

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL
KANTILEVER SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA
PADA WILAYAH IV**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu
(S-1) Pada hari: Jumat
Tanggal : 23 Maret 2015
Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil*

**Disusun Oleh :
PEDRO MARIA LOPES PACHECO
11.21.026**

Disahkan Oleh :

Ketua Jurusan


(Ir. A. Agus Santoso, MT.)

Sekretaris


(Lila Ayu Ratna W. ST. MT.)

Anggota penguji :

Penguji I


(Ir. Ester Priskasari, MT.)

Penguji II


(Ir. Munasih, MT.)

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

2015

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL
KANTILEVER SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA
PADA WILAYAH IV**

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

Disusun Oleh :

PEDRO MARIA LOPES PACHECO

11.21.026

Disetujui Oleh

Pembimbing I

Pembimbing II



(Ir. A. Agus Santoso, MT.)



(Ir. H. Sudirman Indra, Msc.)

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang



(Ir. A. Agus Santoso, MT.)

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

2015



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 : **Pedro Maria Lopes Pacheco**
NIM : **11.21.026**
Program Studi : **Teknik Sipil S-1**
Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL
KANTILEVER SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA
PADA WILAYAH IV.**

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, Maret 2015

Yang Membuat Pernyataan


(Pedro Maria Lopes Pacheco)

ABSTRAKSI

Pedro Maria Lopes Pacheco. 11.21.026, 2014. "ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL CANTILEVER SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV". Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil S - 1, Intitut Teknologi Nasional Malang. Pembimbing : (I) Ir. A. Agus Santoso, 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 alternative 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 Fakultas Teknik Industri Universitas Brawijaya Malang** 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 Fakultas Teknik Industri Universitas Brawijaya Malang** memiliki panjang 41,24 m, lebar 15,60 m, tinggi bangunan 38,00 m, dan jumlah tingkat adalah 7 lantai. Dalam perencanaan Shear Wall Kantilever digunakan mutu beton $f_c' 30$ MPa dan mutu baja $f_y 390$ 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 alternative penahan geser gempa. Yaitu dengan penggunaan tebal badan 40 cm panjang dinding 400 cm. Tulangan vertikal yang di pakai 46D16, Tulangan horizontal atau tulangan transversal /senggang $\emptyset 10 -150$, Tulangan horizontal atau tulangan transversal atau sengkang pada sendi plastis dan pada sambungan lewatan tulangan vertical $\emptyset 10 -96$.

KATA PENGANTAR

Dengan Mengucapkan Puji Syukur Kepada Tuhan Yang Maha Esa, yang telah memberikan Berkah dan Rahmat-nya, sehingga Penulis dapat menyelesaikan TUGAS AKHIR ini terselesaikan dengan baik.

Tugas Akhir ini Dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan program pendidikan (S-1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Pada kesempatan ini Penyusun 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 Santoso, MT, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang. Dan selaku dosen Pembimbing I
3. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT, selaku Sekertaris Jurusan Teknik Sipil S-1.
4. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc, selaku dosen Pembimbing II.
5. Semua Dosen Teknik Sipil ITN Malang.
6. Kedua orangtuaku tercinta A. Pacheco Noronha Dan L. Soares, Serta Kakaku tercinta M.Dos Reis Pacheco, V.S. Pacheco, M. Nong Pacheco, saudara-saudaraku dan orang yang aku cintai N. Alexandra Lui yang selalu membantu dan mendoakan saya dalam proses belajarku di ITN Malang.

Penulis menyadari bahwa penyusunan Tugas Akhir/skripsi ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya, maka penyusun sangat mengharapkan segala masukan dan koreksi guna penyempurnaan Tugas Akhir ini. Dan Akhir kata semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang..... Maret 2015

Penyusun

DAFTAR 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.
- A_s Luas Tulangan tarik
- A_s' Luas Tulangan Tekan
- A_{st} Luas Total Tulangan Logitudinal
- A_{gr} Luas bruto penampang, mm^2
- A_v Luas Tulangan Geser Pada Jarak s didalam suatu elemen lentur
- 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.
- ℓ_o Panjang minimum, diukur dari muka join sepanjang ditinjau dari arah geser, mm
- ℓ_w Adalah panjang keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau
- ℓ_d Adalah panjang penyaluran batang tulangan lurus, mm

- 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.
- ρ Adalah rasio tulangan tarik, mm
- ρ_{\min} Adalah rasio tulangan tarik minimum
- ρ_n Adalah rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang parallel A_{cv} terhadap luas beton bruto yang tegak lurus terhadap tulangan tersebut.
- PI 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.
- v_s 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 pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- 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.
- V_u Adalah gaya geser terfaktor pada penampang, N
- 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.
- β (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.
- δ_u (delta-u) adalah perpindahan rencana, mm
- 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.

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN

LEMBAR PENGESAHAN

PERYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

ABSTRAKSI

KATA PENGANTAR

DAFTAR NOTASI

DAFTAR ISI

DAFTAR GAMBAR

DAFTAR TABEL

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Maksud dan Tujuan	3
1.4. Batasan Pembahasan	3
1.5. 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 e_d	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.....	33
2.6.3. Bentuk dan Tata Letak Dinding Geser.....	34
2.7. Deformasi Dinding Geser.....	36
2.7.1. Deformasi Dinding Geser Bertingkat Banyak Yang Berdiri Sendiri....	36
2.7.2. Deformasi Dinding Geser Berlubang.....	37
2.7.3. Kerangka Perencanaan Sistem Dinding Geser.....	38
2.8. Puntir (<i>Torsi</i>).....	39
2.8.1. Pengertian Puntir (<i>Torsi</i>).....	39
2.8.2. Persamaan Teoritis Untuk Puntir (<i>Torsi</i>).....	41
2.9. Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat.....	41
2.10. Momen Envelope.....	43
2.11. Pembebanan Pada Struktur.....	44
2.11.1. Beban Mati (<i>PPBI 1987</i>).....	44
2.11.2. Beban Hidup (<i>PPBI 1987</i>).....	45
2.11.3. Beban Gempa (<i>PPBI 1987</i>).....	45
2.11.4. Beban Khusus (<i>PPBI 1987</i>).....	45
2.11.5. Beban Kombinasi (<i>PPBI 1987</i>).....	46
2.11.6. Input Staad Pro.....	47
2.11.7. Balok T Tulangan Rangkap.....	47

BAB III DATA PERENCANAAN

3.1. Data – Data Perencanaa.....	53
3.1.1. Data Bangunan.....	53

3.1.2. Data Material	53
3.1.3. Data Pembebanan.....	54
→ Data Beban Mati	54
→ Data Beban Hidup	54
3.2. Diagram Alir Perencanaan Dinding Geser Sistem Kantilever Pada Gedung	55
Teknik Industri Brawijaya Malang	56
3.3. Pendimensian	62
3.3.1. Dimensi Balok	62
3.3.2. Dimensi Kolom	64
3.3. Pendimensian Plat	64
3.3.1. Dimensi Plat.....	64
3.3.2. Dimensi Plat Atap	66
3.3.3. Dimensi Dinding Geser	69
3.4. Pembebanan	71
3.4.1 Beban mati	71
3.4.1.1 Berat struktur sendiri	71
3.4.1.2 Beban mati tambahan	72
3.4.2. Perhitungan Pembebanan Struktur	72
3.4.2.1 Pembebanan Atap	72
3.5. Pembebanan plat Lantai	73
3.5.1. Pembebanan Plat Lantai 7	73
3.6. Pembebanan pada Balok Lantai 7	74
3.7. Pembebanan di lantai 6	74
3.7.1. Pembebanan Plat lantai 6	75
3.7.2. Pembebanan Balok	76
3.7.3. Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)	78
3.8. Pembebanan di Lantai 5	81
3.8.1. Pembebanan Plat Lantai 5.....	81
3.9. Pembebanan di Lantai 4,3 dan 2	85
3.9.1. Pembebanan Plat Lantai 4,3 dan 2	85

3.10. Kombinasi pembebanan input Staad Pro 2004	90
3.11. Langkah – Langkah Pendimensian Struktur 3D Pada Staad Pro	91
3.12. Mencari pusat Massa Perlantai.....	97
3.12.1. Pusat massa (Center of Mass) pada lantai 2.....	98
3.12.2. Pusat massa (Center of Mass) pada lantai 3.....	100
3.12.3. Pusat massa (Center of Mass) pada lantai 4.....	101
3.12.4. Pusat massa (Center of Mass) pada lantai 5.....	102
3.12.5. Pusat massa (Center of Mass) pada lantai 6.....	104
3.12.6. Pusat massa (Center of Mass) pada lantai 7 + Atap	105
3.13. Mencari Pusat Kekakuan Perlantai.....	108
3.13.1. Pusat Kekakuan Kolom(Center of Rigidity) pada lantai 2	108
3.13.2. Pusat Kekakuan Kolom (Center of Rigidity) pada tingkat 3	110
3.13.3. Pusat Kekakuan Kolom (Center of Rigidity) pada tingkat 4	111
3.13.4. Pusat Kekakuan Kolom (Center of Rigidity) pada tingkat 5	112
3.13.5. Pusat Kekakuan Kolom (Center of Rigidity) pada tingkat 6	114
3.13.6. Pusat Kekakuan Kolom (Center of Rigidity) pada tingkat 7	115
3.14. Mencari Gaya Geser Total	118
3.15. Mencari Eksentrisitas Rencana e_d	123
3.16. Perhitungan Pusat Kekakuan Struktur (CR)	134
3.17. Perhitungan Kekakuan Dinding Geser	136
3.18. Kinerja Batas Layan (Δs) dan Kinerja Batas Ultimit (Δm)	139
3.18.1. Kinerja Batas Layan (Δs)	139
3.18.2. Kinerja Batas Ultimit (Δm)	140

BAB IV PENULANGAN DINDING GESER

4.1. Analisa Penulangan	142
-------------------------------	-----

4.1.1. Data Perencanaan	142
4.1.2. Perhitungan Tulangan	144
4.1.2.1. Perhitungan Tulangan Ditinjau Pada Arah Z	144
4.1.2.2. Perhitungan Tulangan Ditinjau Pada Arah X	156
4.1.3. Panjang Penyaluran	168
4.1.4. Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Pada Dinding Geser (Shear Wall)	169
4.1.5. Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Kondisi tarik	170
4.1.6. Analisa Keseluruhan Struktur	171

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan	172
5.2 Saran	173

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

Lembar Persetujuan Proposal

Lembar bimbingan Skripsi

Lembar Asistensi

Lembar Persetujuan Siminar Hasil

Lembar Revisi Siminar Hasil

Lembar Persetujuan Ujian Skripsi

Lembar Revisi Ujian Skripsi

Lembar Nilai Bimbingan Skripsi

LAMPIRAN ANALYSIS STAAD

DAFTAR GAMBAR

GAMBAR	JUDUL	HAL
Gambar 2.1.	Gambar Diagram Beban-Simpangan (diagram V- δ) 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 Penahan Gempa Bumi	10
Gambar 2.4.	Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Puncak Bantuan Dasar Dengan PeriodeaUlang 500 tahun	15
Gambar 2.5.	Respons Spektrum Gempa Rencana	16
Gambar 2.6.	Dinding Geser Kantilever	22
Gambar 2.7.	Bagian Tinggi, Lebar Dan Tebal Dinding Geser	23
Gambar 2.8.	Pembatasan Minimum Dimensi Dinding	25
Gambar 2.12.	Klasifikasi Dinding Geser	29
Gambar 2.13.	Potongan Penampang dan Diagram Tegangan	30
Gambar 2.14.	Bentuk dan Susunan Dinding Geser	34
Gambar 2.15.	Bentuk Dinding Geser	35
Gambar 2.16.	Tata Letak Dinding Geser	35
Gambar 2.17.	Tata Letak Eksentrisitas rencana	41
Gambar 2.18.	Gaya Gempa Arah Kiri	43
Gambar 2.19.	Gaya Gempa Arah Kanan	43
Gambar 2.20.	Gaya Vertikal Atau Gaya Gravitasi.....	43
Gambar 2.21.	Gambar Diagram Tegangan Balok T	49
Gambar 3.1.	Diagram Alur Perencanaan Untuk Dinding Geser Kantilever	55
Gambar 3.2.	Tampak Depan.....	56

Gambar 3.3. Denah Balok Dan Kolom Lantai 2	57
Gambar 3.4. Denah Kolom Dan Balok Lantai 3	58
Gambar 3.5. Denah Kolom Dan Balok Lantai 4	59
Gambar 3.6. Denah Kolom Dan Balok Lantai 5	60
Gambar 3.7. Denah Kolom Dan Balok Lantai 6-7	61
Gambar 3.8. Penampang Atas Plat	64
Gambar 3.9. Penampang Balok T (40/60).....	67
Gambar 3.10. Penampang balok L (30/40)	68
Gambar 3.11. Penampang balok T (20/30)	68
Gambar 3.12. Dimensi Dinding Geser	69
Gambar 3.13. Penampang Dinding Geser	70
Gambar 3.14. Mengisi beban gempa pada nodal loads	92
Gambar 3.15. Respond Spectrum load Parameters	93
Gambar 3.16. Respons Spectrum Rencana Gempa Wilayah 4	94
Gambar 3.17. Define spectrum pairs Koefisien Gempa dasar Wilayah Gempa 4 untuk tanah Keras.	95
Gambar 3.18. Model 3 Dimensi Menggunakan Shear Wall Kantilever	97
Gambar 3.19. Render hasil potongan berat bangunan lantai 2 output running Staad Pro	98
Gambar 3.20. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 2	99
Gambar 3.21. Render hasil potongan berat bangunan lantai 3.....	100
Gambar 3.22. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 3.....	100
Gambar 3.23. Render hasil potongan berat bangunan lantai 4.....	101
Gambar 3.24. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 4.....	102
Gambar 3.25. Render hasil potongan berat bangunan lantai 5.....	103
Gambar 3.26. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 5.....	103

Gambar 3.27. Render hasil potongan berat bangunan lantai 6.....	104
Gambar 3.28. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 6.....	105
Gambar 3.29. Render hasil potongan berat bangunan lantai 7+Atap.....	106
Gambar 3.30. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 7+Atap.....	106
Gambar 3.31. Render hasil potongan Kolom Pada Tingkat 2	109
Gambar 3.32. hasil Running CR Output Staad Pro Kolom lantai 2.....	109
Gambar 3.33. Render hasil potongan Kolom Pada Tingkat 3	110
Gambar 3.34. hasil Running CR Output Staad Pro Kolom lantai 3.....	110
Gambar 3.35. Render hasil potongan Kolom Pada Tingkat 4	111
Gambar 3.36. hasil Running CR Output Staad Pro Kolom lantai 4.....	112
Gambar 3.37. Render hasil potongan Kolom Pada Tingkat 5.....	113
Gambar 3.38. hasil Running CR Output Staad Pro Kolom lantai 5.....	113
Gambar 3.39. Render hasil potongan Kolom Pada Tingkat 6	114
Gambar 3.40. hasil Running CR Output Staad Pro Kolom lantai 6.....	114
Gambar 3.41. Render hasil potongan Kolom Pada Tingkat 7	115
Gambar 3.42. hasil Running CR Output Staad Pro Kolom lantai 7.....	116
Gambar 3.43 Letak Titik Pusat massa dan Pusat kekakuan Lantai 2	124
Gambar 3.44 Letak Titik Pusat massa dan Eksentrisitas Rencana Lantai 2	125
Gambar 3.45 Letak Titik Pusat massa dan Pusat kekakuan Lantai 3-4	126
Gambar 3.46 Letak Titik Pusat massa dan Eksentrisitas Rencana Lantai 3-4	127
Gambar 3.47 Letak Titik Pusat massa dan Pusat kekakuan Lantai 5-6	128
Gambar 3.48 Letak Titik Pusat massa dan Eksentrisitas Rencana Lantai 5-6	129
Gambar 3.49 Letak Titik Pusat massa dan Pusat kekakuan Lantai 7	130
Gambar 3.50 Letak Titik Pusat massa dan Eksentrisitas Rencana Lantai 7	131
Gambar 3.51 Pembebanan Pusat Eksentrisitas Rencana 100% Bentang Lemah 30% Bentang Kuat	132
Gambar 3.52. Penampang Dinding Geser	136

Gambar 4.1. Rencana Penampang Dinding Geser	142
Gambar 4.2. Diagram Tegangan – Regangan Tinjauan Arah Z	146
Gambar 4.3. Diagram Tegangan – Regangan Tinjauan Arah X	157
Gambar 4.4. Tulangan Pengekang (Boundry Elemen).....	170

DAFTAR TABEL

TABEL	JUDUL	HAL
Tabel 2.1.	Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Kategori Gedung Dan Bangunan	17
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	18
Tabel 2.3.	Koefisien ζ Yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung	19
Tabel 3.1.	Beban Gempa Dinamik Arah X,Z Dan Y	93
Tabel 3.2.	Berat dan Kordinat Lantai 2	99
Tabel 3.3.	Berat dan Kordinat Lantai 3	101
Tabel 3.4.	Berat dan Kordinat Lantai 4	102
Tabel 3.5.	Berat dan Kordinat Lantai 5	104
Tabel 3.6.	Berat dan Kordinat Lantai 6	105
Tabel 3.7.	Berat dan Kordinat Lantai 7	107
Tabel 3.8.	Hasil Running Staad Pro Pusat Massa Masing – Masing Tiap Lantai	107
Tabel 3.9.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom Lantai 2	109
Tabel 3.10.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom Lantai 3	111
Tabel 3.11.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom Lantai 4	112
Tabel 3.12.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom Lantai 5	113
Tabel 3.13.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom Lantai 6	115
Tabel 3.14.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom Lantai 7	116
Tabel 3.15.	Kordinat Pusat Massa (CM) Tiap Tingkat	117
Tabel 3.16.	Kordinat Pusat Kekakuan Kolom (CG) Tiap Tingkat	117
Tabel 3.17.	Faktor Keutamaan Struktur	120

Tabel 3.18. Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Maksimum Faktor Tahanan Lebih Struktur dan Faktor tahanan lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Gedung (SNI-1726-2002)	121
Tabel 3.19. Berat Sendiri Tiap Lantai Yang Diperoleh Dari Output Staad Pro.....	122
Tabel 3.20. Distribusi Gaya Gempa Horizontal Akibat Gempa	123
Tabel 3.16. Analisa Kinerja Batas layan (Δ_s) Akibat Gempa.....	140
Tabel 3.16. Analisa Kinerja Batas layan (Δ_m) Akibat Gempa	141

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pembangunan gedung - gedung tinggi menjadi solusi kebutuhan lahan yang terus meningkat pada saat ini diiringi dengan jumlah populasi penduduk yang terus meningkat pula. Mengingat semakin banyaknya pembangunan namun terbatasnya lahan kosong yang ada maka pembangunan gedung tinggi menjadi salah satu alternatif untuk mengatasi keterbatasan lahan sehingga pemenuhan akan kebutuhan tempat tinggal, sekolah ataupun kantor dapat terpenuhi. Bangunan tinggi dapat menimbulkan dampak yang besar apabila mengalami kerusakan jika terjadi gempa bumi. Selain itu peristiwa gempa bumi tidak dapat dicegah tetapi dapat diantisipasi dengan berupaya membangun bangunan yang tahan terhadap gempa bumi. Seperti halnya kota Jakarta yang semakin banyaknya pembangunan bangunan tingkat tinggi sehingga mulailah dipikirkan kembali apakah kota Jakarta memiliki zona gempa 6 masih membutuhkan struktur yang tahan gempa mengingat getaran gempa yang termasuk tipe sedang. Perencanaan struktur bangunan tahan gempa sangat penting di Indonesia, mengingat sebagian besar wilayahnya terletak dalam wilayah gempa. Saat ini penggunaan dinding geser (shear wall) banyak digunakan pada bangunan – bangunan tingkat tinggi. Hal ini dikarenakan dinding geser dapat menahan gaya geser yang diakibatkan gempa bumi. Dinding geser sendiri merupakan sistem elemen struktur berupa dinding yang sangat efektif digunakan sebagai penahan gaya lateral untuk menambah kekakuan struktur karena kekakuan struktur sangat tinggi. Sesuai dengan

perkembangan teknologi, para ahli mendesain bangunan tinggi tahan terhadap gempa dengan berbagai metode, misalnya dengan menggunakan dinding geser (shear wall), bracing. Oleh karena itu, analisa ini dilakukan untuk melihat perilaku struktur bangunan tingkat tinggi yang menggunakan dinding geser (shear wall).

Dengan latar belakang inilah penulis memilih suatu bentuk perencanaan konstruksi gedung yang dituangkan ke dalam suatu Tugas Akhir dengan judul :
“ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV”

Dengan mengacu pada SNI 03-2847-2002, SNI 03-1726-2002, dan SNI 03-1729-2002 , maka kami mencoba menganalisis suatu gedung berlantai 7 + lantai Atap dengan konstruksi shear wall beton bertulang.

1.2. Rumusan Masalah

Permasalahan yang terdapat pada mendesain struktur tahan gempa menggunakan dinding geser Kantilever (shear wall) sesuai dengan SNI 03-1726-2002, SNI 03-1747-2002 dan SNI 03-1729-2002

pada gedung Fakultas Teknik Industri Universitas Brawijaya malang adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana dinding geser dalam menahan gaya geser dan lendutan yang diakibatkan oleh beban-beban lateral ?
2. Berapa besar dari rotasi lateral akibat penambahan dinding Geser Penguruh beban Gempa sesuai SNI 03-1726-2002 ?

3. Berapa besarnya gaya – gaya yang bekerja pada portal akibat penambahan Dinding Geser Kantilver (shear wall) ?
4. Berapa Jumlah tulangan yang di gunakan pada dinding geser kantilever (shear wall) ?

1.3. Maksud dan Tujuan

1.3.1. Tujuan

Maksud Dari tujuan akhir ini :

1. Untuk mengetahui besarnya Rotasi arah lateral akibat penambahan dinding geser (shear wall)
2. Untuk mengetahui besarnya gaya-gaya yang bekerja pada portal akibat penambahan dinding geser (shear wall)
3. Untuk mengetahui jumlah tulangan yang di gunakan dalam perencanaan dinding geser (shear wall) kantilever pada Gedung teknik industry yang dapa bertahan berdiri tanpa mengalami keruntuhan pada gempa.

1.4. Batasan Pembahasan

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

1. Struktur yang di hitung adalah dinding geser kantilever.
2. Plat direncanakan dengan meshing dimana pelat berfungsi sebagai pengaku atau rigid diafragma.
3. Penulangan yang di hitung di khususkan pada dinding geser kantilever .

4. Struktur gedung yang dibahas adalah struktur gedung tingkat tinggi dengan 7 lantai + atap pada dinding geser yang akan dipasang .
5. Beban gempa rencana analisis 3D dengan analisis Dinamik menggunakan program Bantu STAAG PRO.
6. Lokasi Bangunan di Malang Fakultas Teknik Industri Universitas Brawijaya pada zona gempa 4 .
7. Peraturan – peraturan yang di pakai :
 - SNI 03-2847-2002
 - SNI 03-1726-2002

1.5. Manfaat

Hasil dari perhitungan perencanaan struktur dinding geser kantilever (shear wall) ini dapat meningkatkan penambahan 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 pelepasan 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 pelepasan 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 $1,0 \leq \mu \leq \mu_m$.

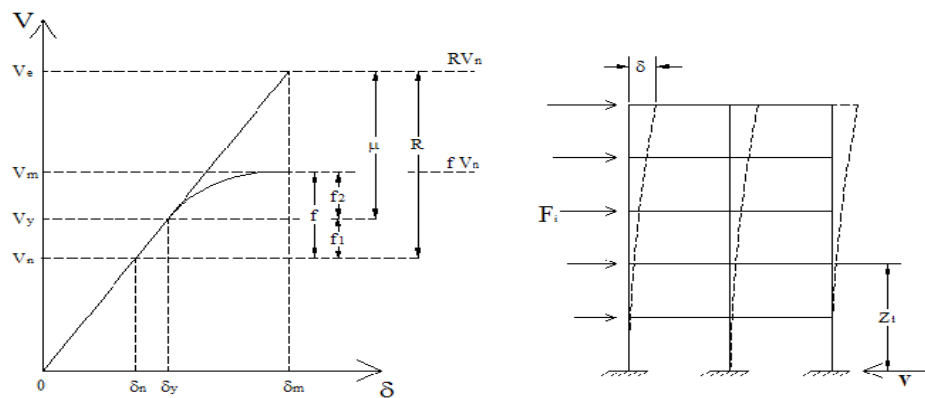
Asumsi bahwa struktur gedung daktil dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum (δ_m) yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan (constant maximum displacement rule), sudah biasa dianut dalam standar-standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur 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 pelepasan 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 duktail 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- δ) ditunjukkan dalam Gambar 2.1:



Gambar 2.1 Gambar Diagram Beban-Simpangan (diagram V- δ) Struktur Gedung

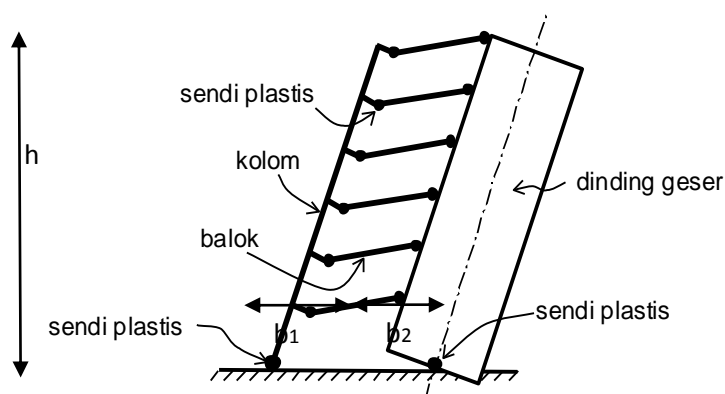
Sumber: SNI 03-1726-2002 hal 46

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

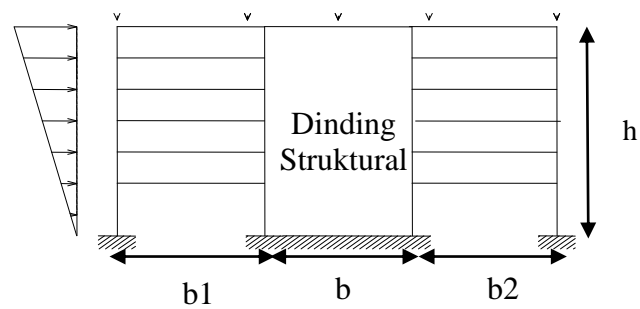
2.3 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa

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.



Sistem Ganda

Gambar 2.3 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa Bumi

Sumber: Paulay T And Priestley M.J.N.1992 "Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", halaman 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.

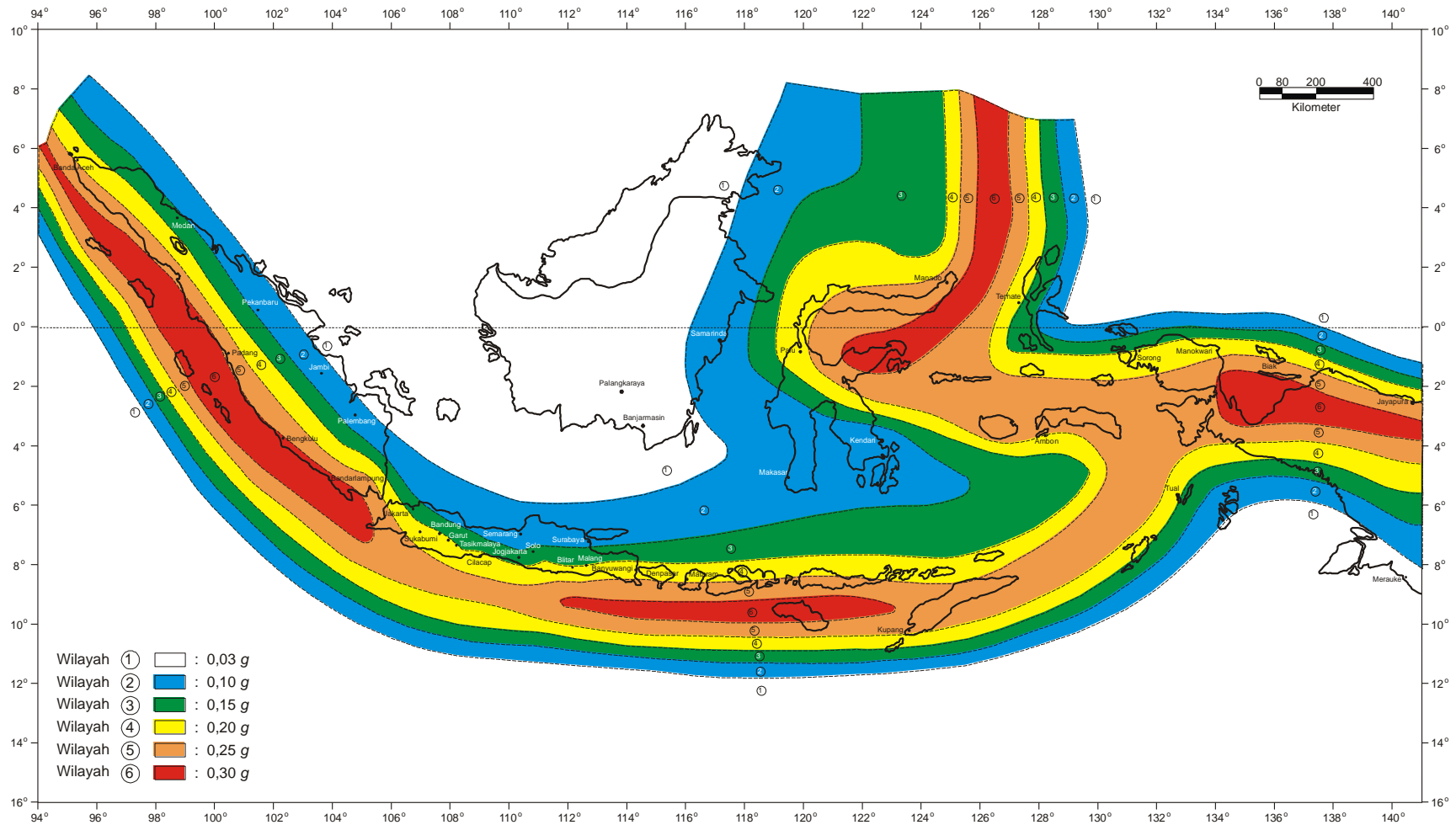
Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Apabila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut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

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

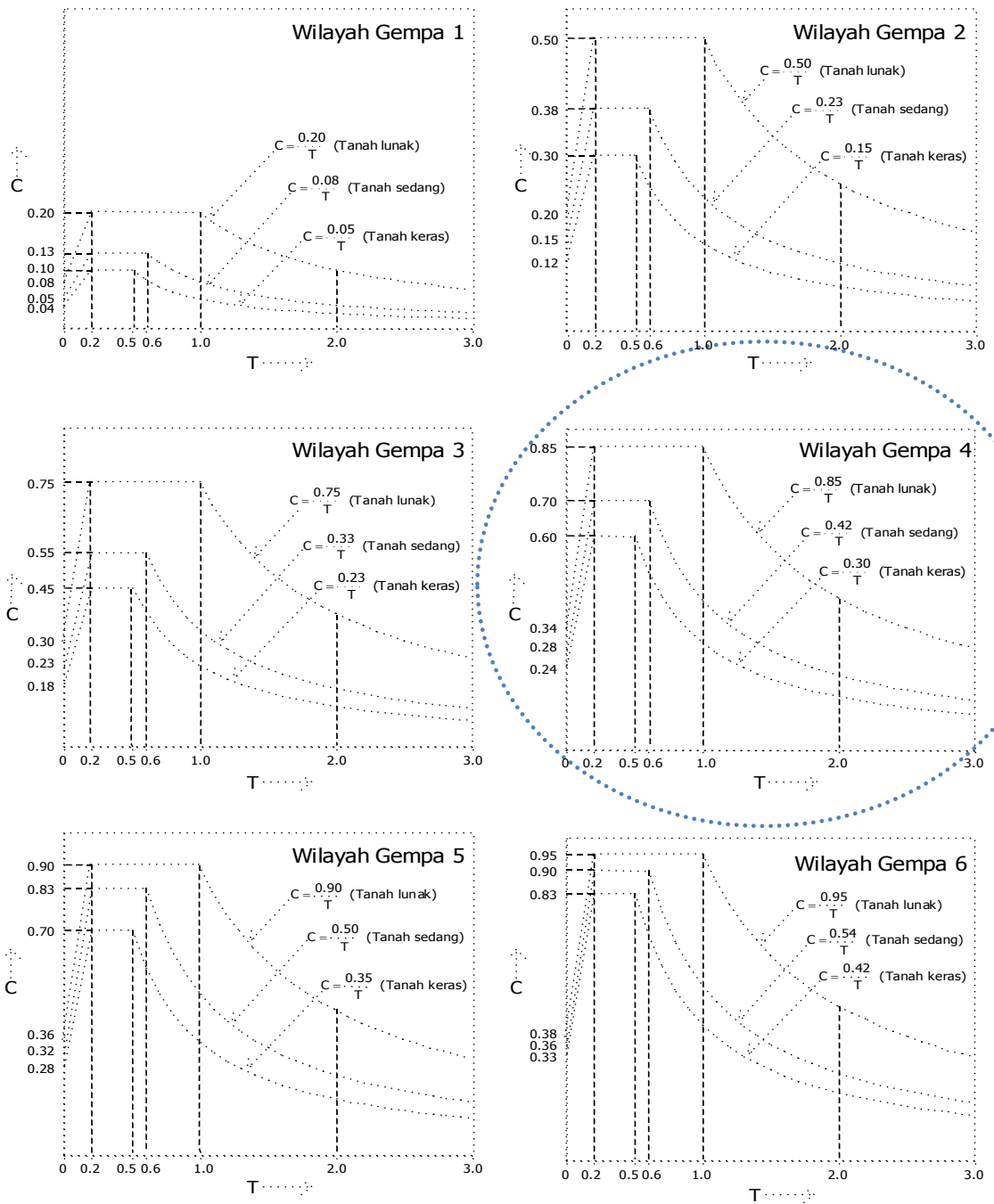
di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut SNI 03-1726-2002 hal 30 pada persamaan berikut :

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

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	ζ
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 $e > 0,3 b$:

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

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

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

Pembatasan ini bertujuan mencegah terjadinya pelelehan 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 $\leq 0,7 R_x$ (KBL) atau $\leq 0,02 h_1$. Pembatasan ini bertujuan membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung.

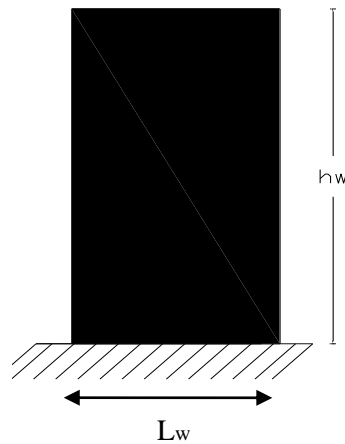
2.6 Dinding Geser

2.6.1 Pengertian Umum

Gaya Horisontal 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 horisontal pada tiap elemen struktur gedung bertingkat yang bekerja karena suatu lubang atau lorong vertikal yang menerus yang berfungsi sebagai jalur lift dibutuhkan suatu perencanaan struktur yang khusus untuk menahan beban lateral tersebut, selanjutnya dinding geser berfungsi sebagai gelagar-gelagar kantilever yang terjepit didasarnya untuk 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 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.



Gambar 2.6 Dinding Geser Kantilever

Sumber : Paulay T and Priestley M.J.N. 1992. "Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Bulidings", halaman 373.

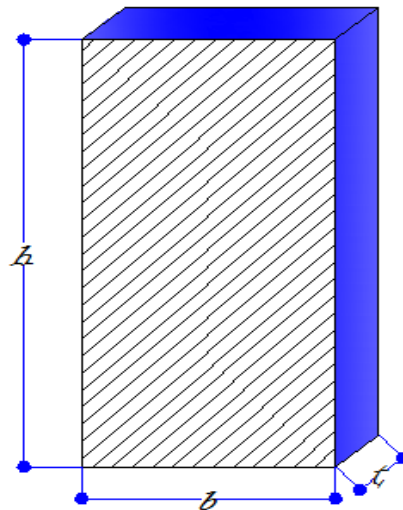
Jenis dinding geser kantilever menerus yang berdiri sendiri (*free standing shear wall*). Menurut Kiyoshi Muto. 1987. "Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa" : halaman 27 yaitu :

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.

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 $\frac{1}{25}$ tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak pula kurang daripada 100 mm.



Gambar 2.7. Bagian Tinggi, Lebar Dan Tebal Dinding Geser

dimana : h = tinggi dinding geser

b = lebar dinding geser

t = tebal dinding geser

Tebal Dinding(t) : $t < \frac{1}{25} \times h$ 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 SNI 03-1726-2002 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 :

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

dimana : δ_u adalah perpindahan rencana, mm

h_w adalah tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau.

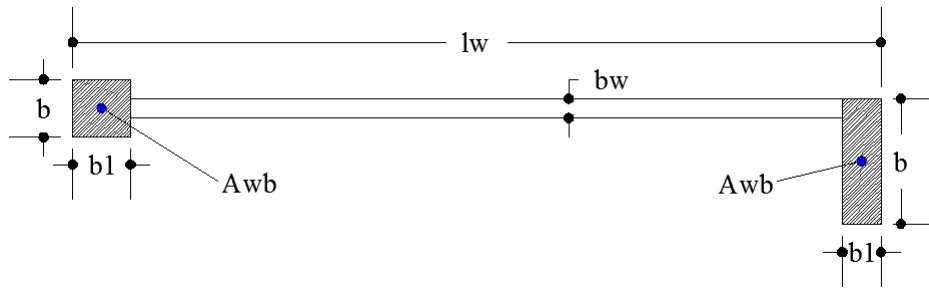
- Bila komponen batas khusus diperlukan maka tulangan harus diteruskan secara vertikal dari penampang kritis sejarak tidak kurang daripada nilai terbesar dari l_w atau $\frac{Mu}{4V_u}$ (2.9)

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 ρ_1 tidak boleh kurang dari $0,7/f_y$ (MPa) dan tidak boleh lebih dari $1,6/f_y$ (MPa). Sedangkan untuk pembatasan dimensi dinding adalah sebagai berikut :



Gambar 2.8. Pembatasan Minimum Dimensi Dinding

Sumber: Paulay T. and Priestley M.J.N. 1992. "Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Buildings", halaman 403.

- Syarat-syarat Pendimensionan dinding geser :

Dengan menggunakan grafik (hal. 403) hubungan ketebalan kritis

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

• Tebal Sayap Dinding Geser

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

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

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

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 $\frac{1}{6} \cdot A_{cv} \sqrt{f'_c}$

;

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 (ϕP_n), yaitu :

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

Dimana :

- ϕ 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) ($A_{st} = \rho_v \cdot b \cdot d$),

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 $\rho_v \geq 0,0025$ 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 $V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y]$ “ (2.17)

Dimana :

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

digunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai di antaranya.

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

Pasal 23.6.(4(4)) yang sesuai dengan SNI 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 δ_R akibat rotasi pondasi dan perpindahan δ_B dan δ_S akibat lentur dan gaya geser.

$$\delta = \delta_S + \delta_B + \delta_R \quad (2.18)$$

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

(δ_S) dinyatakan sebagai (δ_F), yakni deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang.

$$\delta = \delta_F + \delta_B + \delta_R \quad (2.19)$$

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

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

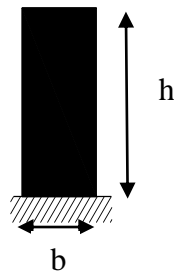
$$\text{Jika } \frac{h}{b} > 2 \quad (2.20)$$

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

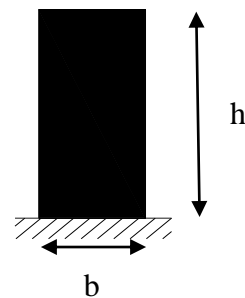
$$\text{Jika } \frac{h}{b} \leq 2 \quad (2.21)$$

dimana : h adalah tinggi bruto dinding geser

b adalah lebar bruto dinding geser



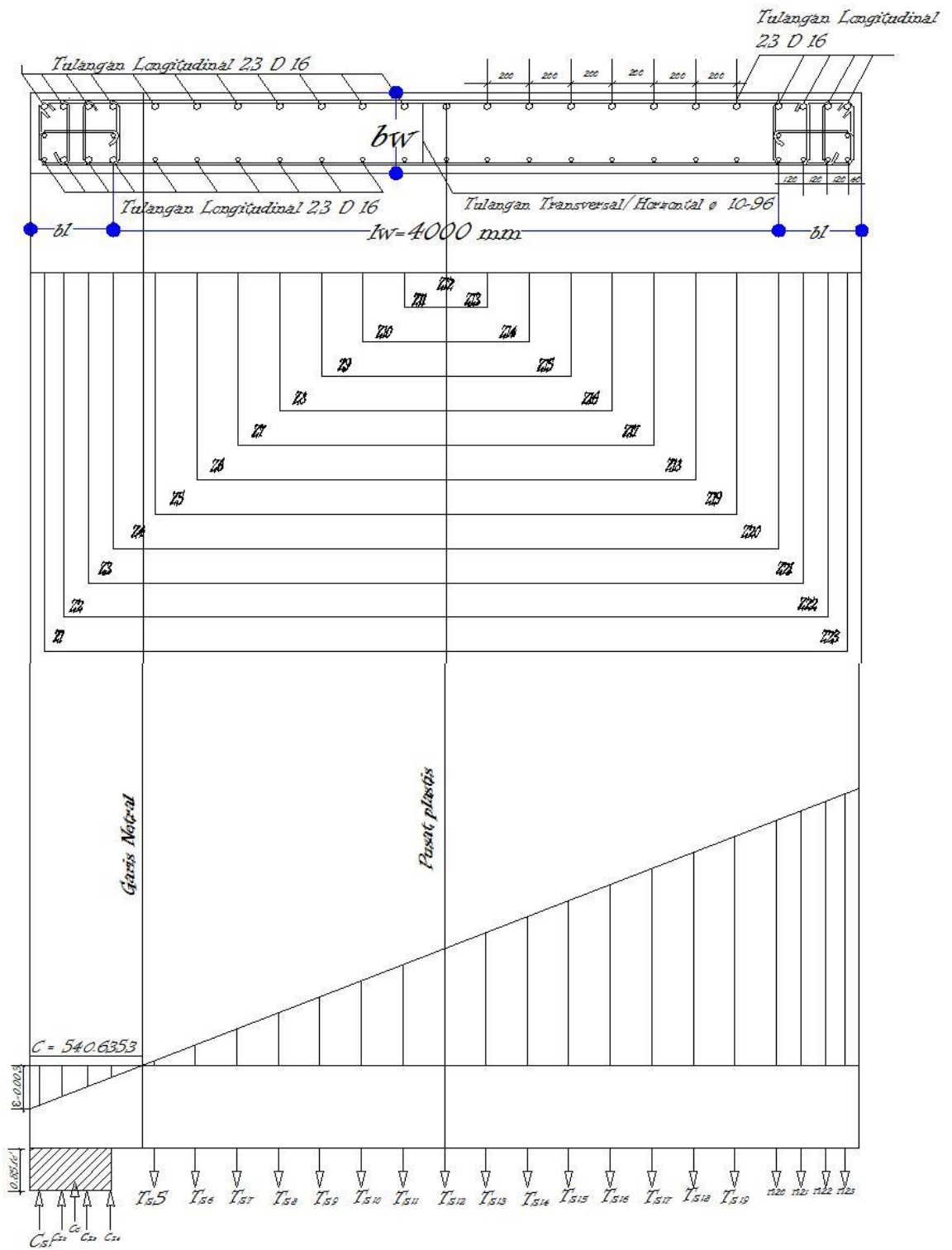
1.Slender Shear Wall



2.Squat Shear Wall

Gambar 2.12. Klasifikasi Dinding Geser

Dalam mendesain kekakuan lentur untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut *Paulay T* dan *Priestley M.J.N.* 1992. “*Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Buildings*”, 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 :

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

(*Paulay T. And Priestley M.J.N. 1992. "Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", halaman 149*)

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

(*Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Paulay T And Priestley M.J.N. 1992. 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 ϕ dan faktor pembesaran dinamis (ω).

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

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

- 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

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (2.25)$$

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

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

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

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 :

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

$$\text{Maka : } V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (2.29)$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (2.30)$$

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

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

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

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)

$$\leq 3 \cdot b_w$$

$$\leq 1/5 \cdot b_w$$

$$\leq 50 \text{ cm}$$

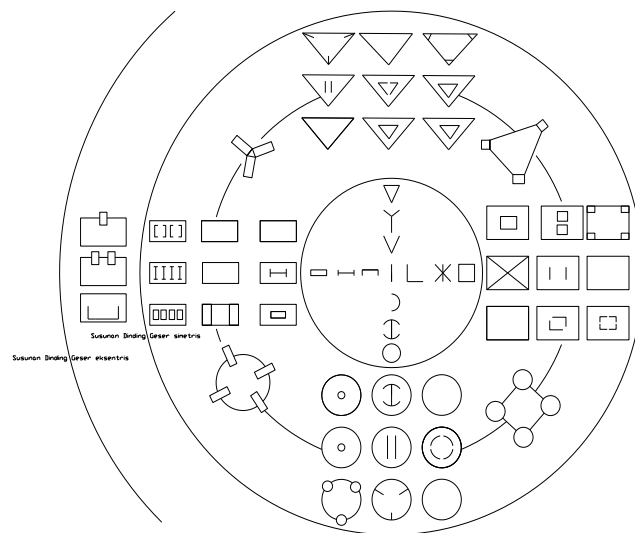
2.6.2 Dinding Geser Beton Bertulang Kantilever.

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)

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

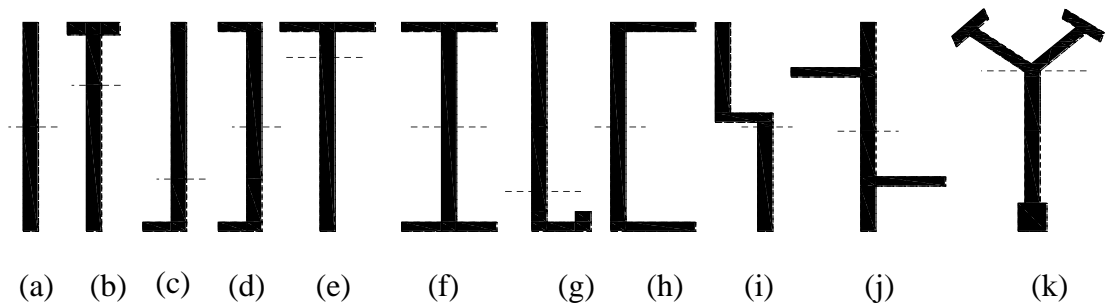
2.6.3 Bentuk dan Tata Letak Dinding Geser

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.

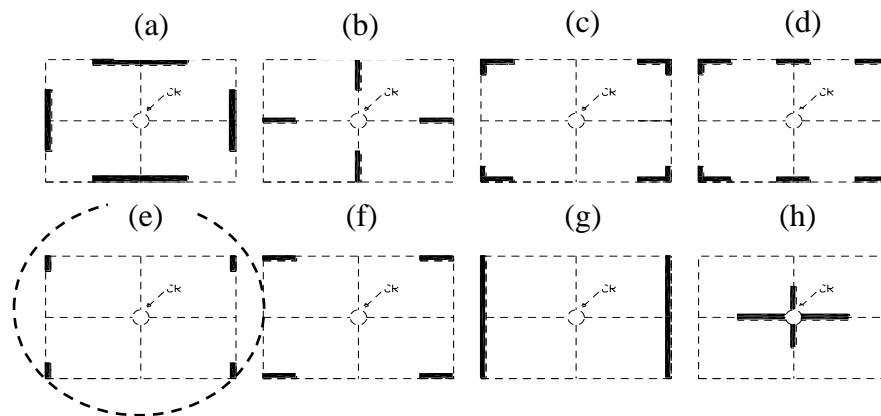


Gambar 2.14. Bentuk dan Susunan Dinding Geser

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 : *Paulay T and Priestley M.J.N. 1992. "Seismic Desain of Reinforced concrete & Masonry Bulidings", halaman 365 dan 368.*

dimana :

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

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

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

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

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: Kiyoshi Muto.1987. "Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa", 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 : Kiyoshi Muto. 1987. "Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa", 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:** Kiyoshi Muto. 1987. "Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa", 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 T* dan *Priestley M.J.N.* 1992. ; halaman 392-393, yaitu:

- a) Besarnya ρ_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 : oleh Daniel L. Schodek. 1998. "Struktur"*).

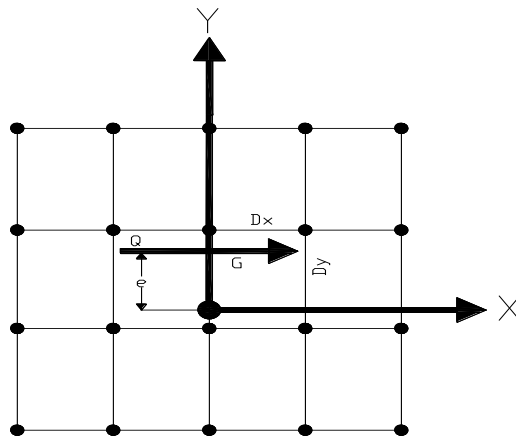
Puntir (Torsi) terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang tidak nol dari sumbu memanjang batang struktur. Balok ujung dari panel lantai, balok tepi yang menerima beban dari satu sisi, atap kanopi dari *Halte bus* yang ditumpu oleh sistem balok di atas kolom, balok keliling pada lubang lantai dan juga tangga melingkar, semuanya merupakan contoh elemen struktural yang mengalami momen puntir. Momen puntir itu sering kali menyebabkan tegangan geser yang cukup besar. Sebagai akibatnya dapat terjadi retak-retak yang dapat menjalar sampai melebihi *limit serviceability* yang diijinkan. Pada keadaan nyata balok tepi suatu sistem struktural, besarnya kerusakan akibat torsi biasanya tidak terlalu mengkhawatirkan, ini disebabkan oleh adanya redistribusi 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** : Edward G. Nawy, P.E. 1998 “*Beton Bertulang*”). 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** : Vis W.C. dan Gideon H. Kusuma M. Eng. 1997. “*Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*”).

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 δ_0 , dalam arah Q dan rotasi θ , terhadap titik pusat ketegaran terjadi, maka di sejarak y (dalam arah x pada portal)

$$\delta_x = \delta_0 + \theta \cdot y \quad (2.40)$$



Gambar 2.17. Tata Letak Eksentrisitas rencana

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

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

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.

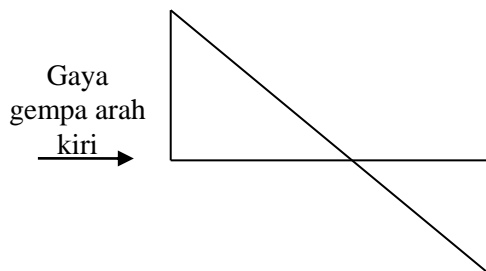
(sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002).

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

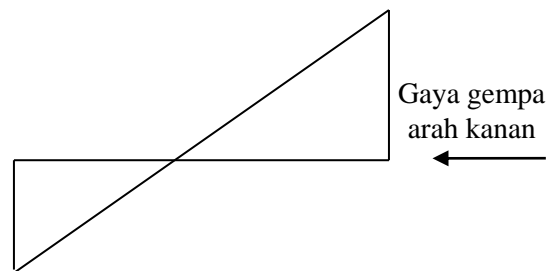
eksentrisitas rencana. Dan perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

2.10. Momen Envelope

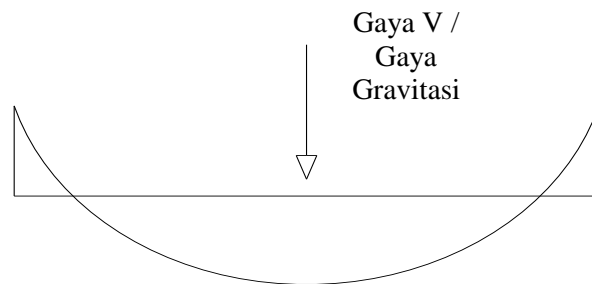
Momen Envelope merupakan kombinasi dari semua gaya-gaya yang bekerja pada struktur baik beban hidup, beban mati dan beban gempa pada suatu struktur dan dalam design dinding geser dipakai gaya lintang maximum (D_{max}) dan Momen Maximum walaupun keduanya tidak terjadi dalam waktu yang bersamaan. Seperti 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 2.18 dan Gambar 2.19 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 2.20 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 2.18 - gambar 2.20 akan menimbulkan momen maksimum yang bekerja pada struktur tersebut. Maka momen maksimum inilah yang dipakai untuk mendesain 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 (*PPBI 1987*)

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 (*PPBI 1987*)

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 (*PPBI 1987*)

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 (*PPBI 1987*)

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 (PPBI 1987)

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

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

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

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

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

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

Atau

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

Dimana:

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

2.11.6 Input Staad Pro

- Modulus elastisitas beton yaitu $4700\sqrt{f'c}$ (SNI 03 – 2847 – 2002 Psl 10.5.1), $f'c = 30$ Mpa maka modulus elastisitasnya adalah $4700\sqrt{30} = 25742,9$ Mpa = $2,5742E+9$ kg/m^2
 $1 \text{ Mpa} = 10^{\text{kg}/\text{cm}^2}$
- Density adalah berat jenis beton ($2400 \text{ kg}/\text{m}^3$).
- 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 :

$$\begin{aligned}
 &= 1,4 M_{D b} \\
 &= 1,2 M_{D b} + 1,6 M_{L b} \\
 &= 1,2 M_{D b} + 1,0 M_{L b} \pm 1,0 M_{E b} \\
 &= 0,9 M_{D b} \pm 1,0 M_{E b}
 \end{aligned}$$

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.

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

$$A_s \text{ maks} = 0,75 \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \times b \times d \right) \quad (2.44)$$

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 :

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \text{dan tidak boleh lebih kecil dari}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (2.45)$$

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 :

$$= 1,4 M_{D_b}$$

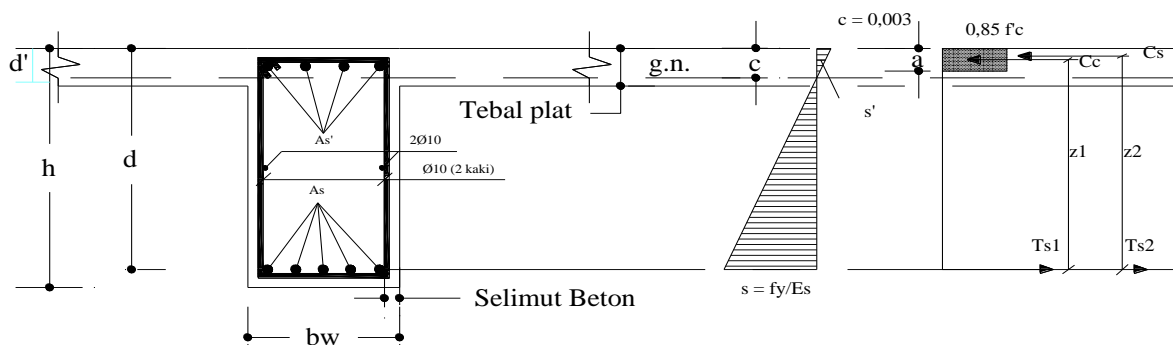
$$= 1,2 M_{D_b} + 1,6 M_{L_b}$$

$$= 1,2 M_{D_b} + 1,0 M_{L_b} \pm 1,0 M_{E_b}$$

$$= 0,9 M_{D_b} \pm 1,0 M_{E_b}$$

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 Gambar2.6 : Park R. and paulay T. 1974. "Reinforced Concrete Structures", halaman 119)

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 :

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

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

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

b. Jika balok hanya mempunyai plat satu sisi.

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

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

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

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

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.

$$\text{Tinggi garis netral } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{(As - As') \cdot fy}{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (2.57)$$

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

Jika $\varepsilon'_s < \varepsilon_y = f_y / E_s$ \rightarrow berarti tulangan tekan belum leleh maka perhitungan diulang.

Jika $\varepsilon'_s > \varepsilon_y = f_y / E_s$ \rightarrow 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.

$$\text{Ini terjadi jika nilai } \varepsilon'_s > \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2.60)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Dengan substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + As' \cdot (c-d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - As \cdot fy \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) c^2 + (600 \cdot As' - As \cdot fy) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0 \quad (2.66)$$

Dengan rumus ABC nilai x dapat dihitung :

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

Selanjutnya dapat dihitung nilai-nilai :

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

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \quad \text{dimana } a = \beta 1 \cdot x \quad (2.68)$$

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

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

$$Mn = Cc \cdot z_1 + Cs \cdot z_2 \quad (2.69)$$

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data-Data Perencanaan

3.1.1 Data Bangunan

- Nama Gedung : Fakultas Teknik Industri Universitas Brawijaya
Malang.
- Lokasi Gedung : Jl. Mt Haryono kota Malang.
- Fungsi Bangunan : Gedung Kuliah Dan Fakultas Teknik Industri.
- Jumlah Lantai : 7 Lantai + Atap
- Bentang Memanjang : 41.24 meter
- Bentang Melintang : 15.60 meter
- Tinggi Gedung : 38 meter + Atap
- Struktur : Beton Bertulang
- Zona Gempa : Zona 4
- Jenis Tanah : Tanah Keras

3.1.2 Data Material

Dalam perencanaan bangunan Fakultas Teknik Industri Universitas Brawijaya Malang ini mutu bahan yang di gunakan adalah 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:

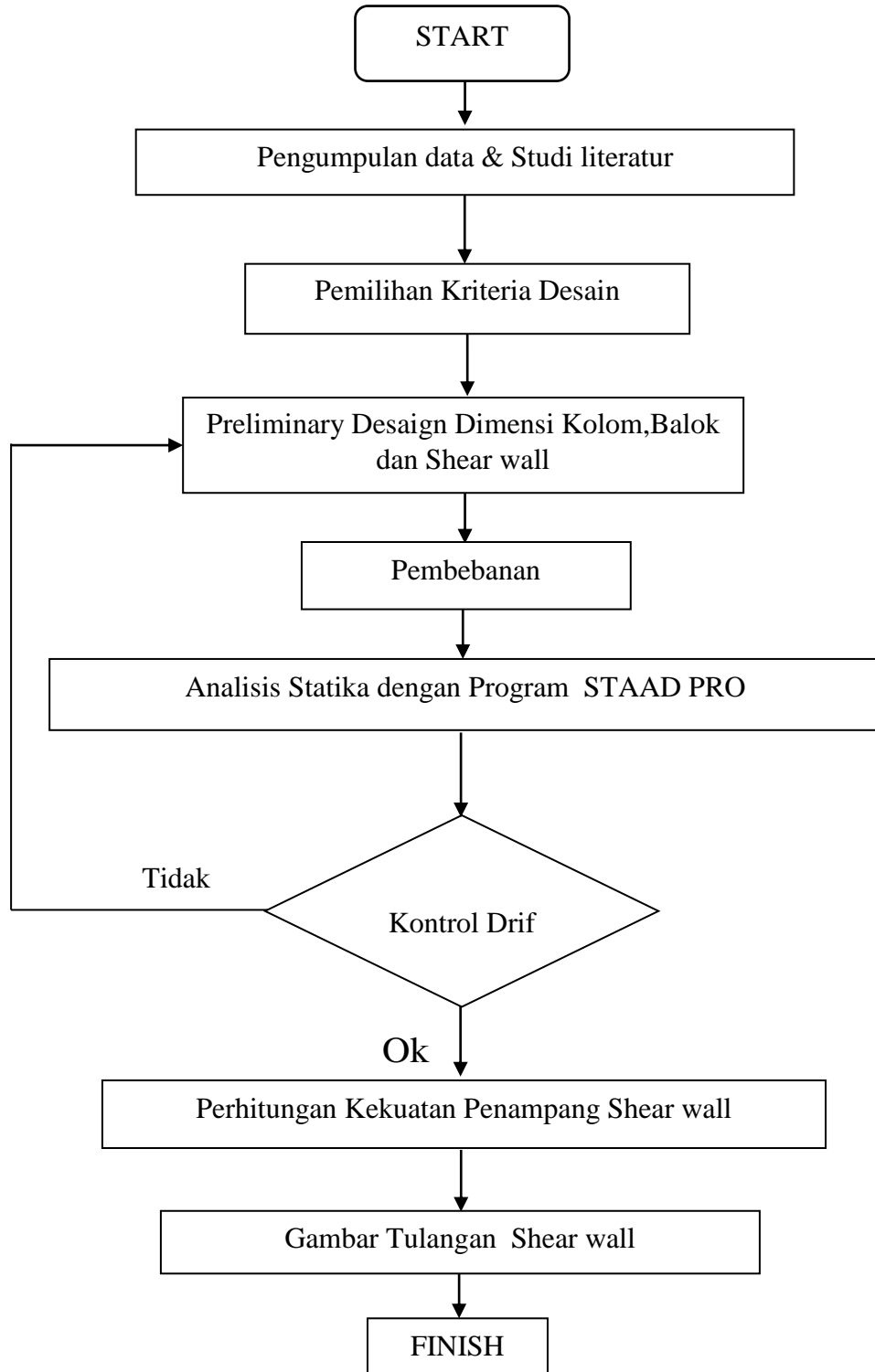
- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
- Berat Keramik Per 1,2 cm tebal = 22 kg/m^2
- Berat plafond + rangka penggantung = $(11+7) = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat pasangan bata merah = 1700 kg/m^3
- Berat kaca tebal 12 mm = 30 kg/m^2
- Berat Ducting AC = 15 kg/m^2
- Berat jenis beton = 2400 kg/m^3

➤ 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 Hidup Atap = 100 kg/m^2
- Beban Tangga dan Borders = 300 kg/m^2
- Beban Hidup Ruang perpustakaan = 400 kg/m^2
- Ruang Rapat = 400 kg/m^2
- Lift Dengan Kapasitas 12 Orang = 1000 Kg
- Berat jenis air hujan = 1000 kg/m^3
- Ruang Pelengkap = 250 kg/m^2
- Ruang Alat – Alat dan Mesin = 400 kg/m^2

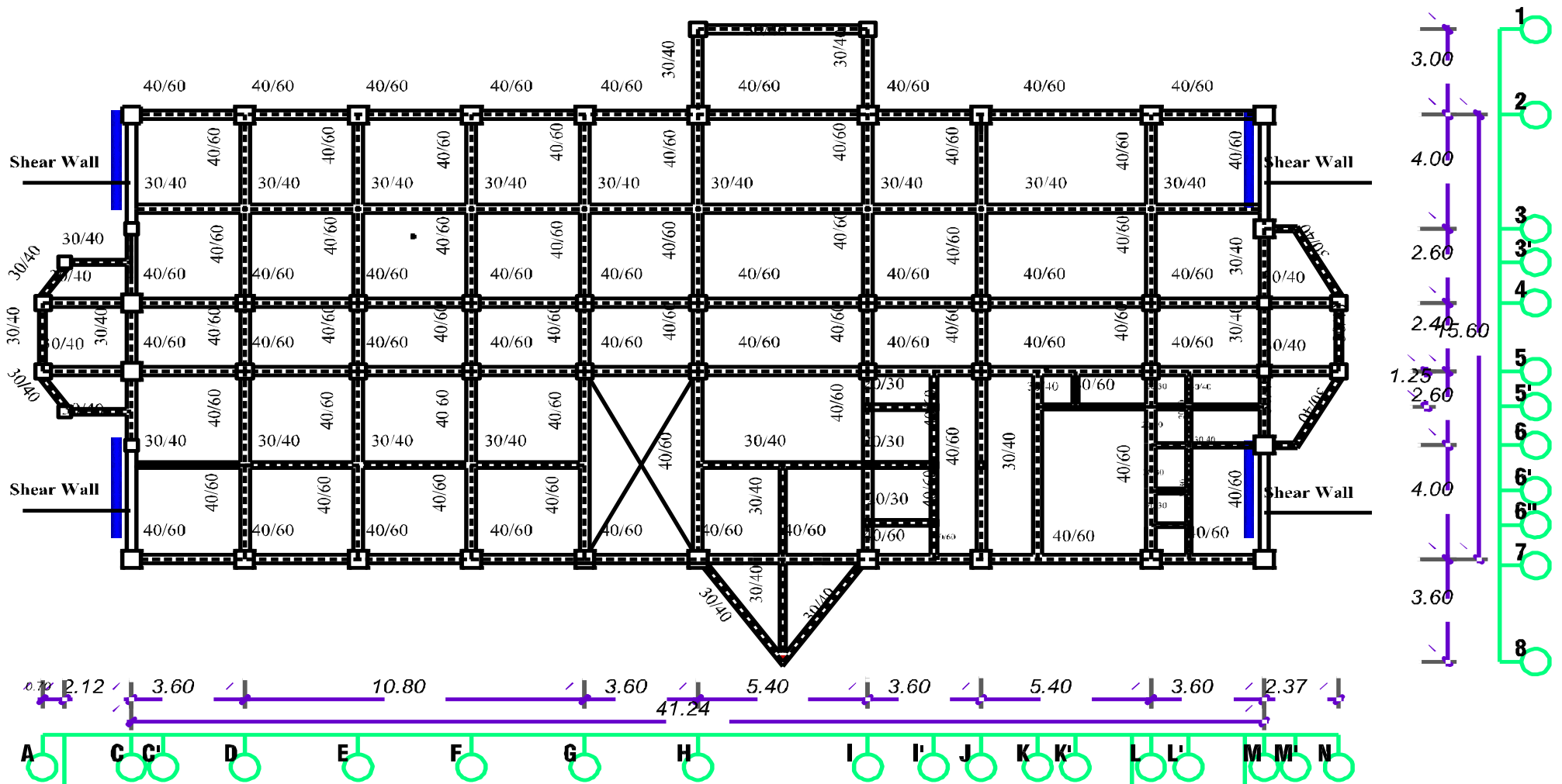
3.2 Diagram Alir Perencanaan Dinding Geser Sistem Kantilever Pada Gedung Teknik Industri Brawijaya Malang.



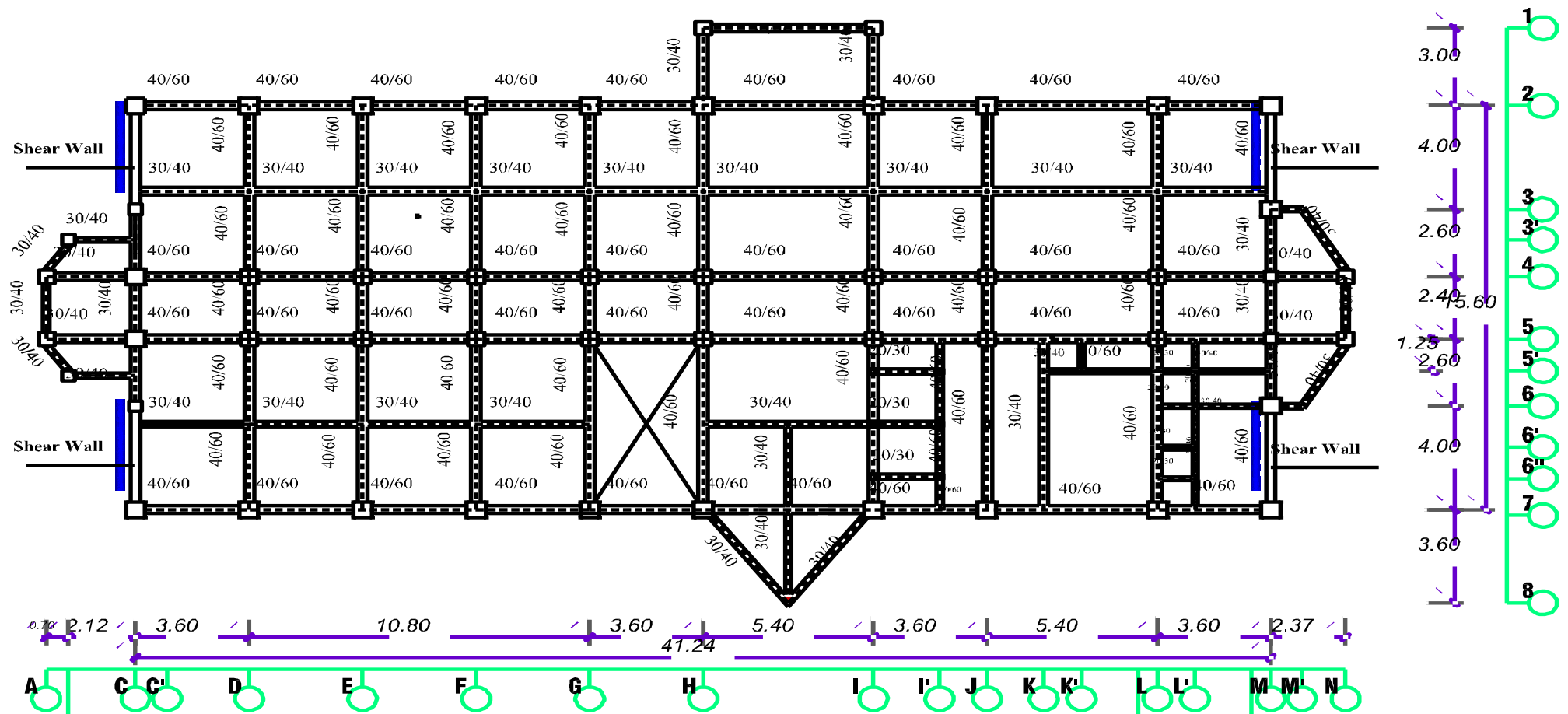
Gambar 3.1. Diagram Alur Perencanaan Untuk Dinding Geser Kantilever



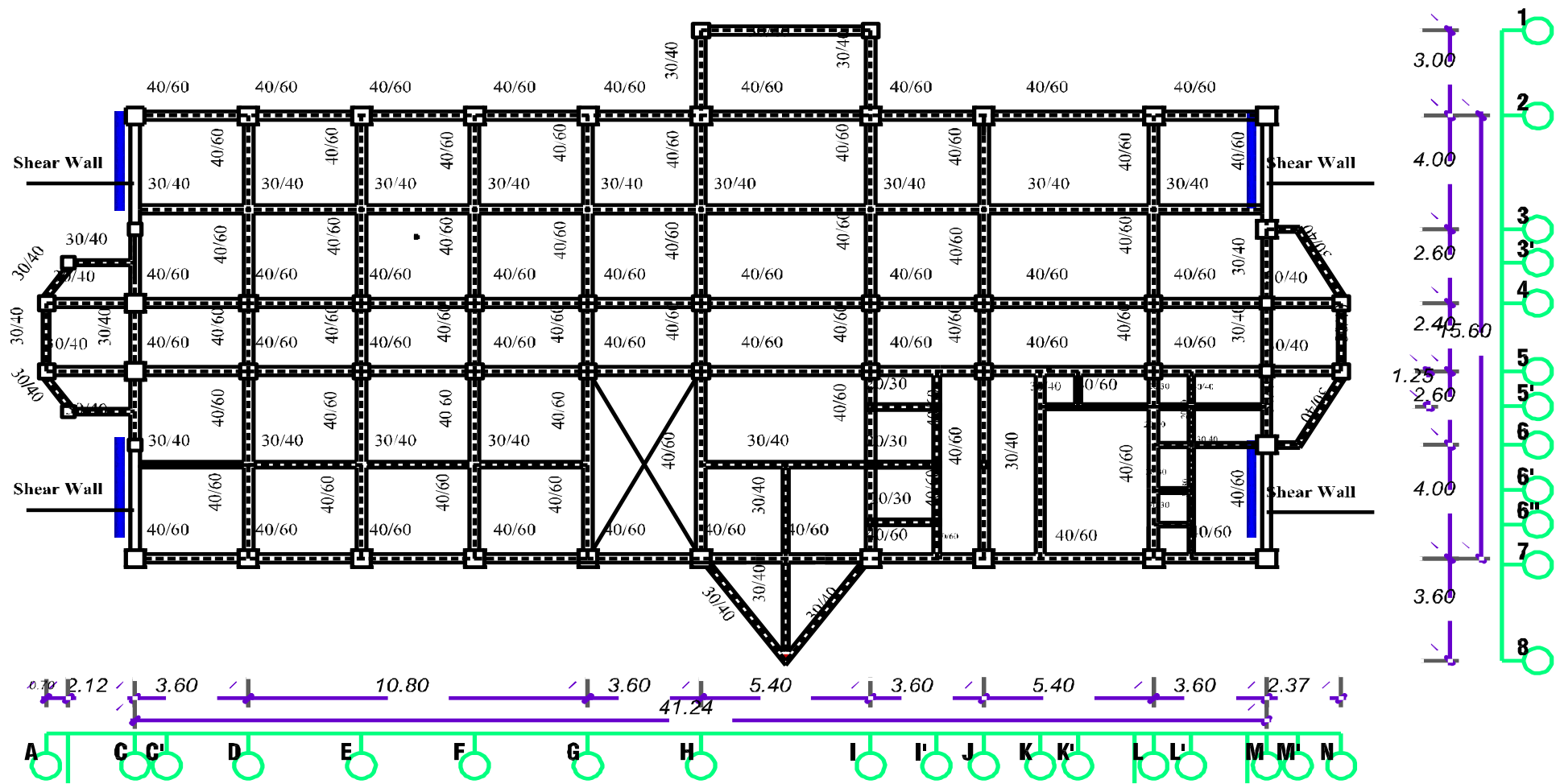
Gambar 3.2 Tampak Depan



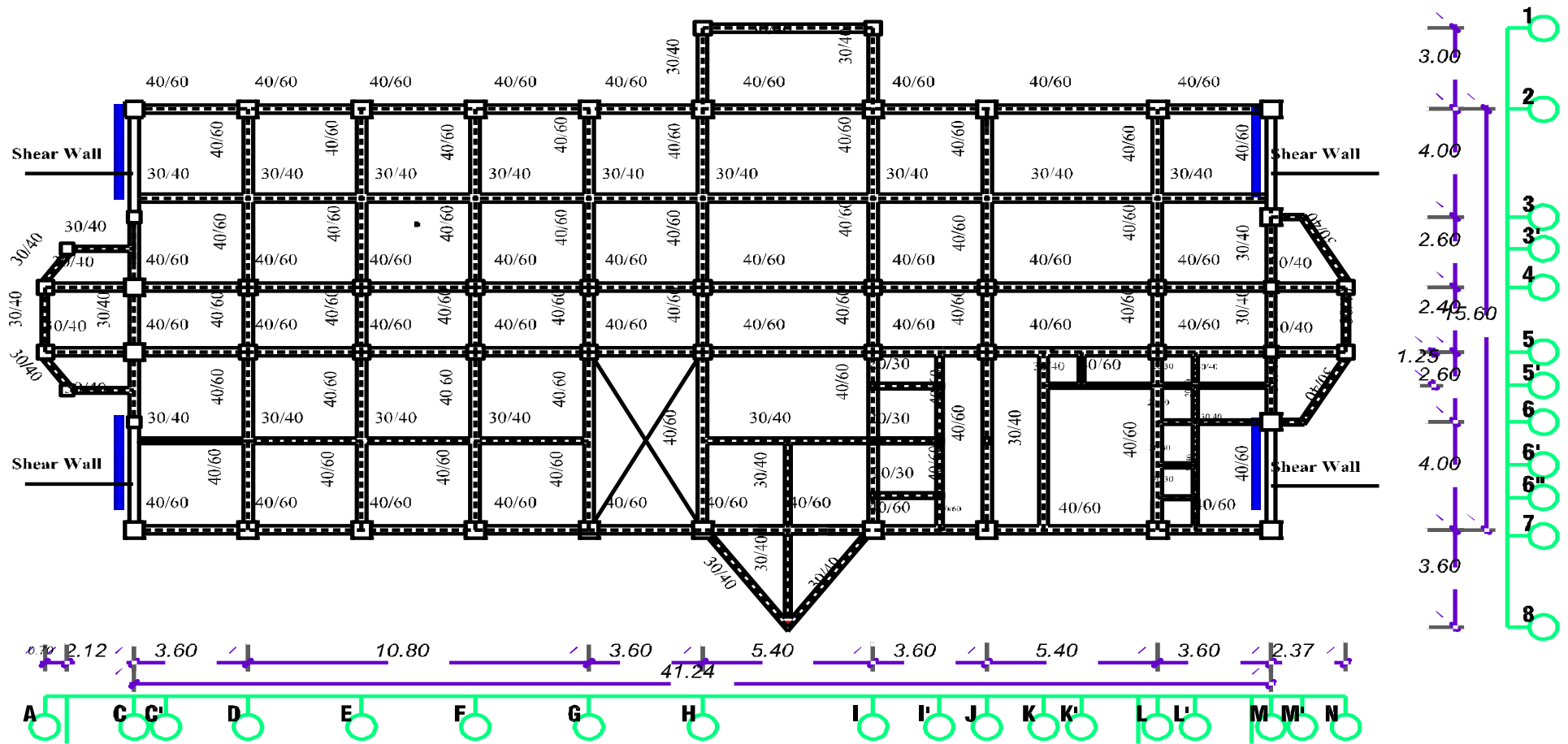
Gambar 3.3. Denah kolom dan Balok lantai 2



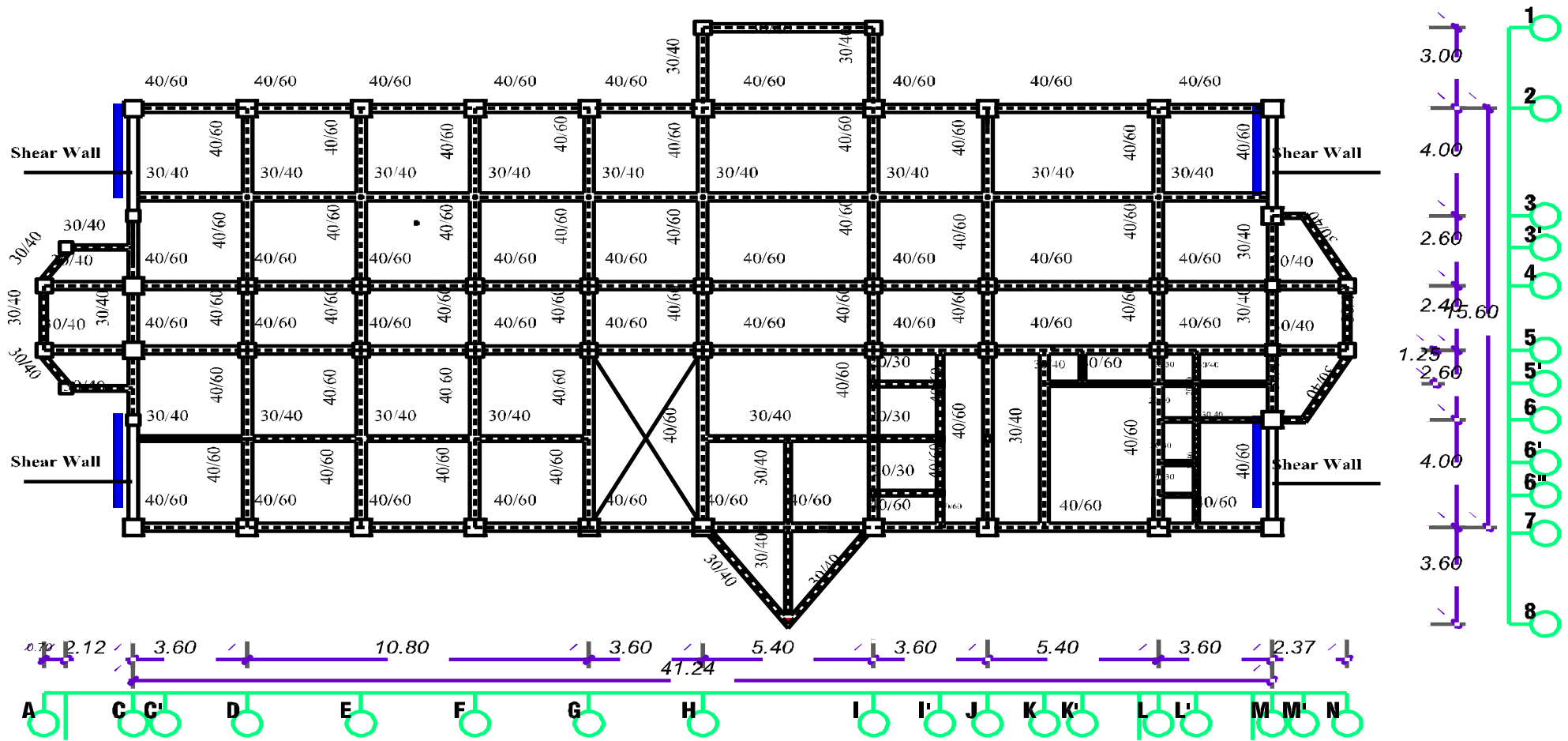
Gambar 3.4. Denah kolom dan Balok lantai 3



Gambar 3.5. Denah kolom dan Balok lantai 4



Gambar 3.6. Denah kolom dan Balok lantai 5



Gambar 3.7. Denah kolom dan Balok lantai 6-7

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.

Dimensi balok tergantung pada bentang L

➤ Untuk Panjang Balok L = 6.6 m = 660 cm

$$- h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \times 660 = 66 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} \times 660 = 44 \text{ cm}$$

Diambil h = 60 cm.

$$- b_{\max} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

$$- b_{\min} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 60 = 30 \text{ cm}$$

$$- \frac{b}{h} = \frac{40}{60} = 0,6 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

Diambil b/h = 40/60.

➤ Untuk Panjang Balok L = 3,6 m = 360 cm

$$- h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \times 360 = 36 \text{ cm}$$

$$- h_{\min} = \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} \times 360 = 24 \text{ cm}$$

Diambil h = 40 cm.

- $b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 27 \text{ cm}$
- $b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$
- $\frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0,7 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$

Diambil $b/h = 30/40$.

➤ Untuk Panjang Balok $L = 4,0 \text{ m} = 400 \text{ cm}$

- $h_{\max} = \frac{1}{10}L = \frac{1}{10} \times 400 = 48 \text{ cm}$
- $h_{\min} = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 400 = 32 \text{ cm}$

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

- $b_{\max} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,7 \text{ cm}$
- $b_{\min} = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$
- $\frac{b}{h} = \frac{40}{30} = 1,3 > 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$

Diambil $b/h = 30/40$.

- Bentang $L = 660 \text{ cm}$ = cukup dipakai 40/60
- Bentang $L = 400 \text{ cm}$ = cukup dipakai 30/40
- Bentang $L = 360 \text{ cm}$ = cukup dipakai 30/40

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.

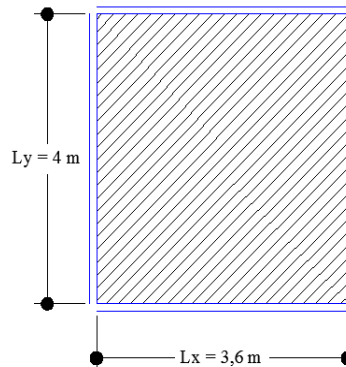
Dipakai kolom berukuran :

- $K1 = \frac{b}{h} = \frac{60}{60} = 1,0 > 0,3$ OK
- $K2 = \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1,0 > 0,3$ OK
- $K3 = \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1,0 > 0,3$ OK

3.3. Pendimensian Plat

3.3.1. Dimensi Plat

- Bentang Terpanjang (L_y) : 4 m
- Bentang Terpendek (L_x) : 3,6 m



Gambar 3.8. Penampang atas Plat

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{3,6} = 1,1 \text{ m} \leq 2 \text{ m, maka digunakan plat 2 arah.}$$

➤ Kontrol nilai α_m :

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

40/60:

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Balok (I_{balok}) pada bentang 3,6 m yang dimensinya

direncanakan 40/60:

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

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

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

$$I_{\text{plat}} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 360 \times 12^3 = 51840 \text{ cm}^4$$

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 α pada balok bentang 4 m adalah: $\alpha_1 = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p}$ maka,

$$\alpha_1 = \frac{25742,9602 \times 720000}{25742,9602 \times 57600} = 12,5$$

Untuk besaran α pada balok bentang 3,6 m adalah : $\alpha_2 = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p}$ maka,

$$\alpha_2 = \frac{25742,9602 \times 720000}{25742,9602 \times 51840} = 13,8$$

Maka nilai α_m adalah:

$$\alpha_m = \frac{2 \times \alpha_1 + 2 \times \alpha_2}{4} = \frac{2 \times 12,5 + 2 \times 13,8}{4} = 13,1$$

Jadi nilai $\alpha_m = 13,1$ Karena $\alpha_m > 2$ maka ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

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

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

Untuk tebal plat minimum (h) yaitu :

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

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.

3.3.2. Dimensi Plat Atap

$$\begin{aligned} h_{\min} &= L/10 (0,40 + fy/600) \\ &= 1000/10 (0,40 + 390/600) \\ &= 65,066 \text{ mm} \sim 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

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).

Bentang L = 6,6 m = 6600 mm

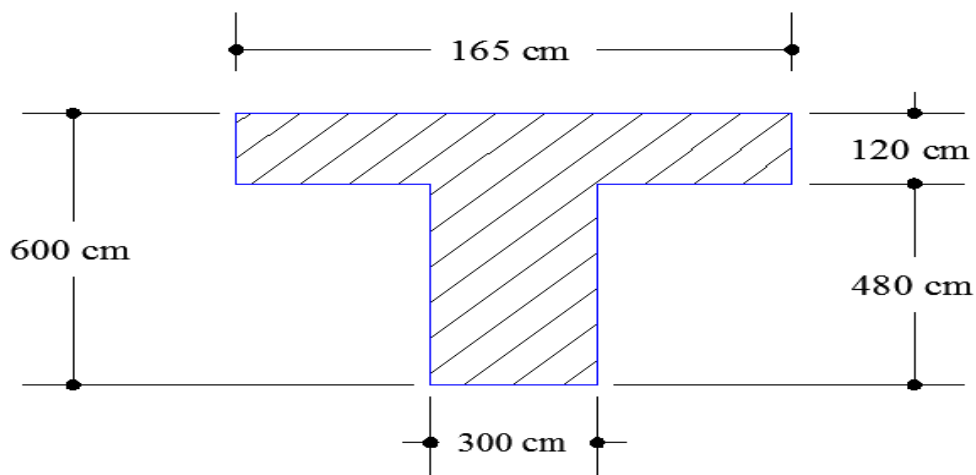
Dimensi balok 40/60

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 6600 = 1650 \text{ mm} = 165 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + (8 \times hf_{\text{kiri}}) + (8 \times hf_{\text{kanan}}) = 400 + (8 \times 120) + (8 \times 120) = 2320 \text{ mm} = 232 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + \frac{1}{2} Ln_{\text{kr}} + \frac{1}{2} Ln_{\text{kn}} = 400 + (\frac{1}{2} \cdot 6600) + (\frac{1}{2} \cdot 6600) = 7000 \text{ mm} = 700 \text{ cm}$$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil yaitu = 165 cm



Gambar 3.9. Penampang balok T (40/60)

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

Bentang L = 4,0 m = 4000 mm

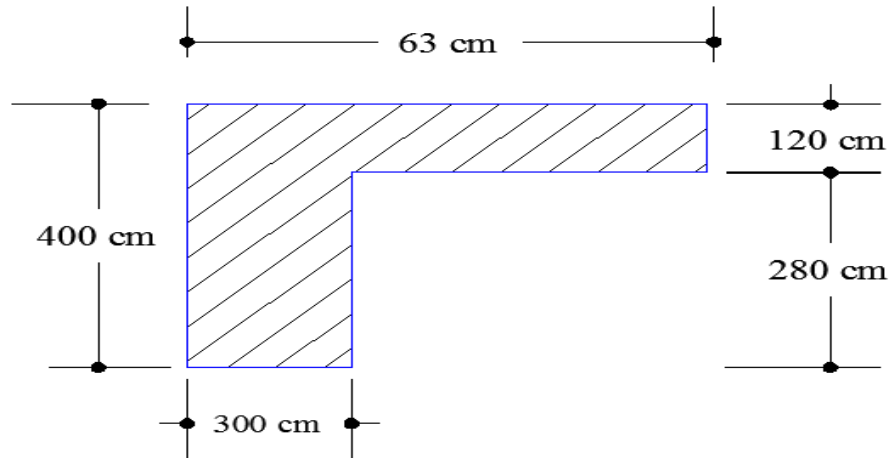
Dimensi balok 30/40

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

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + (6 \times hf_{\text{kiri}}) = 400 + (6 \times 120) = 1120 \text{ mm} = 112 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } b_{\text{eff}} = bw + \frac{1}{2} Ln_{\text{kr}} = 400 + (\frac{1}{2} \cdot 4000) = 2400 \text{ mm} = 240 \text{ cm}$$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil yaitu = 63 cm



Gambar 3.10. Penampang balok L (30/40)

➤ **Balok Anak berdimensi 20/30 untuk bentang 3,6 m**

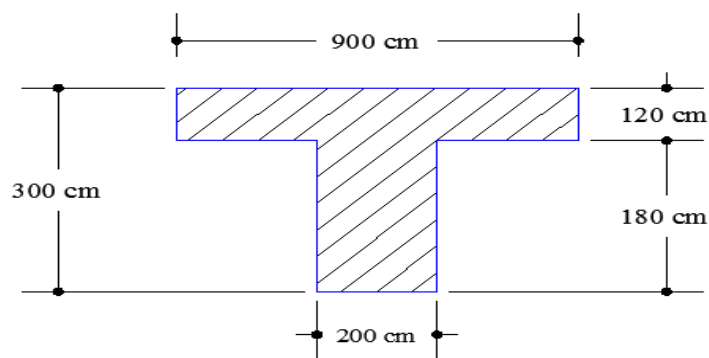
Perencanaan penampang balok T / balok Internal (Berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.)

➤ $b_{eff} = \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 3600 = 9000 \text{ mm} = 900 \text{ cm}$

➤ $b_{eff} = b_w + (8 \times hf_{kiri}) + (8 \times hf_{kanan}) = 200 + (8 \times 120) + (8 \times 120) = 2220 \text{ mm} = 222 \text{ cm}$

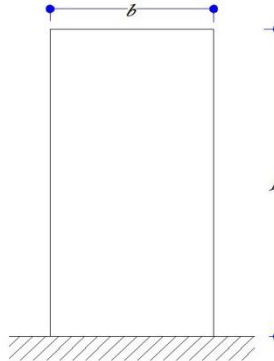
➤ $b_{eff} = b_w + \frac{1}{2} L_{nkr} + \frac{1}{2} L_{nkn} = 300 + (\frac{1}{2} \cdot 3600) = 2100 \text{ mm} = 210 \text{ cm}$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil untuk balok T (balok Internal) yaitu = 900 cm



Gambar 3.11. Penampang balok T (20/30)

3.3.3 Dimensi Dinding Geser



Gambar 3.12 Dimensi Dinding Geser

Pendimensian dinding geser

Tinggi Dinding (h) : 25.50 m.

Lebar rencana Dinding Geser (b) : 4 m

Klasifikasi dinding : $\frac{25,50}{4} = 6,375$ m (Slender shear wall)

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

$$= \frac{25,50}{4} = 6,375 \text{ m} \geq 2 \text{ m} \quad \text{.....ok.....}$$

Lebar tersebut tidak boleh < 1,5 m

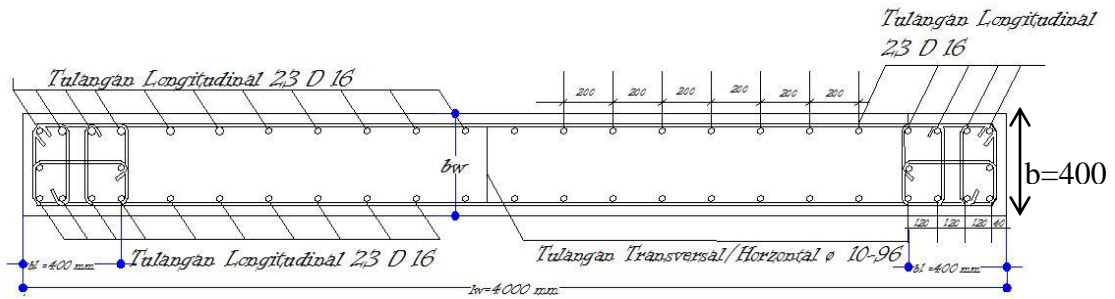
Jadi, lebar dinding rencana = 4 mok.....

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

✓ Tinggi = $\frac{1}{25} \times 25,50 = 1,02$ m.

$$\checkmark \text{ Lebar} = \frac{1}{25} \times 4 = 0,16 \text{ m} \sim 0,20 \text{ m}$$

Note : Dari hasil perhitungan $b_w = 0,20 \text{ m}$, maka saya asumsikan rencana dinding geser sebagai satu kesatuan, jadi rencana tebal dinding geser diambil $= 0,40 \text{ m}$, disamakan dengan b sayap dinding geser.



Gambar 3.13. Penampang Dinding Geser

Berdasarkan rumusan hasil penelitian Paulay T. dan Priestly M. J. N. 1992. 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 1

$$b_1 \geq \frac{500}{16} \rightarrow b_1 \geq 25 \text{ cm}$$

Direncanakan $b_1 = 40 \text{ cm}$, dan tebal dinding (b_w) = 40 cm.

- Untuk Lebar Dinding geser ($l_{w_{maks}}$)

$$l_{w_{maks}} < 1,6 \times h_i \rightarrow l_{w_{maks}} < 1,6 \times 500 \rightarrow l_{w_{maks}} < 800 \text{ cm}$$

l_w dipakai = 400 cm

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

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

$$Ar = \frac{2550}{400} = 6,375 \text{ cm}$$

Dengan menggunakan grafik (hal 403) hubungan ketebalan kritis dengan daktilitas simpangan, didapat :

$$\text{Dimana } lw = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{bc}{lw} = 0,045$$

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

$$Ar = \frac{hi}{16} = \frac{500}{16} = 31,25 \text{ cm}$$

Kontrol, $bc = 18 \text{ cm} < hi/16 = 31,25 \text{ cm}$ 0k.....

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

3.4 Pembebanan

3.4.1 Beban Mati

3.4.1.1 Berat Struktur Sendiri (*Self Weight*)

Berat sendiri elemen struktur terdiri dari berat sendiri elemen pelat lantai, balok, kolom, *drop panel*, ramp parkir, tangga dan pengaku (*Shear Wall*,). Berat sendiri elemen struktural tersebut akan dihitung otomatis sebagai *self weight*. Adapun cara memberikan berat sendiri struktur (*self weight*) pada program STAAD PRO 2004 sebagai berikut :

- Klik perintah *command* kemudian *Loading* pilih *primary load*

- Buat nama beban baru dengan memilih *create new primary load case* tulis nama beban sebagai “BEBAN MATI”/ DEAT LOAD,
- Setelah itu pilih perintah *selfweight* pada jenis-jenis beban yang tersedia pada *toolbar*,
- Pada *direction* terdapat pilihan sumbu X , Y, Z. Pilih sumbu Y, kemudian mengisikan *factor* dengan -1, lalu klik perintah *Assign*.

3.4.1.2 Beban Mati Tambahan (*Dead Load*)

Selain berat sendiri elemen struktural, dengan cara yang sama pada beban sendiri juga terdapat beban lain yang berasal dari elemen arsitektural bangunan (berdasarkan Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung, 1987), yaitu:

3.4.2 Perhitungan Pembebanan Struktur

3.4.2.1 Pembebanan pada Atap

Pembebanan untuk daerah yang jauh dari laut tekan angin 25

Beban angin tekan

$$\alpha = 27^\circ \text{ Dan}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$\text{Berat angin tekan} = (0.02 \alpha - 0.4) \times 25 = \frac{3.5 \text{ kg/m}^2}{3.5 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{Beban angin Isap} = -0.4 \alpha \times 25 = \frac{-10 \text{ kg/m}^2}{-10 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\begin{aligned} \text{Berat angin tekan} &= (0.02 \alpha - 0.4) \times 25 = \frac{20 \text{ kg/m}^2}{20 \text{ kg/m}^2} + \\ \text{qd} &= \\ \text{Beban Hidup Pada Atap} & \quad \text{q1} = \frac{100 \text{ kg/m}^2}{100 \text{ kg/m}^2} + \end{aligned}$$

3.5. Pembebanan Plat lantai

3.5.1. Pembebanan Plat Lantai 7

- **Beban mati (qd)**

$$\begin{aligned} \text{Berat spesi 2 cm} &= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat plafond + penggantung} &= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{qd} &= 60 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD PRO).

- **Beban Lift (ql)**

Beban Lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak.

- Lift Merek YUNDAI dengan kapasitas muat 12 orang = 1500 kg

- **Beban hidup (ql)**

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

3.6 Pembebanan pada Balok lantai 7

a. Pembebanan Balok induk (portal Melintang)

- Pembebanan Balok induk melintang Line I' dan J merupakan balok dengan dimensi (20 / 30)

bentang (3,4 m dan 3,4 m).

Beban Mati

- Berat dinding roof tang/tendon air = 2.00 m (tinggi tembok)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.3 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (2.0 - 0.3) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{434 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan Balok induk melintang Line 5 merupakan balok dengan dimensi (20 / 30)

Bentang (4 m)

Beban Mati

- Berat dinding roof tang/tendon air = 2.00 m (tinggi tembok)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.3 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (2.0 - 0.3) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{434 \text{ kg/m}}$$

3.7. Pembebanan di lantai 6

3.7.1. Pembebanan Plat Lantai 6

Pada lantai 6 difungsikan sebagai Ruang Serbaguna (aula), Perpustakaan, ruang Makamah Institusi, Ruang Pusat Study Pembebanan untuk plat lantai.

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung	=	11 + 7 =	18	kg/ m ²
- Berat spesie per 2 cm tebal	=	2 x 21 =	42	kg/ m ²
- Berat Ducting AC	=		15	kg/ m ²
-Berat Keramik (1 cm)	=	1.0 x 22 =	22	kg/ m ²
- Berat pasir (5 cm)	=	5.0 x 16 =	80	kg/ m ² +
qd	=		177	kg/m²

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di hitungkan karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD PRO).

- Beban Hidup (ql) = 100 kg/m²

Beban hidup (ql) menurut pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987

(Tabel 3.1 hal 12)

- Ruang Rapat dan Perpustakaan = 400 kg/m²

3.7.2. Pembebanan Balok

a. Pembebanan Balok Anak (portal Melintang)

- Pembebanan Balok Anak melintang Line K merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang ME = 3.0 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{612 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan Balok Anak melintang Line K'' dan L' merupakan balok dengan dimensi (20 / 30) yang ditumpu oleh dinding

bentang (4 m dan 2,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang WC = 3.0 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.3 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.3) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{689 \text{ kg/m}}$$

- b. Pembebanan Balok Induk melintang Line G, dan M merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding bentang (2,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

Berat dinding = (4.5 – 0.6) x 0.15 x 1 x 1700 = **995 kg/m**

- Pembebanan Balok Induk melintang Line C merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding

bentang (5.2 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

Berat dinding = (4.5 – 0.6) x 0.15 x 1 x 1700 = **995 kg/m**

c. Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk memanjang Line 2, 7 dan 5 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding tembok bentang (3,6 m dan 5,97 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{995 \text{ kg/m}}$$

3.7.3. Pembebanan Balok

a. Pembebanan Balok Anak (portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak memanjang Line 6' merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding bentang (7,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1046 \text{ kg/m}$$

b. Pembebanan Balok Induk (portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk melintang Line C merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (2 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 995 \text{ kg/m}$$

c. Pembebanan Balok Anak (portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk melintang Line 4 dan 5 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (5,4 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m

- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

Berat dinding = (4.5 – 0.6) x 0.15 x 1 x 1700 = **995 kg/m**

d. Pembebanan Balok Anak (portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Anak Memanjang Line 6' dan 6'' merupakan balok dengan dimensi (20 / 30) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (3.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk kamar mandi/wc = 3.0 m (tinggi tembok 6)

- Tebal dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)

-Tinggi balok beton = 0.3 m

- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

Berat dinding = (4.5 – 0.3) x 0.15 x 1 x 1700 = **689 kg/m**

- Pembebanan Balok Anak memanjang Line 6 merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (3,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)

- Tebal dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)

-Tinggi balok beton = 0.4 m

- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

Berat dinding = (4.5 – 0.4) x 0.15 x 1 x 1700 = **1046 kg/m**

- Pembebanan Balok Induk memanjang Line 7 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (3,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok 6)

- Tebal dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)

-Tinggi balok beton = 0.6 m

- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

Berat dinding = (4.5 – 0.6) x 0.15 x 1 x 1700 = **995 kg/m**

3.8. Pembebanan di lantai 5

3.8.1. Pembebanan Plat Lantai 5

Pada lantai 5 difungsikan sebagai Ruang Kelas/Ruang kuliah pembebanan pada plat lantai.

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/ m²

- Berat spesie per 2 cm tebal = 2 x 21 = 42 kg/ m²

- Berat Ducting AC = 15 kg/ m²

- Berat Keramik (1 cm) = 1.0 x 22 = 22 kg/ m²

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat pasir (5 cm)} &= 5.0 \times 16 = 80 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{Qd} &= 177 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Note :

Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di hitungkan karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD PRO).

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

$$\text{Ruang Kuliah} = 250 \text{ kg/m}^2$$

a. Pembebanan Balok Anak (portal melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line K merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang ME = 3.0 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 663 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line G dan C merupakan balok dengan dimensi (20 / 30) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m dan 2,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang WC = 3.0 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.3 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.3) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{689 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line C' merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang ME = 4,5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4,5 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{995 \text{ kg/m}}$$

b. Pembebanan Balok Anak (portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Portal memanjang Line 6' dan 6'' merupakan balok dengan dimensi (20 / 30) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (3,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang WC = 3.0 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m(diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.3 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.3) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{689 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan Balok Induk Portal memanjang Line 2, 5 dan 7 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang ME = 4.5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m(diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4,5 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{995 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan Balok Induk Portal memanjang Line 5 merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (5,4 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang ME = 4.5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4,5 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{995 \text{ kg/m}}$$

3.9. Pembebanan di lantai 4, 3 dan 2

3.9.1. Pembebanan Plat Lantai 4,3 dan 2

Pada lantai 4, 3 dan 2 difungsikan sebagai Ruang Kelas/Ruang kuliah pembebanan pada plat lantai.

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/ m²
 - Berat spesie per 2 cm tebal = 2 x 21 = 42 kg/ m²
 - Berat Ducting AC = 15 kg/ m²
 - Berat Keramik (1 cm) = 1.0 x 22 = 22 kg/ m²
 - Berat pasir (5 cm) = 5.0 x 16 = 80 kg/ m² +
-
- qd = 177 kg/m²**

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di hitung karena sudah di perhitungan pada Self weigth (STAAD PRO).

- Beban Hidup (ql)

$$\begin{aligned} \text{Berat Guna} &= 100 = \frac{100 \text{ kg/m}^2}{1} \\ \text{ql} &= 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\text{Ruang Kuliah} = 250 \text{ kg/ m}^2$$

a. Pembebanan Balok Anak (portal melintang)

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line K merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding untuk ruang ME = 3.0 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{663 \text{ kg/m}}$$

b. Pembebanan Balok Induk (portal melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line C = E = G merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \mathbf{995 \text{ kg/m}}$$

• **Pembebanan Balok Anak (portal melintang)**

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line I' = K merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 4, 3, & 2)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1046 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line K” merupakan balok dengan dimensi (20 / 30) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (2.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 4, 3, & 2)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.3 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4,5 - 0.3) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1071 \text{ kg/m}$$

c. Pembebanan Balok Anak (portal memanjang)

- Pembebanan Balok anak Portal Memanjang Line 5’ merupakan balok dengan dimensi (30 / 40) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (2.37 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.4 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.4) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1046 \text{ kg/m}$$

d. Pembebanan Balok Induk (portal Memanjang)

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 5 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 995 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan Balok Anak Portal Memanjang Line = 4 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (3.6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 4, 3, & 2)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (3.0 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 995 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line 2 dan 7 merupakan balok dengan dimensi (40 / 60) yang ditumpu oleh dinding.

bentang (3,6 m).

Beban Mati

- Berat dinding utama = 4,5 m (tinggi tembok 5)
- Tebal dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 m panjang)
- Tinggi balok beton = 0.6 m
- Berat Jenis dinding = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = (4.5 - 0.6) \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 995 \text{ kg/m}$$

3.10. 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

3.11 Langkah – langkah pendimensionan Struktur 3 D pada Staad Pro 2004:

➤ **Pemodelang Struktur**

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 mengambar stuktur lantai atas di pilih menu Translational repeat → Global direction pilih Y → Default step spacing = 5,8 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.

Pendimensionian:

Pilih menu commands → member property → Prismatic → pilih Rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih Circle untuk kolom/ balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukuran: $YD = h$ $ZD = b$ → Assign → close.

Tumpuan:

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

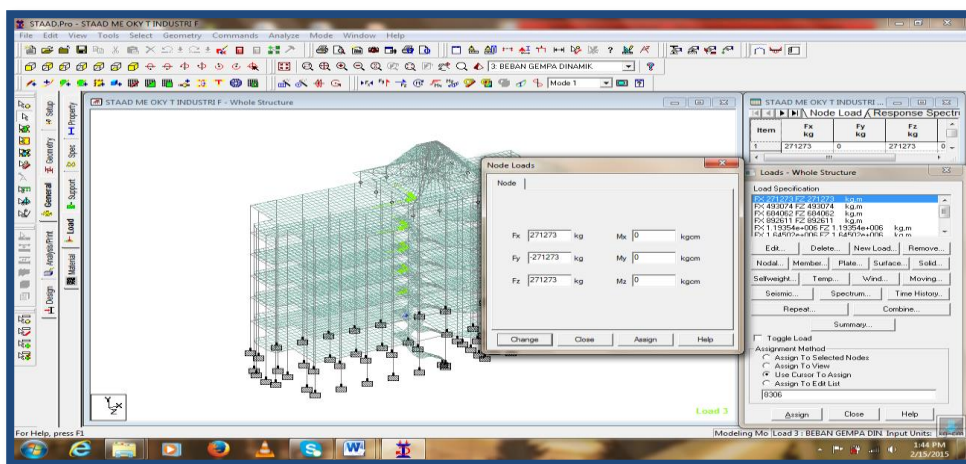
Pembebanan:

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

New Load: diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (q_l) 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,

a. Mengisi nilai beban gempa



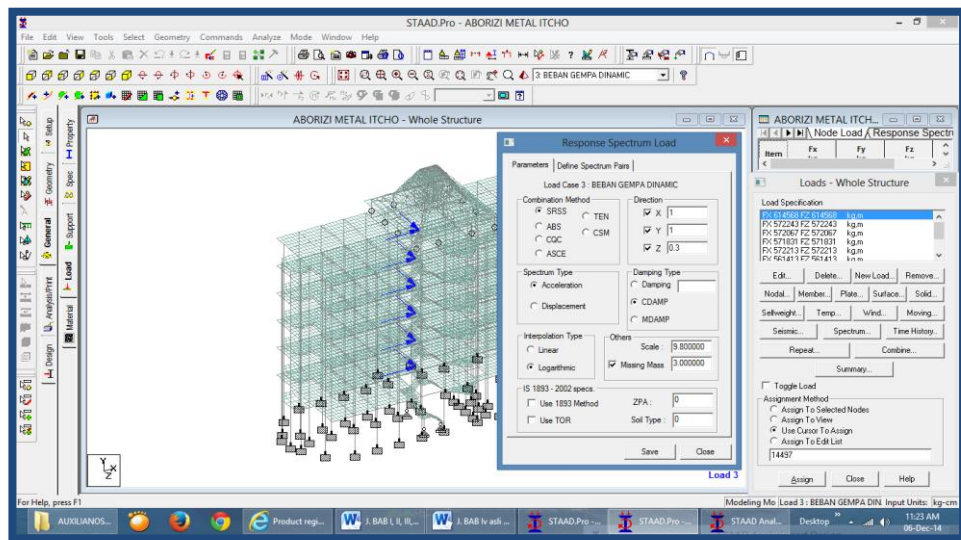
Gambar 3.14. Mengisi beban gempa pada nodal loads.

Tabel 3.1. Beban Gempa Dinamik Arah X, Z dan Y

Lantai	FX (kg)	FZ (kg)	FY(kg)
			Wi * 10%
2	622207	622207	62220,7
3	635281	635281	63528,1
4	613026	613026	61302,6
5	611226	611226	61122,6
6	653962	653962	65396,2
7	751425	751425	75142,5

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



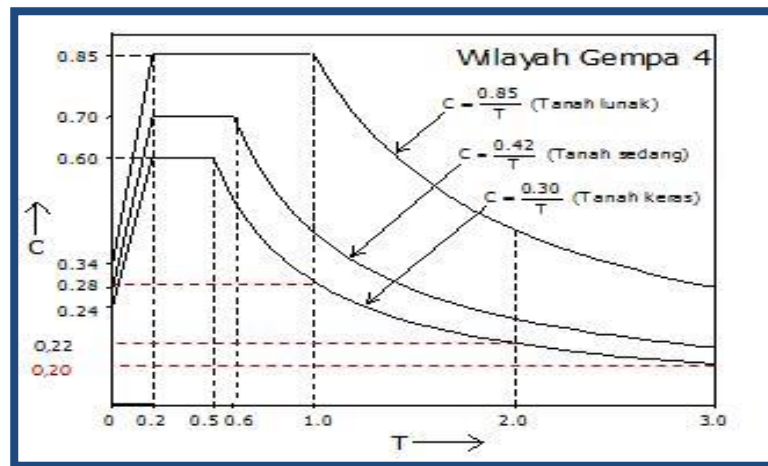
Gambar 3.15. Response spectrum load parameters

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

Parameter :

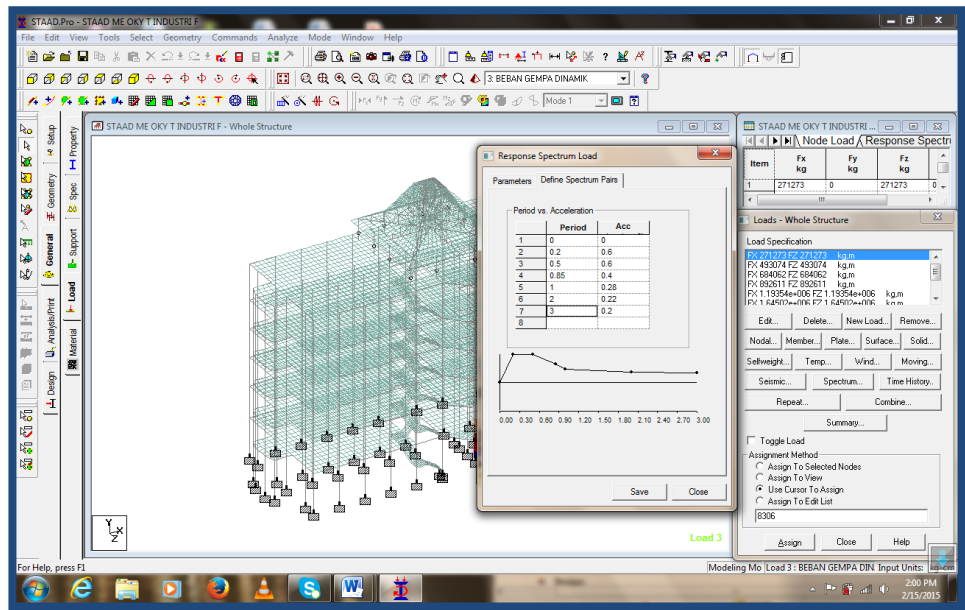
Combination Method → CQC, Spectrum Type → Acceleration,
 Interpolation Type → Linear, Direction : X = 1, Y = 1, Z = 0,3, Damping → 0,05, Scale → 9,8 Missing Mass → 1. Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2), Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur 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 respons spectrum load → define spectrum pairs



Gambar 3.16 Respons Spectrum rencana Gempa wilayah 4

d. Mengatur response spectrum load



Gambar 3.17 Define spectrum pairs Koefisien Gempa dasar Wilayah Gempa 4 untuk tanah Keras .

New Load: diisi nama beban **Ke-4** (angin US – SU) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan perhitungan.

New Load: diisi nama beban **Ke-5** (angin TB - BT) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan perhitungan.

New Load Combination:

Load comb 6 kombinasi 1

$$1 \ 1.4 \rightarrow (1,4 \ D)$$

Load comb 7 kombinasi 2

$$1 \ 1.2 \ 2 \ 1.6 \rightarrow (1,2 \ D + 1,6 \ L)$$

Load comb 8 kombinasi 3

$$1 \ 1.2 \ 2 \ 1.0 \rightarrow (1,2 \ D + 1,0 \ L)$$

Load comb 9 kombinasi 4

$$1 \ 1.2 \ 2 \ 1.0 \ 3 \ 1.0 \rightarrow (1,2 \ D + 1,0 \ L + 1,0 \ E)$$

Load comb 10 kombinasi 5

1 1.2 2 1.0 3 -1.0 → (1,2 D + 1,0 L - 1,0 E))

Load comb 11 kombinasi 6

1 0.9 3 1.0 → (0,9 D + 1,0 E))

Load comb 12 kombinasi 7

1 0.9 3 -1.0 → (0,9 D -1,0 E))

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

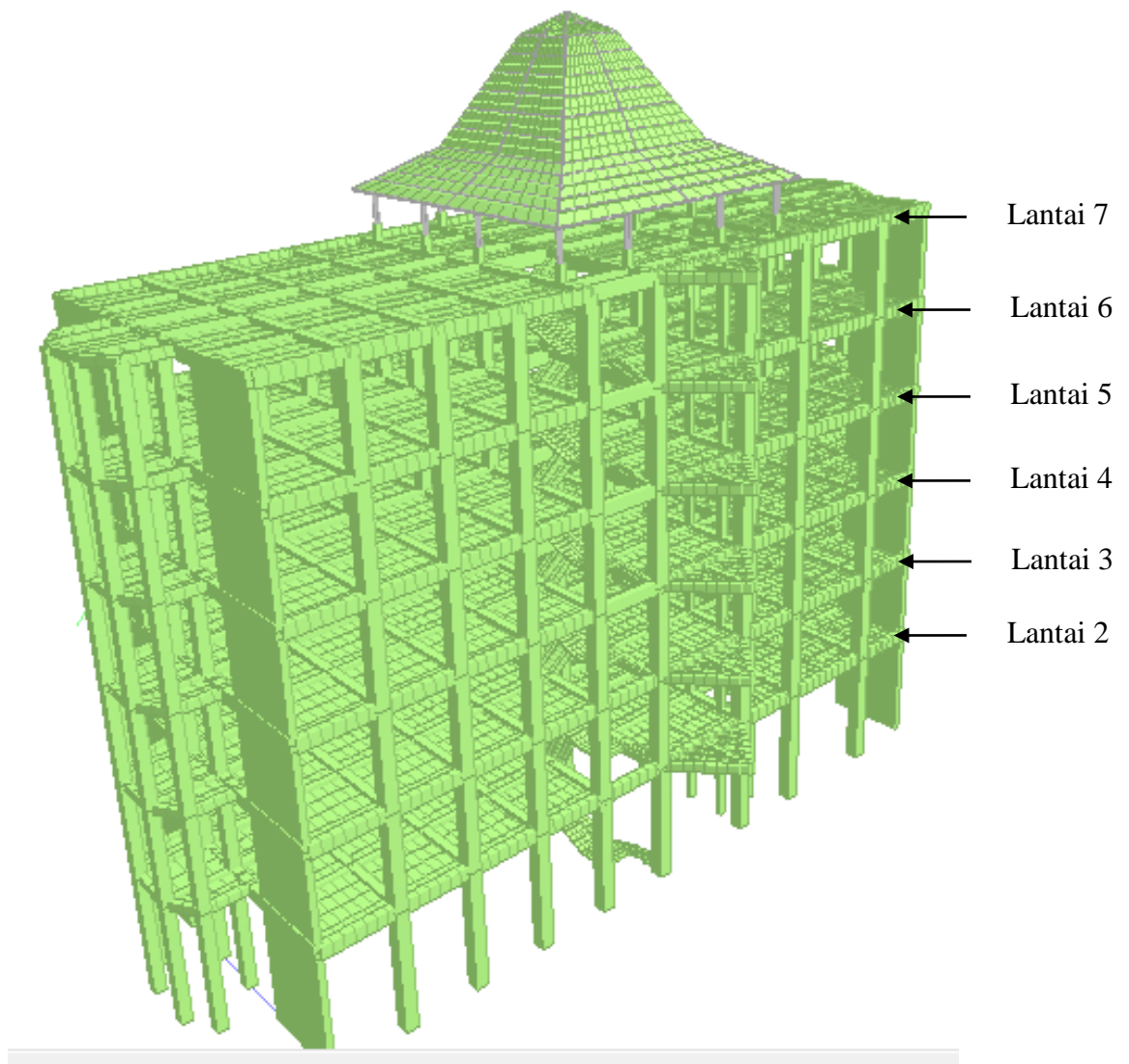
Command → Post-Analysis Print → Story Drift → Yes

Analysis:

Command → Analysis → perform Analysis → No Print → Add → Close

Run Analysis:

Analyze → Run Analysis → Staad Analysis → Run analysis → Save.



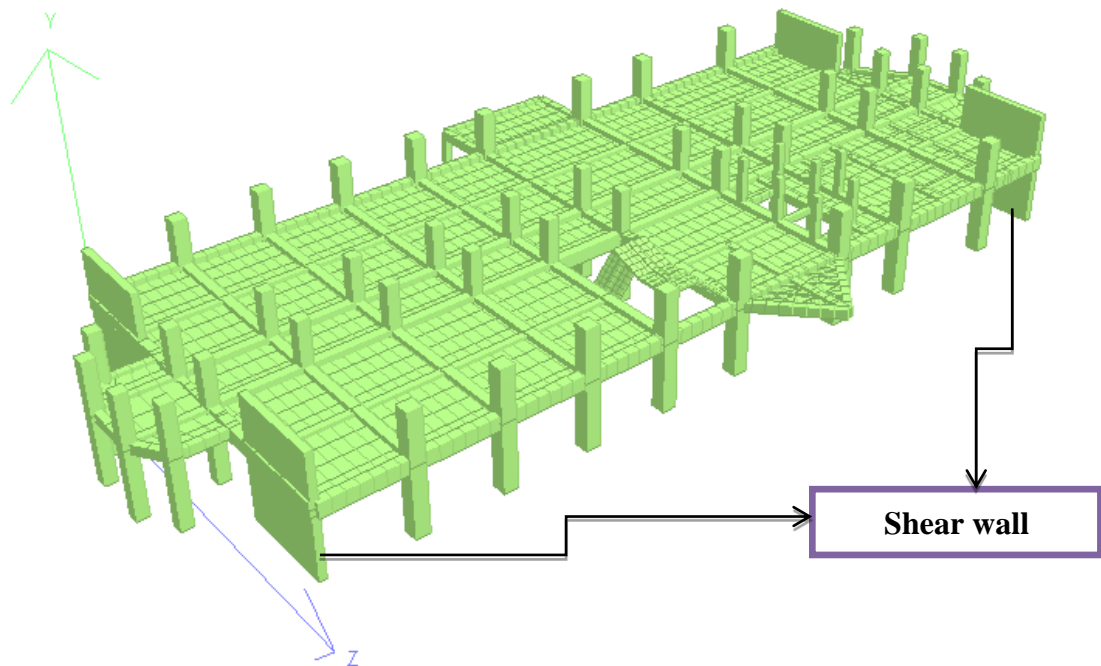
Gambar 3.18. Model 3 Dimensi Menggunakan Shear Wall Kantilever.

3.12. Mencari Pusat Massa Per lantai

Mencari pusat massa pada setiap masing-masing lantai dengan menambahkan perintah CG (Center Gravity) memilih Command kemudian pilih Post-Analysis Print, klik CG, kemudian pilih Analyze-Run Analysis.

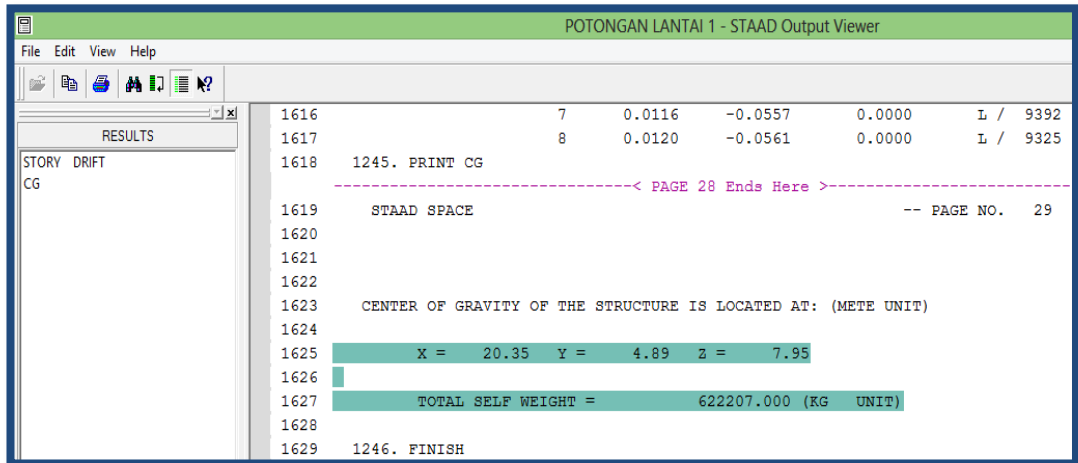
3.12.1 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 2

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

Berat dan Koordinat pusat masa (Center of Mass) dari hasil running STAADPRO terlihat dalam hasil outputnya berat pada bangunan lantai 2 dengan Self weight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.



Gambar 3.20. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 2.

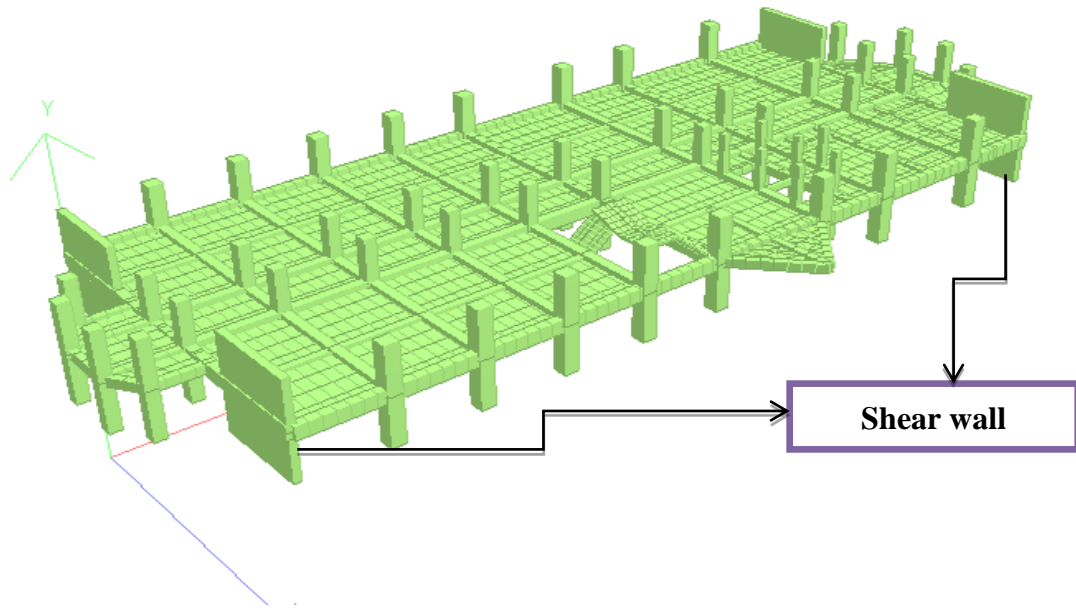
Kordinat (meter)			Berat Bngunan Lantai 2 (Kg)
X	Y	Z	
20.35	4.89	7,95	622207

Tabel 3.2. Berat dan Kordinat lantai 2.

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

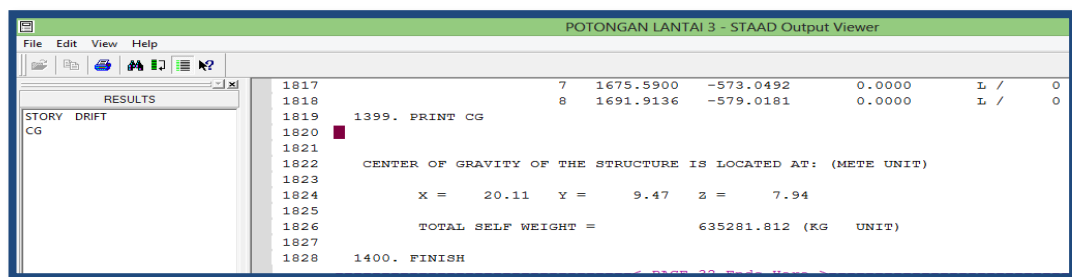
3.12.2 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 3

Pusat massa pada lantai 3 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 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 3

Berat dan Koordinat pusat masa (Center of Mass) dari hasil running STAADPRO terlihat dalam hasil outputnya berat pada bangunan lantai 3 dengan Self weight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.



Gambar 3.22. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 3.

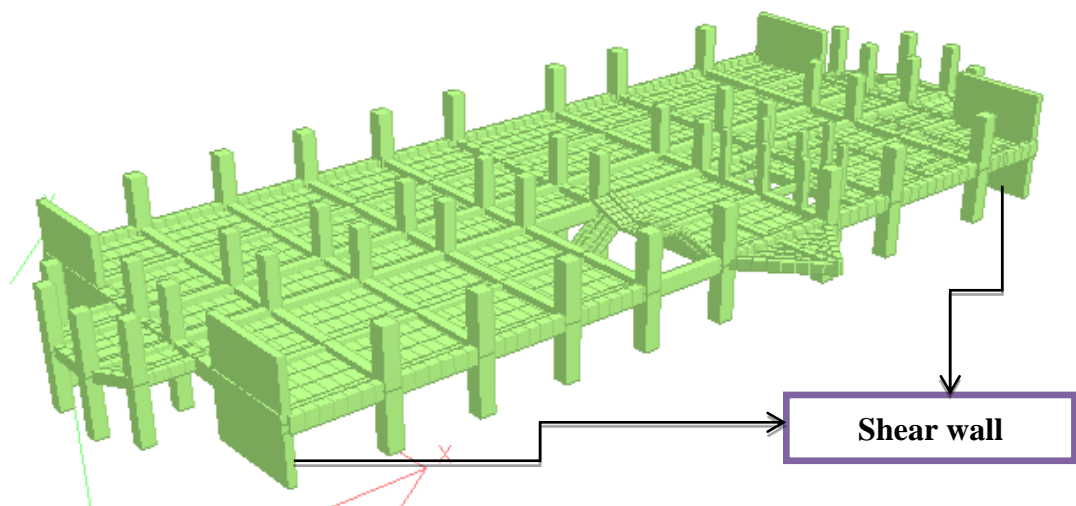
Kordinat (meter)			Berat Bngunan Lantai 3 (Kg)
X	Y	Z	
20,11	9,47	7,94	635281

Tabel 3.3. Berat dan Kordinat lantai 3.

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z.

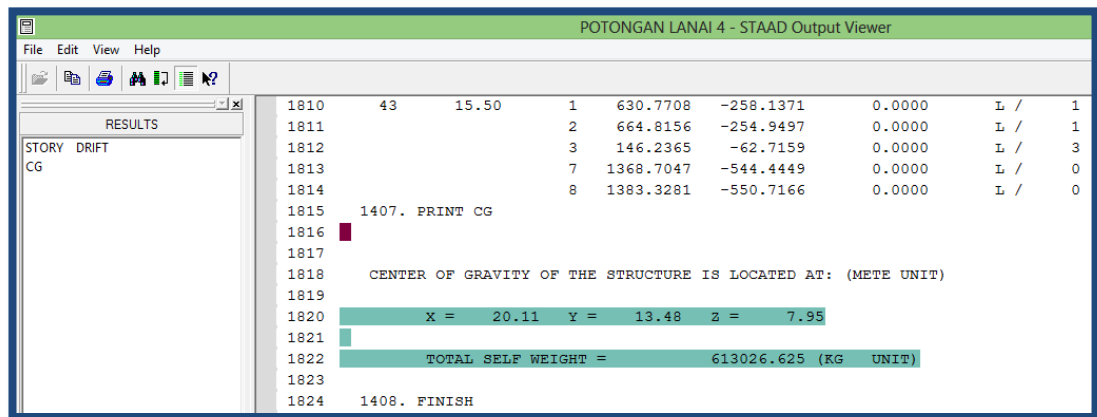
3.12.3 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 4

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 3.23. Render hasil potongan berat bangunan lantai 4

Berat dan Koordinat pusat masa (Center of Mass) dari hasil running STAADPRO terlihat dalam hasil outputnya berat pada bangunan lantai 4 dengan Self weight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.



Gambar 3.24. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 4.

Kordinat (meter)			Berat Bngunan Lantai 4 (Kg)
X	Y	Z	
20.11	13,48	7,95	613026

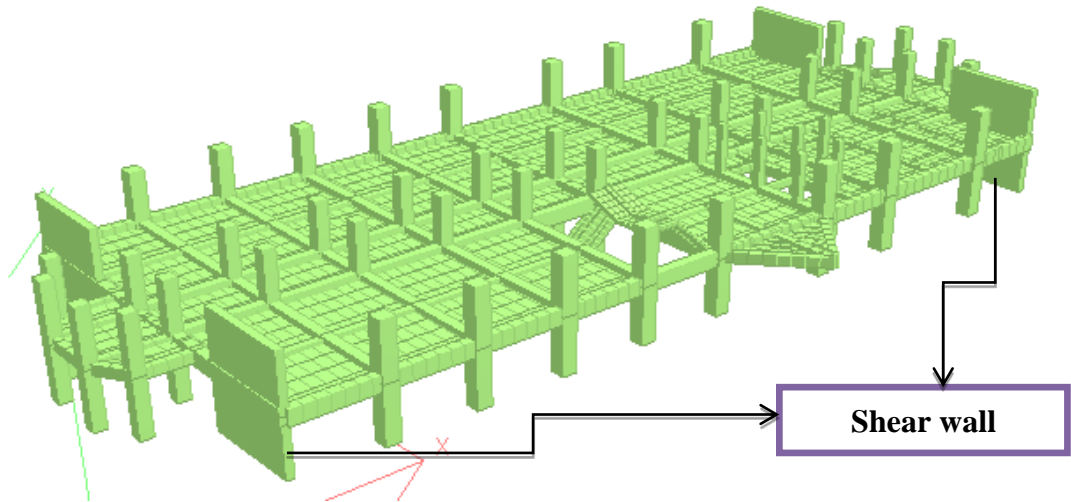
Tabel 3.4. Berat dan Kordinat lantai 4.

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.12.4 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 5

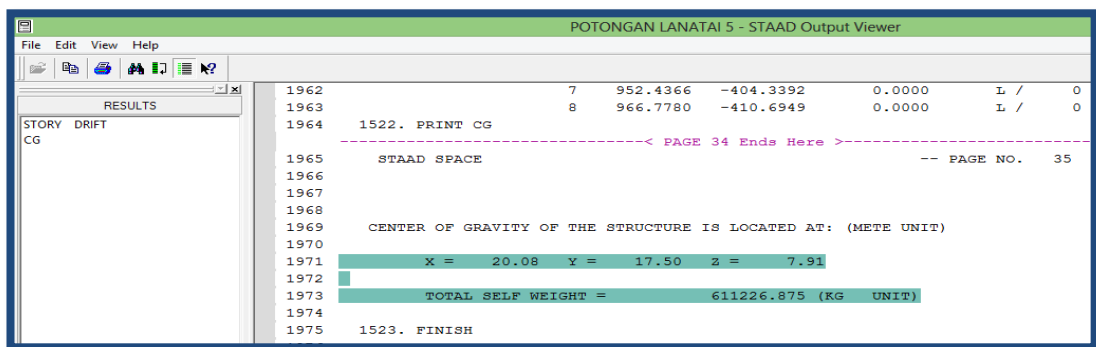
Pusat massa pada lantai 5 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro 2004 yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan

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



Gambar 3.25. Render hasil potongan berat bangunan lantai 5

Berat dan Koordinat pusat masa (Center of Mass) dari hasil running STAADPRO terlihat dalam hasil outputnya berat pada bangunan lantai 5 dengan Self weight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.



Gambar 3.26. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 5.

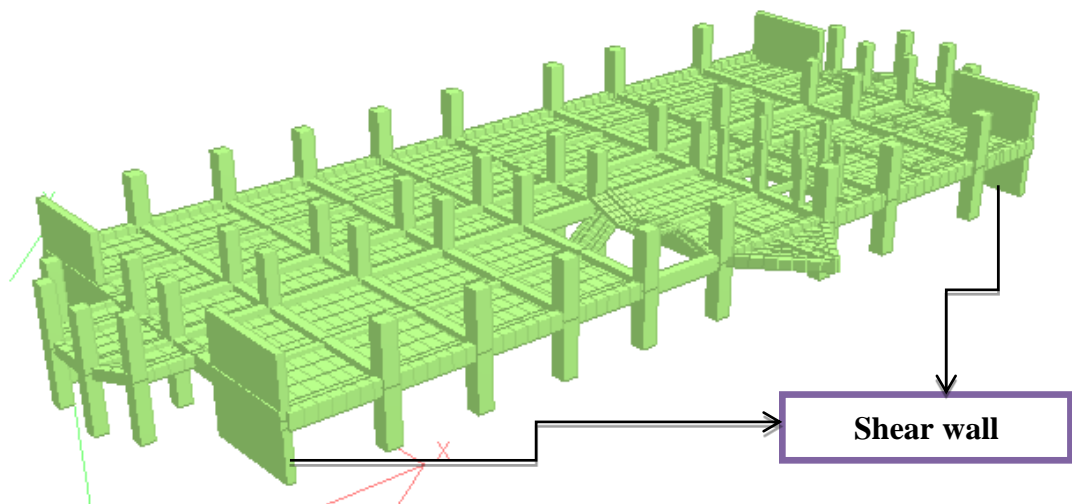
Kordinat (meter)			Berat Bngunan
X	Y	Z	Lantai 5 (Kg)
20,08	17,50	7,91	611226

Tabel 3.5. Berat dan Kordinat lantai 5.

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja.

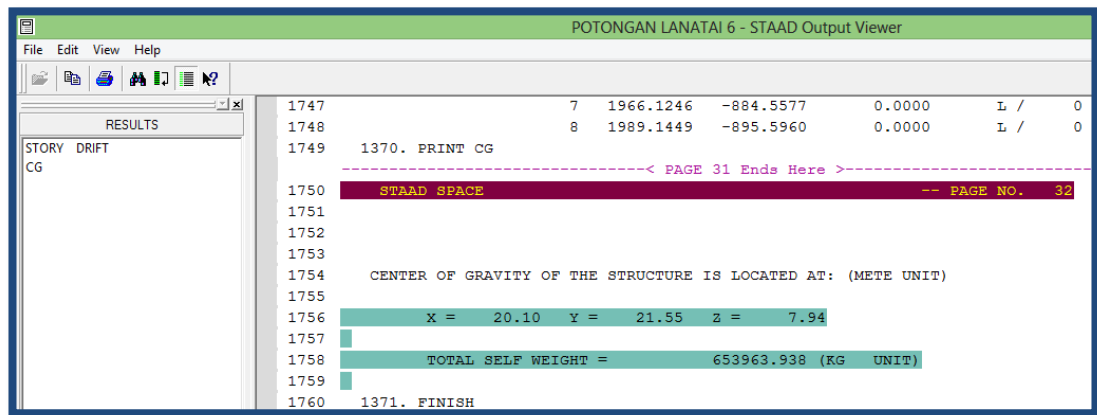
3.12.5 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 6

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 3.27. Render hasil potongan berat bangunan lantai 6

Berat dan Koordinat pusat masa (Center of Mass) dari hasil running STAADPRO terlihat dalam hasil outputnya berat pada bangunan lantai 6 dengan Self weight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.



Gambar 3.28. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 6.

Kordinat (meter)			Berat Bngunan Lantai 6 (Kg)
X	Y	Z	
20.10	21,55	7,94	653963

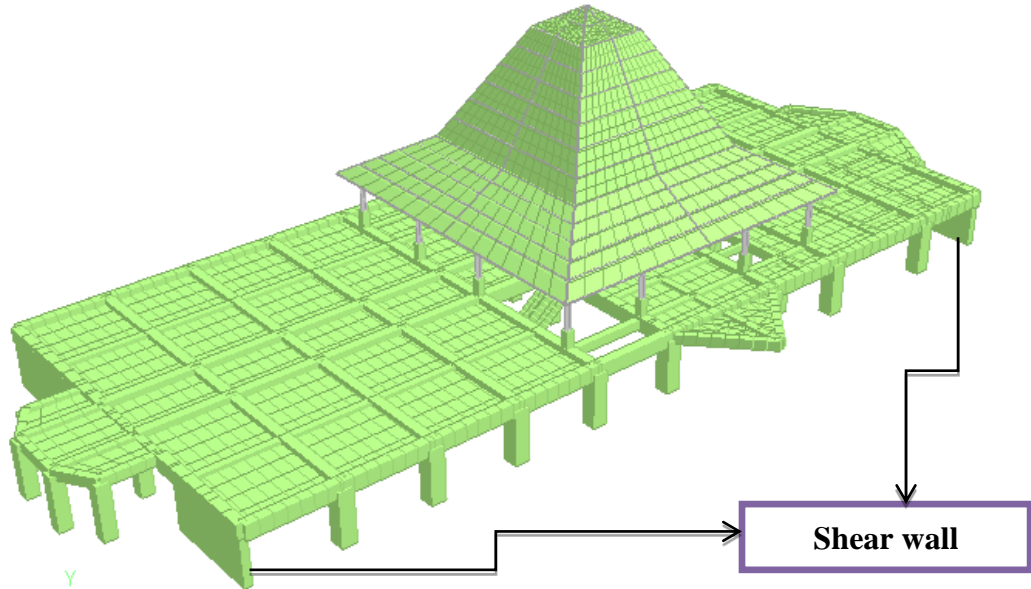
Tabel 3.6. Berat dan Kordinat lantai 6.

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.12.6. Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 7 + Atap

Pusat masa pada lanta 7 + atap 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 3.29. Render hasil potongan berat bangunan lantai 7 + atap

Berat dan Koordinat pusat masa (Center of Mass) dari hasil running STAADPRO terlihat dalam hasil outputnya berat pada bangunan lantai 7 + atap dengan Self weight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

POTONGAN LANTAI 7 + ATAP - STAAD Output Viewer						
3719	3	798.6671	-348.1217	0.0000	L /	1
3720	5	-48.7596	-9.4017	0.0000	L /	27
3721	6	-44.2614	-12.1607	0.0000	L /	29
3722	7	5704.5625	-2432.1267	0.0000	L /	0
3723	8	5733.2319	-2476.8105	0.0000	L /	0
3724	3081. PRINT CG					
3725	CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)					
3726	X = 21.04 Y = 27.57 Z = 7.88					
3727						
3728						
3729	TOTAL SELF WEIGHT = 751425.438 (KG UNIT)					
3730						
3731						
3732						
3733	3082. FINISH					

Gambar 3.30. hasil Running CG Output Staad Pro lantai 7 + atap.

Kordinat (meter)			Berat Bngunan Lantai 7 (Kg)
X	Y	Z	
21,04	27,57	7,88	751425

Tabel 3.7. Berat dan Kordinat lantai 7 + atap.

Sumbu yang di pakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X dan Z saja.

Tabel 3.8. Hasil Running Staad Pro Pusat Massa masing-masing tiap lantai

Lantai	Berat tiap lantai (Wt)	Satuan	Pusat Massa (Center of Mass)		Satuan
			X	Z	
7 + Atap	751425	kg	21,04	7,88	m
6	653963	kg	20,10	7,94	m
5	611226	kg	20,08	7,91	m
4	613026	kg	20,11	7,95	m
3	635281	kg	20,11	7,94	m
2	622207	kg	20.35	7,95	m
Berat total (Wt)	3887128	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 : $X = 1$, $Y = 1$,
 $Z = 0.3$

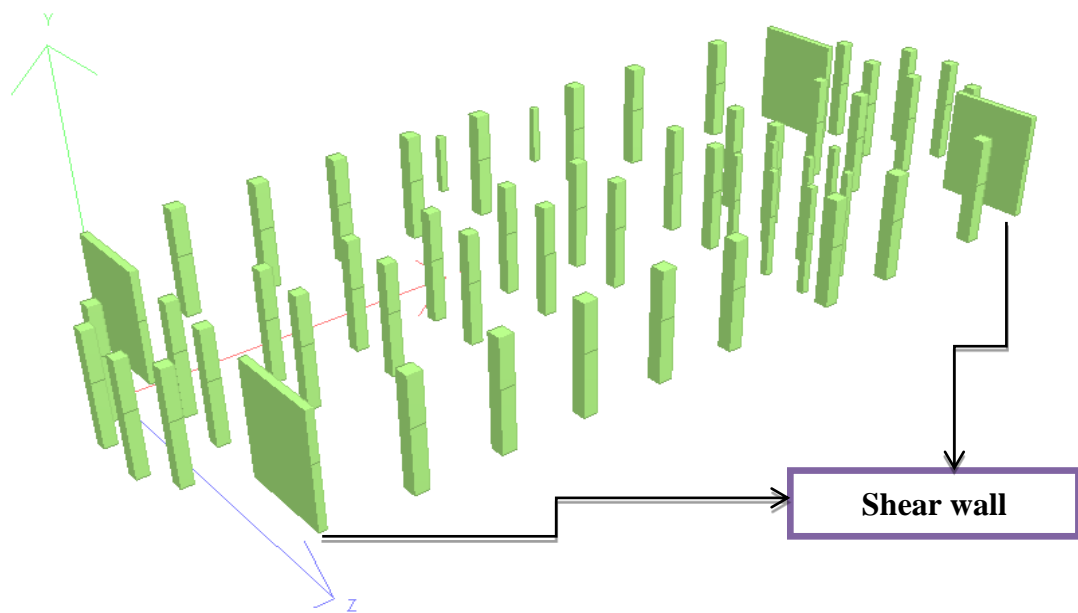
Dalam menganalisa beban gempa Dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2), Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Sehingga dalam parameter Spectrum Load Direction diisi : $X = 1$, $Z = 0.3$

3.13 Mencari Pusat Kekakuan Perlantai

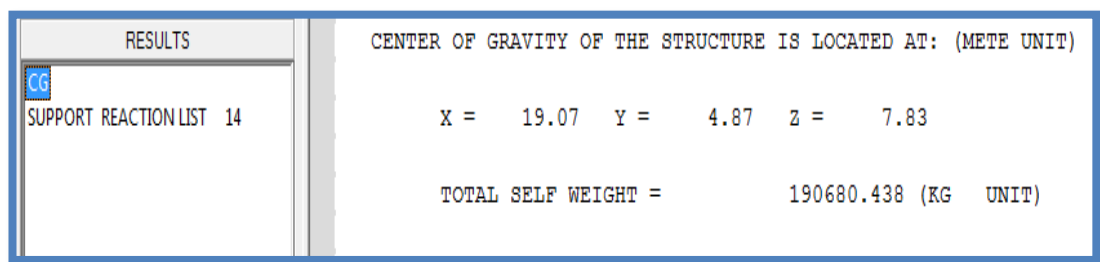
Mencari pusat kekakuan dengan analisa software tidak jauh beda tahapannya dengan mencari pusat massa, namun pada analisa ini hanya elemen vertikal dijepit atas dan bawah dan hanya elemen vertikal saja yang dijepit sesuai dengan pasal pada buku PPKGUG 2.4.71 hal 23.

3.13.1 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 2

Kordinat Pusat kekakuan kolom pada tingkat 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004.



Gambar 3.31. Render hasil potongan kolom pada tingkat 2



Gambar 3.32. hasil Running CR Output Staad Pro kolom lantai 2.

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya koordinat pusat kekakuan kolom tingkat 2 (Center of Rigidity) pada sumbu global (global axis) x dan z.

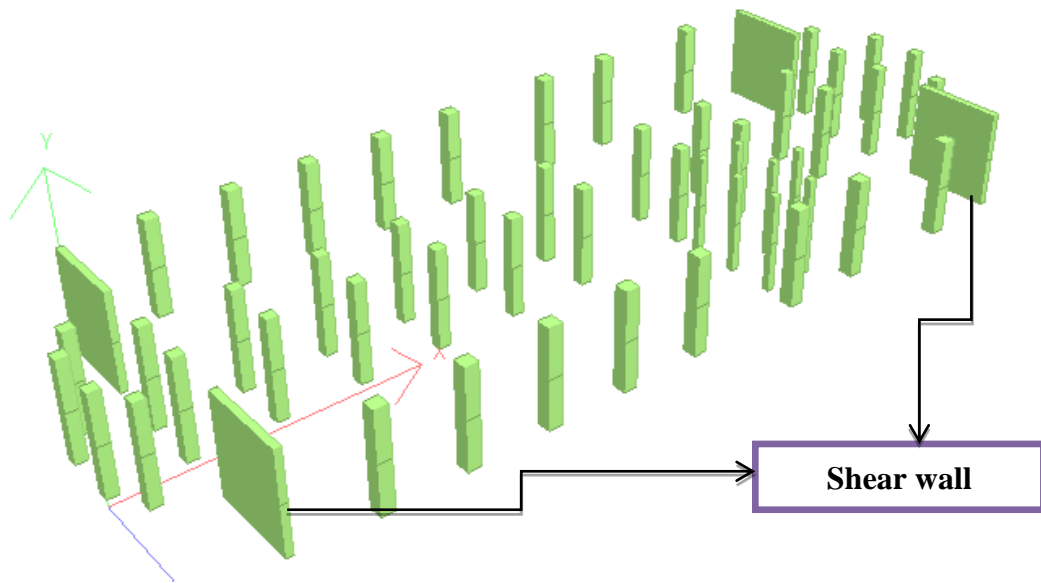
Koordinat		satuan
X	Z	
19,07	7,83	meter

Tabel 3.9. kordinat pusat kekakuan kolom lantai 2

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan kolom adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.13.2. Pusat kekakuan Kolom (Center of Rigidity) Pada tingkat 3

Kordinat Pusat kekakuan kolom pada tingkat 3 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004.



Gambar 3.33. Render hasil potongan kolom pada bangunan tingkat 3

RESULTS	
CG	CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
SUPPORT REACTION LIST 63	X = 19.11 Y = 9.39 Z = 7.80
	TOTAL SELF WEIGHT = 169999.594 (KG UNIT)

Gambar 3.34. hasil Running CR Output Staad Pro kolom lantai 3.

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya koordinat pusat kekakuan kolom tingkat 3 (Center of Rigidity) pada sumbu global (global axis) x dan z.

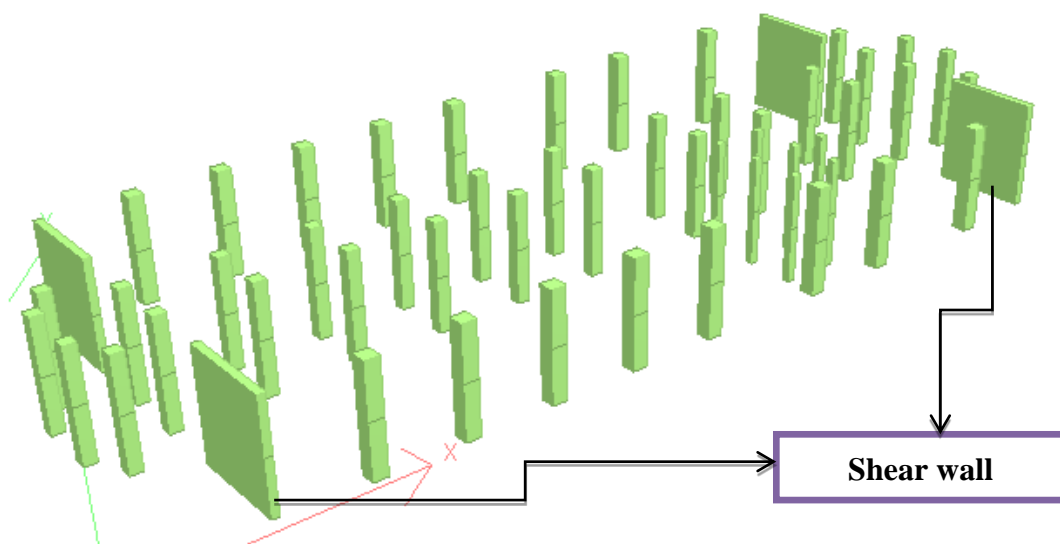
Koordinat		satuan
X	Z	
19,11	7,80	meter

Tabel 3.10. kordinat pusat kekakuan kolom lantai 3

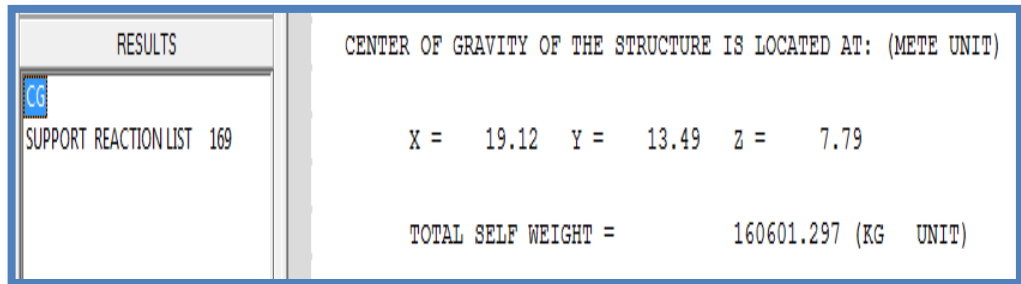
Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan kolom adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.13.3 Pusat kekakuan Kolom (Center of Rigidity) Pada tingkat 4

Kordinat Pusat kekakuan kolom pada tingkat 4 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004.



Gambar 3.35. Render hasil potongan kolom pada bangunan tingkat 4



Gambar 3.36. hasil Running CR Output Staad Pro kolom lantai 4.

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya koordinat pusat kekakuan kolom tingkat 4 (Center of Rigidity) pada sumbu global (global axis) x dan z.

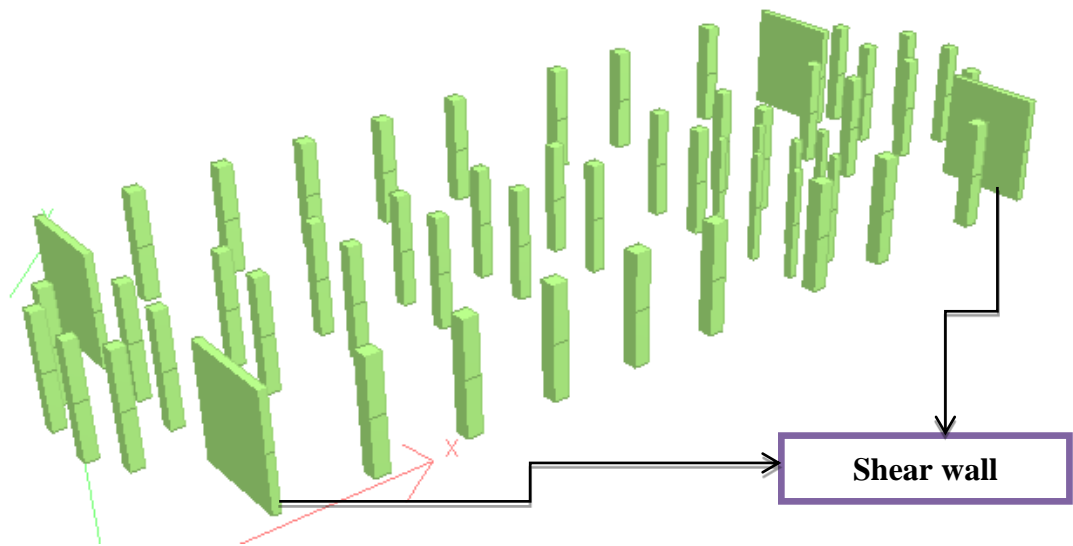
Koordinat		satuan
X	Z	
19,12	7,79	meter

Tabel 3.11. kordinat pusat kekakuan kolom lantai 4

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan kolom adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.13.4 Pusat kekakuan kolom (Center of Regidity) Pada tingkat 5

Kordinat Pusat kekakuan kolom pada tingkat 5 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004.



Gambar 3.37. render hasil potongan kolom pada bangunan tingkat 5

RESULTS	
CG	CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)
SUPPORT REACTION LIST 11	X = 19.15 Y = 17.55 Z = 7.80
	TOTAL SELF WEIGHT = 164846.422 (KG UNIT)

Gambar 3.38. hasil Running CR Output Staad Pro kolom lantai 5.

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya koordinat pusat kekakuan kolom tingkat 5 (Center of Rigidity) pada sumbu global (global axis) x dan z.

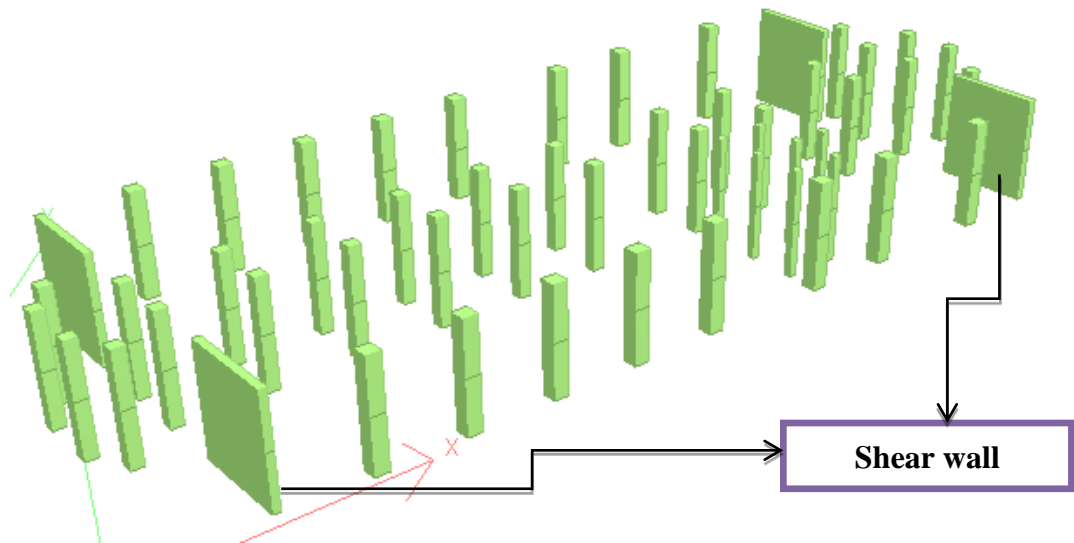
Koordinat		satuan
X	Z	
19,15	7,80	meter

Tabel 3.12. kordinat pusat kekakuan kolom lantai 5

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan kolom adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.13.5 Pusat kekakuan kolom (Center of Rigidity) Pada tingkat 6

Kordinat Pusat kekakuan kolom pada tingkat 6 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004.



Gambar 3.39. Render hasil potongan kolom pada bangunan tingkat 6.

RESULTS	
CG	CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
SUPPORT REACTION LIST 369	X = 19.17 Y = 21.94 Z = 7.80
	TOTAL SELF WEIGHT = 209375.734 (KG UNIT)

Gambar 3.40. hasil Running CR Output Staad Pro kolom lantai 6.

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya koordinat pusat kekakuan kolom tingkat 6 (Center of Rigidity) pada sumbu global (global axis) x dan z.

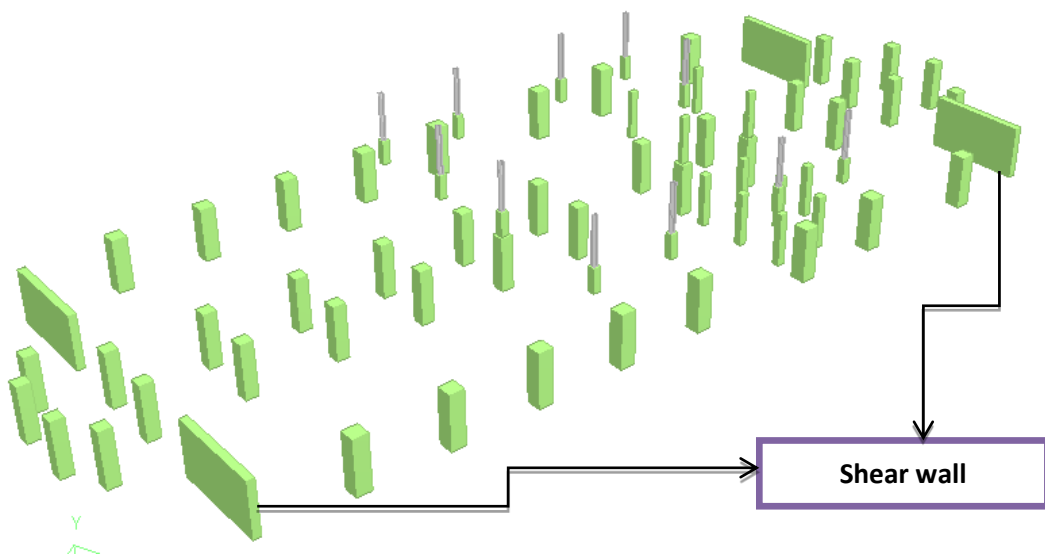
Koordinat		satuan
X	Z	
19.17	7,80	meter

Tabel 3.13. kordinat pusat kekakuan kolom lantai 6.

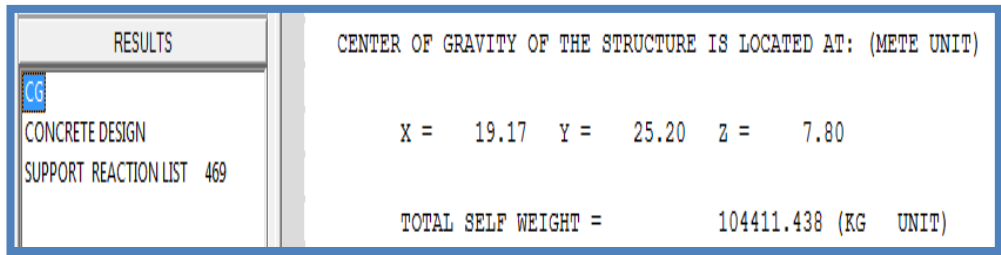
Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan kolom adalah hanya sumbu X dan Z saja.

3.13.6 Pusat kekakuan Kolom (Center of Rigidity) Pada tingkat 7

Kordinat Pusat kekakuan kolom pada tingkat 7 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO 2004.



Gambar 3.41. Render hasil potongan kolom pada bangunan tingkat 7



Gambar 3.42. hasil Running CR Output Staad Pro kolom lantai 7.

Hasil running dari Staad Pro 2004 terlihat dalam hasil outputnya koordinat pusat kekakuan kolom tingkat 7 (Center of Rigidity) pada sumbu global (global axis) x dan z.

Koordinat		satuan
X	Z	
19,17	7,80	meter

Tabel 3.14. kordinat pusat kekakuan kolom lantai 7

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan kolom adalah hanya sumbu X dan Z saja.

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 kolom tiap tingkat dari hasil analisa StaadPro 2004 di tabelkan seperti dibawah ini.

Tabel 3.15. Kordinat Pusat Massa (CM) Tiap tingkat

Lantai	Koordinat per lantai (m)	
	X	Z
Lantai 2	20,35	7,95
Lantai 3	20,11	7,94
Lantai 4	20,11	7,95
Lantai 5	20,08	7,91
Lantai 6	20,10	7,94
Lantai 7	21,04	7,88

Tabel 3.16. Kordinat Pusat Kekakuan Kolom (CG) Tiap tingkat

tingkat	Koordinat per lantai (m)	
	X	Z
Lantai 2	19,07	7,83
Lantai 3	19,11	7,80
Lantai 4	19,12	7,79
Lantai 5	19,15	7,80
Lantai 6	19,17	7,80
Lantai 7	19,17	7,80

Keterangan :

Nilai koordinat pusat kekakuan kolom (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 kolom (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.

3.14 Mencari Gaya Geser Total

Mencari gaya geser total yang terjadi pada struktur dengan rumus :

$$V_{tot} = C \cdot I \cdot W_t / R$$

Dimana :

V_{tot} = Gaya geser total

C = Faktor percepatan tanah

I = Faktor keutamaan struktur

W_t = Berat total struktur dan beban hidup reduksi

R = Faktor reduksi

Sebelum menentukan nilai C perlu diketahui terlebih dahulu nilai T, yaitu nilai waktu getar struktur sesuai dengan jenis material yang merupakan struktur beton atau struktur baja.

Dimana nilai T untuk struktur beton adalah $0,06 h^{3/4}$ dan untuk struktur baja adalah $0,0682 h^{3/4}$, karena struktur gedung Teknik Industri UB Malang merupakan struktur beton, maka nilai waktu getar struktur diambil

$$\begin{aligned} T &= 0,06 h^{3/4} \\ &= 0,06 \times 38^{3/4} \\ &= 0,918 \text{ detik} \end{aligned}$$

Setelah nilai waktu getar struktur diketahui, maka nilai C (faktor percepatan tanah) bisa diketahui. Pada wilayah gempa 4 dapat diketahui bahwa nilai C sebagai berikut :

$$C = 0,85/T \text{ (tanah lunak)}$$

$$C = 0,42/T \text{ (tanah sedang)}$$

$$C = 0,30/T \text{ (tanah keras)}$$

Karena struktur gedung Teknik Industri UB Malang pada pembahasan ini direncanakan diatas tanah keras, maka faktor percepatan tanah diambil :

$$\begin{aligned} C &= 0,30/T \\ &= 0,30/0,918 \\ &= 0,3277 \end{aligned}$$

Untuk faktor keutamaan struktur dapat dilihat pada table berikut :

Tabel 3.17 Faktor Keutamaan Struktur

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, 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

Ditinjau dari tabel diatas maka faktor keutamaan struktur diambil $I = 1.0$

Untuk nilai Faktor Reduksi (R), faktor reduksi gempa respresentatif dari struktur gedung yang bersangkutan dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 3.18 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan lebih Struktur dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsystem Struktur Gedung. (SNI – 1726 – 2002)

Sistem dan subsystem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m Pers. (6)	f Pers. (39)
Sistem struktur yang tidak memiliki	1. Dinding Geser beton	2.7	4.5	2.8
rangka ruang pemikul bebab gravitasi	2. Dinding penumpu dengan	1.8	2.8	2.2
secara lengkap.Dinding penumpu atau	baja ringan dan bresing tarik			
sistem bresing memikul hampir semua	3.Rangka Bresing dimana			
beban gravitasi. Beban lateral dipikul	bresingnya memikul beban gravitasi			
didnding geser	a.Baja	2.8	4.4	2.2
	b.Beton (Tidak untuk wilayah 5 & 6)	1.8	2.8	2.2

Sesuai tabel di atas untuk faktor daktilitas struktur diambil nilai $R = 2.8$

Untuk mencari berat total struktur dan beban hidup reduksi (W_t) dapat diketahui setelah mencari berat masing-masing lantai dari lantai 2 sampai lantai atap. Berikut tabel berat masing-masing lantai dan berat total struktur :

Tabel 3.19 Berat Sendiri Tiap Lantai yang diperoleh dari Output Staad Pro

Lantai	Berat tiap lantai (Wt)	Satuan
7 + Atap	751425	kg
6	653963	kg
5	611226	kg
4	613026	kg
3	635281	kg
2	622207	kg
Berat total (Wt)	3887128	kg

Seperti pada tabel di atas, maka nilai $W_t = 3887128$ Kg

Dari data-data di atas, maka gaya geser total struktur dapat dihitung :

$$\begin{aligned}
 V_{tot} &= C \cdot I \cdot W_t / R \\
 &= \frac{0,3277 \times 1 \times 388128}{2.8} \\
 &= 45424,838 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Menentukan gaya geser masing-masing lantai setelah ditentukan nilai V_{tot}

dengan rumus sebagai berikut :

$$V_i = (W_i \times H_i) / \sum (W_i \times H_i) \times V_{tot}$$

Dimana :

V_i = Gaya geser masing-masing lantai

W_i = Berat masing-masing lantai

Hi = Elevasi tinggi gedung

Vtot = Gaya geser total

Contoh perhitungan gaya geser untuk lantai 2 :

$$\begin{aligned} V_i &= (W_i \times H_i) / \sum (W_i \times H_i) \times V_{tot} \\ &= (622207 \times 4,5) / (58515452 \times 45424,838) \\ &= 1322388.638 \text{ Kg} \end{aligned}$$

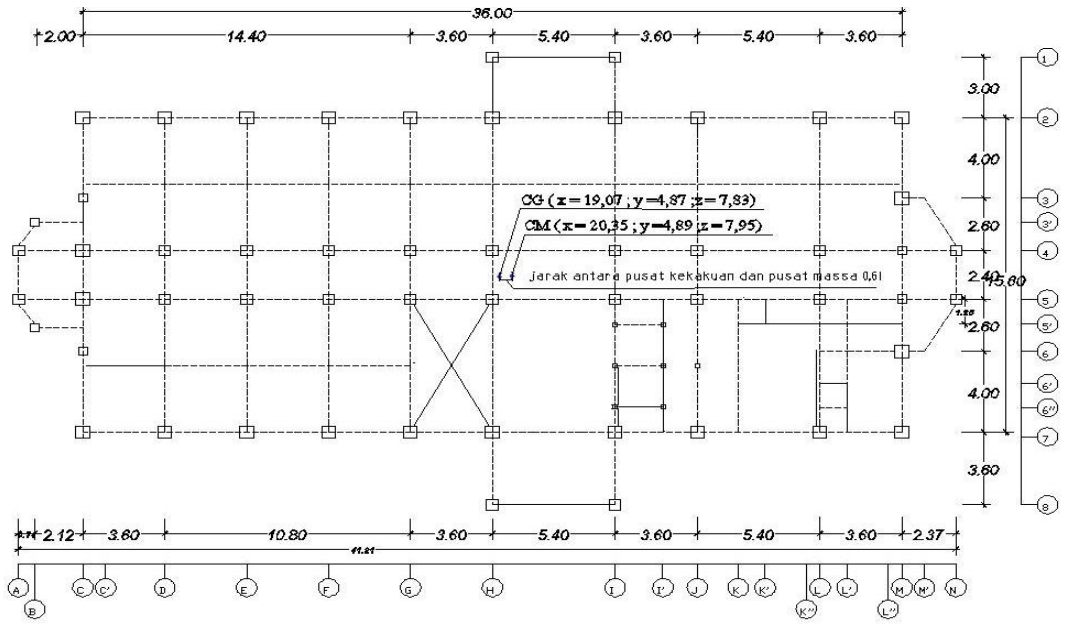
Dengan perhingan yang sama, berikut ini adalah tabel nilai gaya geser, masing-masing lantai :

Tabel 3.20 Distribusi Gaya Gempa Horisontal Akibat Gempa :

Lantai	Elevasi	Berat	hi x wi (Kgm)	Fi X,Z (Kg)
	hi (m)	Wi (Kg)		$V_i = W_i \times H_i / \sum (W_i \times H_i) \times V_{tot}$
7	25.5	751425	19161338	433026.3835
6	20.5	653963	13406242	302967.174
5	16.5	611226	10085229	227915.7308
4	12.5	613026	7662825	173171.9092
3	8.5	635281	5399889	122031.8878
2	4.5	622207	2799932	63275.55221
Berat Total Wt		3887128	58515453	1322388.638

3.15 Mencari Eksentrisitas Rencana (e_d)

Berikut adalah gambar eksentrisitas teoritis antara pusat massa dan pusat kekakuan pada lantai 2 :



Gambar 3.43 Letak titik pusat massa dan pusat kekakuan lantai 2

Pada gambar diatas didapat $e_c = 1,28$ m

Sesuai peraturan dalam SNI 1726-2002, karena $e_c = 1,28 < 0,3b$, dimana $0,3b$ adalah $0,3 \times 41,24 = 12,372$, maka rumus e_d yang dipakai adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b \text{ atau } e_d = e_c - 0,05 b$$

Untuk arah X ($b = 41,24$) maka e_d adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b = (1,5 \times 1,28) + (0,05 \times 41,24)$$

$$= \mathbf{3,982 \text{ m}}$$

$$e_c - 0,05 b = 1,28 - (0,05 \times 41,24)$$

$$= -0,782 \text{ m}$$

Diambil nilai yang terbesar $X = \mathbf{3,982 \text{ m}}$

Untuk arah Z ($b = 15,60$) maka e_d adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b = (1,5 \times 1,28) + (0,05 \times 15,60)$$

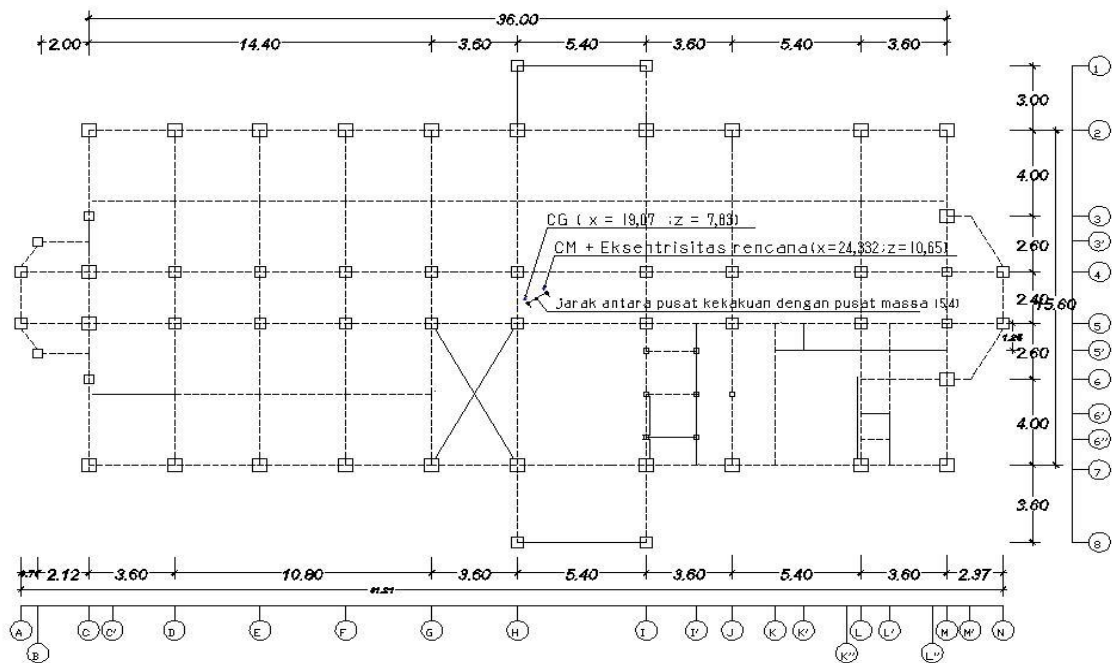
$$= \mathbf{2,7 \text{ m}}$$

$$e_c - 0,05 b = 0,61 - (0,05 \times 15,60)$$

$$= 0,5 \text{ m}$$

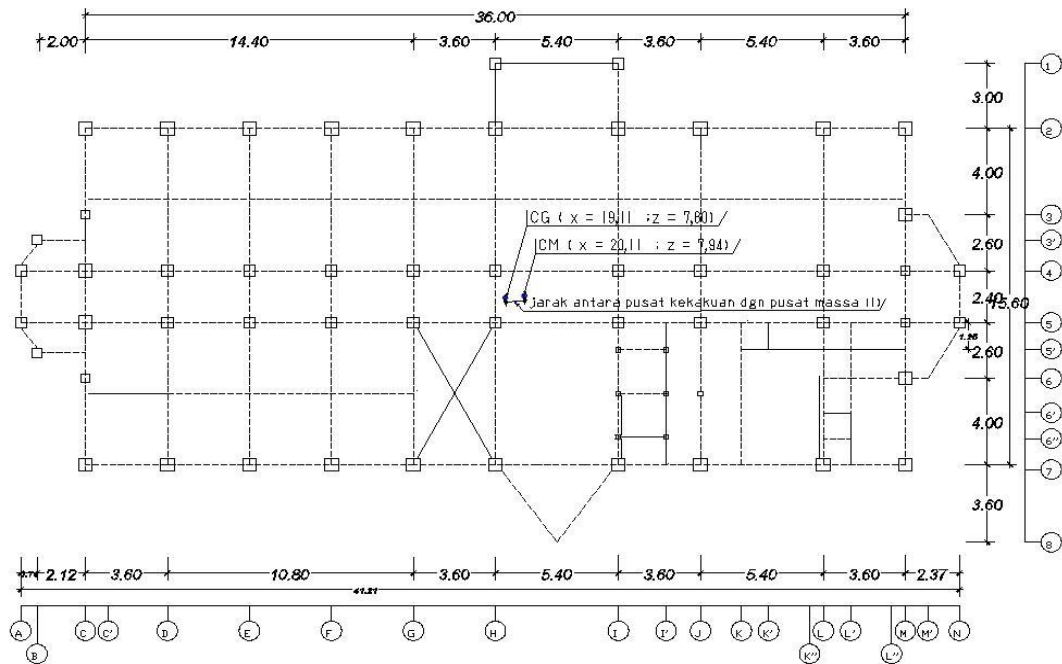
Diambil nilai yang terbesar $Z = 2,7 \text{ m}$

Dengan diketahui nilai eksentrisitas rencana (e_d), maka koordinat titik pusat massa tiap lantai harus di copy kan sejauh koordinat $X = 3.982 \text{ m}$ dan koordinat $Z = 2,7 \text{ m}$ maka eksentrisitas teoritis yang nilai awalnya $1,28 \text{ m}$ setelah adanya eksentrisitas rencana nilainya menjadi $5,4 \text{ m}$



Gambar 3.44 Letak titik pusat massa dan Eksentrisitas rencana lantai 2

🚦 Pada Lantai 3 sampai 4 Diketahui Koordinat CM dan CG



Gambar 3.45 Letak titik pusat massa dan pusat kekakuan lantai 3 - 4

Pada gambar diatas didapat $e_c = 1$ m

Sesuai peraturan dalam SNI 1726-2002, karena $e_c = 1 < 0,3b$, dimana $0,3b$ adalah $0,3 \times 41,24 = 12,372$, maka rumus e_d yang dipakai adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b \text{ atau } e_d = e_c - 0,05 b$$

Untuk arah X ($b = 41,24$) maka e_d adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b = (1,5 \times 1) + (0,05 \times 41,24)$$

$$= \mathbf{3,562 \text{ m}}$$

$$e_c - 0,05 b = 1 - (0,05 \times 41,24)$$

$$= -1,062 \text{ m}$$

Diambil nilai yang terbesar $X = \mathbf{3,562 \text{ m}}$

Untuk arah Z ($b = 15,60$) maka e_d adalah :

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

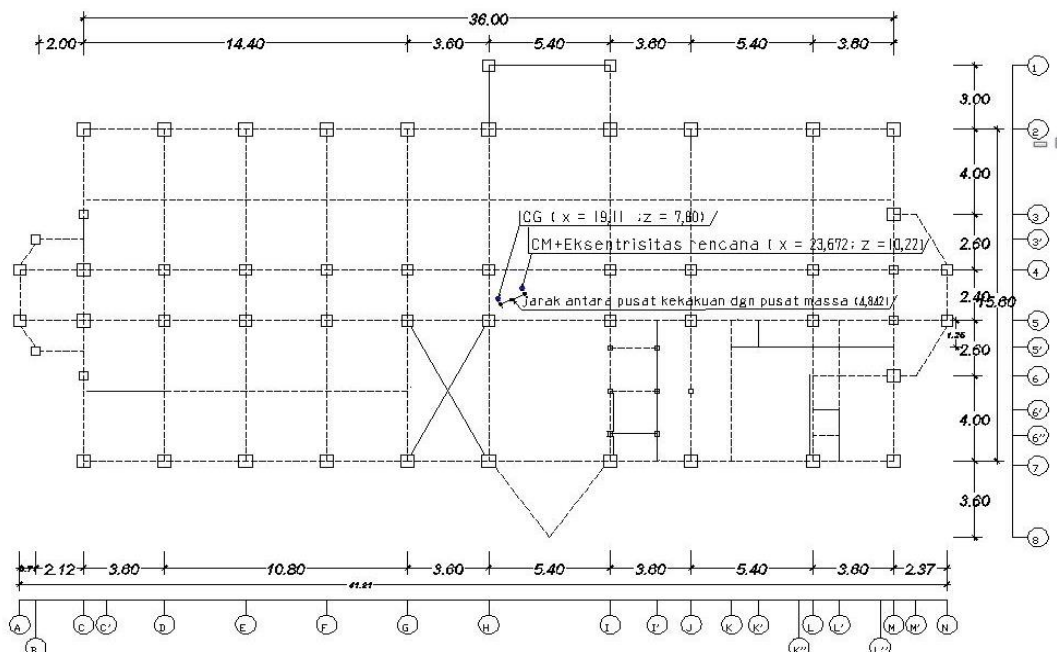
$$= 2,28 \text{ m}$$

$$e_c - 0,05 b = 1 - (0,05 \times 15,60)$$

$$= 0,22 \text{ m}$$

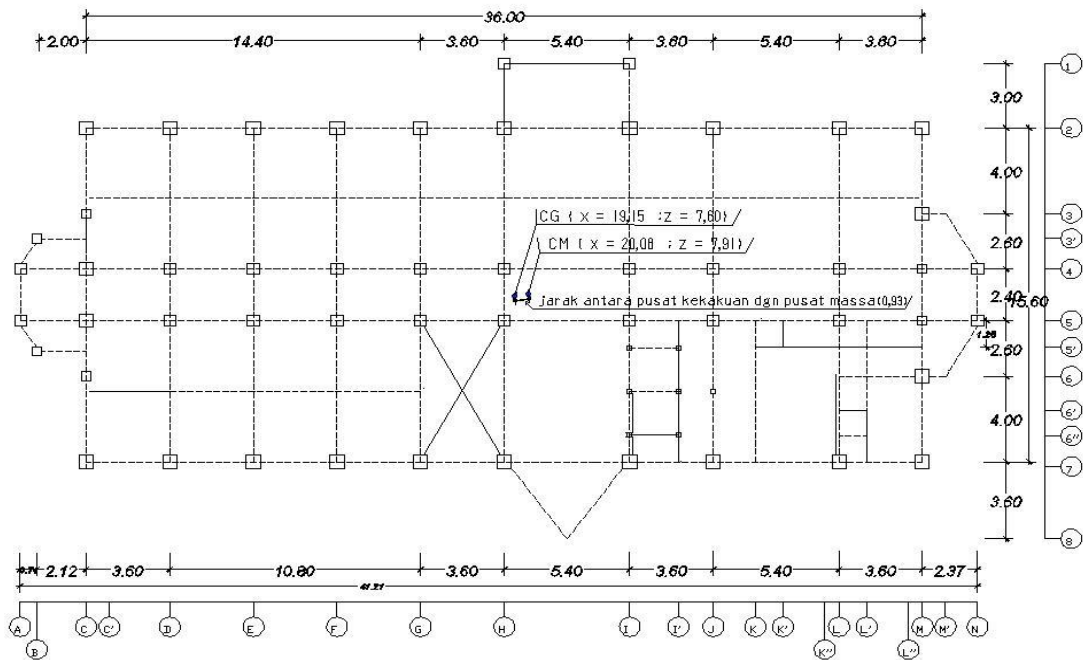
Diambil nilai yang terbesar $Z = 2,28 \text{ m}$

Dengan diketahui nilai eksentrisitas rencana (e_d), maka koordinat titik pusat massa tiap lantai harus di copy kan sejauh koordinat $X = 3.562$ dan koordinat $Z = 2,28$, maka eksentrisitas teoritis yang nilai awalnya 1 , setelah adanya eksentrisitas rencana nilainya menjadi 4,842 m.



Gambar 3.46 Letak titik pusat massa dan Eksentrisitas rencana lantai 3 - 4

🚦 Pada Lantai 5 sampai 6 Diketahui Koordinat CM dan CG



Gambar 3.47 Letak titik pusat massa dan pusat kekakuan lantai 5 - 6

Pada gambar diatas didapat $e_c = 0,93$ m

Sesuai peraturan dalam SNI 1726-2002, karena $e_c = 0,93 < 0,3b$, dimana $0,3b$ adalah $0,3 \times 41,24 = 12,372$, maka rumus e_d yang dipakai adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b \text{ atau } e_d = e_c - 0,05 b$$

Untuk arah X ($b = 41,24$) maka e_d adalah :

$$\begin{aligned} 1,5 e_c + 0,05 b &= (1,5 \times 0,93) + (0,05 \times 41,24) \\ &= \mathbf{3,457 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_c - 0,05 b &= 0,93 - (0,05 \times 41,24) \\ &= -1,132 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil nilai yang terbesar $X = \mathbf{3,457 \text{ m}}$

Untuk arah Z ($b = 15,60$) maka e_d adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b = (1,5 \times 0,93) + (0,05 \times 15,60)$$

$$= 2,175 \text{ m}$$

$$e_c - 0,05 b = 0,93 - (0,05 \times 15,60)$$

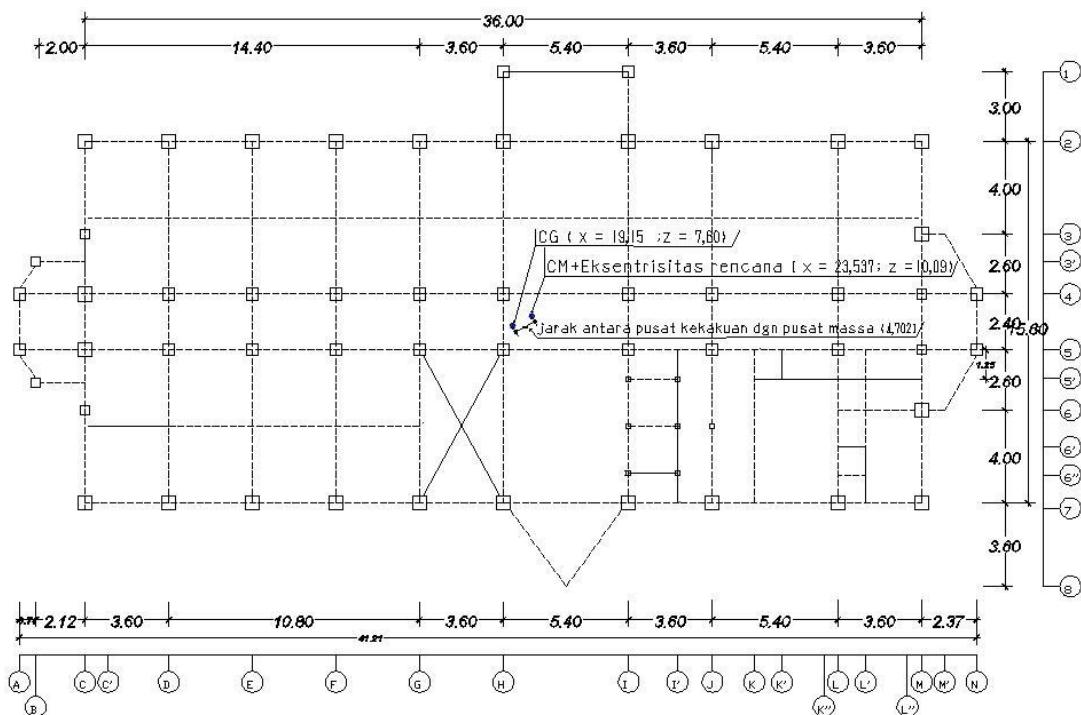
$$= 0,15 \text{ m}$$

Diambil nilai yang terbesar $Z = 2,175 \text{ m}$

Dengan diketahui nilai eksentrisitas rencana (e_d), maka koordinat titik pusat

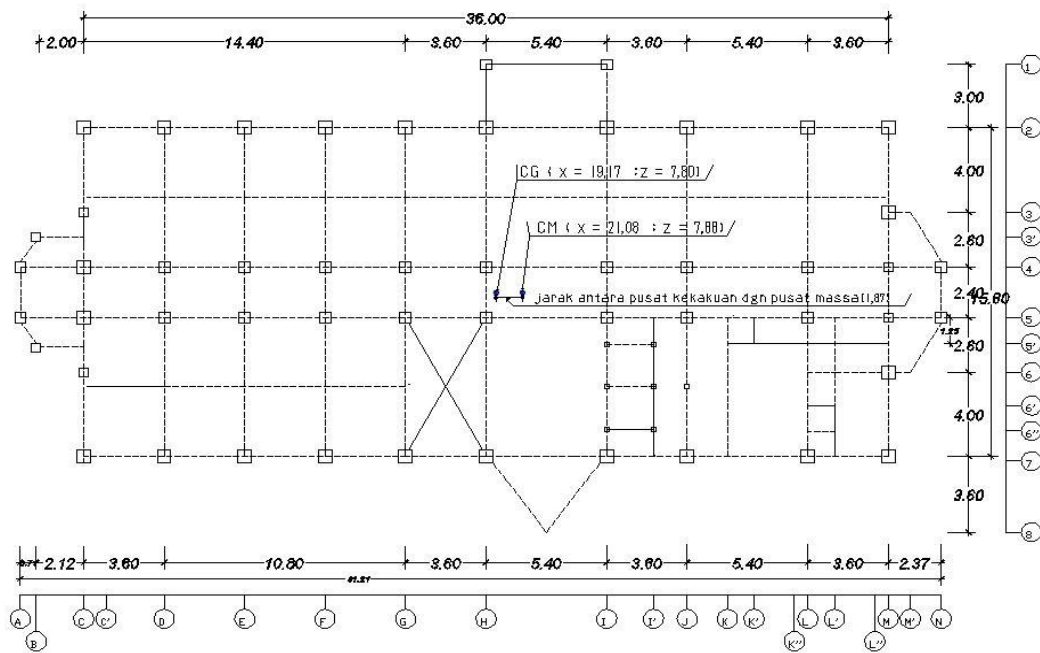
massa tiap lantai harus di copy kan sejauh koordinat $X = 3.457 \text{ m}$ dan

koordinat $Z = 2,175 \text{ m}$ maka eksentrisitas teoritis yang nilai awalnya $0,93 \text{ m}$ setelah adanya eksentrisitas rencana nilainya menjadi $4,702 \text{ m}$.



Gambar 3.48 Letak titik pusat massa dan Eksentrisitas rencana lantai 5 - 6

🚦 Pada Lantai 7 Diketahui Koordinat CM dan CG



Gambar 3.49 Letak titik pusat massa dan pusat kekakuan lantai 7

Pada gambar diatas didapat $e_c = 1,87$ m

Sesuai peraturan dalam SNI 1726-2002, karena $e_c = 1,87 < 0,3b$, dimana $0,3b$ adalah $0,3 \times 41,24 = 12,372$, maka rumus e_d yang dipakai adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b \text{ atau } e_d = e_c - 0,05 b$$

Untuk arah X ($b = 41,24$) maka e_d adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b = (1,5 \times 1,87) + (0,05 \times 41,24)$$

$$= \mathbf{4,867 \text{ m}}$$

$$e_c - 0,05 b = 1,87 - (0,05 \times 41,24)$$

$$= -0,192 \text{ m}$$

Diambil nilai yang terbesar $X = \mathbf{4,867 \text{ m}}$

Untuk arah Z ($b = 15,60$) maka e_d adalah :

$$1,5 e_c + 0,05 b = (1,5 \times 1,87) + (0,05 \times 15,60)$$

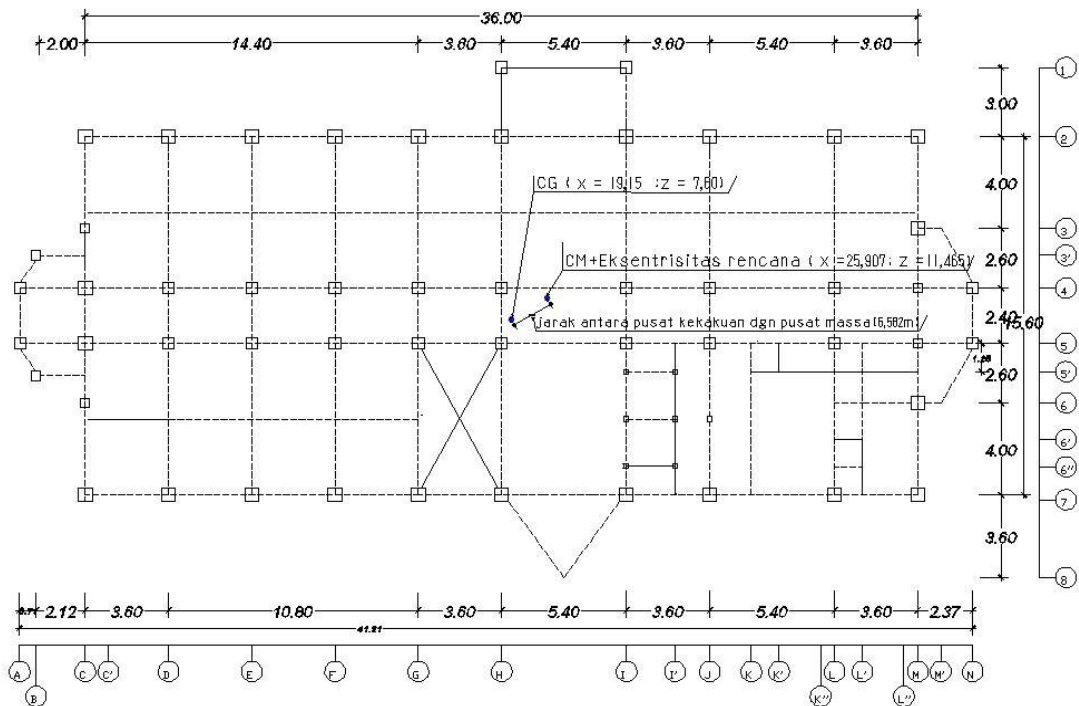
$$= 3,585 \text{ m}$$

$$e_c - 0,05 b = 1,87 - (0,05 \times 15,60)$$

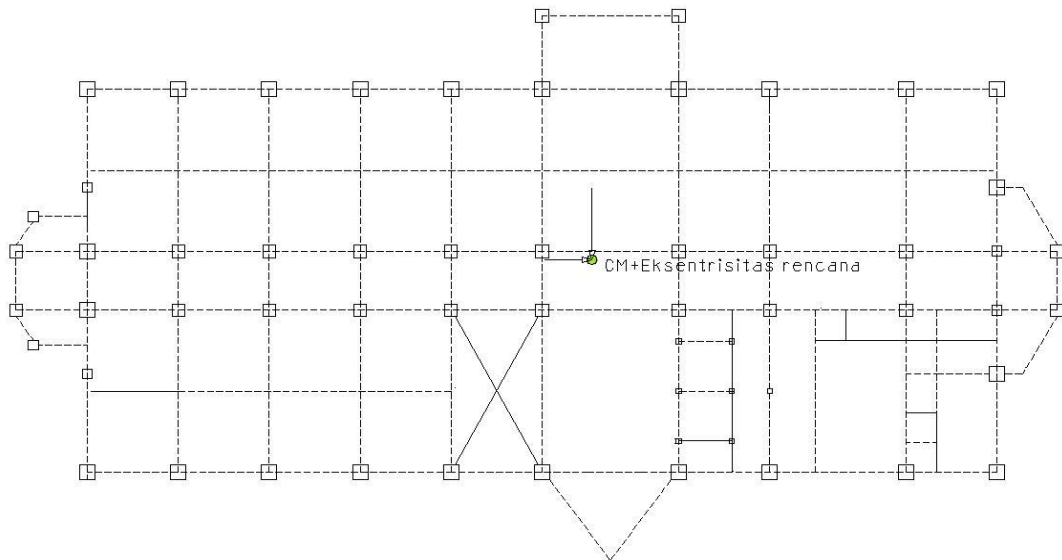
$$= 1,09 \text{ m}$$

Diambil nilai yang terbesar $Z = 3,585 \text{ m}$

Dengan diketahui nilai eksentrisitas rencana (e_d), maka koordinat titik pusat massa tiap lantai harus di copy kan sejauh koordinat $X = 4,867 \text{ m}$ dan koordinat $Z = 3,585 \text{ m}$ maka eksentrisitas teoritis yang nilai awalnya $1,87 \text{ m}$, setelah adanya eksentrisitas rencana nilainya menjadi $6,582 \text{ m}$.



Gambar 3.50 Letak titik pusat massa dan Eksentrisitas rencana lantai 7



Gambar 3.51 Pembebanan Pusat Eksentrisitas Rencana 100% Bentang Lemah
30% Bentang Kuat.

1. Mengisikan Tool Pembebanan Spectrum

Pada input software Staad Pro pembebanan spectrum (Analisa Gempa dinamik) dengan membuat beban baru dan setelah itu masuk pada spectrum dan tool yang dipilih diantaranya

a. Parameters

- Combination Method

Adalah cara statistik untuk mencari resultan masing-masing mode shape agar mewakili semua mode shape yang mungkin akan terjadi pada gedung ketika terjadi gempa. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang mewakili waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (CQC), untuk itu dalam Combinatiob Method dipilih “CQC”.

- Spectrume Type

Pilih Acceleration karena pada grafik $C =$ percepatan, bukan Displacement yang berarti perpindahan.

- Interpolation Type

Dipilih linear karena pada grafik spectrum pertambahan nilainya sama.

- Direction

Untuk arah pembebanan sumbu global koordinat $X = 30\%$, $Y = 100\%$, dan $Z = 100\%$

- Damping Type

Adalah penyerapan gaya gempa tergantung jenis material. Sesuai SNI 2002 untuk perencanaan gedung tahan gempa 10% untuk material beton, dan 5% untuk material baja. Untuk itu pada damping type di isi 5% karena struktur gedung menggunakan material beton.

- Scale

Untuk mengisikan ini maka mengacu pada rumus $I \times R$ yaitu dimana I adalah faktor keutamaan struktur dan R adalah faktor reduksi gempa maksimum, tentunya sesuai dengan system dan subsistem struktur gedung.

b. Define Spectrume Pairs

- Mengisikan Period/waktu dan Acceleration/percepatan sesuai dengan wilayah gempa struktur gedung itu berdiri. Karena struktur Gedung Teknik Industri berada di Kota Malang dengan wilayah gempa 4, maka terisi periode/waktu sesuai Wilayah Gempa.

3.16 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 60/60

➤ Untuk $h = 5 \text{ m}$

$$A = b \times h$$

$$A = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

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

$$I = \frac{1}{12} \times 60 \times 60^3 = 1080000 \text{ cm}^4$$

▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

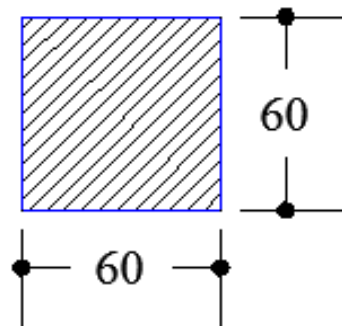
$$K = \frac{I}{h} = \frac{1080000}{500} = 2160 \text{ cm}^3$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

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

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{2160}{1000} = 2,16$$



2. Kolom 50/50

➤ Untuk $h = 5 \text{ m}$

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 50 \times 50^3 = 520833,3 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

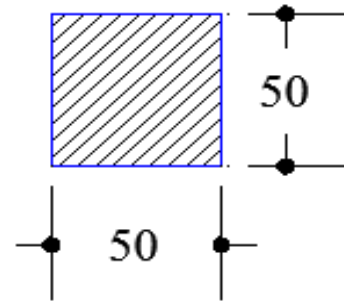
$$K = \frac{I}{h} = \frac{520833,3}{500} = 1041,67 \text{ cm}^3$$

▪ Kekakuan Absolut (K_o) :

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

▪ Kekakuan lentur kolom (K_c) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{1041,67}{1000} = 1,04$$



3. Kolom 60/60

➤ Untuk $h = 4,5 \text{ m}$

$$A = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 60 \times 60^3 = 1080000 \text{ cm}^4$$

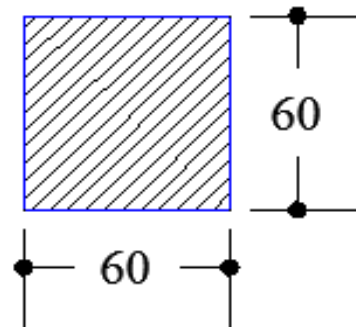
▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{1080000}{450} = 2400 \text{ cm}^3$$

▪ Kekakuan Absolut (K_o) :

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

▪ Kekakuan lentur kolom (K_c) :



$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{2400}{1000} = 2,4$$

4 Kolom 50/50

➤ Untuk $h = 4,5 \text{ m}$

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 50 \times 50^3 = 520833,3 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{520833,3}{450} = 1157,41 \text{ cm}^3$$

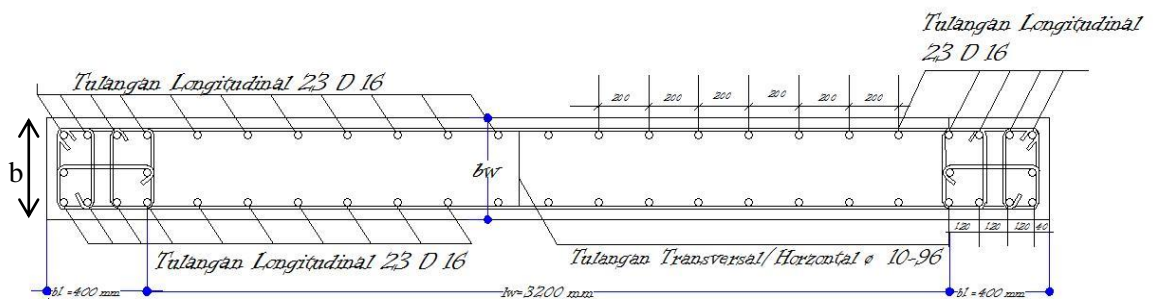
▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

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

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{1157,41}{1000} = 1,16$$

3.17 Perhitungan Kekakuan Dinding Geser



Gambar 3.52 Penampang Dinding Geser.

- Momen Inersia Penampang Dinding geser arah x (I_x)

Bagian Dinding yang berdimensi 320/40

$$I_x = \frac{1}{12} \times 320^3 \times 40 = 109226667 \text{ cm}^4$$

Momen inersia Penampang dinding geser arah z (I_z) bagian yang berdimensi 320/40

$$I_z = \frac{1}{12} \times 320 \times 40^3 = 1706666 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang kolom arah x (I_x) kolom berdimensi 60/60

$$I_x = \frac{1}{12} \times 60^3 \times 60 = 10800000 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang kolom arah z (I_z) kolom berdimensi 60/60

$$I_z = \frac{1}{12} \times 60 \times 60^3 = 10800000 \text{ cm}^4$$

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 (I_x):

Jumlah dinding geser = 4 buah

Jumlah kolom dimensi 60/60 = 24 buah

Jumlah kolom dimensi 50/50 = 23 buah

Jumlah kolom dimensi 30/30 = 7 buah

$$\begin{aligned} \text{jumlah kekakuan dinding geser arah X} &= (I_x) \times 4 \\ &= (109226667) \times 4 \\ &= 436906666 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{jumlah kekakuan dinding geser arah Z} &= (I_z) \times 4 \\
 &= (1706666) \times 4 \\
 &= 6826664 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kekakuan kolom} &= (I_{x(60/60)}) \times 24 \\
 &= (10800000) \times 24 \\
 &= 25920000 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kekakuan kolom} &= (I_{z(60/60)}) \times 24 \\
 &= (10800000) \times 24 \\
 &= 25920000 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Untuk perbandingan persentase antara momen inersia Dinding geser dan Portal :

Persentase Dinding Geser arah Ix =

$$\frac{436906666}{(436906666 + 25920000)} \times 100\% = 94,3 \%$$

Persentase dinding geser arah Iz =

$$\frac{6826664}{(6826664 + 25920000)} \times 100\% = 2,6 \%$$

Persentase Kolom arah Ix =

$$\frac{25920000}{(436906666 + 25920000)} \times 100\% = 5,6 \%$$

Persentase kolom arah Iz =

$$\frac{25920000}{(6826664 + 25920000)} \times 100\% = 97,4 \%$$

3.18 Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_m)

3.18.1 Kinerja Batas Layan (Δ_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 Δ_s antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

R = 6,5 (Dinding geser beton bertulang dengan SRPMM Beton bertulang

1. Tingkat 1 dan 7, h = 5000 mm

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{6,5} \times 5000 = 23,07 \text{ mm}$$

2. Tingkat 2, h = 4500 mm

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{6,5} \times 4500 = 20,76 \text{ mm}$$

3. Tingkat 3- 6, h = 4000 mm

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{6,5} \times 4000 = 18,46 \text{ mm}$$

Dari hasil running Staad pro pada perintah Story Drift (Penyimpangan tiap lantai di peroleh nilai simpangan tiap lantai :

Untuk h = 5 m nilai simpangan maka nilai simpangan (Δ_s) untuk lantai – 2 dengan tinggi lantai

$$(h) = 4,5 \text{ m}$$

$$(\Delta s) = 0.359 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan berikutnya lihat pada table :

Tabel 3.16 Analisa kinerja batas layan (Δs) Akibat Gempa

Lantai Ke - i	Hi (m)	Δs (mm)	Drift Δs antar tingkat (mm)	Syarat drift Δs (mm)	Keterangan
7	25,5	1.998	0.413	23,7	Ok
6	20,5	1.585	0.054	18,46	Ok
5	16,5	1.531	0.216	18,46	Ok
4	12,5	1.747	0.227	18,46	Ok
3	8,5	1.470	1.111	18,46	Ok
2	4,5	0.359	0.359	20,76	Ok

3.18.2 Kinerja Batas Ultimit (Δm)

Drift Δm merupakan drift yang di pakai sebagai batas kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dan dapat di tinjau terhadap arah X dan arah Z.

Perhitungan Δm menggunakan rumus :

$$\Delta m = 0,7 \times R \times \Delta s \dots\dots\dots \text{SNI 03 - 1726 - 2002 pasal 8.2.1}$$

Drift antara tingkat 7 adalah :

$$\Delta m = 0,7 \times 8,5 \times 0,143 = 2,45735 \text{ mm}$$

Drift antara tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$0,02 \times h_i$SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 8.2.2

Untuk tingkat 2 – 4,5 m, maka

$$\Delta m \text{ maks} = 0.02 \times 4500 = 90 \text{ mm}$$

Untuk tingkat 3 - 6 = 4 m, maka

$$\Delta m \text{ maks} = 0.02 \times 4000 = 80 \text{ mm}$$

Untuk tingkat 7 = 5 m, maka

$$\Delta m \text{ maks} = 0.02 \times 5000 = 100 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan drift Δm antara tingkat untuk SRPMK yang dihitung memenuhi persyaratan. Perhitungan drift Δm untuk tingkat lainnya di tabelkan.

Tabel 3.17 Analisa kinerja batas ultimit (Δm) Akibat Gempa

Lantai Ke - i	H_i (m)	Δm (mm)	Drift Δm antar tingkat (mm)	Syarat drift Δm (mm)	Keterangan
7	25,5	0.413	2.457	100	Ok
6	20,5	0.054	0.321	80	Ok
5	16,5	0.216	1,285	80	Ok
4	12,5	0.227	1.351	80	Ok
3	8,5	1.111	6,610	80	Ok
2	4,5	0.359	2.136	108	Ok

BAB IV

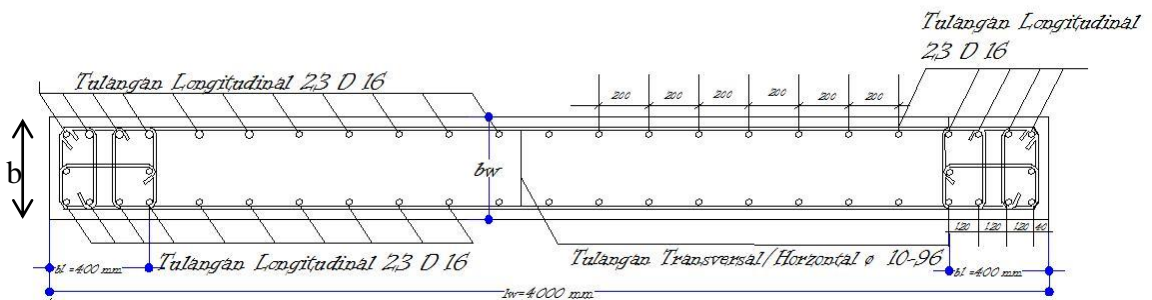
PERHITUNGAN PENULANGAN DINDING GESER

4.1. Analisa Penulangan

4.1.1. Data Perencanaan

- Mutu Bahan
 - Kuat tekan beton f_c' = 30 Mpa
 - Tegangan Leleh Tulangan Ulir f_y = 390 Mpa
 - Tegangan Leleh Tulangan Polos f_y = 240 Mpa
- Faktor reduksi kekakuan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3.2.2 halaman 61 yaitu :
 - Lentur ϕ = 0,80
 - Geser ϕ = 0,65
 - Tumpuan ϕ = 0,70

Luas Penampang dinding Geser = $4000 \times 400 = 1600000 \text{ mm}^2$



Gambar 4.1. Gambar Rencana Penampang Dinding Geser.

Note :

Dinding geser direncanakan satu kesatuan, jadi $l_w = 4000 \text{ mm}$, $b_w = 400 \text{ mm}$ dan ujung/kepala shear wall $b_1 = 400 \text{ mm}$ di asumsikan panjang l_w

hanya pada perhitungan kekakuan kepala shear wall dan badan shear wall yang berbeda jarak tulangan.

- $bc = 0,02 \times lw \times \sqrt{(\mu\phi)}$
 $= 0,02 \times 4000 \times \sqrt{5}$
 $= 178,89 \text{ mm}$
- $bw = 400 \text{ mm}$
- $b \geq h/16 = 5000/16$
 $\geq 312,5 \text{ mm}$
- $bw \geq b \geq bc$
 $400 \text{ mm} \geq 312,5 \text{ mm} \geq 178,89 \text{ mm}$
- $b1 \geq \frac{bc \times lw}{10 \times b}$
 $\geq \frac{178,89 \times 4000}{10 \times 312,5}$
 $\geq 228,9 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} \rightarrow \text{yang dipakai untuk perencanaan ujung}$

S/W

- $b1 \geq \frac{bc^2}{b}$
 $\geq \frac{178,89^2}{312,5}$
 $\geq 102,405 \text{ mm}$

Dimana :

b = Tebal ujung/ kepala shear wall

b_w = Tebal badan shear wall

b_1 = Lebar ujung/ kepala shear wall

l_w = Lebar shear wall

h = Tinggi lantai (diambil elevasi terbesar)

Jadi jarak untuk dimensi Dinding Geser pada bagian ujung

$b = 400 \text{ mm}$ $b_1 = 400 \text{ mm}$

4.1.2. Perhitungan Tulangan

4.1.2.1 Penulangan Ditinjau Pada Arah Z Untuk $h = 5 \text{ m}$

Diketahui :

$M_u = 2684,25 \text{ kNm}$

$P_u = 250,31046 \text{ KN}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2684,25}{0.65} = 4129,615385 \text{ KNm} = 4129615385 \text{ Nmm}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{250,31046}{0.65} = 315,4112154 \text{ KN} = 3154112,154 \text{ N}$$

Tulangan Memanjang = 16 mm

Tulangan Horizontal = 10 mm

Selimit Beton = 40 mm

Panjang Dinding Geser = 4000 mm

Lebar Dinding Geser = 400 mm

- Penghitungan jarak/spasi antara tulangan sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.2 bahwa spasi minimum untuk tulangan dinding structural untuk masing-masing arah pada dinding structural < 450 mm.

- Menghitung jarak murni spasi antara tulangan sayap/ujung dinding geser (400 mm x 400 mm) :

$$= bw - (2 \times \text{tebal selimut beton}) - (2 \times \text{diameter sengkang}) - (2 \times \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal})$$

$$= 400 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (2 \times 0,5 \times 16)$$

$$= 384 \text{ mm, bila direncanakan jarak antara tulangan } s = 100 \text{ mm, maka di dapatkan :}$$

$$n = \frac{384}{100} = 3,84 \sim 4 \text{ buah.}$$

- Menghitung jarak murni spasi antara tulangan badan dinding geser

$$(3200 \times 400) \text{ mm}$$

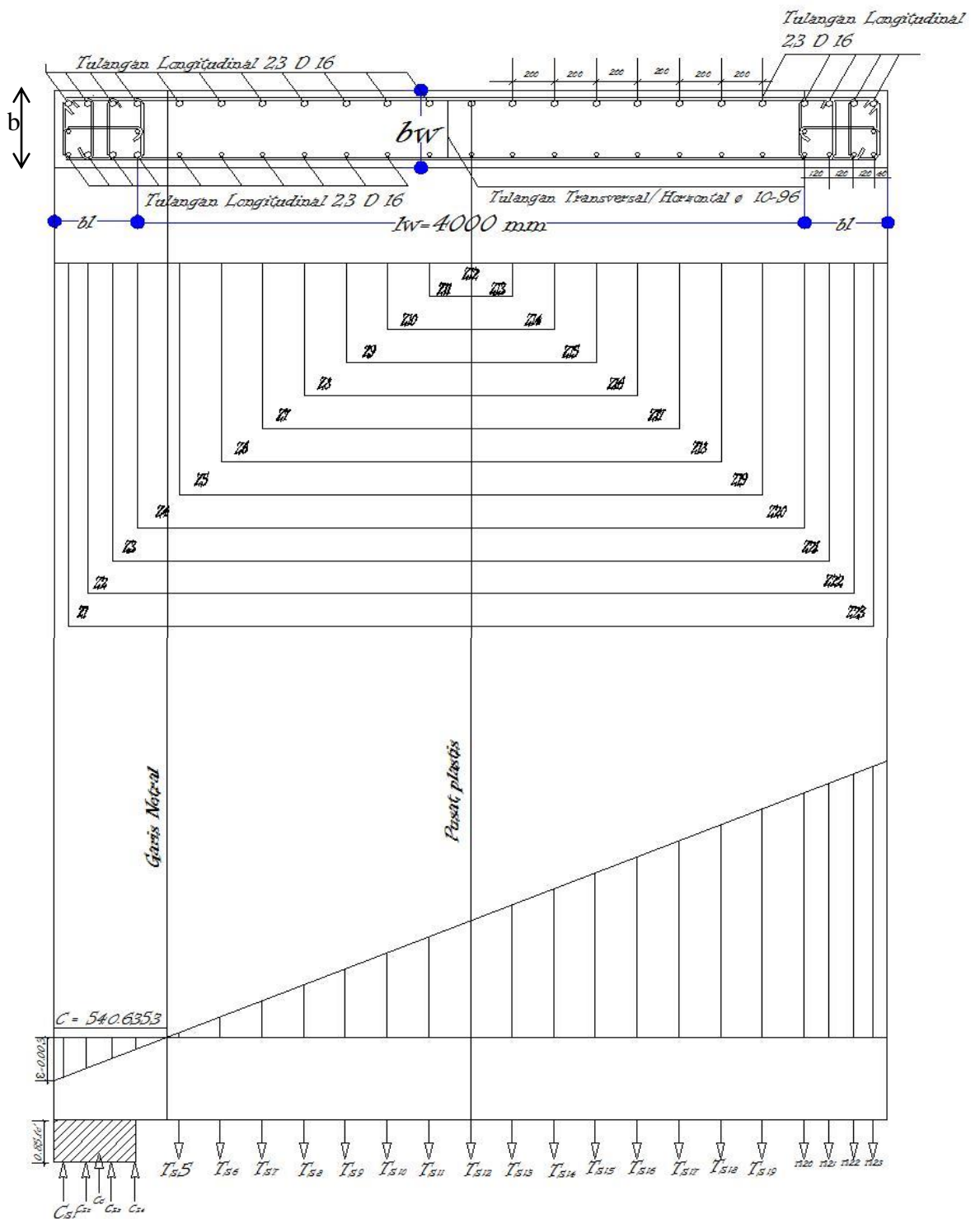
$$= lw - (2 \times \text{tebal sayap}) - (2 \times \text{diameter sengkang})$$

$$= 4000 - (2 \times 400) - (2 \times 10)$$

$$3180 \text{ mm, Bila direncanakan jarak antara tulangan, } s = 200 \text{ mm, maka di dapat}$$

:

$$n = \frac{3180}{200} = 15,9 \sim 16 \text{ buah.}$$



Gambar 4.2. Diagram Tegangan - Regangan tinjauan arah Z.

Karena $f_c' = 30 \text{ Mpa}$, $\beta_1 = 0,85 - \frac{f_c' - 30}{7} \times 0,005$

$$= 0,85 - \frac{f_c' - 30}{7} \times 0,005$$

$$= 0,850$$

➤ Menghitung Momen Nominal

1. Tentukan daerah tarik dan tekan dengan mencoba nilai c = garis netral, dicoba nilai $c = 540,635300$ mm, maka tulangan lapis 1,2,3 dan 4 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

$$d' = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (\frac{1}{2} \text{ diameter As1})$$

$$= 40 + 10 + (0,5 \times 16) = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Tengah-tengah penampang } h/2 = 4000 / 2 = 2000 \text{ mm}$$

Lihat gambar :

$$Z1 = Z23 = 2000 - 60 = 1940 \text{ mm}$$

$$Z2 = Z22 = 1940 - 100 = 1840 \text{ mm}$$

$$Z3 = Z21 = 1840 - 120 = 1720 \text{ mm}$$

$$Z4 = Z20 = 1720 - 120 = 1600 \text{ mm}$$

$$Z5 = Z19 = 1600 - 200 = 1400 \text{ mm}$$

$$Z6 = Z18 = 1400 - 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$Z7 = Z17 = 1200 - 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$Z8 = Z16 = 1000 - 200 = 800 \text{ mm}$$

$$Z9 = Z15 = 800 - 200 = 600 \text{ mm}$$

$$Z10 = Z14 = 600 - 200 = 400 \text{ mm}$$

$$Z11 = Z13 = 400 - 200 = 200 \text{ mm}$$

$$Z12 = 200 - 200 = 0 \text{ mm}$$

4. Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap serat atas penampang.

Lihat gambar :

$$d1 = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter As1}$$

	$= 40 + 12 + \frac{1}{2} \times 16$	$= 60$ mm
d2	$= 60 + 100$	$= 160$ mm
d3	$= 160 + 120$	$= 280$ mm
d4	$= 280 + 120$	$= 400$ mm
d5	$= 400 + 200$	$= 600$ mm
d6	$= 600 + 200$	$= 800$ mm
d7	$= 800 + 200$	$= 1000$ mm
d8	$= 1000 + 200$	$= 1200$ mm
d9	$= 1200 + 200$	$= 1400$ mm
d10	$= 1400 + 200$	$= 1600$ mm
d11	$= 1600 + 200$	$= 1800$ mm
d12	$= 1800 + 200$	$= 2000$ mm
d13	$= 2000 + 200$	$= 2200$ mm
d14	$= 2200 + 200$	$= 2400$ mm
d15	$= 2400 + 200$	$= 2600$ mm
d16	$= 2600 + 200$	$= 2800$ mm
d17	$= 2800 + 200$	$= 3000$ mm
d18	$= 3000 + 200$	$= 3200$ mm
d19	$= 3200 + 200$	$= 3400$ mm
d20	$= 3400 + 120$	$= 3520$ mm
d21	$= 3520 + 120$	$= 3640$ mm
d22	$= 3640 + 100$	$= 3740$ mm
d23	$= 3740 + 60$	$= 3800$ 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 $f_{s5} = 65,9 \text{ Mpa}$

$$f_{s6} = \frac{d6-c}{c} \times 600 = \frac{800-540,63530}{540,63530} \times 600 = 288 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s6} = 288 \text{ Mpa}$

$$f_{s7} = \frac{d7-c}{c} \times 600 = \frac{1000-540,63530}{540,63530} \times 600 = 510 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s7} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s8} = \frac{d8-c}{c} \times 600 = \frac{1200-540,63530}{540,63530} \times 600 = 732 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

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 $f_{s12} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s13} = \frac{d_{13}-c}{c} \times 600 = \frac{2200-540,63530}{540,63530} \times 600 = 1842 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s13} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s14} = \frac{d_{14}-c}{c} \times 600 = \frac{2400-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2064 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka dipakai $f_{s14} = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s15} = \frac{d_{15}-c}{c} \times 600 = \frac{2600-540,63530}{540,63530} \times 600 = 2285 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

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

$$= 0,85 \times f_c' \times a \times b = 0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times c \times b$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 540,63530 \times 400 \quad = \underline{5468526,06 \text{ N} +}$$

$$C_c = \mathbf{5468526,06 \text{ N}}$$

$$C_{s1} = A_{s1}' \times f_{s1}' = 602,88 \times 390 = 235123 \text{ N}$$

$$C_{s2} = A_{s2}' \times f_{s2}' = 401,92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$C_{s3} = A_{s3}' \times f_{s3}' = 401,92 \times 289 = 116257 \text{ N}$$

$$C_{s4} = A_{s4}' \times f_{s4}' = 401,92 \times 156 = \underline{62731 \text{ N} +}$$

$$C_s = 570860 \text{ N}$$

Ts5	=	As5 x fs5	=	401,92 x 65,88	=	26480 N
Ts6	=	As6 x fs6	=	401,92 x 287,8	=	115690 N
Ts7	=	As7 x fs7	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts8	=	As8 x fs8	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts9	=	As9 x fs9	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts10	=	As10 x fs10	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts11	=	As11 x fs11	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts12	=	As12 x fs12	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts13	=	As13 x fs13	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts14	=	As14 x fs14	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts15	=	As15 x fs15	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts16	=	As16 x fs16	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts17	=	As17 x fs17	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts18	=	As18 x fs18	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts19	=	As19 x fs19	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts20	=	As20 x fs20	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts21	=	As21 x fs21	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts22	=	As22 x fs22	=	401,92 x 390	=	156749 N
Ts23	=	As23 x fs23	=	602,88 x 390	=	235123 N +
<hr/>						
Ts = 2885274 N						

$$\text{Kontrol } \sum H = 0 \longrightarrow C_c + C_s - T_s - P_n = 0$$

$$= 5468526 + 570860 - 2885274 - 3154112$$

$$= 0$$

Karena $\sum H = 0$, maka perhitungan dilanjutkan.

6. Perhitungan Momen terhadap titik berat penampang.

$$c = 540,63530 \text{ mm} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 540,63530 = 459,540 \text{ mm}$$

dimana :

$$Z_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} = \frac{4000}{2} - \frac{459,540}{2} = 1770,230 \text{ mm}$$

Mnc	=	Cc x Zc	=	5468526 x 1770,230	=	2860075365	Nmm
Mn1	=	Cs1 x Z1	=	235123 x 1940	=	456139008	Nmm
Mn2	=	Cs2 x Z2	=	156749 x 1840	=	288417792	Nmm
Mn3	=	Cs3 x Z3	=	116257 x 1720	=	199962313	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

$$\begin{aligned}
Mn17 &= Ts17 \times Z17 = 156749 \times 1000 = 156748800 \text{ Nmm} \\
Mn18 &= Ts18 \times Z18 = 156749 \times 1200 = 188098560 \text{ Nmm} \\
Mn19 &= Ts19 \times Z19 = 156749 \times 1400 = 219448320 \text{ Nmm} \\
Mn20 &= Ts20 \times Z20 = 156749 \times 1600 = 250798080 \text{ Nmm} \\
Mn21 &= Ts21 \times Z21 = 156749 \times 1720 = 269607936 \text{ Nmm} \\
Mn22 &= Ts22 \times Z22 = 156749 \times 1840 = 288417792 \text{ Nmm} \\
Mn23 &= Ts23 \times Z23 = 235123 \times 1940 = 456139008 \text{ Nmm} \\
\hline
\sum Mn &= \underline{6693866459,4 \text{ Nmm}} \\
&= \underline{6693,8664594 \text{ kNm}}
\end{aligned}$$

Jumlah momen nominal $\sum Mn > Mn$ hasil StaadPro

$$= 6694 \text{ kNm} > 4129 \text{ kNm} \dots\dots\dots\text{Ok.}$$

4.1.2.2 Penulangan Ditinjau Pada Arah X Untuk $h = 5 \text{ m}$

Diketahui :

$$Pu = 447,357 \text{ KN} \quad \text{dimana, } \phi = 0,65$$

$$Mu = 25,934 \text{ KNm}$$

$$Pn = 688,242 \text{ kN} = 688241,5385 \text{ N}$$

$$Mn = 39,898 \text{ kNm} = 39898461,54 \text{ Nmm}$$

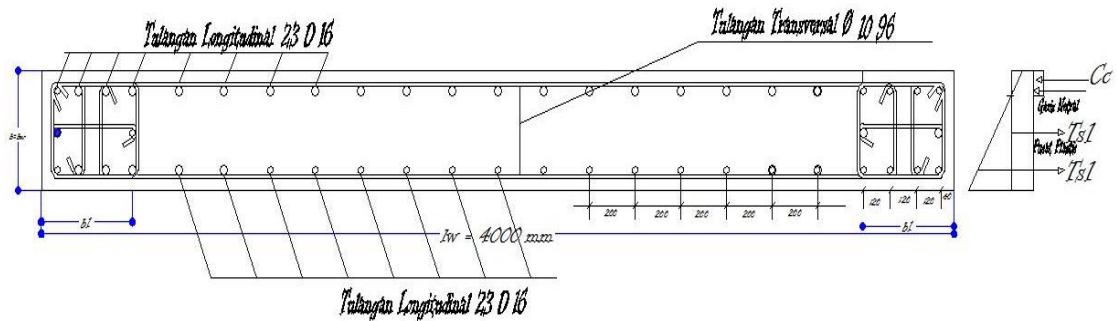
$$\text{Tulangan Memanjang} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan horizontal} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

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

$$d' = (\text{selimut beton}) + (\text{diameter sengkang}) + (1/2 \text{ diameter } As1)$$

$$= 40 + 10 + (0,5 \times 16) = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Tengah-tengah penampang } h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ mm}$$

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 :

$$d1 = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter } A_{s1}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 16 = 60 \text{ mm}$$

$$d2 = 60 + 140 = 200 \text{ mm}$$

$$d3 = 200 + 140 = 340 \text{ mm}$$

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 $fs3 = 390 \text{ Mpa}$

5. Besarnya Gaya-Gaya Yang Bekerja.

Cc = Gaya tekan beton

$$= 0,85 \times fc' \times a \times b = 0,85 \times fc' \times \beta l \times c \times b$$

$$Cc = 0,85 \times 30 \times 0,846 \times 40 \times 4000 = 4030535,336 \text{ N} +$$

$$\mathbf{Cc = 4030535,336 \text{ N}}$$

$$Cs1 = As1' \times fs1' = 4422,08 \times 299,20164 = 1382933,934 \text{ N} +$$

$$\mathbf{Cs = 1382933,934 \text{ N}}$$

$$Ts2 = As2 \times fs2 = 401,92 \times 390 = 156748,8 \text{ N}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \times f_{s3} = 4622,08 \times 390 = 1802611,2 \text{ N} +$$

$$T_s = 1959360 \text{ N}$$

Kontrol $\sum H = 0 \longrightarrow C_c + C_s - T_s - P_n = 0$

$$= 4030535 + 1382933,934 - 1959360 - 688241,538$$

$$= 0$$

Karena $\sum H = 0$, maka perhitungan dilanjutkan.

6. Perhitungan Momen terhadap titik berat penampang.

$$c = 40 \text{ mm} \quad \beta_1 = 0,846$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,846 \times 40 = 33,87004484 \text{ mm}$$

dimana :

$$Z_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} = \frac{400}{2} - \frac{33,87004484}{2} = 183,0649776 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = C_c \times Z_c = 4030535,336 \times 183,0649776 = 593313225 \text{ Nmm}$$

$$M_{n1} = C_{s1} \times Z_1 = 1382933,934 \times 140 = 193610750,7 \text{ Nmm}$$

$$M_{n2} = T_{s2} \times Z_2 = 156748,8 \times 0 = 0 \text{ Nmm}$$

$$M_{n3} = T_{s3} \times Z_3 = -1802611,2 \times 140 = -252365568 \text{ Nmm} +$$

$$\sum M_n = 534558408 \text{ Nmm}$$

$$= 534,56 \text{ kNm}$$

Jumlah momen nominal $\sum M_n > M_n$ hasil StaadPro

$$= 534,56 \text{ kNm} > 39,898 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

➤ **Cek Ketebalan Struktur Dinding**

$$\begin{aligned}d &= 0,81 \times l_w \\ &= 0,81 \times 400 \\ &= 324 \text{ cm} = 3240 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{vc} &= b \times d \\ &= 40 \times 324 \\ &= 12960 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Ketentuan khusus untuk Dinding SNI 2847 pasal 13:10 batas kuat geser

dinding struktur adalah sebesar: $V_n = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b x d$

$$V_n = \frac{5}{6} \sqrt{30} \times 40 \times 324 = 29184,0 \text{ N} > 20343,34 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'_c} b x d + \left[\frac{p_u \cdot d}{4l_w} \right]$$

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{30} \times 40 \times 324 + \left[\frac{25031,04 \times 40}{4 \times 320} \right] = 18537,42 \text{ N}$$

$$\phi V_c / 2 = \frac{18537,42}{2} = 92687,10 \text{ N} > 20343,34 \text{ N}$$

Jadi tulangan geser di hitung sesuai dengan pasal 13.10 (9). di perlukan 2 lapis

tulangan di dinding ini, dan harus di atur bahwa s Tulangan di arah vertical

dan horintal tidak boleh kurang dari $s \leq 450 \text{ mm}$

➤ **Analisa Tulangan geser horizontal (Vs)**

Direncanakan 2 lapis tulangan vertikal $\phi 10$ dengan jarak $s = 100 \text{ mm}$ dan

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2, \text{ maka untuk perhitungan } V_s \text{ digunakan rumus :}$$

$$V_s = \frac{A_h \cdot f_y \cdot d}{b_w \cdot s} = \frac{78,50 \times 390 \times 12960}{400 \cdot 100} = 39919,26 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 92687,10 + 39919,26 \\ &= 132606,36 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n = 13260,360 \text{ N} > 12548,20 \text{ N}$$

➤ Analisa Tulangan Geser Vertikal

Direncanakan tulangan geser 2 lapis ϕ 16 dengan jarak 150 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\rho_n = \frac{2 \cdot A_s}{b_w \cdot s} = \frac{2 \cdot 200,96}{400 \cdot 150} = 0,00669 > 0,0025 \text{ok}$$

$$V_n = A_{cv} \cdot \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c} + \rho_n \cdot f_y \right) = 129600 \cdot \left(\frac{1}{6} \sqrt{30} + 0,0025 \cdot 390 \right) = 13540,88 \text{ N}$$

$$\emptyset V_n = 13540,88 > 12584,20 \text{ N}$$

➤ Analisa Tulangan Lentur Vertikal

$$\begin{aligned} b_l &= 0,1 \times l_w \\ &= 0,1 \times 3200 \\ &= 320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{gr} = 400 \times 3200 = 1280000 \text{ mm}^2$$

Coba Rasio luas tulangan: $a_{st \text{ min}} = 1\%$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' = 0,01 \times A_{gr} \\ &= 0,01 \times 1280000 \\ &= 12800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk rasio penulangan pada dinding geser perpedoman pada buku karangan paulay T. dan Priestly M.J.N. yang berjudul Design of Reinforced and Mansory Buildings.

$$\rho_{min} = \frac{0,7}{f_y} = \frac{0,7}{390} = 0,00179$$

$$\rho_{max} = \frac{16}{f_y} = \frac{0,16}{390} = 0.041$$

Sehingga batas rasio penulangan yang di gunakan selanjutnya untuk perhitungan adalah:

$$\rho_{min} = 0,00179$$

$$\rho_{max} = 0,041$$

$$ast \text{ min} = 1\%$$

jika dalam perhitungan ini di coba menggunakan $\rho_{min} = 1\%$, sehingga luas penampang yang di perlukan:

$$As = \rho \times b \times d$$

Coba Rasio luas tulangan: $ast \text{ min} = 1\%$

$$\begin{aligned} As = As' &= 0,01 \times Agr \\ &= 0,01 \times 1280000 \\ &= 12800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{pu}{0,85 \cdot f_c' \cdot \phi \cdot Agr} = \frac{25031,04}{0,85 \cdot 30 \cdot 0,65 \cdot 1280000} = \frac{25031,04}{21216000} = 0,007$$

$$pn = \frac{pu}{\phi} = \frac{25031,04}{0,65} = 335092,920N$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{26852}{0,65} = 241295,384Nmm$$

$$e = \frac{Mn}{pn} = \frac{241295,384}{335092,920} = 0,7m = 700mm$$

$$\begin{aligned}
 E_{\text{mim}} &= (15 + 0,03) \times l_w \\
 &= (15 + 0,03) \times 3200 \\
 &= 48096 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek : $48096 > 700$... karena $e < e_{\text{mim}}$ maka seluruh tulangan mengalami tekan.

$$\begin{aligned}
 \phi P_n (\text{max}) &= 0,8 \phi \times 0,85 \times f_c \times (A_{\text{gr}} - A_{\text{st}}) + f_y \times A_{\text{st}} \text{ (SNI 2847 pasal 12.3.5.1)} \\
 &= 0,8 \times 0,65 \times 0,85 \times 30 \times (1280000 - 12800) + (390 \times 12800) \\
 &= 31795072 \text{ N} > 25031,04 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{25031,04}{31795072} = 0,00796 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser :

$$V_u = 20343,34 \text{ N}$$

$$V_u \leq \frac{1}{12} \cdot A_{\text{cv}} \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$20343,34 \leq \frac{1}{12} \cdot (3200 \cdot 400) \cdot \sqrt{30}$$

$$20343,34 \text{ KN} \leq 584533,33 \text{ KN} \text{ ... Oke}$$

$$\text{Karena } V_u \leq \frac{1}{12} \cdot A_{\text{cv}} \cdot \sqrt{f'_c}, \text{ maka } \rho_{\text{min}} \geq 0,0025$$

$$\text{Perbandingan } \frac{h_w}{l_w} = \frac{32500}{3200} = 10,156 > 2,0 \text{ maka } \alpha_c = \frac{1}{6}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \text{ dimana } \phi = 0,65.$$

$$V_n = \frac{20343,34}{0,65} = 31297,45 \text{ KN}$$

$$V_n \geq A_{\text{cv}} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y)$$

$$31297,45 \geq (3200 \cdot 400) \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} + 0,00669 \cdot 390 \right)$$

$$31297,45 \text{ KN} \geq 4518,61 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots\text{Oke}\dots\dots$$

$$V_n \geq \frac{2}{3} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$31297,45 \text{ KN} \geq \frac{2}{3} \cdot (3200 \cdot 400) \cdot \sqrt{30}$$

$$31297,45 \text{ KN} \geq 4676,26 \text{ KN}$$

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 $c = 540,63530 \text{ mm}$

$$540,63530 > \frac{3200}{600 \cdot (0,007)}$$

$540,63530 \text{ mm} < 761,904 \text{ mm}$. Ini menunjukkan nilai c yang kecil sehingga tidak diperlukan Komponen Batas. Suatu indikasi bahwa beban aksial Dinding Struktural ini relatif besar.

Tinggi pengeangan yang harus dipasang secara vertikal dari penampang

$$\text{kritis} \geq l_w \text{ atau } \frac{M_u}{4 \cdot V_u}$$

- $l_w = 3200 \text{ mm}$

$$\frac{Mu}{4.Vu} = \frac{2684,25}{4.447,357} = 2,072248 \text{ mm}$$

Dari nilai l_w dan $\frac{Mu}{4.Vu}$ diambil nilai terbesar = 3200 mm jadi tinggi

pengekang = 3200 mm dari besar dasar dinding struktur.

$$- \text{KB} = (c - 0,1 l_w) \text{ atau } \text{KB} = \frac{c}{2}$$

$$- \text{KB} = (c - 0,1 l_w)$$

$$= (540,63530 - 0,1 \cdot 3200)$$

$$= 220,6353 \text{ mm}$$

$$\text{KB} = \frac{c}{2} = \frac{540,63530}{2} = 270,31765 \text{ mm}$$

Diambil nilai KB terbesar, $\text{KB} = 270 \text{ mm}$

Spasi tulangan transversal

$$s \leq \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil} = \frac{1}{4} \cdot 400 = 100 \text{ mm}$$

$$s \leq 6 \times d_h = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$s \leq 96 \text{ mm}$$

diambil spasi tulangan transversal $s = 96 \text{ mm}$

$$Ash \geq 0,3 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right) \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$Ash \geq 0,09 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right)$$

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 ϕ 10

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$hc_x = 400 - (2 \times 40) - 10 = 310 \text{ mm}$$

$$hc_y = 400 - (2 \times 40) - 10 = 310 \text{ mm}$$

Pada bagian Dinding struktural :

$$hc_b = 400 - (2 \times 40) - 10 = 310 \text{ mm}$$

$$Ash_x \geq 0,09 \left(\frac{96 \cdot 310 \cdot 30}{390} \right)$$

$$Ash_x = 206,031 \text{ mm}^2$$

Dipakai 3 lapis ϕ 10 – 96, As ada = 339 mm²

$$Ash_y \geq 0,09 \left(\frac{96 \cdot 310 \cdot 30}{390} \right)$$

$$Ash_y = 206,031 \text{ mm}^2$$

Dipakai 3 lapis ϕ 10 – 96, As ada = 339 mm²

❖ Untuk mencegah tulangan memanjang menekuk maka perlu dikontrol

sebagai berikut :

$$A_{te} = \frac{\sum Ab f_y}{16 f_{yt}} \cdot \frac{s}{100}$$

$$s = 96 \text{ mm}$$

$$Ab = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{te} = \frac{200,96 \cdot 390}{16 \cdot 390} \cdot \frac{96}{100}$$

= 12,057 mm² < Ash , dipakai ϕ 10 – 96 (Tulangan Confinement yang menentukan).

4.1.3 Panjang Penyaluran

Berdasarkan buku Karangan Paulay T. dan Priestly M.J.N. yang berjudul Design of Reinforced and Mansonry Building, halaman 150 maka panjang sambungan lewatan ls sama dengan ld, dimana :

$$Ld = m_{db} \times l_{db} \quad (\text{Teori BAB II halaman 33 Rumus no : 2.22}).$$

Dimana :

$$l_{db} = \frac{1,38 \times Ab \times fy}{c \times \sqrt{fc'}} \quad (\text{Teori BAB II halaman 34 Rumus no : 2.23}).$$

M_{db} = faktor modifikasi = 1,3

Ab = Luas tulangan ($\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$)

c = 3 x diameter tulangan longitudinal pada Dinding geser

Dalam perencanaan dinding geser diameter tulangan longitudinal adalah D16.

$$Ab = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200,960 \text{ mm}^2$$

$$c = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}$$

$$l_{db} = \frac{1,38 \times 200,960 \times 390}{48 \times \sqrt{30}} = 411,388 \text{ mm}$$

$$\text{Jadi : } Ld = m_{db} \times l_{db} = Ld = 1,3 \times 411,388 = 534,804 \text{ mm}$$

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 leawatan Ø 16 dari dinding geser dihitung menggunakan Rumus

$$\frac{I_d}{d_b} = \frac{18 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25\sqrt{f_c}}$$

Dimana:

- $\alpha = 1,0$ (factor lokasi tulangan tradisional untuk merefleksikan pengaruh yang merugikan posisi tulangan teratas oleh pengecoran)
- $\beta = 1,0$ (factor pelapis yang merefleksikan pengaruh pelapis epoksi)
- $\lambda =$ (factor yang merefleksikan kuat tarik ringan yang umumnya lebih rendah dan reduksinya tahanan belah yang di hasilkan penting dalam penyaluran tulangan ulir)

maka:

$$\frac{I_d}{d_b} = \frac{18 \times 390 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0}{25\sqrt{30}}$$

$$= \frac{I_d}{16} = 51,267 \text{ mm}$$

$$I_d = 51,267 \times 16$$

$$= 820,272 \text{ mm}$$

$$I_d = 800 \text{ mm}$$

Jadi:

- Tulangan minimum $p_{mim} = 0,0025$
- Tulangan memanjang di batang DS = 46 D 16

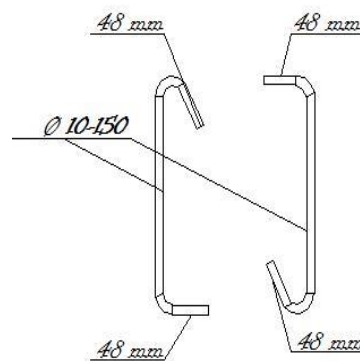
- Tulangan Transversal sesuai tinggi perlantainya di badan DS = $\emptyset 10 - 250$
- Tulangan confinement di boundary element arah x dan y = $\emptyset 10 - 96$
- Panjang daerah yang perlu confinement : KB = 270 mm
- Tinggi vertical daerah yang perlu confinement = 4000 mm
- Sambungan lewatan: Id = 800 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:

- $\emptyset 12 = 4db = 4 \times 12 = 48 \text{ mm}$
- $D16 = 4db = 4 \times 16 = 64 \text{ mm}$



Gambar 4.4 Tulangan Pengekang (Boundry Elemen)

Note : gambar di atas adalah tulangan pengekang (boundry elemen), sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 bahwa tulangan diameter 10 – 25 dipakai 4 db (radius bengkokan).Maka nilai 48 mm adalah panjang bengkokan atau 4db untuk diameter 12 dan 64 mm untuk diameter 16.

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 (Earth quake 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 $\sum H = 0$ apabila tidak memenuhi maka perhitungan diulangi dari nomor 1 sampai 5.
- 7) $\sum M_n > M_u$ (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

Sesuai dengan tujuan penulisan Tugas Akhir Pada perencanaan struktur tahan gempa Gedung Teknik Industri menggunakan struktur dinding geser (shear wall). Diharapkan struktur yang didesign 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.

Karena 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 mengenai tata cara ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan SNI 03-2847-2002 mengenai peraturan umum pada perencanaan struktur 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.

Sistem Dinding Geser kantilever merupakan sistem yang efektif dalam perencanaan Struktur yang kaku dan tahan gempa, karena memanfaatkan menambah kekuatan Struktural agar sama - sama menahan beban gempa berdasarkan kekakuan masing-masing struktur.

Dari perencanaan pada laporan skripsi ini saya memperoleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut :

- Dinding geser sebagai dinding structural direncanakan dengan dimensi 400 cm dan tebal badan 40 cm

- Tulangan pada Dinding Geser Line C tingkat 1-7
 - Tulangan memanjang di badan DS = 46 D16
 - Tulangan Transversal sesuai tinggi perlantainya di badan DS = Ø10 – 150
 - Tulangan horizontal atau tulangan transversal atau sengkang pada sendi plastik dan pada sambungan lewatan tulangan vertikal = Ø 10-96
 - Sambungan lewatan: Id = 800 mm

5.2. Saran

Untuk merencanakan suatu struktur tahan gempa hendaknya mempertimbangkan aplikasi sistem yang akan diterapkan, agar mampu mengantisipasi semua beban- beban yang bekerja termasuk beban gempa dinamik yang sangat berbahaya untuk perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi.

Dengan kemajuan teknologi komputerisasi saat ini, perencanaan struktur gedung portal dengan konsep daktilitas penuh gempa dinamis 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program STAADPRO yang mampu menghasilkan penulangan dan hasil output STAADPRO secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan – peraturan yang ada akan lebih efesiensi dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2002. SNI 03–2847–2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*.

Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah. 2002. SNI 03 – 1726 – 2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*.

Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*, SKBI.

Daniel L. Schodek. 1998. *Struktur*. Bandung Penerbit PT Refika Aditama.

Edward G. Nawy, P.E. 1998. *Beton Bertulang*. Jakarta Erlangga.

Jack C. McCormac. 2005. *Desain beton Bertulang*. Jakarta Erlangga.

Kiyoshi Muto. 1987. *Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa*. Jakarta Erlangga.

Paulay T. and Priestley M.J.N. 1992. *Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Buildings*. wiley – Interscience.

Park R. and Paulay T. 1974. *Reinforced Concrete Structures*. wiley – Interscience.

Rachmat Purwono, M. Sc. 2005. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya Penerbit ITS Press.

Vis W.C. dan Gideon H. Kusuma M. Eng. 1997. *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*. Jakarta Erlangga.

LEMBAR PERSEMBAHAN

Dengan kerendahan hati saya sebagai seorang hamba-mu, mengucapkan syukur atas berkat dan rahmat yang telah diberikan kepada saya, sehingga Skripsi ini dapat diselesaikan dengan baik sesuai rencana, walaupun menghadapi kesulitan dan tantangan. **Motivasi:** Jika engkau gagal pada hari ini, janganlah engkau berputus asa, karena masih ada hari besok dan seterusnya yang akan mengajakmu menjadi lebih sukses.



+ Terima kasih Kepada Ibunda dan Ayahanda Tercinta

Sebagai tanda bakti, hormat, dan rasa terima kasih yang tiada terhingga kupersembahkan karya kecil ini kepada Ibunda (Laura Soares) dan Ayah (Antonio Pacheco Noronha) yang telah memberikan kasih sayang, segala dukungan, dan cinta kasih yang tiada terhingga yang tiada mungkin dapat kubalas hanya dengan selembar kertas yang bertuliskan kata cinta dan persembahan. Semoga ini menjadi langkah awal untuk membuat Ibu dan Ayah bahagia karna kusadar, selama ini belum bisa berbuat yang lebih. Untuk Ibu dan Ayah yang selalu membuatku termotivasi dan selalu menyirami kasih sayang, selalu mendoakanku, selalu menasehatiku menjadi lebih baik. Terima Kasih Ibu.... Terima Kasih Ayah... Ciuman jauh.....!!!

+ Terima kasih Untuk Saudara/i Ku yang tercinta

Kaka Jeck, Kaka Enty, Kaka Je (Naduk), Kaka Dia, Justin, Bitu, Bella & adik Noy yang telah membantu keuangan, dukungan dan doa maka saya dapat menyelesaikan tugas Akhir ini dengan baik.

+ Terima kasih belahan jiwa ku "Nencia Xandra"

Sebagai tanda cinta kasihku, itcho persembahkan karya kecil ini buatmu. Terima kasih atas bantuan keuangan, kasih sayang, perhatian, dan kesabaranmu yang telah memberikanku semangat dan inspirasi dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, semoga engkau pilihan yang terbaik buatku dan masa depanku. Terima kasih "mamizan"....!!!

+ Terima Kasih Untuk Semua Keluarga

Pai migi, mae fafa, mae toik, pai tino, mae oli dan semua keluarga besar uma waki, amalolo dan atauru yang saya tidak bisa menyebut nama satu per satu, terima kasih atas dukungan, bantuan, dorongan dan masukan semuanya...!!!
Pak Trias yang telah banyak memberikan masukan dan bantuannya serta bersedia memberikan waktu untuk mendampingi kami dalam menyelesaikan skripsi ini.

+ Dosen Pembimbing Tugas Akhirku

Bapak Ir. A. Agus Santoso, MT dan bapak Ir. H. Sudirman Indra, Msc. selaku dosen pembimbing tugas akhir saya, terima kasih banyak pak. saya sudah dibantu selama ini, sudah dinasehati, sudah diajari, saya tidak akan lupa atas bantuan dan kesabaran dari bapak.

+ Teman-Teman Kost Santa Cruz :

Avani, Joel melki, cimoy, alin dan Teman-teman timles yang saya tidak menyebutkan nama satu per satu, trima kasih juga atas bantuan, masukan dan dorongan. Trima kasih juga Ibu Kost, pak Kost yang menyediakan tempat tinggal.

+ Teman2 angkatan 2010, 2011.

Terima kasih banyak untuk bantuan dan kerja samanya selama ini.

.....GOD BLESS YOU ALL.....

**LEMBAR PERSETUJUAN
PROPOSAL SKRIPSI**

**ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI UNIVERSITAS
BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER SEBAGAI
PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA
PADA WILAYAH IV**

**Diajukan untuk memenuhi persyaratan
meraih sarjana Teknik Sipil Strata Satu (S-1)**

Disusun Oleh :

**PEDRO MARIA LOPES PACHECO
11.21.026**

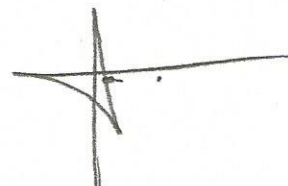
Disetujui Oleh :

**Mengatahui
Ketua Jurusan Teknik Sipil**



(Ir. A. Agus Santoso, MT.)

**Koordinator
Bidang Struktur**



(Ir. A. Agus Santoso, MT.)

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



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-1011.02/21/B/TA/I/Gjl 2014-2015

10 November 2014

Lampiran : -

Perihal : **Bimbingan Skripsi**

Kepada Yth : **Bpk/Ibu Ir. A. Agus Santoso, MT.**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

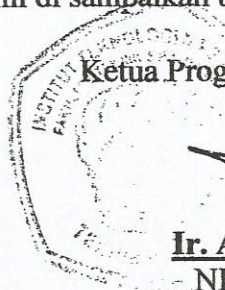
Nama : **Pedro Maria LP**
Nim : **1121026**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Alternatif Design Struktur Gedung Teknik Industri Universitas Brawijaya dengan Shear Wall Kantilever sebagai Panahan Beban Lateral Gempa pada Wilayah IV ".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **10 November 2014 s/d 10 April 2015**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)



Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 101 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :

1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-1011.02/21/B/TA/I/Gjl 2014-2015

10 November 2014

Lampiran : -

Perihal : **Bimbingan Skripsi**

Kepada Yth : **Bpk/Ibu Ir. H. Sudirman Indra, Msc.**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Pedro Maria LP**
Nim : **1121026**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Alternatif Design Struktur Gedung Teknik Industri Universitas Brawijaya dengan Shear Wall Kantilever sebagai Panahan Beban Lateral Gempa pada Wilayah IV ".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **10 November 2014 s/d 10 April 2015**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)

Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 101 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :

1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan sigura - gura No. 2 Telp. 551431
Malang

LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER
SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV

NAMA : Pedro M. Lopes Pacheco
Nim : 11 21 026
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Pembimbing I : Ir. A. Agus Santosa, MT

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	17-11-14	- Desain praprospek pembe- han portal. ok. (tambahkan berat posik).	
2	28-11-14	- Perh. yg telah dipakai dalam analisa selanjutnya telah perlu dicentumkan.	
3	12-12-14	- Perbaikan perh. / mutu betonfe'	
4	23-12-14	- Sd perh. tul shearwall. Lanjut	
5	13-1-15	- Revisi ket. gbr. - Lanjut kesimpulan dan saran.	
6	16-1-15	- Kesimpulan betul-betul sesuai coba - Revisi gbr detail pd gbr kerja	
7	9-1-15	- Jsc brn seminar hasil	

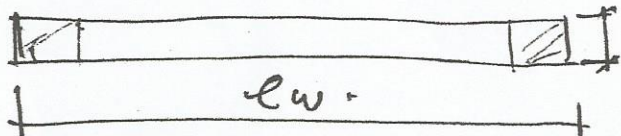




INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan sigura – gura No. 2 Telp. 551431
Malang

LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER
SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV

NAMA : Pedro M. Lopes Pacheco
Nim : 11 21 026
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Pembimbing II: Ir. H. Sudirman Indra, Msc.

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	8/01/15	<p>Pelanti lw apibis kepada shear wall maysi satu kanti & shear wall.</p>  <p>8 Aman Pilihin Pank Polg.</p>	
	8/01/15	<p>es kanti $\sqrt{4 \cdot d}$ - ket gub - gub</p> 	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan sigura – gura No. 2 Telp. 551431
Malang

LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI

UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER

SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV

NAMA : Pedro M. Lopes Pacheco
Nim : 11 21 026
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Pembimbing II: Ir. H. Sudirman Indra, Msc.

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	17 11 014	Prinsip layout kon.	
	21 11 014	cek dgn formula ketebalan dan kon. sambung & penulangan	
	24 11 014	Beban hidup sendiri & perse. Beban Atap jumlah be. titik / beb. terpusat pada kaku. & mungkin juga ter. Lanjutan	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan sigura – gura No. 2 Telp. 551431
Malang

LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR

ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER
SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV

NAMA : Pedro M. Lopes Pacheco
Nim : 11 21 026
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Pembimbing II: Ir. H. Sudirman Indra, Msc.

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	21 01 015	terhadap sbr smp Hani	
	2 02 015	dan y uji Hani	

LEMBAR PERSETUJUAN

SIMINAR HASIL

SKRIPSI

**ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL
KANTILEVER SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL GEMPA
PADA WILAYAH IV**

Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar

Sarjana Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun Oleh :


PEDRO MARIA LOPES PACHECO

11.21.026

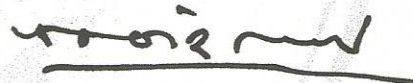
Disetujui Oleh

Pembimbing I

Pembimbing II



(Ir. A. Agus Santoso, MT.)



(Ir. H. Sudirman Indra, Msc.)

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang



(Ir. A. Agus Santoso, MT.)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2015**

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

***"ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR GEDUNG TEKNIK INDUSTRI UNIVERSITAS
BRAWIJAYA DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER SEBAGAI PENAHAN
BEBAN LATERAL GEMPA PADA WILAYAH IV"***

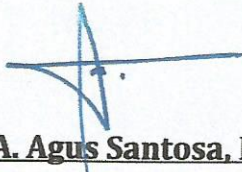
Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar Sarjana
Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun Oleh :

***PEDRO MARIA LOPES PACHECO
11.21.026***

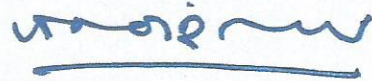
Menyetujui,

Dosen Pembimbing I



Ir. A. Agus Santosa, MT

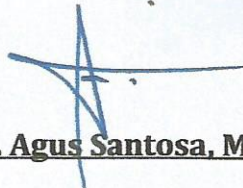
Dosen Pembimbing II



Ir. H. Sudirman Indra, Msc

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



Ir. A. Agus Santosa, MT

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

2015



**FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG**

Nama : Pedro Maria Lopes pacheco

NIM : 121024

Hari / tanggal : Senin 09 / 2015

Perbaiki materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

Tulangan geser / transversal

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprod

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 11 - 02 2015
Dosen Pembahas

(Ir. Ester Priskasari, MT)

Malang, 09 - 02 - 15 2015
Dosen Pembahas

(Ir. Ester Priskasari, MT)



**FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG**

Nama : Pedro Maria Lopes Pacheco

NIM : 11 21 026

Hari / tanggal : Senin - 09 / 2015

Perbaiki materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

> bereskan qbr²

>

[Signature]
19.2.2015

Perbaiki Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

[Signature]

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

[Signature]

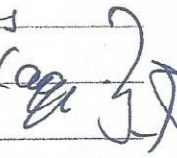


FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG STRUKTUR.

Nama : PEDRO MARIA L-P
 NIM : 11.21.026
 Hari / tanggal : SENIN 16 - 2 - 2015

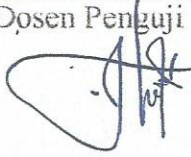
Perbaikan materi Skripsi meliputi :

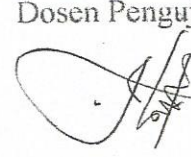
- Daftar pustaka buat sesuai aturan penulisan + cati. satuan
- tampilkan lampiran pembahasan → cati. pelajari dan awal -
- buat daftar nawi.

15/4. 2015 ≠ hal 71 & 161 satuan tulis
 lengkap w/ yg lain cati (cat) }


Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 23 - 4 - 2015
 Dosen Penguji

 ()

Malang, 16 - 2 - 2015
 Dosen Penguji

 ()



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

NILAI LAPORAN AKHIR BIMBINGAN SKRIPSI PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Yang bertanda tangan di bawah ini menerangkan :

Nama : Pedro Maria Lopez Pacheco

NIM : 11.21.026

Telah menyusun *Laporan Skripsi* dengan Judul :


ALTERNATIF DESAIN STRUKTUR BUDHE TEKNIK INDUSTRI UNIVERSITAS
BRANJAYA MALANG DENGAN SHEAR WALL KANTILEVER SEBAGAI
PENAHAN BEBAN LATERAL GEOPA PADA WILAYAH IV.

pada tanggal : 16 - 2 - 2015 dengan nilai bimbingan : 80 (delapan puluh)

Sebagai syarat untuk mengikuti Seminar Hasil II dan Ujian Skripsi Prodi Teknik Sipil S - 1 di Institut Teknologi Nasional Malang.

Malang, 16 - 2 - 2015

Dosen Pembimbing


(Ir. A. Agus Santoso, MT)



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

NILAI BIMBINGAN SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Yang bertanda tangan di bawah ini menerangkan :

Nama : Pedro Maria Lopes Pacheco
NIM : 11 21 026

Telah menyusun *Analisa Hasil Skripsi* dengan Judul :

ALTERNATIF DESIGN STRUKTUR BEDUNG TEKNIK INDUSTRI
UNIVERSITAS BRAHUYAYA MALANG DENGAN SHEAR KANTILEVER
SEBAGAI PENAHAN BEBAN LATERAL PADA GEMPA
WILAYAH IV

Dengan nilai bimbingan : 80 (.....)

Sebagai syarat untuk mengikuti Seminar Hasil I dan Ujian Skripsi Prodi Teknik Sipil S – 1 di Institut Teknologi Nasional Malang.

Malang,20

Dosen Pembimbing

(Dr. H. sudirman indra, (M.Sc.))