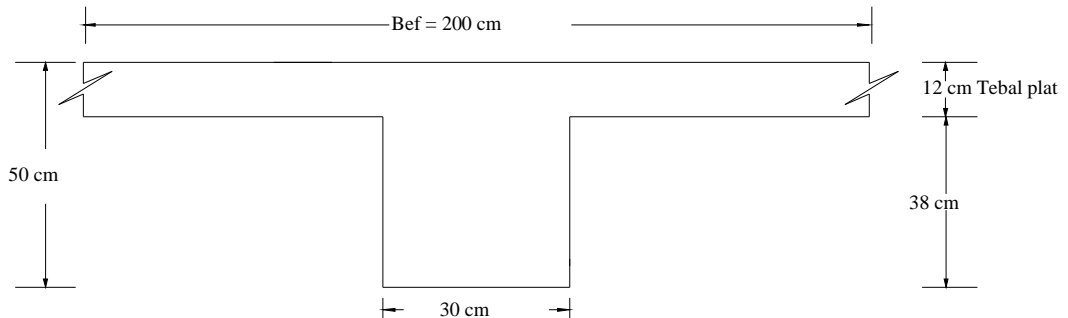
pasal 10.10.) (diambil rumus dari BAB II hal. 59, no 2.47,2.48,2.49).

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = 1/4 L = 1/4 \cdot 8000 = 2000 \text{ mm} = 200 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } b_{\text{eff}} &= bw + (8 \times hf_{\text{kiri}}) + (8 \times hf_{\text{kanan}}) = 300 + (8 \times 120) + (8 \times 120) = 2220 \text{ mm} = \\ &222 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } b_{\text{eff}} &= bw + \frac{1}{2} Ln_{\text{kr}} + \frac{1}{2} Ln_{\text{kn}} = 300 + (\frac{1}{2} \cdot 4000) + (\frac{1}{2} \cdot 4000) = 4300 \text{ mm} = \\ &430 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil yaitu = 200 cm



Gambar 3.10. Penampang balok T (30/50)

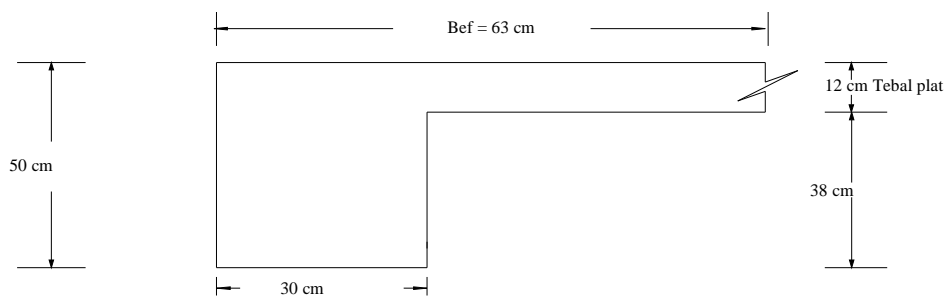
Perencanaan penampang balok L (Berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.)

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + 1/12 L = 300 + 1/12 \cdot 4000 = 633,3 \text{ mm} = 63 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + (6 \times hf_{\text{kiri}}) = 300 + (6 \times 120) = 1020 \text{ mm} = 102 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + \frac{1}{2} Ln_{\text{kr}} = 300 + (\frac{1}{2} \cdot 4000) = 2300 \text{ mm} = 230 \text{ cm}$$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil yaitu = 63 cm



Gambar 3.11. Penampang balok L (30/50)

➤ **Balok Anak berdimensi 20/40 untuk bentang 5,20 m**

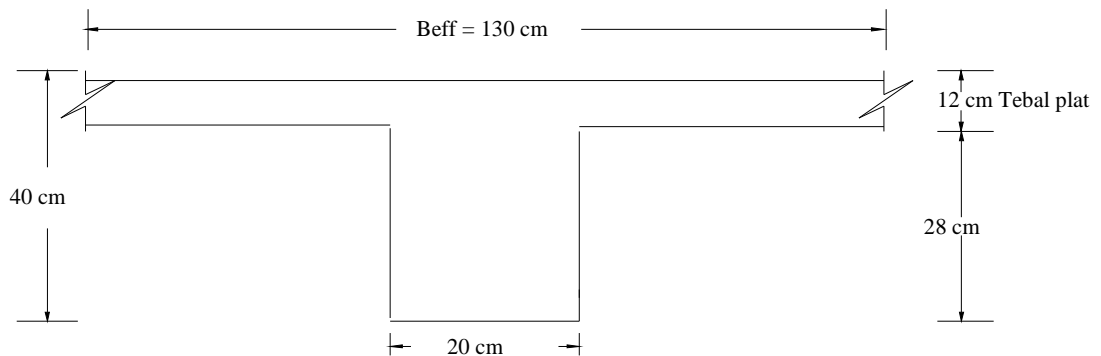
Perencanaan penampang balok T / balok Internal (Berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.)

➤ $b_{\text{eff}} = \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 5200 = 1300 \text{ mm} = 130 \text{ cm}$

➤ $b_{\text{eff}} = b_w + (8 \times h_{f_{\text{kiri}}}) + (8 \times h_{f_{\text{kanan}}}) = 200 + (8 \times 120) + (8 \times 120) = 2120 \text{ mm}$
 $= 212 \text{ cm}$

➤ $b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{2} L_{n_{kr}} + \frac{1}{2} L_{n_{kn}} = 200 + (\frac{1}{2} \cdot 2600) + (\frac{1}{2} \cdot 2600) = 2800 \text{ mm} = 280 \text{ cm}$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil untuk balok T (balok Internal) yaitu = 130 cm



Gambar 3.12. Penampang balok T (20/40)

3.3.4 Dimensi Dinding Geser

Pendimensian dinding geser

Tinggi Dinding (h) : 29.70 m.

Lebar rencana : 4 m

Klasifikasi dinding : $\frac{29,70}{4} = 7,426 \text{ m}$ (Slender shear wall)

Penentuan Lebar : Rasio = $\frac{\text{tinggi dinding geser (h)}}{\text{lebar dinding geser (b)}}$ 2, dan b 1,5 m.

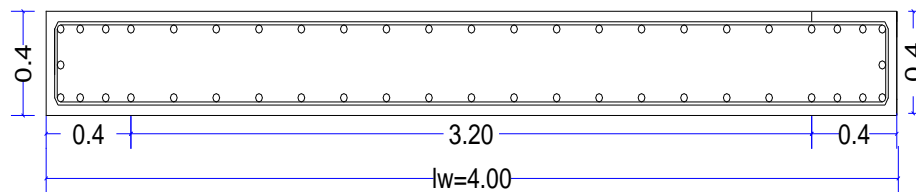
Jadi lebar dinding rencana = 4 m

Tebal dinding (bw) : Tidak boleh $< \frac{1}{25} \times h$ atau b dinding geser, (diambil yang terkecil) dan tidak boleh kurang dari 100 mm.

✓ Tinggi = $\frac{1}{25} \times 29,70 = 1,188$ m.

✓ Lebar = $\frac{1}{25} \times 4 = 0,16$ m

Rencana Tebal Dinding Geser diambil = 0,40 m.



Gambar 3.13. Penampang Dinding Geser

Berdasarkan rumusan hasil penelitian T. Paulay dan M. J. N. Priestly dalam bukunya yang berjudul “ Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building “, dimensi dinding geser harus memenuhi syarat sebagai berikut :

- Untuk Tebal Sayap ($b_1 = b$) $b_1 \geq \frac{h_1}{16}$, h_1 adalah tinggi lantai pertama

$$b_1 \geq \frac{400}{16} \rightarrow b_1 \geq 25 \text{ cm}$$

Direncanakan $b_1 = 400$ cm, dan tebal dinding (bw) = 40 cm.

- Untuk Lebar Dinding geser (lw_{maks})

$$lw_{maks} < 1,6 \times h_i \rightarrow lw_{maks} < 1,6 \times 4000 \rightarrow lw_{maks} < 640 \text{ cm}$$

lw dipakai = 400 cm

Daktilitas Simpangan $\lambda = 4,0$ (dari table SNI 03-1726-2002 halaman 12 tabel 3)

$$Ar = \frac{hw}{lw} \quad , \text{ hw adalah tinggi gedung}$$

$$Ar = \frac{29700}{4000} = 7,425$$

Dengan menggunakan grafik (hal 403) hubungan ketebalan kritis dengan

daktilitas simpangan, didapat : $\frac{bc}{lw} = 0,045$

$$bc = 0,045 \times 400 = 18 \text{ cm}$$

$$Ar = \frac{hi}{16} = \frac{400}{16} = 25$$

Kontrol, $bc = 18 \text{ cm} < hi/16 = 25$ Ok.

Direncanakan $b1 = 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$, dimana $bw = 40 \text{ cm}$ maka memenuhi syarat.

3.4.Perhitungan Pembebanan Struktur

3.4.1 Lantai 7

3.4.1.a. Pembebanan Plat

- **Beban mati (qd)**

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting AC} = 35 = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat tegel 1,2 cm} = 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\mathbf{qd} = 123,8 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat dan balok tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD pro).

- **Beban hidup (ql)**

$$\begin{aligned} \text{Beban guna atap} &= 100 \text{ kg/m}^2 + \\ \mathbf{ql} &= \mathbf{100 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12).

$$\begin{aligned} - \text{Beban hidup untuk restoran} &= 250 \text{ kg/m}^2 + \\ \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

Beban Lift (ql)

Beban Lift di kategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak.

- Lift merek YUNDAI dengan kapasitas muat 8 orang = 640 kg x 2 = 1280 kg.

3.4.1.b. Pembebanan Balok

Pembebanan Balok anak portal Memanjang

- Pembebanan Balok Anak memanjang Line 12' merupakan balok ditumpu dengan dimensi (20/40) bentang (3 m dan 4 m).

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,40) = 900 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 900 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Melintang

- Pembebanan Balok induk melintang merupakan balok ditumpu dengan dimensi (30/50), bentang (4 m dan 5,20 m).

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan Balok induk melintang pada Line ,C,F,G,H,I, merupakan balok dengan dimensi (30/50), bentang (4,80 m , 2,60 m , 5,20 m , 6,50 m dan 4 m).

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line D dan E, merupakan balok dengan dimensi (30/50), bentang (2,60 m dan 5,20 m).

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line B , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang (4 m dan 4,80 m).

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line I' , merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,40) = 900 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 900 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line A dan J , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Memanjang

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 10,14 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 11,12,13 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 4 m dan 3 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (4-0,50) = 875 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 875 \text{ kg/m}$$

3.4.2 Lantai 6

3.4.2.a. Pembebanan Plat

- **Beban mati (qd)**

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting AC} = 35 = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat tegel 1,2 cm} = 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{qd} = 123,8 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat dan balok tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban orang} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12).

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban hidup untuk hotel} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

3.4.2.b. Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak Portal Memanjang

- Pembebanan Balok anak memanjang line 10' dan 12' merupakan balok ditumpu dengan dimensi (20/40), bentang 4 m dan 3 m.

Beban mati

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{Jadi, \text{ beban mati (qd)} = \mathbf{700 \text{ kg/m}}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Melintang

- Pembebanan balok induk melintang pada line A dan J , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line B,C,D,E,F,G,H,I, merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line dan I', merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 700 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Memanjang

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 10,14 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 11,12,13, merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

3.4.3 Lantai 5

3.4.3.a. Pembebanan Plat

- **Beban mati (qd)**

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting AC} = 35 = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat tegel 1,2 cm} = 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{qd} = 123,8 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat dan balok tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban orang} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12).

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban hidup untuk hotel} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

3.4.3.b. Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak Portal Memanjang

- Pembebanan Balok anak memanjang line 10' dan 12' merupakan balok ditumpu dengan dimensi (20/40), bentang 4 m dan 3 m.

Beban mati

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}}
 \end{aligned}$$

Jadi, beban mati (qd) = 700 kg/m

Pembebanan Balok Induk Portal Melintang

- Pembebanan balok induk melintang pada line A dan J , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line B,C,D,E,F,G,H,I, merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line dan I', merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Memanjang

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 10,14 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 11,12,13, merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

3.4.4 Lantai 4

3.4.4.a. Pembebanan Plat

- **Beban mati (qd)**

$$\text{Berat spesi 2 cm} \quad = 2 \times 21 \quad = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 11+ 7 \quad = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting AC} \quad = 35 \quad = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat tegel 1,2 cm} \quad = 1,2 \times 24 \quad = 28,8 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{qd} = 123,8 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat dan balok tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban orang} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12).

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban hidup untuk hotel} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

3.4.4.b. Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak Portal Memanjang

- Pembebanan Balok anak memanjang line 10' dan 12' merupakan balok ditumpu dengan dimensi (20/40), bentang 4 m dan 3 m.

Beban mati

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{\text{Jadi, beban mati (qd) = 700 kg/m}}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Melintang

- Pembebanan balok induk melintang pada line A dan J , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$\text{- Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = \mathbf{675 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line B,C,D,E,F,G,H,I, merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$\text{- Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = \mathbf{675 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line I', merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang 4,80 m.

Beban Mati

$$\text{- Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = \mathbf{700 \text{ kg/m}}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Memanjang

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 10,14 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 11,12,13, merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

3.4.5 Lantai 3

3.4.5.a. Pembebanan Plat

- **Beban mati (qd)**

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 11+ 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting AC} = 35 = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat tegel 1,2 cm} = 1,2 \times 24 = \underline{28,8 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{qd} = 123,8 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat dan balok tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban orang} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12).

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban hidup untuk hotel} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

3.4.5.b. Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak Portal Memanjang

- Pembebanan Balok anak memanjang line 10' dan 12' merupakan balok ditumpu dengan dimensi (20/40), bentang 4 m dan 3 m.

Beban mati

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}}
 \end{aligned}$$

Jadi, beban mati (qd) = 700 kg/m

Pembebanan Balok Induk Portal Melintang

- Pembebanan balok induk melintang pada line A dan J , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = \mathbf{675 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line B,C,D,E,F,G,H,I, merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = \mathbf{675 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line I', merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = \mathbf{700 \text{ kg/m}}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Memanjang

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 10,14 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 11,12,13, merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

3.4.6 Lantai 2

3.4.6.a. Pembebanan Plat

- **Beban mati (qd)**

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 11+ 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting AC} = 35 = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat tegel 1,2 cm} = 1,2 \times 24 = \underline{28,8 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{qd} = 123,8 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat dan balok tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban orang} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= & \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal 12).

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beban hidup untuk hotel} && = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & \mathbf{ql} &= & \mathbf{250 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

3.4.6.b. Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak Portal Memanjang

- Pembebanan Balok anak memanjang line 10' dan 12' merupakan balok ditumpu dengan dimensi (20/40), bentang 4 m dan 3 m.

Beban mati

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}}
 \end{aligned}$$

Jadi, beban mati (qd) = 700 kg/m

Pembebanan Balok Induk Portal Melintang

- Pembebanan balok induk melintang pada line A dan J , merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line B,C,D,E,F,G,H,I, merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang 4 m, 5,20 m, 2,60 m dan 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang pada line I', merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang 4,80 m.

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,40) = 700 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 700 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk Portal Memanjang

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 10,14 merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang pada line 11,12,13, merupakan balok dengan dimensi (30/50) dengan bentang 3 m dan 4 m .

Beban Mati

$$- \text{ Berat dinding utama} = 250 \times (3,2-0,50) = 675 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Jadi, beban mati (qd)} = 675 \text{ kg/m}$$

3.5 Kombinasi pembebanan Input Staad Pro 2004.

Beban kombinasi ialah gabungan dari beban-beban yang bekerja pada suatu struktur. Pada beban kombinasi ini beban-beban dikalikan faktor keamanan jenis kombinasi yang dipakai berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002 Psl. 11.1)

- $U=(1,4 D)$
- $U=(1,2 D + 1,6 L)$
- $U=(1,2 D + 1,0 L + 1,0 E)$

Dimana:U= Kuat perlu D= Beban mati L= Beban hidup E= Beban gempa

3.6 Langkah – langkah pendimensian Struktur 3 D pada Staad Pro 2004:

Open Staad Pro 2004 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 denah sesuai ukuran bangunan pakai Snap Node/Beam Geometri: Intersect selected members Enter tolerance = 0 kemudian Okey Yes Untuk menggambar stuktur lantai atas di pilih menu Translational repeat Global direction pilih Y Default step spacing = 5 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 dihapus batang pada lantai dasar.

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:

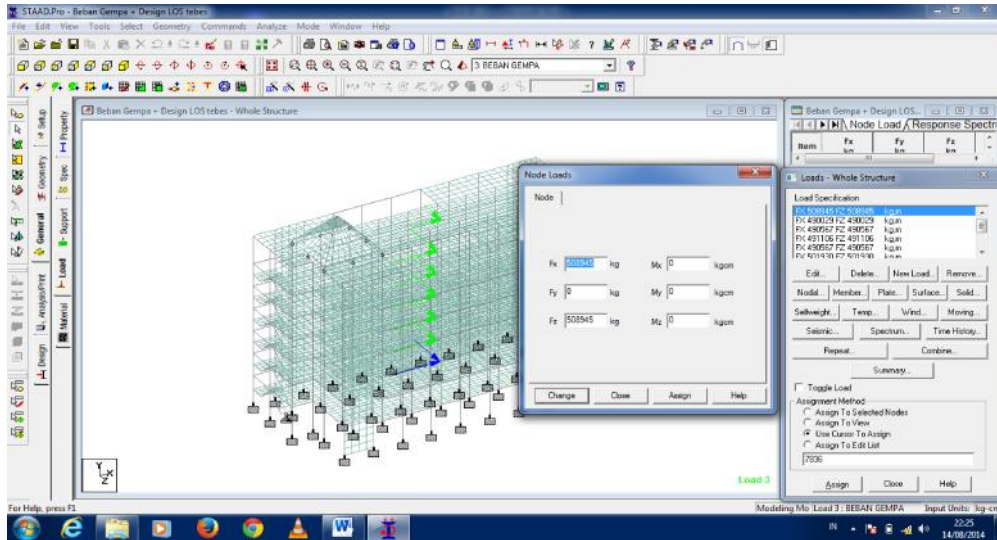
Pilih menu commands loading primary load create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Facctor/nilai = -1 Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai 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(Tabel 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,

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.

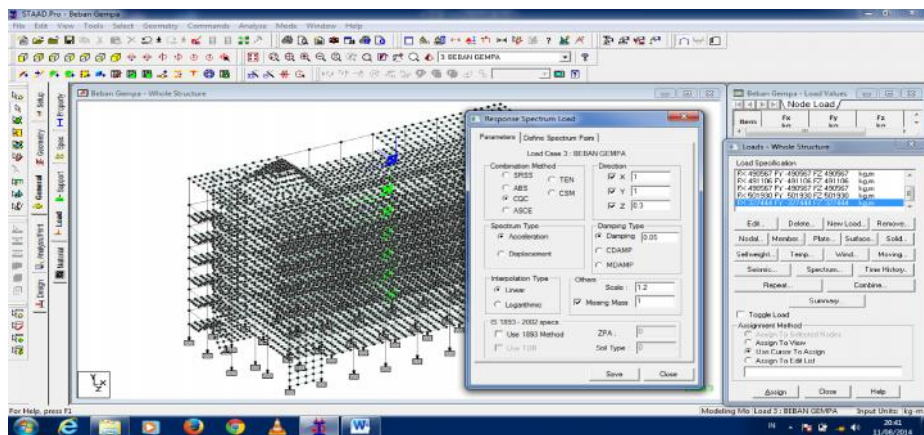
a. Mengisi nilai beban gempa



Gambar 3.14 Mengisi beban gempa pada nodal loads

Diisi gaya geser gempa tiap lantai pada kotak Fx, Fy dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa, sedangkan Fy beban gravitasi bumi efeknya hanya $\pm 10\%$ akibat gempa.

b. Mengatur respons spectrum load



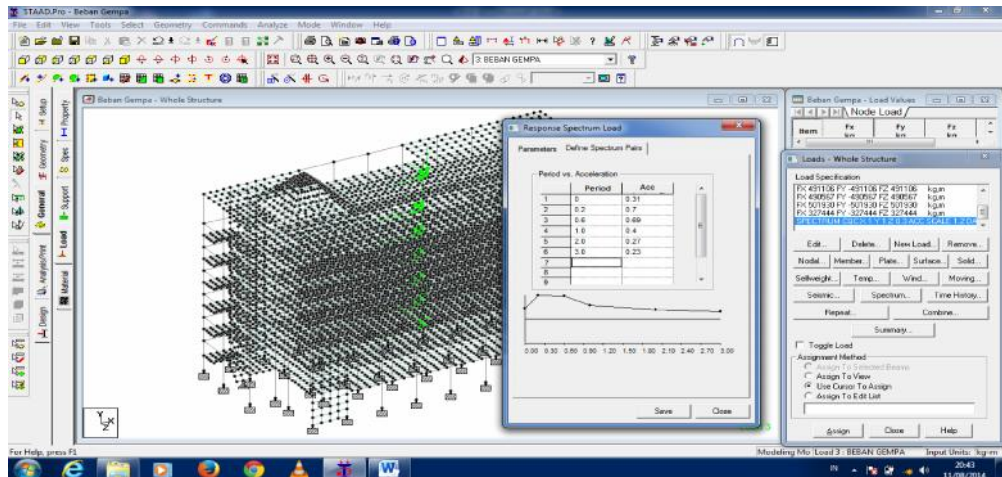
Gambar 3.15 Response spectrum load parameters

Klik pada Menu Spectrum akan tampil seperti diatas, kemudian kita mengisi parameter – parameter tersebut sesuai dengan peraturan gempa yang kita gunakan di Indonesia.

Parameter :

Combination Method → CQC, Spectrum Type → Acceleration, Interpolation Type → Linear, Direction : X = 1, Y = 1, Z = 0,3, Damping → 0,05, Scale → 1.2 Missing Mass → 1. Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2002 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 Specturm Load Direction diisi: X =1, Z = 0, 3

c. Mengatur response spectrum load



Gambar 3.16 Define spectrum pairs Koefisien Gempa dasar Wilayah

Gempa 4 untuk tanah sedang .

Design:

Pilih Concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton **Select parameter** : diisi nilai parameter desain (f'_c dan f_y) sesuai dengan data perencanaan Assign. **Define parameter**: diisi nilai f_c dan f_y sesuai dengan data perencanaan. **Design Command** : dipilih Design Beam = desain balok Assign. Design Column = desain 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:

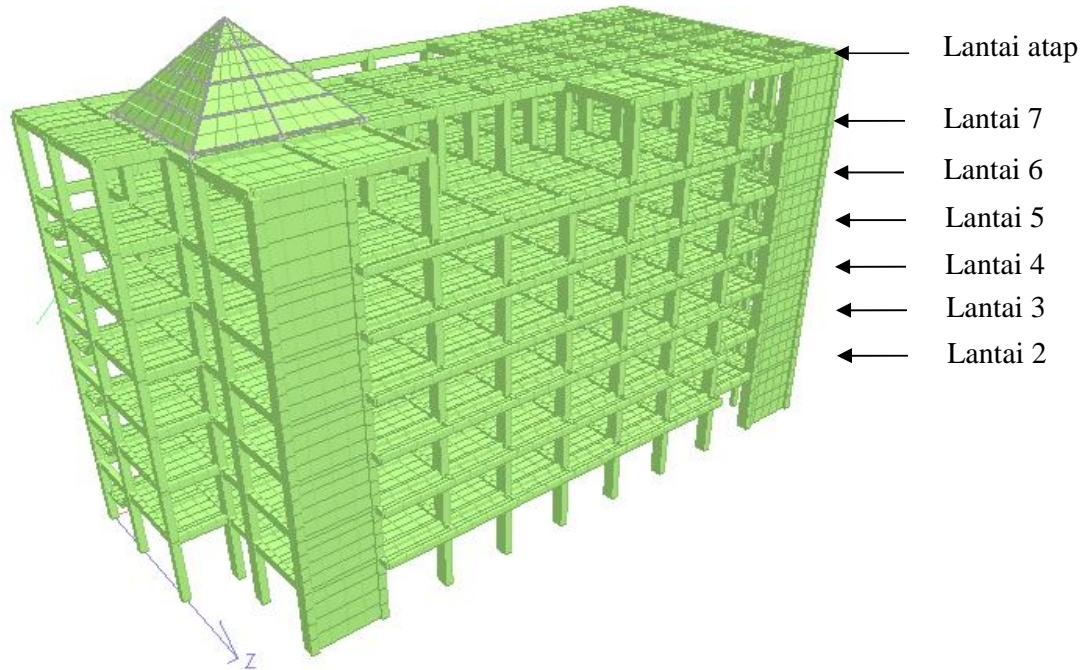
Command Analysis perform Analysis No Print Add Close

Run Analysis:

Analyze Run Analysis Staad Analysis Run analysis Save.

3.7 Perhitungan gaya – gaya gempa yang bekerja pada struktur 3 dimensi

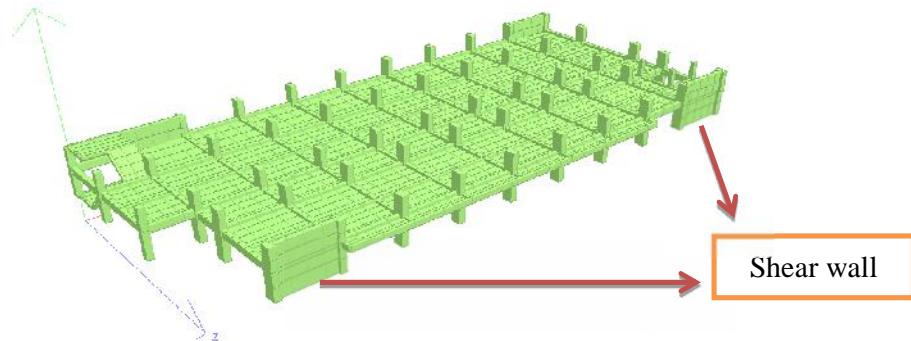
Pembebanan beban gempa Per lantai



Gambar3.17 portal 3D dalam bentuk isometrik.

3.7.1 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 2

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.18. Render hasil potongan berat bangunan lantai 2
output running Staad Pro.

```

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
X = 20.05 Y = 3.93 Z = 8.41
TOTAL SELF WEIGHT = 508945.469 (KG UNIT)

```

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (Wd_2) = 508945 kg

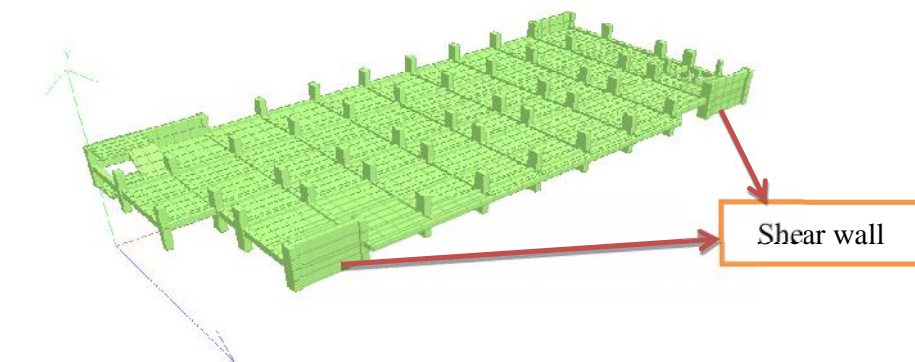
Center gravity

global axis	x	y	z	satuan
	20,05	3,93	8.41	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada Staad Pro.

3.7.2 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 3

Pusat massa pada lantai 3 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.19. Render hasil potongan berat bangunan lantai 3

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
X = 20.03 Y = 7.20 Z = 8.41
TOTAL SELF WEIGHT = 490029.594 (KG UNIT)
```

Gambar hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 3 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (Wd_3) = 490029 kg

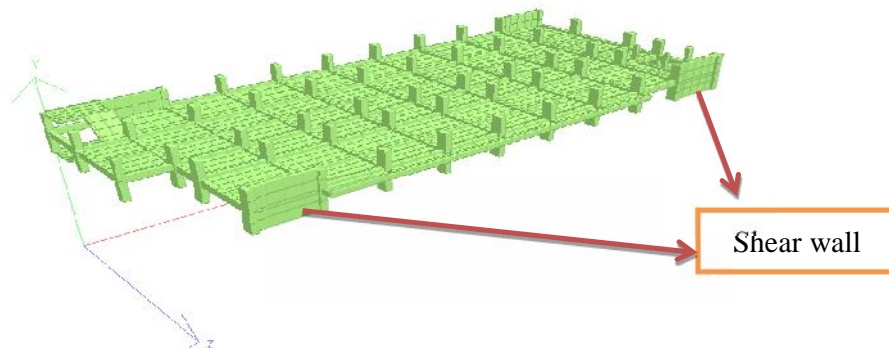
Center gravity

global axis	x	y	Z	satuan
	20,03	7,20	8,41	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada Staad Pro.

3.7.3 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 4

Pusat massa pada lantai 4 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.20. Render hasil potongan berat bangunan lantai 4

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)
X = 20.01 Y = 10.40 Z = 8.40
TOTAL SELF WEIGHT = 490567.781 (KG UNIT)
```

Gambar hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 4 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (W_d) = 490567 kg

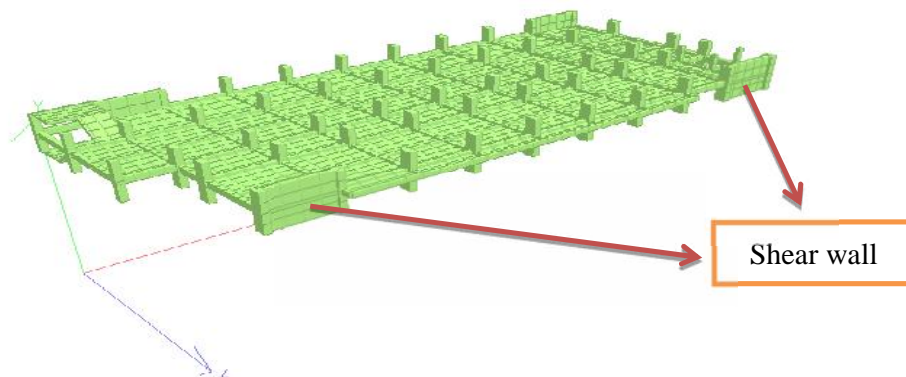
Center gravity

global axis	x	y	Z	satuan
	20,01	10,40	8,40	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada Staad Pro.

3.7.4 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 5

Pusat massa pada lantai 5 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.21 Render hasil potongan berat bangunan lantai 5

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 19.99 Y = 13.60 Z = 8.40

TOTAL SELF WEIGHT = 491106.000 (KG UNIT)

Gambar hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 5 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (Wd_5) = 491106 kg

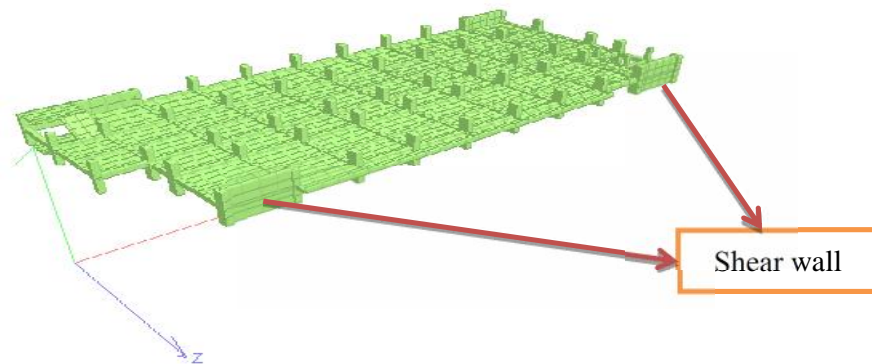
Center gravity

global axis	x	y	Z	satuan
	19,99	13,60	8,40	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D Staad Pro.

3.7.5 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 6

Pusat massa pada lantai 6 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.22. Render hasil potongan berat bangunan lantai 6

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 20.01 Y = 16.80 Z = 8.40

TOTAL SELF WEIGHT = 490567.781 (KG UNIT)

Gambar hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 6 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (W_{d6}) = 490567 kg

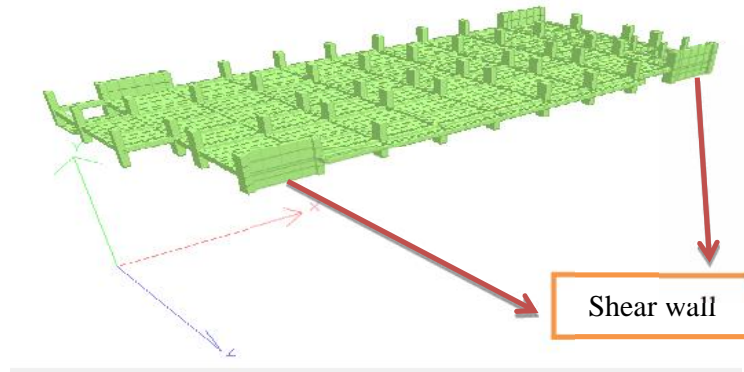
Center gravity

global axis	x	y	Z	satuan
	20,01	16,80	8,40	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D Staad Pro.

3.7.6 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 7

Pusat masa kolom pada lanta 7 telah dihitung oleh softwere atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.23. Render hasil potongan berat bangunan lantai 7

```

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)

X = 20.21  Y = 20.05  Z = 8.40

TOTAL SELF WEIGHT = 501930.344 (KG UNIT)

```

Gambar hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 7 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (W_{d7}) = 501930 kg

Center gravity

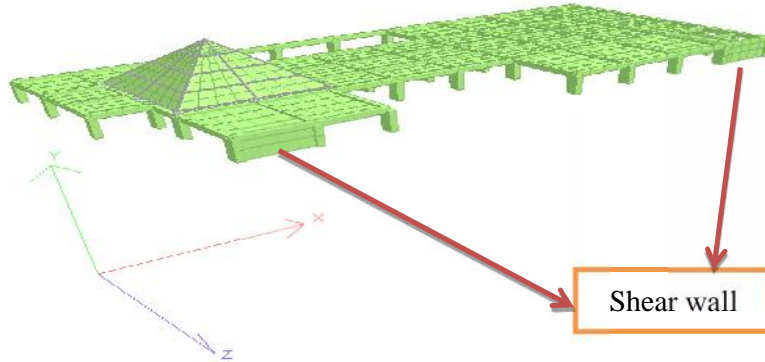
global axis	x	y	Z	satuan
	20,21	20,05	8,40	meter

Sumbu yang di pakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D Staad Pro.

3.7.7 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 8 / atap

Pusat masa kolom pada lantai 8 / atap telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat

bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.24. Render hasil potongan berat bangunan lantai Atap

```

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X =    21.14    Y =    23.77    Z =    7.88

TOTAL SELF WEIGHT =                327444.781 (KG    UNIT)
    
```

Gambar hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 7 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

Beban Mati (W_d) = 327444 kg

Center gravity

global axis	x	y	Z	satuan
	21,14	23,77	7,88	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada Staad Pro.

Tabel 3.1. Hasil Running Staad Pro Pusat Massa masing-masing tiap lantai

Lantai	Berat tiap lantai (Wt)	Satuan	Pusat Massa (Center of Mass)		Satuan
			X	Z	
Atap	327444	kg	21,14	7,88	m
7	501930	kg	20,21	8,40	m
6	490567	kg	20,01	8,40	m
5	491106	kg	19,99	8,40	m
4	490567	kg	20,01	8,40	m
3	490029	kg	20,03	78,41	m
2	508945	kg	20,05	8,41	
Berat total (W _{total})	3300588	kg			

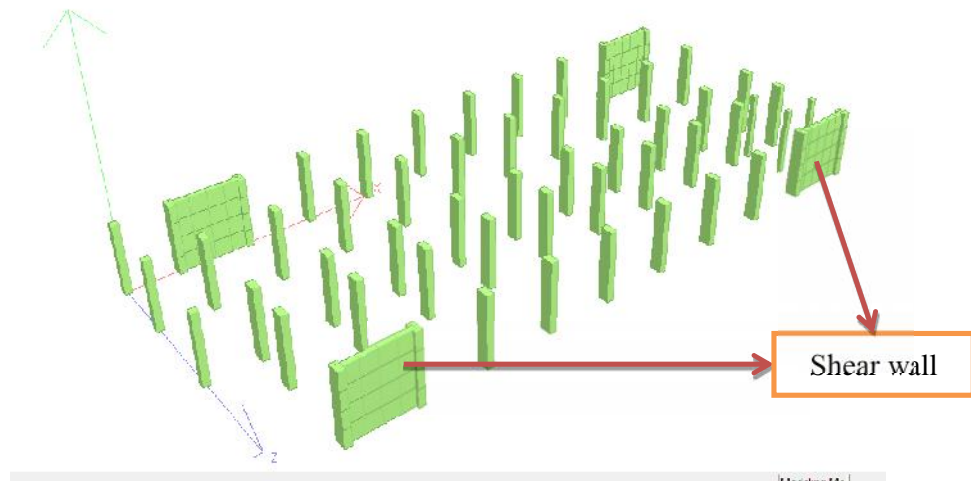
Keterangan :Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan Response Spectrum Gempa pada struktur dapat dilihat pada Input data StaadPro, dengan mengatur parameter – parameter : X = 1, Y = 1, Z = 0.3

Dalam menganalisa beban gempa Dinamik (SNI – 1726 – 2002 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 diisi : X = 1, Z = 0.3

3.9 Gambar dan Perhitungan Pusat kekakuan (Center of Rigidity)

3.9.1 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 1

Pusat kekakuan pada lantai 1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.25. Render hasil potongan berat bangunan lantai 1

```
117. PRINT CG
```

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
```

```
X = 20.71 Y = 2.00 Z = 8.29
```

```
TOTAL SELF WEIGHT = 187884.562 (KG UNIT)
```

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

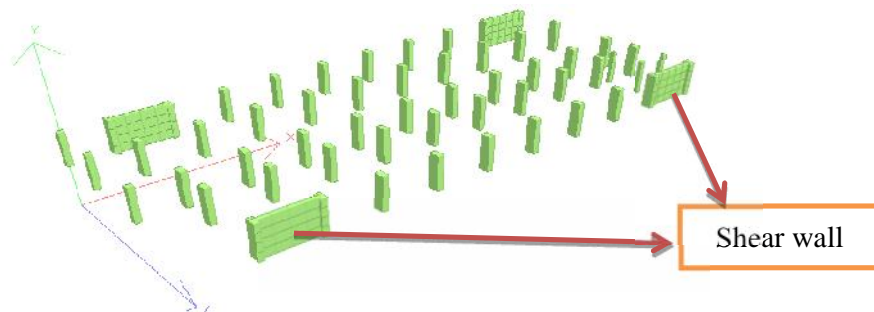
Beban Mati (W_{d1}) = 187884 kg

global axis	x	y	z	satuan
	20,71	2,00	8,29	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

3.9.2 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 2

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.26. Render hasil potongan berat bangunan lantai 2

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 20.71 Y = 5.60 Z = 8.29

TOTAL SELF WEIGHT = 150307.734 (KG UNIT)

Gambar hasil running dari STAADPRO 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 3 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

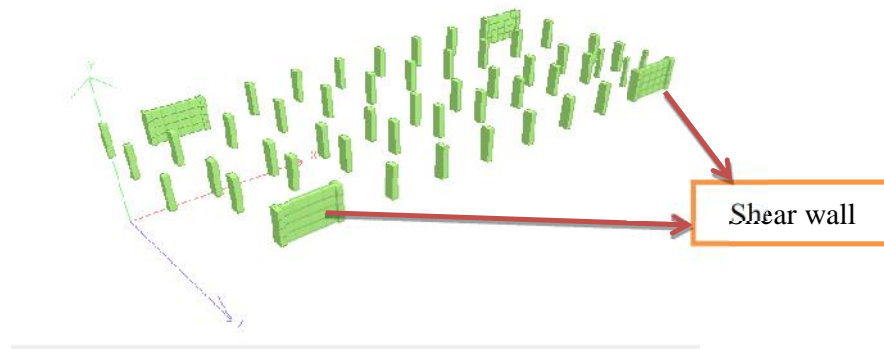
Beban Mati (Wd_2) = 150307kg

global axis	x	y	Z	satuan
	20,71	5,60	8,29	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja.karena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

3.9.3 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 3

Pusat massa pada lantai 3 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004 yaitu pada Selfweight.Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning.Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.27.Render hasil potongan berat bangunan lantai 3

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)
X = 20.71 Y = 8.80 Z = 8.29
TOTAL SELF WEIGHT = 150307.734 (KG UNIT)
```

Gambar hasil running dari STAADPRO 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 4 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

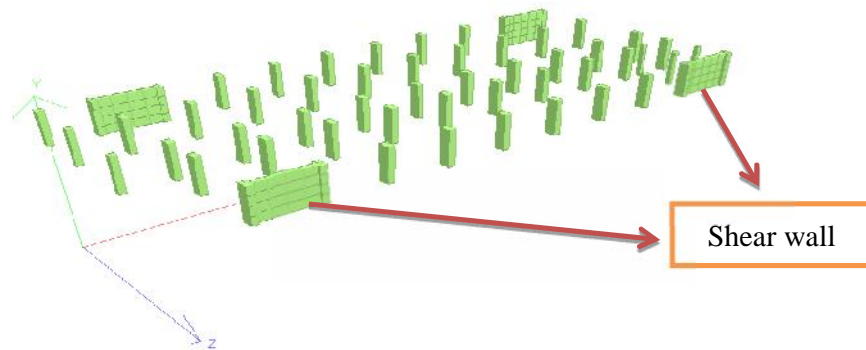
Beban Mati (Wd_3) = 150307kg

global axis	x	y	Z	satuan
	20,71	8,80	8,29	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

3.9.4 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 4

Pusat massa pada lantai 4 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAAD PRO 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.28.render hasil potongan berat bangunan lantai 4

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
X = 20.71 Y = 12.00 Z = 8.29
TOTAL SELF WEIGHT = 150307.750 (KG UNIT)
```

Gambar hasil running dari STAAD PRO 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 5 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

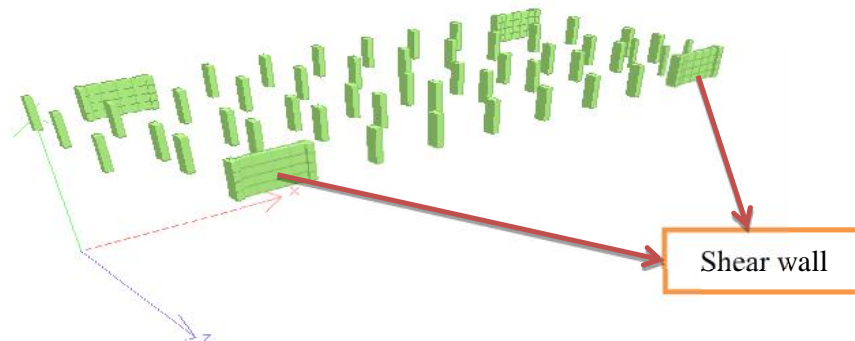
Beban Mati (W_d) = 150307kg

global axis	x	y	Z	satuan
	20,71	12,00	8,29	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

3.9.5 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 5

Pusat massa pada lantai 5 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAAD PRO 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.29. Render hasil potongan berat bangunan lantai 5

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)
X = 20.71 Y = 15.20 Z = 8.29
TOTAL SELF WEIGHT = 150307.594 (KG UNIT)
```

Gambar hasil running dari STAAD PRO 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 6 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

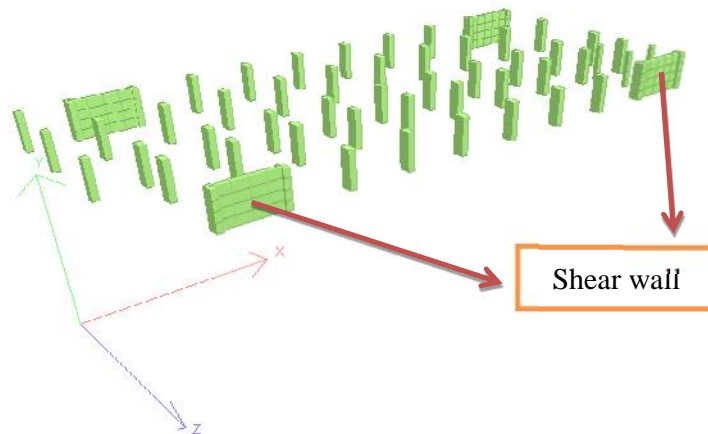
Beban Mati (Wd_5) = 150307kg

global axis	x	y	Z	satuan
	20,71	15,20	8,29	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z sajakarena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

3.9.6 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 6

Pusat masa kolom pada lantai 6 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAAD PRO 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.30. Render hasil potongan berat bangunan lantai 6

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)
X = 20.71 Y = 18.40 Z = 8.29
TOTAL SELF WEIGHT = 150307.781 (KG UNIT)
```

Gambar hasil running dari STAAD PRO 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 7 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

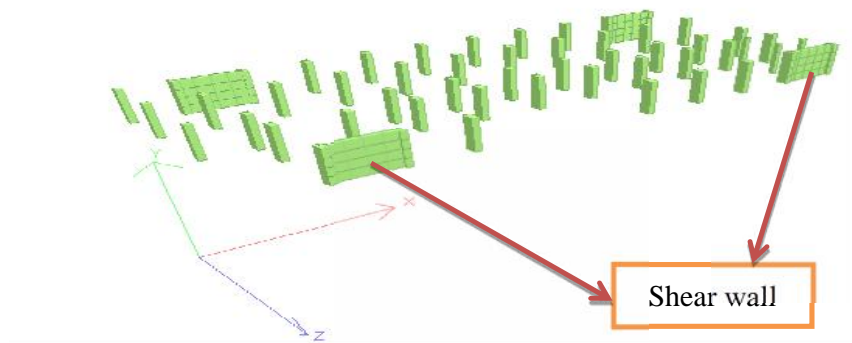
Beban Mati (Wd_6) = 150307kg

global axis	x	y	Z	satuan
	20,71	18,40	8,29	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

3.9.7 Pusatkekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 7

Pusat masa kolom pada lantai 7 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAAD PRO 2004 yaitu pada Self weight. Dan berat bangunan tiap lantai nya di dapatkan kan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.31.Render hasil potongan berat bangunan lantai 7


```

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)

X = 21.03 Y = 22.00 Z = 8.03

TOTAL SELF WEIGHT = 179811.797 (KG UNIT)

```

Gambar hasil running dari STAAD PRO 2004 terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 7 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

Beban Mati (Wd_7) = 179811kg

global axis	x	y	Z	satuan
	21,03	22,00	8,03	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z sajakarena menggunakan 3D pada STAAD PRO.

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

Tabel 3.2 Pusat Massa (CM) Tiap Lantai

Lantai	Berat tiap lantai (Kg)	Koordinat per lantai (m)	
		X	Z
Lantai 2	508945	20,05	8,41
Lantai 3	490029	20,03	8,41
Lantai 4	490567	20,01	8,40
Lantai 5	491106	19,99	8,40
Lantai 6	490567	20,01	8,40
Lantai 7	501930	20,21	8,40
Lantai 8/atap	327444	21,14	7,88

Tabel 3.3 Pusat Kekakuan (CR) Tiap Lantai

Lantai	Koordinat per lantai (m)	
	X	Z
Lantai 2	20,71	8,29
Lantai 3	20,71	8,29
Lantai 4	20,71	8,29
Lantai 5	20,71	8,29
Lantai 6	20,71	8,29
Lantai 7	20,71	8,29
Lantai 8	21,03	8,03

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.

Untuk menghitung nilai e (eksentrisitas) pada perhitungan e_d (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 e_x , dan untuk koordinat Z juga sama hasil perhitungan e hanya berlaku untuk perhitungan pada koordinat e_z saja.

3.10 Perhitungan Eksentrisitas Rencana e_d

- Untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

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

- Untuk $e > 0,3 b$:

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

Dari setiap persamaan, di pilih di antara ke dua rumus itu yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

➤ Lantai 2

Dimana : $b_x = 39$

$$b_z = 16,60$$

a). $e_z = e \leq 0,3 b$

$$= 0,12 \leq 0,3 \times 16,60$$

$$= 0,12 < 4,98 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,12) + (0,05 \times 16,60)$$

$$= 1,01 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,12 - 0,05 \times 16,60$$

$$= -0,71 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :1,01 m

b). $e_x = e \leq 0,3 b$

$$= 0,66 \leq 0,3 \times 39$$

$$= 0,66 < 11,7 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,66) + (0,05 \times 39)$$

$$= 2,94 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,66 - 0,05 \times 39$$

$$= -1,29 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu :2,94 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 2, $e_{dz} = 1,01 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 2,94 \text{ m}$

➤ **Lantai 3**

Dimana : $b_x = 39$

$$bz = 16,60$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,12 \leq 0,3 \times 16,60$$

$$= 0,12 < 4,98 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,12) + (0,05 \times 16,60)$$

$$= 1,01 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,12 - 0,05 \times 16,60$$

$$= -0,71 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :1,01 m

$$b). e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,68 \leq 0,3 \times 39$$

$$= 0,68 < 11,7 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,68) + (0,05 \times 39)$$

$$= 2,97 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,68 - 0,05 \times 39$$

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

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu :2,97 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 3, $e_{dz} = 1,01 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 2,97 \text{ m}$

➤ **Lantai 4**

Dimana : $b_x = 39$

$$b_z = 16,60$$

a). $e_z = e \leq 0,3 b$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 16,60$$

$$= 0,11 < 4,98 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 16,60)$$

$$= 0,995 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 16,60$$

$$= -0,72 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :0,995 m

b). $e_x = e \leq 0,3 b$

$$= 0,7 \leq 0,3 \times 39$$

$$= 0,7 < 11,7 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,7) + (0,05 \times 39)$$

$$= 3 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,7 - 0,05 \times 39$$

$$= -1,25 \text{ m}$$

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

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 4, $e_{dz} = 0,995\text{m}$ dan $e_{dx} = 3 \text{ m}$

➤ **Lantai 5**

Dimana : $b_x = 39$

$$b_z = 16,60$$

a). $e_z = e \leq 0,3 b$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 16,60$$

$$= 0,11 < 4,98 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 16,60)$$

$$= 0,995 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 16,60$$

$$= -0,72 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :0,995 m

b). $e_x = e \leq 0,3 b$

$$= 0,72 \leq 0,3 \times 39$$

$$= 0,72 < 11,7 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,72) + (0,05 \times 39)$$

$$= 3,03 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,72 - 0,05 \times 39$$

$$= -1,23 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu :3,03 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 5, $e_{dz} = 0,995$ m dan $e_{dx} = 3,03$ m

➤ **Lantai 6**

Dimana : $b_x = 39$

$b_z = 16,60$

a). $e_z = e \leq 0,3 b$

$= 0,11 \leq 0,3 \times 16,60$

$= 0,11 < 4,98 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$

$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$

$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 16,60)$

$= 0,995 \text{ m}$

$e_{dz} = e - 0,05 b$

$= 0,11 - 0,05 \times 16,60$

$= -0,72 \text{ m}$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :0,995 m

b). $e_x = e \leq 0,3 b$

$= 0,7 \leq 0,3 \times 39$

$= 0,7 < 11,7 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$

$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$

$= (1,5 \times 0,7) + (0,05 \times 39)$

$= 3 \text{ m}$

$e_{dx} = e - 0,05 b$

$= 0,7 - 0,05 \times 39$

$= -1,25 \text{ m}$

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

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 6, $e_{dz} = 0,995m$ dan $e_{dx} = 3 m$

➤ **Lantai 7**

Dimana : $b_x = 39$

$$b_z = 16,60$$

a). $e_z = e \leq 0,3 b$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 16,60$$

$$= 0,11 < 4,98 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 16,60)$$

$$= 0,995m$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 16,60$$

$$= -0,72 m$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :0,995 m

b). $e_x = e \leq 0,3 b$

$$= 0,5 \leq 0,3 \times 39$$

$$= 0,5 < 11,7 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,5) + (0,05 \times 39)$$

$$= 2,7m$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,5 - 0,05 \times 39$$

$$= -1,45 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu :2,7 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 7, $e_{dz} = 0,995 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 2,7 \text{ m}$

➤ **Lantai Atap**

Dimana : $b_x = 39$

$$b_z = 16,60$$

a). $e_z = e \leq 0,3 b$

$$= 0,15 \leq 0,3 \times 16,60$$

$$= 0,15 < 4,98 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,15) + (0,05 \times 16,60)$$

$$= 1,055 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,15 - 0,05 \times 16,60$$

$$= -0,68 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu :1,055 m

b). $e_x = e \leq 0,3 b$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 39$$

$$= 0,11 < 11,7 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 39)$$

$$= 2,115 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 39$$

$$= -1,84 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu :2,115 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 8, $e_{dz} = 1,055\text{m}$ dan $e_{dx} = 2,115\text{m}$

3.11 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 diperhitungkan karena akan di bagi dengan E itu sendiri.

Perhitungan kekakuan portal

1. Kolom persegi 40/70

➤ Untuk $h = 4 \text{ m}$

$$A = b \times h$$

$$A = 40 \times 70 = 2800 \text{ cm}^2$$

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

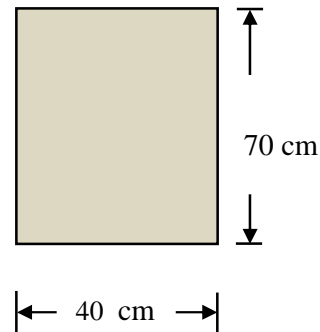
$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{1143333}{4} = 285833,25 \text{ cm}^4$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

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



- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$Kc = \frac{K}{Ko} = \frac{285833,25}{1000} = 285,8$$

- Untuk h = 3,2 m

$$A = 40 \times 70 = 2800 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{1143333}{3,2} = 357292$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

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

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$Kc = \frac{K}{Ko} = \frac{357292}{1000} = 357,3$$

2. Kolom 40/40

- Untuk h = 4 m

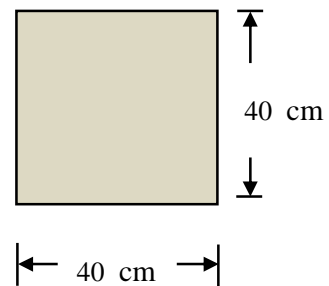
$$A = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{213333}{4} = 53333,25 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :



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

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{53333,25}{1000} = 53,3$$

➤ Untuk $h = 3,2 \text{ m}$

$$A = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{213333}{3,2} = 66666,56 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

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

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{66667}{1000} = 66,7$$

3. Kolom 30/30

➤ Untuk $h = 4 \text{ m}$

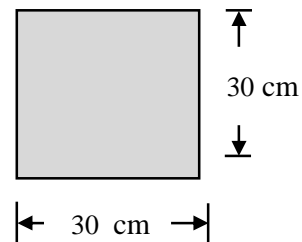
$$A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{67500}{4} = 16875 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :



$$K_o = 1000 \text{ cm}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{16875}{1000} = 16,9$$

➤ Untuk h = 3,2 m

$$A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{67500}{3,2} = 21093,75 \text{ cm}^4$$

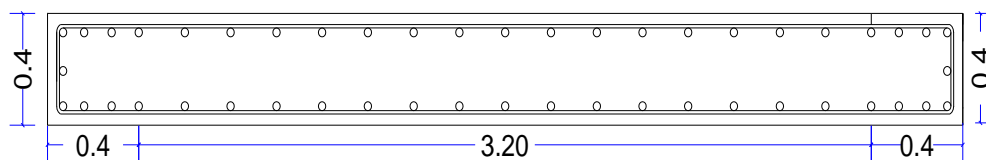
- Kekakuan Absolut (Ko) :

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

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{21094}{1000} = 21,1$$

3.12. Perhitungan Kekakuan Dinding Geser



- Momen Inersia Penampang Dinding geser arah x (I_z)

Bagian Dinding yang berdimensi 320/30

$$I_{z_1} = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

$$I_{z_2} = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

$$I_{z_3} = \frac{1}{12} \times 320 \times 30^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1143333 \text{ cm}^4 + 1143333 \text{ cm}^4 + 720000 \text{ cm}^4 = 3006666 \text{ cm}^4$$

- Momen Inersia arah x (I_x)

Bagian Dinding yang berdimensi 320/30

$$I_{x_1} = \frac{1}{12} \times 40^3 \times 70 = 373333 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_2} = \frac{1}{12} \times 40^3 \times 70 = 373333 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_3} = \frac{1}{12} \times 320^3 \times 30 = 8192000 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 373333 \text{ cm}^4 + 373333 \text{ cm}^4 + 8192000 \text{ cm}^4 = 8938666 \text{ cm}^4$$

- Momen Inersia Penampang Kolom arah z (I_z)

Kolom berdimensi 40/70

$$I_z = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

- Momen Inersia Penampang Kolom arah x (I_x)

Kolom berdimensi 40/70

$$I_x = \frac{1}{12} \times 40^3 \times 70 = 373333 \text{ cm}^4$$

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) :

Jumlah dinding geser = 4 buah

Jumlah kolom dimensi 40/70 = 50 buah

Jumlah kolom dimensi 40/40 = 3 buah

Jumlah kolom dimensi 30/30 = 3 buah

✓ Maka jumlah kekakuan dinding geser = $(I_x + I_z) \times 4$

$$= (81920000 + 720000) \times 4 = 330560000 \text{ cm}^4$$

Jumlah kekakuan kolom = $(50 \cdot I_{x(40/70)}) + (3 \cdot I_{x(40/40)}) + (3 \cdot I_{x(30/30)})$

$$= (50 \cdot 1143333) + (3 \cdot 213333) + (3 \cdot 67500) = 58009149 \text{ cm}^4$$

Untuk perbandingan persentase antara momen inersia Dinding geser dan Portal :

Persentase Dinding Geser =

$$\frac{330560000}{(330560000 + 58009149)} \times 100 \% = 85\%$$

Persentase Kolom =

$$\frac{58009149}{(330560000 + 58009149)} \times 100 \% = 15\%$$

3.13. Gaya geser horizontal total akibat gempa yang bekerja pada struktur penuh (wholestructure) :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t$$

$$= 0,42 \times 1/3,2 \times 3306588$$

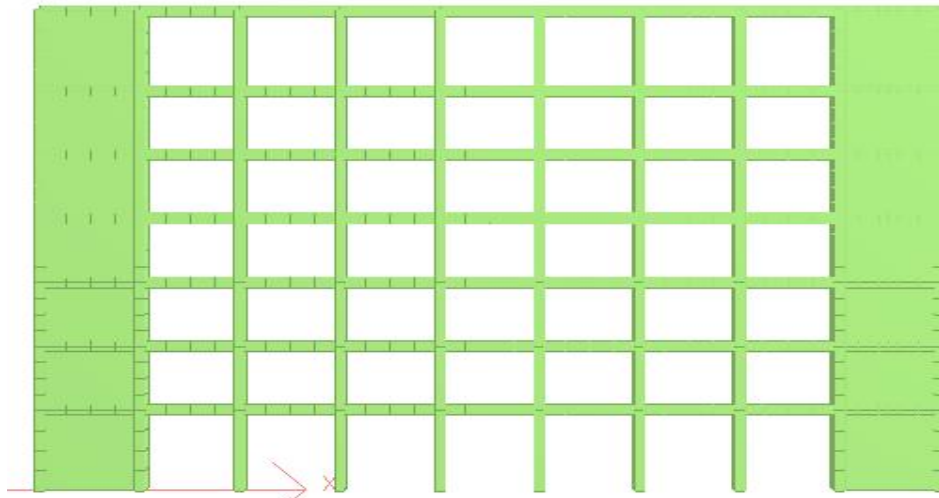
$$= 433990 \text{ kg}$$

Table 3.4 perhitungan gaya gempa berdasarkan peraturan SNI dengan menggunakan analisa dinamis 3 dimensi

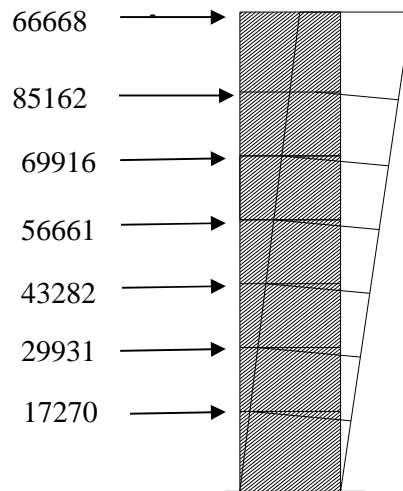
Lantai	Elevasi (hi)	Berat (wi)	hi x wi	Fi X, Z
				$V_i = W_i * H_i / (W_t * H_t) * V_{tot}$
2	4	508945	2035780	20318
3	7,2	490029	3528208,8	35213
4	10,4	490567	5101896,8	50920
5	13,6	491106	6679041,6	66660
6	16,8	490567	8241525,6	82255
7	20	501930	10038600	100190
8 (Atap)	24	327444	7858656	78433
Berta total (Wt)		3306588	43483709	433990

Table 3.5 gaya lateral yang bekerja pada struktur dinding geser tiap lantai

Lantai	Gaya lateral pada struktur penuh	Gaya lateral pada dinding geser 85%	Gaya lateral pada kolom geser 15%	Satuan
Atap 8	78433	66668	11765	kg
7	100190	85162	15029	kg
6	82255	69916	12338	kg
5	66660	56661	9999	kg
4	50920	43282	7638	kg
3	35213	29931	5282	kg
2	20318	17270	3048	
Berat total (W _{total})		305965	65099	kg



Gambar 3.32 render Staad pro portal memanjang



Gambar 3.33 Deformasi gaya lateral pada dinding geser

3.13. Kinerja Batas Layan (s) dan Kinerja Batas Ultimit (m)

3.13.1 Kinerja Batas Layan (s)

Drift Δ_s diperoleh dari hasil analisa struktur portal 3 dimensi menggunakan gempa respons spectrum berupa hasil deformasi lateral / simpanan horizontal maksimum peringkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat di tinjau terhadap arah X dan arah Z.

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 8.12 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift Δs antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$(\text{drift } s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

$R = 6,5$ (Dinding geser beton bertulang dengan SRPMM Beton bertulang

1. Tingkat 1, $h = 4000$ mm

$$(\text{drift } s) = \frac{0,03}{6,5} \times 4000 = 14,462 \text{ mm}$$

2. Tingkat 2- 6, $h = 3200$ mm

$$(\text{drift } s) = \frac{0,03}{6,5} \times 3200 = 14,769 \text{ mm}$$

4. Tingkat 7, $h = 4000$ mm

$$(\text{drift } s) = \frac{0,03}{6,5} \times 4000 = 14,462 \text{ mm}$$

Tabel 3.6 Analisa Δs Akibat Gempa

Lantai Ke - i	Hi (m)	Δs (mm)	Drift Δs antar tingkat (mm)	Syarat drift Δs (mm)	Keterangan
8	24	1.341	0.123	14,462	Ok
7	20	1.218	0.119	14,769	Ok
6	16,8	1.099	0.149	14,769	Ok
5	13,6	0.950	0.176	14,769	Ok
4	10,4	0.774	0.204	14,769	Ok
3	7,2	0.570	0.224	14,769	Ok
2	4	0.346	0.346	14,462	Ok

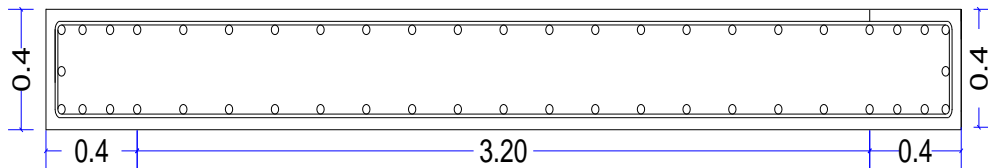
BAB IV
PERHITUNGAN PENULANGAN DINDING GESER

4.1. Analisa Penulangan

4.1.1. Data Perencanaan

- Mutu Bahan
 - Kuat tekan beton $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
 - Tegangan Leleh Tulangan Ulir $f_y = 390 \text{ Mpa}$
 - Tegangan Leleh Tulangan Polos $f_y = 240 \text{ Mpa}$
- Faktor reduksi kekakuan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3.2.2 halaman 61 yaitu :
 - Lentur $\phi = 0,80$
 - Geser $\phi = 0,65$
 - Tumpuan $\phi = 0,70$

Luas Penampang dinding Geser = $4000 \times 400 = 1600000 \text{ mm}^2$



Gambar 4.1. Gambar Penampang Dinding Geser.

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad bc &= 0,02 \times lw \times \sqrt{(\mu\phi)} \\ &= 0,02 \times 4000 \times \sqrt{5} \\ &= 178,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

- $b_w = 400 \text{ mm}$
- $b = h/16$
 250 mm
- $b_w \geq b \geq b_c$
 $400 \geq 250 \geq 178,89$
- $b_1 = \frac{b_c \times l_w}{10 \times b}$
 $\frac{178,89 \times 4000}{10 \times 250}$
 $286,22 \text{ mm}$
- $b_1 = \frac{b_c^2}{b}$
 $\frac{241,5^2}{400}$
 80 mm

Jadi jarak untuk dimensi Dinding Geser pada bagian ujung

$$b = 400 \text{ mm} \quad b_1 = 400$$

4.1.2. Perhitungan Tulangan

4.1.2.1 Penulangan Ditinjau Pada Arah Z Untuk $h = 4 \text{ m}$

Diketahui :

$$M_u = 3708,139 \text{ kNm}$$

$$P_u = 2050,173 \text{ kN}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3708,139}{0.65} = 5704,83 = 5704829231 \text{ Nmm}$$

$$P_n = \frac{Pu}{\phi} = \frac{2050,173}{0.65} = 3154,11 = 3154112,308 \text{ N}$$

$$\text{Tulangan Memanjang} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Horizontal} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Dinding Geser} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Dinding Geser} = 300 \text{ mm}$$

➤ Menghitung jarak murni spasi antara tulangan ujung dinding geser

$$= b_w - (2 \times \text{tebal selimut beton}) - (2 \times \text{diameter sengkang}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal})$$

$$= 400 - (2 \times 40) - (2 \times 12) - (2 \times 0,5 \times 16)$$

$$= 280 \text{ mm}$$

Bila direncanakan jarak antara tulangan $s = 100 \text{ mm}$, maka di dapat :

$$n = \frac{280}{100} = 2,8 \sim 3 \text{ buah.}$$

➤ Menghitung jarak murni spasi antara tulangan badan dinding geser

$$= l_w = 3200 \text{ mm}$$

Bila direncanakan jarak antara tulangan, $s = 200 \text{ mm}$, maka di dapat :

$$n = \frac{3200}{200} = 16 \text{ buah.}$$

merupakan tulangan tekan dan tulangan 5 s/d 23 merupakan tulangan tarik.

2. Hitung luas masing-masing tulangan pada serat yang sama,

$$As1 = As23 = 3 D 16 = 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 602,88 \text{ mm}^2$$

$$As2 = As22 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As3 = As21 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As4 = As20 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As5 = As19 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As6 = As18 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As7 = As17 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As8 = As16 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As9 = As15 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As10 = As14 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As11 = As13 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As12 = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

3. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap pusat plastis

$$d' = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (\frac{1}{2} \text{ diameter As1})$$

$$= 40 + 12 + (0,5 \times 16) = 60 \text{ mm}$$

Tengah-tengah penampang $h/2 = 4000 / 2 = 2000 \text{ mm}$

Lihat gambar :

$$Z1 = Z23 = 2000 - 60 = 1940 \text{ mm}$$

$$Z2 = Z22 = 1940 - 100 = 1840 \text{ mm}$$

$$Z3 = Z21 = 1840 - 120 = 1720 \text{ mm}$$

$$Z4 = Z20 = 1720 - 120 = 1600 \text{ mm}$$

$$Z5 = Z19 = 16000 - 200 = 1400 \text{ mm}$$

$$Z6 = Z18 = 1400 - 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$Z7 = Z17 = 1200 - 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$Z8 = Z16 = 1000 - 200 = 800 \text{ mm}$$

$$Z9 = Z15 = 800 - 200 = 600 \text{ mm}$$

$$Z10 = Z14 = 600 - 200 = 400 \text{ mm}$$

$$Z11 = Z13 = 400 - 200 = 200 \text{ mm}$$

$$Z12 = 200 - 200 = 0 \text{ mm}$$

4. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap serat atas penampang.

Lihat gambar :

$$d1 = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter As1}$$

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} \times 16 = 60 \text{ mm}$$

$$d2 = 60 + 100 = 160 \text{ mm}$$

$$d3 = 160 + 120 = 280 \text{ mm}$$

$$d4 = 280 + 120 = 400 \text{ mm}$$

$$d5 = 400 + 200 = 600 \text{ mm}$$

$$d6 = 600 + 200 = 800 \text{ mm}$$

$$d7 = 800 + 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$d8 = 1000 + 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$d9 = 1200 + 200 = 1400 \text{ mm}$$

$$d10 = 1400 + 200 = 1600 \text{ mm}$$

$$d11 = 1600 + 200 = 1800 \text{ mm}$$

$$d12 = 1800 + 200 = 2000 \text{ mm}$$

$$d13 = 2000 + 200 = 2200 \text{ mm}$$

$$d14 = 2200 + 200 = 2400 \text{ mm}$$

$$d15 = 2400 + 200 = 2600 \text{ mm}$$

$$d16 = 2600 + 200 = 2800 \text{ mm}$$

$$d17 = 2800 + 200 = 3000 \text{ mm}$$

$$d18 = 3000 + 200 = 3200 \text{ mm}$$

$$d19 = 3200 + 200 = 3400 \text{ mm}$$

$$d20 = 3400 + 120 = 3520 \text{ mm}$$

$$d21 = 3520 + 120 = 3640 \text{ mm}$$

$$d22 = 3640 + 100 = 3740 \text{ mm}$$

$$d23 = 3740 + 60 = 3800 \text{ mm}$$

Untuk daerah Tekan

$$\frac{es1'}{ec'} = \frac{c-d1}{c} \quad es1' = \frac{c-d1}{c} \times ec'$$

$$fs1' = es1' \times Es = \frac{c-d1}{c} \times ec' \times Es = \frac{c-d1}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs1' = \frac{c-d1}{c} \times 600 = \frac{540,63530-60}{540,63530} \times 600 = 533,4 \text{ Mpa} > fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs1' = 390 \text{ Mpa}$

$$fs2' = \frac{c-d2}{c} \times 600 = \frac{540,63530-160}{540,63530} \times 600 = 422,4 \text{ Mpa} < fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs2' = 390 \text{ Mpa}$

$$fs3' = \frac{c-d3}{c} \times 600 = \frac{540,63530-280}{540,63530} \times 600 = 289,3 \text{ Mpa} < fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs3' = 289 \text{ Mpa}$

$$fs4' = \frac{c-d4}{c} \times 600 = \frac{540,63530-400}{540,63530} \times 600 = 156,1 \text{ Mpa} < fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs4' = 156 \text{ Mpa}$

Untuk daerah Tarik

$$\frac{es}{ec'} = \frac{d-c}{c} \quad es = \frac{d-c}{c} \times ec'$$

$$fs = es \times Es = \frac{d-c}{c} \times ec' \times Es = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs5 = \frac{d5-c}{c} \times 600 = \frac{600-540,63530}{540,63530} \times 600 = 65,9 \text{ Mpa} > fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs5 = 65,9 \text{ Mpa}$

$$fs6 = \frac{d6-c}{c} \times 600 = \frac{800-540,63530}{540,63530} \times 600 = 288 \text{ Mpa} > fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs6 = 288 \text{ Mpa}$

$$fs7 = \frac{d7-c}{c} \times 600 = \frac{1000-540,63530}{540,63530} \times 600 = 510 \text{ Mpa} > fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs7 = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s8} = \frac{d8-c}{c} \times 600 = \frac{1200-540,63530}{540,63530} \times 600 = 732 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s8} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s9} = \frac{d9-c}{c} \times 600 = \frac{1400-540,63530}{540,63530} \times 600 = 954 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s9} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s10} = \frac{d10-c}{c} \times 600 = \frac{1600-540,63530}{540,63530} \times 600 = 1176 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s10} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s11} = \frac{d11-c}{c} \times 600 = \frac{1800-540,63530}{540,63530} \times 600 = 1398 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s11} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s12} = \frac{d12-c}{c} \times 600 = \frac{2000-540,63530}{540,63530} \times 600 = 1620 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s12} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s13} = \frac{d13-c}{c} \times 600 = \frac{2200-540,63530}{540,63530} \times 600 = 1842 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s13} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s14} = \frac{d14-c}{c} \times 600 = \frac{2400-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2064 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s14} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s15} = \frac{d15-c}{c} \times 600 = \frac{2600-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2285 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s15} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s16} = \frac{d_{16}-c}{c} \times 600 = \frac{2800-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2507 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s16} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s17} = \frac{d_{17}-c}{c} \times 600 = \frac{3000-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2729 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s17} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s18} = \frac{d_{18}-c}{c} \times 600 = \frac{3200-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2951 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s18} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s19} = \frac{d_{19}-c}{c} \times 600 = \frac{3400-540,63530}{540,63530} \times 600 = 3173 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s19} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s20} = \frac{d_{20}-c}{c} \times 600 = \frac{3520-540,63530}{540,63530} \times 600 = 3307 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s20} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s21} = \frac{d_{21}-c}{c} \times 600 = \frac{3640-540,63530}{540,63530} \times 600 = 3440 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s21} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s22} = \frac{d_{22}-c}{c} \times 600 = \frac{3740-540,63530}{540,63530} \times 600 = 3551 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s22} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s23} = \frac{d_{23}-c}{c} \times 600 = \frac{3800-540,63530}{540,63530} \times 600 = 3617 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s23} = 390 \text{ Mpa}$

5. Besarnya Gaya-Gaya Yang Bekerja.

C_c = Gaya tekan beton

$$= 0,85 \times f_c' \times a \times b = 0,85 \times f_c' \times b_l \times c \times b$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 540,63530 \times 400 \quad = \underline{5468526,06 \text{ N} +}$$

$$C_c = \mathbf{5468526,06 \text{ N}}$$

$$C_{s1} = A_{s1}' \times f_{s1}' = 602,88 \times 390 = 235123 \text{ N}$$

$$C_{s2} = A_{s2}' \times f_{s2}' = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$C_{s3} = A_{s3}' \times f_{s3}' = 401,92 \times 289 = 116257 \text{ N}$$

$$C_{s4} = A_{s4}' \times f_{s4}' = 401,92 \times 156 = \underline{62731 \text{ N} +}$$

$$C_s = \mathbf{570860 \text{ N}}$$

$$T_{s5} = A_{s5} \times f_{s5} = 401,92 \times 65,88 = 26480 \text{ N}$$

$$T_{s6} = A_{s6} \times f_{s6} = 401,92 \times 287,8 = 115690 \text{ N}$$

$$T_{s7} = A_{s7} \times f_{s7} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s8} = A_{s8} \times f_{s8} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s9} = A_{s9} \times f_{s9} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s10} = A_{s10} \times f_{s10} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s11} = A_{s11} \times f_{s11} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s12} = A_{s12} \times f_{s12} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s13} = A_{s13} \times f_{s13} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s14} = A_{s14} \times f_{s14} = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
Ts_{15} &= As_{15} \times fs_{15} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{16} &= As_{16} \times fs_{16} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{17} &= As_{17} \times fs_{17} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{18} &= As_{18} \times fs_{18} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{19} &= As_{19} \times fs_{19} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{20} &= As_{20} \times fs_{20} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{21} &= As_{21} \times fs_{21} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{22} &= As_{22} \times fs_{22} = 401,92 \times 390 &= 156749 \text{ N} \\
Ts_{23} &= As_{23} \times fs_{23} = 602,88 \times 390 &= 235123 \text{ N} + \\
&&& \hline
Ts &= \mathbf{2885274 \text{ N}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kontrol } H = 0 &\longrightarrow Cc + Cs - Ts - Pn = 0 \\
&= 5468526 + 570860 - 2885274 - 3154112 \\
&= 0
\end{aligned}$$

Karena $H = 0$, maka perhitungan dilanjutkan.

6. Perhitungan Momen terhadap titik berat penampang.

$$c = 540,63530 \text{ mm} \quad l = 0,85$$

$$a = l \times c = 0,85 \times 540,63530 = 459,540 \text{ mm}$$

dimana :

$$Zc = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} = \frac{4000}{2} - \frac{459,540}{2} = 1770,230 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = Cc \times Zc = 5468526 \times 1770,230 = 2860075365 \text{ Nmm}$$

$$M_{n1} = Cs_1 \times Z1 = 235123 \times 1940 = 456139008 \text{ Nmm}$$

$$M_{n2} = Cs_2 \times Z2 = 156749 \times 1840 = 288417792 \text{ Nmm}$$

$$M_{n3} = Cs_3 \times Z3 = 116257 \times 1720 = 199962313 \text{ Nmm}$$

Mn4	=	Cs4 x Z4	=	62731 x 1600	=	100369277	Nmm
Mn5	=	Ts5 x Z5	=	26480 x 1400	=	37071724	Nmm
Mn6	=	Ts6 x Z6	=	115690 x 1200	=	138828484	Nmm
Mn7	=	Ts7 x Z7	=	156749 x 1000	=	156748800	Nmm
Mn8	=	Ts8 x Z8	=	156749 x 800	=	125399040	Nmm
Mn9	=	Ts9 x Z9	=	156749 x 600	=	94049280	Nmm
Mn10	=	Ts10 x Z10	=	156749 x 400	=	62699520	Nmm
Mn11	=	Ts11 x Z11	=	156749 x 200	=	31349760	Nmm
Mn12	=	Ts12 x Z12	=	156749 x 0	=	0	Nmm
Mn13	=	Ts13 x Z13	=	156749 x 200	=	31349760	Nmm
Mn14	=	Ts14 x Z14	=	156749 x 400	=	62699520	Nmm
Mn15	=	Ts15 x Z15	=	156749 x 600	=	94049280	Nmm
Mn16	=	Ts16 x Z16	=	156749 x 800	=	125399040	Nmm
Mn17	=	Ts17 x Z17	=	156749 x 1000	=	156748800	Nmm
Mn18	=	Ts18 x Z18	=	156749 x 1200	=	188098560	Nmm
Mn19	=	Ts19 x Z19	=	156749 x 1400	=	219448320	Nmm
Mn20	=	Ts20 x Z20	=	156749 x 1600	=	250798080	Nmm
Mn21	=	Ts21 x Z21	=	156749 x 1720	=	269607936	Nmm
Mn22	=	Ts22 x Z22	=	156749 x 1840	=	288417792	Nmm
Mn23	=	Ts23 x Z23	=	235123 x 1940	=	456139008	Nmm+

Mn = 6693866459,4 Nmm

= 6693,8664594 kNm

Jumlah momen nominal Mn > Mn hasil StaadPro

= 6694 kNm > 5705 kNmOk.

4.1.2.2 Penulangan Ditinjau Pada Arah X Untuk $h = 4 \text{ m}$

Diketahui :

$$P_u = 447,357 \text{ kNm} \quad \text{dimana, } \phi = 0,65$$

$$M_u = 25,934$$

$$P_n = 688,242 \text{ kN} = 688241,5385 \text{ N}$$

$$M_n = 39,898 \text{ kNm} = 39898461,54 \text{ Nmm}$$

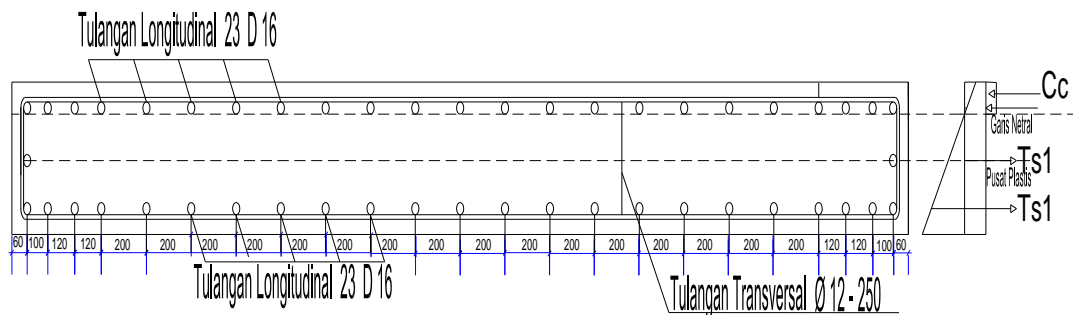
Tulangan Memanjang = 16 mm

Tulangan horizontal = 12 mm

Selimut beton = 40 mm

Panjang dinding geser = 4000 mm

Tebal dinding geser = 400 mm



Gambar 4.3. Diagram Tegangan - Regangan Tinjauan arah X.

➤ **Menghitung Momen Nominal**

1. Tentukan daerah tarik dan daerah tekan dengan mencoba nilai c = garis netral. Dicoba nilai $c = 40$ mm, maka tulangan lapis 1 merupakan tulangan tekan dan 2,3 merupakan tulangan tarik.

2. Hitung luas masing-masing tulangan pada serat yang sama.

$$As1 = 23 \text{ D } 16 = 23 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 4622,08 \text{ mm}^2$$

$$As2 = 2 \text{ D } 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$As3 = 23 \text{ D } 16 = 23 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 4622,08 \text{ mm}^2$$

3. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap pusat plastis

$$d' = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (1/2 \text{ diameter } As1)$$

$$= 40 + 12 + (0,5 \times 16) = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Tengah-tengah penampang } h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ mm}$$

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 :

$$d1 = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter As1}$$

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} \times 16 = 60 \text{ mm}$$

$$d2 = 60 + 140 = 200 \text{ mm}$$

$$d3 = 200 + 140 = 340 \text{ mm}$$

Untuk daerah Tekan

$$\frac{es1'}{ec'} = \frac{c-d1}{c} \quad es1' = \frac{c-d1}{c} \times ec'$$

$$fs1' = es1' \times Es = \frac{c-d1}{c} \times ec' \times Es = \frac{c-d1}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs1' = \frac{c-d1}{c} \times 600 = \frac{40-60}{40} \times 600 = 299 \text{ Mpa} < fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs1' = 299 \text{ Mpa}$

Untuk daerah Tarik

$$\frac{es}{ec'} = \frac{d-c}{c} \quad es = \frac{d-c}{c} \times ec'$$

$$fs = es \times Es = \frac{d-c}{c} \times ec' \times Es = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs2 = \frac{d2-c}{c} \times 600 = \frac{200-40}{40} \times 600 = 2397 \text{ Mpa} > fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $fs2 = 390 \text{ Mpa}$

$$fs3 = \frac{d3-c}{c} \times 600 = \frac{340-40}{40} \times 600 = 4495 \text{ Mpa} > fy = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_s3 = 390 \text{ Mpa}$

5. Besarnya Gaya-Gaya Yang Bekerja.

C_c = Gaya tekan beton

$$= 0,85 \times f_c' \times a \times b = 0,85 \times f_c' \times l \times c \times b$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 0,846 \times 40 \times 4000 = 4030535,336 \text{ N} +$$

$$C_c = 4030535,336 \text{ N}$$

$$C_{s1} = A_{s1}' \times f_{s1}' = 4422,08 \times 299,20164 = 1382933,934 \text{ N} +$$

$$C_s = 1382933,934 \text{ N}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} = 401,92 \times 390 = 156748,8 \text{ N}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \times f_{s3} = 4622,08 \times 390 = 1802611,2 \text{ N} +$$

$$T_s = 1959360 \text{ N}$$

$$\text{Kontrol } H = 0 \longrightarrow C_c + C_s - T_s - P_n = 0$$

$$= 4030535 + 1382933,934 - 1959360 - 688241,538$$

$$= 0$$

Karena $H = 0$, maka perhitungan dilanjutkan.

6. Perhitungan Momen terhadap titik berat penampang.

$$c = 40 \text{ mm} \quad 1 = 0,846$$

$$a = 1 \times c = 0,846 \times 40 = 33,87004484 \text{ mm}$$

dimana :

$$Z_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} = \frac{400}{2} - \frac{33,87004484}{2} = 183,0649776 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = C_c \times Z_c = 4030535,336 \times 183,0649776 = 593313225 \text{ Nmm}$$

$$M_{n1} = C_{s1} \times Z_1 = 1382933,934 \times 140 = 193610750,7 \text{ Nmm}$$

$$M_{n2} = T_{s2} \times Z_2 = 156748,8 \times 0 = 0 \text{ Nmm}$$

$$M_{n3} = T_{s3} \times Z_3 = -1802611,2 \times 140 = -252365568 \text{ Nmm+}$$

$$\mathbf{M_n = 534558408 \text{ Nmm}}$$

$$= \mathbf{534,56 \text{ kNm}}$$

Jumlah momen nominal $M_n > M_n$ hasil StaadPro

$$= \mathbf{534,56 \text{ kNm}} > \mathbf{39,898 \text{ kNm}} \dots\dots\dots\mathbf{Ok}$$

7. Kontrol Stabilitas.

Sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6 halaman 220 : komponen batas untuk dinding struktur beton khusus.

$$c > \frac{l_w}{600 \cdot \left(\frac{\delta u}{h_w}\right)}$$

Dimana : dari hasil analisa struktur dengan beban gempa maka $\frac{\delta u}{h_w} \geq 0,007$

dan nilai $c = 540,63530 \text{ mm}$

$$540,63530 > \frac{4000}{600 \cdot (0,007)}$$

540,63530 mm < 952,381 mm. Ini menunjukkan nilai c yang kecil sehingga tidak diperlukan Komponen Batas. Suatu indikasi bahwa beban aksial Dinding Struktural ini relatif besar.

Tinggi pengekanan yang harus dipasang secara vertikal dari penampang kritis

$$lw \text{ atau } \frac{Mu}{4.Vu}$$

$$- lw = 4000 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{4.Vu} = \frac{3708,139}{4.447,357} = 2,072248 \text{ mm}$$

Dari nilai lw dan $\frac{Mu}{4.Vu}$ diambil nilai terbesar = 4000 mm jadi tinggi pengekanan

= 4000 mm dari besar dasar dinding struktur.

$$- KB = (c - 0,1 lw) \text{ atau } KB = \frac{c}{2}$$

$$- KB = (c - 0,1 lw)$$

$$= (540,63530 - 0,1 \cdot 4000)$$

$$= 140,6353 \text{ mm}$$

$$KB = \frac{c}{2} = \frac{540,63530}{2} = 270,31765 \text{ mm}$$

Diambil nilai KB terbesar, KB = 270 mm

Spasi tulangan transversal

$$s \quad \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil} = \frac{1}{4} \cdot 400 = 100 \text{ mm}$$

$$s \quad 6 \times dh = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$s \quad 150 \text{ mm}$$

diambil spasi tulangan transversal s = 150 mm

$$Ash \geq 0,3 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right) \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$Ash \geq 0,09 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right)$$

Digunakan Ash adalah

$$Ash \geq 0,09 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right) \quad (\text{Teori BAB II halaman 34 Rumus no : 2.24})$$

Tulangan pengekang w 12

Selimut beton = 40 mm

$$hc_x = 400 - (2 \times 40) - 12 = 308 \text{ mm}$$

$$hc_y = 400 - (2 \times 40) - 12 = 308 \text{ mm}$$

Pada bagian Dinding struktural :

$$hc_b = 400 - (2 \times 40) - 12 = 308 \text{ mm}$$

$$Ash_x \geq 0,09 \left(\frac{150 \cdot 308 \cdot 30}{390} \right)$$

$$Ash_x = 319,85 \text{ mm}^2$$

Dipakai 3 w 12 – 150, As ada = 339 mm²

$$Ash_y \geq 0,09 \left(\frac{150 \cdot 308 \cdot 30}{390} \right)$$

$$Ash_y = 319,85 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2 w 12 – 150, As ada = 339 mm²

❖ Untuk mencegah tulangan memanjang menekuk maka perlu dikontrol sebagai berikut :

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yt}} \cdot \frac{s}{100}$$

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

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot f \cdot 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{te} = \frac{200,96 \cdot 390}{16 \cdot 390} \cdot \frac{150}{100}$$

= 18,840 mm² < A_{sh} , dipakai w 12 – 150 (Tulangan Confinement yang menentukan).

4.1.3 Panjang Penyaluran

Berdasarkan buku Karangan T. Paulay dan M.J.N. Priestly yang berjudul Design of Reinforced and Masonry Building, halaman 150 maka panjang sambungan lewatan l_s sama dengan l_d, dimana :

$$L_d = m_{db} \times l_{db} \quad (\text{Teori BAB II halaman 33 Rumus no : 2.22}).$$

Dimana :

$$l_{db} = \frac{1,38 \times A_b \times f_y}{c \times \sqrt{f_c'}} \quad (\text{Teori BAB II halaman 34 Rumus no : 2.23}).$$

$$M_{db} = \text{faktor modifikasi} = 1,3$$

$$A_b = \text{Luas tulangan} \left(\frac{1}{4} \times f \times D^2 \right)$$

$$c = 3 \times \text{diameter tulangan longitudinal pada Dinding geser}$$

Dalam perencanaan dinding geser diameter tulangan longitudinal adalah D16.

$$A_b = \frac{1}{4} \times f \times 16^2 = 200,960 \text{ mm}^2$$

$$c = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}$$

$$l_{db} = \frac{1,38 \times 200,960 \times 390}{48 \times \sqrt{30}} = 411,388 \text{ mm}$$

$$\text{Jadi : } Ld = m_{db} \times l_{db} = Ld = 1,3 \times 411,388 = 534,804 \text{ mm}$$

4.1.4. Sambungan lewatan tulangan Vertikal pada Dinding Geser (Shear Wall)

Sesuai SNI 03- 2884-2002 pasal 14.2.2 Tabel.11 (3) Hal.178 – 179 panjang sambungan lewatan Ø16 dari dinding geser dihitung menggunakan Rumus

$$\frac{ld}{db} = \frac{18 \times fy \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{fc}}$$

Dimana:

- = 1,0 (factor lokasi tulangan tradisional untuk merefleksikan pengaruh yang merugikan posisi tulangan teratas oleh pengecoran)
- = 1,0 (factor pelapis yang merefleksikan pengaruh pelapis epoksi)
- = (factor yang merefleksikan kuat tarik ringan yang umumnya lebih rendah dan reduksinya tahanan belah yang di hasilkan penting dalam penyaluran tulangan ulir)

maka:

$$\frac{ld}{db} = \frac{18 \times 400 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0}{25 \sqrt{30}}$$

$$= \frac{ld}{16} = 51,267 \text{ mm}$$

$$I_d = 51 \times 16$$
$$= 820,269 \text{ mm}$$

$$I_d = 800 \text{ mm}$$

Jadi:

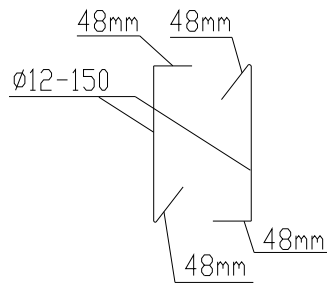
- Tulangan minimum $mim = 0,0025$
- Tulangan memanjang di batang DS = 46 D16
- Tulangan Transversal sesuai tinggi perlantainya di badan DS = $\emptyset 12 - 150$
- Tulangan confinement di boundary element arah x dan y = $\emptyset 12 - 150$
- Panjang daerah yang perlu confinement: $KB = 270 \text{ mm}$
- Tinggi vertical daerah yang perlu confinement = 4000 mm
- Sambungan lewatan: $I_d = 800 \text{ mm}$

4.1.5. Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Kondisi tarik

Sesuai dengan SNI 03- 2847-2002 penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik Ps.14.5.1. bahwa :tulangan Diameter 10 sampai 25 dipakai 4db.

Jadi, untuk tulangan:

- a. $\emptyset 12 = 4db = 4 \times 12 = 48 \text{ mm}$
- b. $D16 = 4db = 4 \times 16 = 64 \text{ mm}$



4.1.6. Analisa Keseluruhan Struktur

Dalam analisa suatu dinding geser ada beberapa hal yang perlu di perhatikan diantaranya adalah istilah –istilah yang dipakai diantaranya dalam SNI 03 -2847-2002 disebutkan dengan istilah Dinding Struktural. Pada umumnya dinding geser lebih familiar disebut *Shear wall*.

Skripsi ini menggunakan shear wall dengan sistem kantilever dimana beban gempa (Earthquake Load) didistribusikan melalui pusat massa sehingga portal dan dinding geser bekerja sama untuk menahan lateral load. Yang perlu di perhatikan dalam system ini adalah sesuai SNI -1726 -2002 Tabel 3 faktor daktilitas maksimum. Perhitungan menggunakan tebal $bw = 40$ cm.

Momen dan gaya yang bekerja didapat dari hasil output StaadPro. Setelah semua gaya di dapat maka dilakukan dengan perhitungan penulangan yang mana pertama dicek jarak antar tulangan sesuai aturan dalam SNI. Untuk menentukan letak garis netral “ c” dilakukan langkah –langkah sebagai berikut:

- 1) Menentukan data dan mutu bahan
- 2) Menentukan jarak sesungguhnya antar tulangan
- 3) Jumlah tulangan
- 4) Asumsikan bagian yang termasuk daerah tekan dan daerah tarik
- 5) Kontrol f_s dan f_y di ambil yang terkecil
- 6) Kontrol $H = 0$ apabila tidak memenuhi maka perhitungan diulangi dari nomor 1 sampai 5.

- 7) $M_n > M_u$ (Momen dalam yang di hitung tidak boleh kecil dari pada momen yang terjadi)
- 8) Apabila control momen terlalu besar maka perhitungan di ulangi lagi dari nomor 1 sampai 7 dengan perhatikan diameter tulangan.

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Pada perencanaan struktur dinding geser (Shear Wall) Pada Gedung Hotel Sutan Raja Mataram menggunakan struktur dinding geser. Diharapkan struktur yang didesain ini dapat menjamin bahwa struktur tersebut tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan gaya gempa dengan kekuatan kecil atau sedang dan tidak akan mengalami kerusakan yang fatal akibat gempa kuat.

Dari pendetailan-pendetailan tulangan dinding geser telah di control untuk tahan terhadap beban yang bekerja sesuai syarat yang telah di atur dalam SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002 agar berperilaku daktail maka akan menjamin gedung yang dirancang tahan terhadap gempa. Dinding geser sebagai dinding structural yang 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.

Dinding geser yang di analisa adalah line 10 dengan gaya dan momen bekerja yang paling besar. Dari hasil perhitungan penulangan dinding geser diperoleh hasil diantaranya sebagai berikut :

- Tulangan minimum $mim = 0,0025$
- Tulangan memanjang di badang DS = 46 D16
- Tulangan Transversal sesuai tinggi perlantainya di badan DS = $\text{Ø}12 -150$

- Tulangan confinement di boundary element arah x dan y = $\emptyset 12 - 150$
- Panjang daerah yang perlu confinement: $KB = 270 \text{ mm}$
- Tinggi vertical daerah yang perlu confinement = 4000 mm
- Sambungan lewatan: $Id = 800 \text{ mm}$

5.2. Saran

Struktur dinding geser sangat efektif dan menyumbangkan kekakuan yang besar pada suatu struktur. Ini diantaranya bertujuan untuk mendapatkan perhitungan dari keamanan, kekuatan, keestabilan, elastisitas dan kenyamanan dalam tahap penggunaan bangunan serta pertimbangan biaya, waktu, pelaksanaan konstruksi dan keekonomisannya.

Dengan kemajuan teknologi komputerisasi saat ini, perencanaan struktur gedung dengan dinding geser kantilever dan analisis gempa dinamik 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program computer StaadPro yang mampu menghasilkan analisa struktur, tetapi tetap harus dikontrol dengan memperhatikan peraturan-peraturan dan syarat-syarat dalam Standar Nasional Indonesia (SNI) dan peraturan-peraturan lainnya sesuai aslinya.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 2002. *SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Badan Standardisasi Nasional.
- Anonim. 2002. *SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Badan Standardisasi Nasional.
- Anonim. 1987. *SKBI-1.3.53.1987 Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Yayasan Badan Penerbit PU. Jakarta.
- Dipohusodo, Istimawan. 1996. *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03*. PT. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.
- Kusuma, Gideon H. 1993. *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SK-SNI T-1991-03*. Erlangga. Jakarta.
- Muto, Kiyoshi. 1974. *Aseismic Design Analysis Of Buildings*. Maruzen Company, LTD. Tokyo.
- Nasution, Amrinsyah. 2009. *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang*. Penerbit ITB. Bandung.
- Nawy, Edward G. 1990. *Beton Bertulang*. PT. Refika Aditama. Bandung.
- Paulay, T. 1974a. *Seismic Of Reinforced Concrete & Masonry Building*.
- Priestley, M.J.N. 1974b. *Seismic Of Reinforced Concrete & Masonry Building*.
- Purwono, Rachmat. 2005. *SNI-1726 dan SNI-2847 Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. ITS. Surabaya.
- Schodek, Daniel L. 1998. *Struktur*. PT. Refika Aditama. Bandung.

LEMBAR PERSEMBAHAN



Dengan segala kerendahan hati, saya sebagai hamba-Mu, mengucapkan syukur atas Berkat san Rahmat yang telah diberikan sehingga skripsi ini dapat diselesaikan dengan baik walaupun menghadapi segala rintangan dan tantangan.

Hau nia Gracias Mucas ba :

Hau nia Pai Fausto no hau nia Main Mena nebe mak suportu hau liu husi Orasain no financial hodi hau bele hetan no remata hau nia estudo ida ne ho diak.

My Spesial Thanks kepada :

saya supaya bisa melanjutkan studi saya ini di Malang. Dan thanks atas Doa dan semua dukungannya.

Familia Houtu,

Semua keluarga besar "Kukhudo" yang saya tidak menyebutkan nama satu per satu, Tiu-Tia, Maun-alin, Feton sira houtu nomos My Uncle Cassy, obrigado barak ba imi houtu nia reja no ajuda oi-o'in nune'e mak hau bele hetan suksesu iha hau nia studu ida ne'e.

Pak Trias yang telah banyak memberikan masukan dan bantuannya serta bersedia memberikan waktunya untuk mendampingi kami dalam menyelesaikan skripsi ini.

Teman-teman se kontrakan : **Rogue, Mar dan Je** (semua teman-teman Timles) yang saya tidak sebutin satu persatu disini terima kasih juga atas dukungan kalian semuanya.....

Semua pihak yang telah memberikan dukungan baik moral maupun materi'il.

..... GOD BLESS YOU ALL