

ASESMEN KINERJA DINAMIK STRUKTUR GEDUNG TINGGI

SKRIPSI

Disusun sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik
Universitas Sebelas Maret Surakarta



Disusun oleh :

ARGAVIAN S.P.
NIM. I0107043

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS SEBELAS MARET
SURAKARTA

2011

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Semakin terbatasnya lahan untuk mendirikan bangunan dan kebutuhan yang terus meningkat akan bangunan untuk kebutuhan publik karena jumlah penduduk yang terus meningkat menjadi tantangan bagi peradaban manusia pada masa sekarang ini. Pengembangan bangunan tidak bisa lagi dilakukan dalam arah horisontal, akan tetapi semakin diarahkan pembangunan dalam arah vertikal. Aplikasinya ada dua hal, yaitu pengembangan ke atas (bangunan bertingkat) dan ke bawah permukaan tanah (besemen). Saat ini, sudah banyak bangunan-bangunan yang merupakan gabungan keduanya, dan akan semakin bertambah. Kebutuhan di atas menjadi suatu tantangan tersendiri bagi insinyur sipil untuk mendesain bangunan tinggi dengan besemen, secara khusus di Indonesia, yang merupakan wilayah rawan gempa karena merupakan tempat pertemuan 3 lempeng tektonik.

Beban gempa, yang diterapkan pada analisis struktur sebagai gaya lateral akibat percepatan tanah, merupakan gaya yang dominan pada struktur bangunan tinggi, dibandingkan pada struktur bangunan yang relatif rendah dimana beban-beban vertikal lebih dominan mempengaruhi. Hal itu dikarenakan bangunan tinggi akan menerima gaya inersia yang cukup besar akibat percepatan tanah yang menyebabkan *displacement* yang relatif lebih besar dibandingkan bangunan rendah, karena kekakuan bangunan tinggi yang relatif lebih kecil, dan tentunya gaya-gaya dalam yang relatif lebih besar, khususnya gaya geser dan momen guling.

Jika kita tinjau dari bangunan yang terbenam, seperti besemen, maka interaksi antara struktur terbenam dan tanah akan mempengaruhi respon dari struktur yang ada di atas tanah. Hubungan interaksi struktur dengan tanah adalah hubungan yang menggambarkan bagaimana tanah, dalam hal ini gelombang energi akibat gempa yang disalurkan oleh tanah kepada struktur, mempengaruhi respons struktur, dan bagaimana respons struktur memberikan pengaruh balik pada tanah yang ada di sekitarnya akibat gerakan struktur dengan tanah yang tidak sefase. Secara teoritis, interaksi struktur tanah akan sangat berpengaruh untuk kondisi tanah yang relative lunak dibandingkan struktur yang relatif massif. Hal itu disebabkan deformasi tanah baik akibat tanah terhadap struktur maupun akibat respon balik struktur terhadap tanah akan relatif lebih besar dibandingkan untuk

kasus tanah yang relatif keras. Respon struktur akibat gempa berupa *Eigenvalue*, *Story Drift*, *Base Shear* dan *Overturning Moment*.



Sumber : www.google.com (2010)

Gambar 1.1 Tampak Apartemen Solo Paragon

Kajian yang disampaikan dalam tugas akhir ini berfokus pada gedung apartemen di Solo, Jawa Tengah yaitu Apartemen Solo Paragon. Judul yang dipilih sebagai judul laporan Tugas Akhir ini adalah “Asesmen Kinerja Dinamik Struktur Gedung Tinggi”. Apartemen ini mempunyai struktur utama (*Open Frame* atau SRPM) 24 tingkat dengan bahan beton bertulang. Struktur gedung didukung oleh pondasi *bored pile*. Untuk mengetahui kondisi struktur eksisting gedung ini dilakukan detail investigasi. Berdasarkan latar belakang diatas, maka penelitian ini dimaksudkan untuk menilai kinerja struktur dari Apartemen Solo Paragon.

1.2.Lokasi Gedung (Eksisting)

Pembangunan Apartemen Paragon berlokasi di Jalan Yosodipuro No.133 Surakarta. Denah lokasi perencanaan dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Sumber : www.google.com (2010)

Gambar 1.2 Lokasi Apartemen Paragon di Surakarta

1.3. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang masalah tersebut, maka dapat dikemukakan suatu rumusan masalah, yaitu:

- Berapakah nilai kekakuan $\{ \text{Fundamental Period}(T), \text{Story Drift}(\delta), \text{Base Shear}(V) \}$ dari struktur gedung Solo Paragon?
- Apakah kekakuan struktur gedung Solo Paragon telah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2002?
- Apakah struktur gedung Solo Paragon termasuk struktur tidak beraturan?

1.4. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui kinerja dinamik struktur gedung tinggi pada masa layan bangunan.

1.5. Batasan Masalah

Batasan-batasan masalah pada penelitian ini adalah:

- a. Gedung yang ditinjau adalah Apartemen Solo Paragon yang berlokasi di Jalan Yosodipuro No.133 Surakarta, Jawa Tengah.
- b. Peraturan pembebanan berdasarkan standar perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung SNI 03-1726-2002.
- c. Hanya meninjau struktur atas dan kekakuan struktur yang terdiri dari *Fundamental Period*, *Story Drift* dan *Base Shear*.
- d. Analisis struktur 3D (portal ruang) menggunakan bantuan *software* ETABS

1.6. Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah untuk mendapatkan kinerja dinamik struktur pada batas layan struktur gedung Solo Paragon.

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Umum

Apabila struktur dibebani secara bertahap dan berangsur-angsur maka dikatakan bahwa struktur dalam keadaan setimbang statik (*static equilibrium*), dimana gaya aksi dan reaksi telah berimbang. Pada kondisi ini waktu tidak mempunyai pengaruh yang penting sehingga tidak merupakan suatu variabel dalam analisis statik.

Pada keadaan lain apabila struktur dibebani oleh gaya secara mendadak atau dengan suatu kecepatan, maka dikatakan bahwa struktur mengalami pembebanan dinamik. Didalam kondisi ini kita dapat mengatakan bahwa struktur dalam keadaan setimbang dinamik (*dynamic equilibrium*), yaitu dalam variasi waktu akan dicapai kesetimbangan antara aksi dan reaksi pada setiap saat.

Dalam suatu perencanaan struktur yang menerima pengaruh beban dinamik yang dapat berupa beban gempa, beban angin, ledakan dan lain sebagainya, maka analisis dinamik merupakan persyaratan yang harus dilakukan selain analisis statik. Dengan adanya analisis dinamik ini, maka perilaku atau respons struktur selama bekerjanya beban dinamik dapat diketahui.

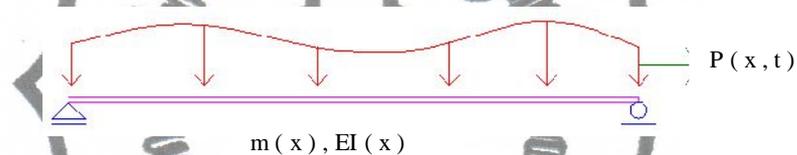
Permasalahan yang timbul pada analisis dinamik berbeda dengan analisis statik, karena beban dinamik yang bekerja pada struktur tergantung dari waktu, sehingga hasil analisis dinamik tidak mempunyai penyelesaian tunggal seperti analisis statik.

Respons struktur terhadap pengaruh pembebanan dinamik dinyatakan dalam besaran perpindahan (*displacement*) dari struktur, sehingga secara langsung dapat dihitung pula tegangan dan gaya dalam (*internal force*) pada struktur. Pada tulisan ini akan dibahas berupa Gedung Apartemen Solo Paragon yang untuk analisis dinamik

dimodelkan sebagai sistim dengan derajat kebebasan banyak (*Multi Degree Of Freedom = MDOF*)

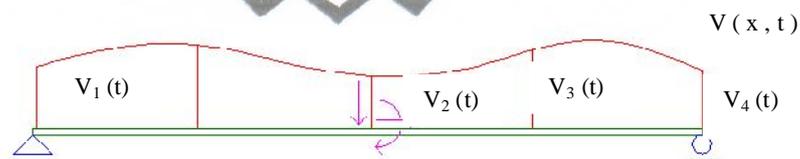
2.2 Sistim dengan banyak derajat kebebasan (MDOF)

Pada kenyataan adalah sulit mendapatkan struktur yang hanya memiliki satu derajat kebebasan (*Single Degree Of Freedom = SDOF*) atau pendekatan yang diberikan oleh sistem SDOF mempunyai keandalan yang kurang memenuhi untuk beberapa struktur pada umumnya, sehingga pendekatan pada sistim MDOF akan lebih baik. Sebagai contoh suatu struktur berupa balok diatas tumpuan sederhana (*simple beam*) seperti gambar 2.2.1.



Gambar 2.2.1 Balok dengan tumpuan sederhana dengan beban merata $p(x,t)$

Pendekatan diskrit struktur pada gambar 2.2.1 akan lebih baik jika derajat kebebasannya lebih dari satu, dan akibat dari beban yang bekerja $p(x,t)$ akan timbul respons struktur sebagaimana terlihat pada gambar 2.2.2.



v : peralihan (*displacement*)

Gambar 2.2.2 Respons struktur

kumpulan dari respons yang diskrit pada gambar 2.2.2 ini menggambarkan respons struktur yang lebih teliti daripada hanya ditinjau satu derajat kebebasan saja, dan tentunya masih banyak derajat kebebasan yang ditinjau hasil yang diperoleh semakin akurat.

2.2.1 Pembentukan persamaan MDOF

Dengan memperhatikan gambar 2.2.2, maka pada tiap titik nodal mempunyai 3 (tiga) derajat kebebasan yang menyatakan :

- perpindahan lateral (\Downarrow)
- perpindahan rotasi (\curvearrowright)
- perpindahan longitudinal (\Rightarrow)

Selanjutnya pada tiap titik nodal, terdapat 4 tipe gaya yang bekerja yaitu :

- gaya luar $p_i(t)$
- gaya pegas $f S_i$
- gaya redaman $f D_i$
- gaya inersia $f I_i$

Gaya pegas, gaya redaman dan gaya inersia adalah gaya-gaya yang disebabkan adanya gerakan (*motion*). Pada titik nodal (i) akan selalu berlaku persamaan kesetimbangan :

$$f I_i + f D_i + f S_i = p_i(t) \quad (2.2.1)$$

dalam bentuk matrik dapat ditulis :

$$[f I_i] + [f D_i] + [f S_i] = \{ p_i(t) \} \quad (2.2.2)$$

masing-masing suku dari persamaan (2.2.1) adalah

1. $[f S_i]$ = koefisien pengaruh kekakuan

$$f S_i = k_{i1} \cdot u_1 + k_{i2} \cdot u_2 + k_{i3} \cdot u_3 + \dots + k_{in} \cdot u_n$$

atau dalam bentuk matrik dapat ditulis

$$[f S] = [k] \cdot \{u\} \quad (2.2.3)$$

dimana [k] : matrik kekakuan

2. [f D_i] = koefisien pengaruh redaman

$$f D_i = c_{i1} \cdot \dot{u}_1 + c_{i2} \cdot \dot{u}_2 + c_{i3} \cdot \dot{u}_3 + \dots + c_{in} \cdot \dot{u}_n$$

atau dalam bentuk matrik dapat ditulis

$$[fD] = [c] \cdot \{u\} \quad (2.2.4)$$

dimana [c] : matrik redaman

3. [f I_i] = koefisien massa

$$f I_i = m_{ii} \cdot \ddot{u}_i$$

atau dalam bentuk matrik dapat ditulis

$$[fI] = [m] \cdot \{\ddot{u}\} \quad (2.2.5)$$

dimana [m] = matrik massa, yang berupa matrik diagonal.

Dengan demikian keseimbangan total pada MDOF adalah

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\} \quad (2.2.6)$$

persamaan (2.2.6) ini merupakan persamaan system M D O F.

2.2.2 Pemecahan persamaan MDOF

Respons struktur yang berderajat kebebasan banyak (MDOF) dipengaruhi faktor-faktor dasar yaitu :

- waktu getar (T) atau frekuensi (ω)
- pergeseran (V)

besarnya frekuensi sistim MDOF dapat dihitung dari gerak bebas tanpa redaman (*free vibration undamped*), yang bentuk persamaannya adalah

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\} \quad (2.2.7)$$

jawaban dari persamaan (2.2.7) yaitu :

$$\{u\} = \{A^i\} \sin(\omega t + \theta) = 0$$

$$\{\ddot{u}\} = -\omega^2 \{A^i\} \sin(\omega t + \theta) = -\omega^2 u \quad (2.2.8)$$

dimana $\{A^i\}$ = amplitude akibat getaran

θ = sudut phase

sedangkan harga $\{A^i\}$ adalah sebagai berikut :

$$\{A^i\} = \begin{Bmatrix} A_1^i \\ \vdots \\ A_n^i \end{Bmatrix}, \text{ sehingga untuk } \omega_i \text{ adalah } \{A^i\} = \begin{Bmatrix} A_1^i \\ \vdots \\ A_n^i \end{Bmatrix} \quad (2.2.9)$$

Substitusi persamaan (2.2.8) ke persamaan (2.2.7) akan menghasilkan persamaan :

$$\begin{aligned} & \{-\omega^2 [m] \{A^i\} \sin(\omega t + \theta)\} + \{[k] \{A^i\} \sin(\omega t + \theta)\} \\ & \{-\omega^2 [m] + [k]\} \{u\} = \{0\} \end{aligned} \quad (2.2.10)$$

Dalam hal ini harga $\{u\} \neq 0$, maka syarat ada jawab (*non trivial*) adalah determinan :

$$|[k] - \omega^2 [m]| = 0 \quad (2.2.11)$$

Persamaan (2.2.11) tersebut akan menghasilkan n persamaan *polynomial* dan akan memberikan harga-harga karakteristik dari ω^2 disebut *Eigenvalue* yang fisik adalah *frequency* alami masing-masing ragam getar (*mode shape*). Bentuk getaran yang mempunyai harga *frequency* yang terendah disebut mode I dan berikutnya mode II kemudian mode III dan seterusnya. Dengan demikian untuk suatu nilai ω , maka persamaan (2.2.10) akan menjadi :

$$|[k] - \omega_i^2 [m]| \{A^i\} \sin \omega_i t = \{0\} \quad (2.2.12)$$

dengan nilai $\{A^i\}$ seperti pada persamaan (2.2.9).

kita tidak dapat menentukan besaran $\{A^i\}$, kecuali kondisi awal diketahui {akan dibahas pada bagian 2.2.2.2 yaitu pada analisa modal}. Biasanya $\{A^i\}$ ditulis dalam bentuk :

$$\{A^i\} = [\Phi^i] \{Y^i\} \quad (2.2.13)$$

dimana $[\Phi^i]$: ragam getar / *Eigenvector* / *mode shape*.

$\{Y^i\}$: besaran skalar

2.2.2.1 Sifat orthogonal dari ragam getar

Pada gerak bebas dari sistim yang linear elastis, maka ragam getar $[\phi^i]$ mempunyai sifat khusus yang disebut hubungan orthogonalitas yang sangat berguna untuk menyelesaikan problem MDOF.

Dari persamaan (2.2.7) getaran bebas tanpa redaman :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\}$$

dan memenuhi substitusi

$$\{u\} = \{A^i\} \sin \omega t \quad (2.2.14)$$

Dapat diperoleh persamaan :

$$\underbrace{\omega_i^2 [m]\{u\}}_{\{f I\}} = \underbrace{[K]\{u\}}_{\{f S\}} \quad (2.2.15)$$

dimana suku kiri merupakan gaya Inersia $\{f I\}$ dan suku kanan merupakan gaya pegas $\{f S\}$. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa persamaan getaran bebas tanpa redaman merupakan persamaan pembebanan statik, sedangkan harga v pada persamaan 2.2.14 dapat dihitung dari harga $f I$ dan $f S$. Untuk 2 ragam yang berbeda, akan terjadi 2 macam bentuk perpindahan, hal ini akibat dua sistem pembebanan yang berbeda. Namun karena strukturnya sama, maka akan berlaku hukum timbale balik (*resiproque*) dari Maxwell dan Betti (1872), yang mengatakan :

“Pada sebuah struktur yang dibebani oleh dua sistem pembebanan dimana terjadi dua jenis perpindahan, maka kerja yang dilakukan sistem pembebanan pertama sepanjang perpindahan akibat sistem pembebanan kedua, akan sama dengan kerja akibat sistem pembebanan yang kedua yang bergerak sepanjang perpindahan akibat sistem pembebanan pertama”

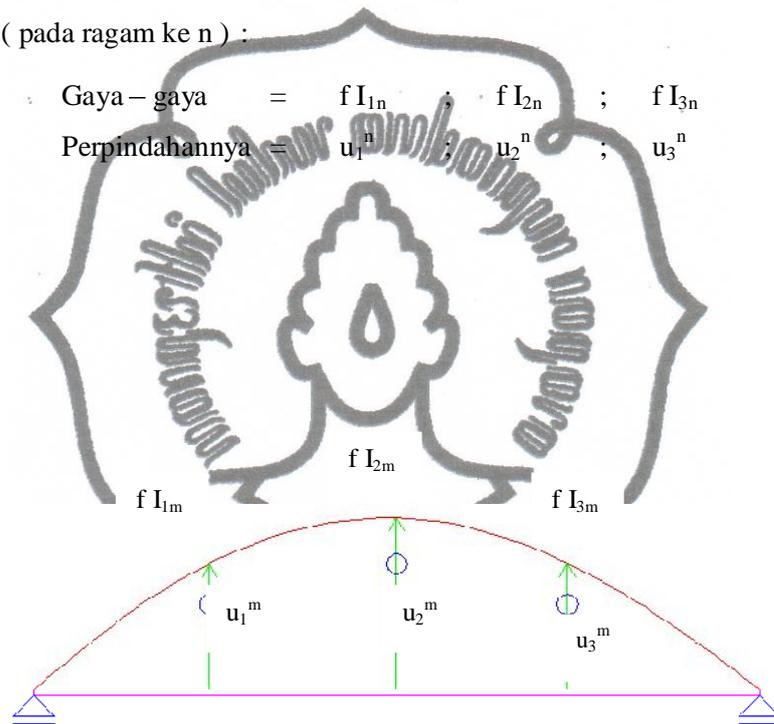
Dengan menerapkan hukum timbal balik tersebut, maka berikut ini ditinjau dua sistem pembebanan yaitu :

Sistem I (pada ragam ke m) :

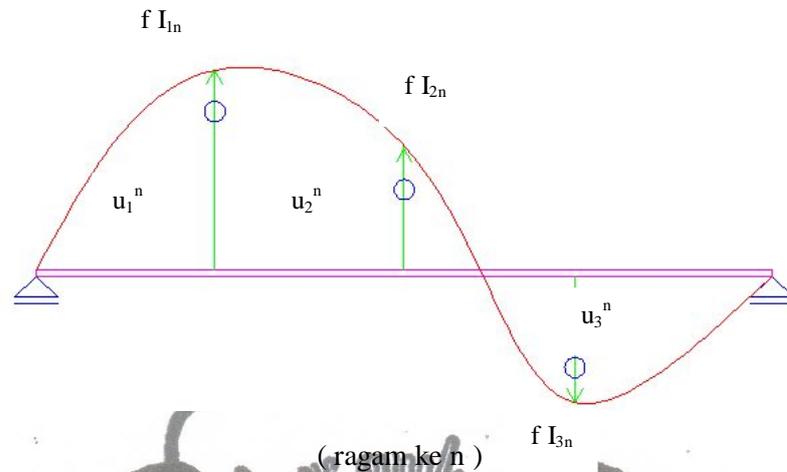
$$\begin{aligned} \text{Gaya - gaya} &= f_{I_{1m}} \quad ; \quad f_{I_{2m}} \quad ; \quad f_{I_{3m}} \\ \text{Perpindahannya} &= u_1^m \quad ; \quad u_2^m \quad ; \quad u_3^m \end{aligned}$$

Sistem II (pada ragam ke n) :

$$\begin{aligned} \text{Gaya - gaya} &= f_{I_{1n}} \quad ; \quad f_{I_{2n}} \quad ; \quad f_{I_{3n}} \\ \text{Perpindahannya} &= u_1^n \quad ; \quad u_2^n \quad ; \quad u_3^n \end{aligned}$$



(ragam ke m)



Hukum Maxwell Betti :

$$f I_m^T u_m = f I_n^T u_n \quad (2.2.16)$$

substitusi persamaan (2.2.15) ke persamaan (2.2.16) :

$$\omega_m^2 \{u_m^T\} [m] \{u_n\} = \omega_n^2 \{u_n^T\} [m] \{u_m\}$$

Karena sifat orthogonal $u_n = 0$ dan $m \neq n$ karena itu tidak dihasilkan respon pada mode ke-n. Sehingga untuk $m = n$,

$$\omega_m^2 \{u_m^T\} [m] \{u_n\} = \omega_n^2 \{u_m^T\} [m] \{u_n\}$$

$$(\omega_m^2 - \omega_n^2) \{u_m^T\} [m] \{u_n\} = 0$$

Untuk $m \neq n$, maka $\omega_m^2 - \omega_n^2 \neq 0$ sehingga didapat :

$$\{u_m^T\} [m] \{u_n\} = 0 \quad (2.2.17)$$

yang artinya untuk 2 ragam yang berbeda, maka perkalian antara 2 *eigenvector* pada ragam-ragam tersebut adalah sama dengan nol terhadap massa, dan hal ini merupakan sifat orthogonal I terhadap massa.

Selanjutnya dari rumus (2.2.15) pada mode ke-n :

$$[K]\{u_n\} = \omega_n^2 [m]\{u_n\} \quad (2.2.18)$$

prakali dengan $\{u_m\}^T$ pada ruas kiri dan kanan didapat :

$$\{u_m\}^T [K]\{u_n\} = \omega_n^2 \{u_m\}^T [m]\{u_n\} \quad (2.2.19)$$

Menurut persamaan (2.2.17) harga $\{u_m\}^T [K] \{u_n\} = 0$, sehingga diperoleh :

$$\boxed{\{u_m\}^T [K] \{u_n\} = 0} \quad (2.2.20)$$

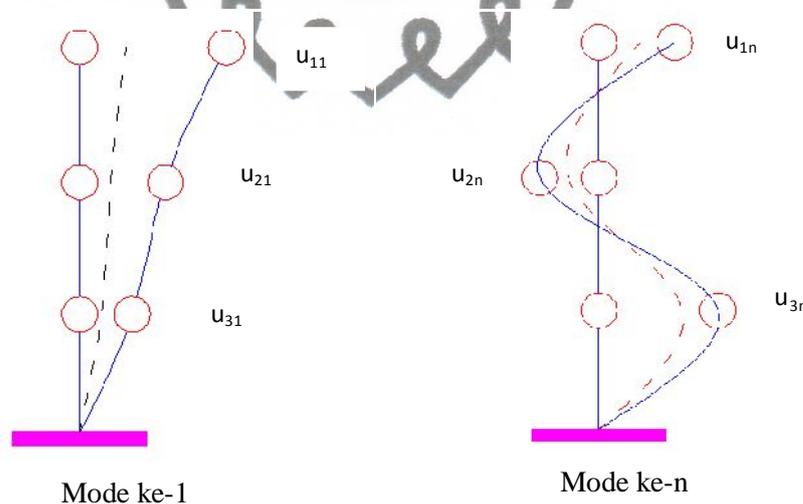
yang artinya untuk 2 ragam yang berbeda, maka perkalian antara 2 *eigenvector* pada ragam-ragam tersebut adalah sama dengan nol terhadap kekakuan, dan hal ini merupakan sifat orthogonal II terhadap kekakuan.

2.2.2.2 Analisa modal (superposisi ragam)

Cara ini sangat efektif untuk menghitung respons sembarang struktur yang bersifat linear elastis yaitu sifat-sifat struktur tetap konstan selama terjadi respons serta gaya-gaya luar yang bekerja mempunyai variasi waktu yang sama.

Prinsip dasar dari cara superposisi ragam ini adalah menggunakan koordinat normal yaitu suatu metoda yang digunakan untuk merubah sebanyak n persamaan gerak yang *coupled* menjadi n persamaan gerak yang *uncoupled*.

2.2.2.3 Koordinat normal



Gambar 2.2.2.3 koordinat normal

Respons umum untuk sistem dengan derajat kebebasan banyak (MDOF) adalah :

$$\boxed{\hspace{10em}}$$

commit to user

$$\{u\} = [\Phi]\{Y\} \quad (2.2.21)$$

dimana $\{u\}$ = peralihan (*displacement*),
 $[\Phi]$ = *mode shape* (tanpa satuan),
 $\{Y\}$ = *amplitude* (tergantung waktu).

Dari persamaan (2.2.21) yaitu $\{u\} = [\Phi]\{Y\}$ yang ditulis dalam bentuk matrik :

$$\{u\} = \begin{bmatrix} \phi_1^1 & \dots & \phi_1^n \\ \vdots & & \vdots \\ \phi_n^1 & \dots & \phi_n^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ \vdots \\ Y_n \end{Bmatrix}$$

$$\{u\} = [\phi_1]\{Y_1\} + [\phi_2]\{Y_2\} + \dots + [\phi_n]\{Y_n\}$$

$$= \sum_{n=1}^N [\phi_n]\{Y_n\}$$

dimana n = nomor ragam
 N = banyaknya ragam

Selanjutnya untuk mendapatkan harga $\{Y_n\}$, maka pada ruas kiri dan kanan dari persamaan (2.2.21) prakali dengan $[\phi_n]^T [m]$ didapat :

$$[\phi_n]^T [m]\{u\} = [\phi_n]^T [m][\Phi]\{Y\}$$

$$= \underbrace{[\phi_n]^T [m][\phi_1][Y_1] + \dots + [\phi_n]^T [m][\phi_n][Y_n]}_{= 0}$$

Pada ruas kanan semua suku sama dengan nol, kecuali suku terakhir $[\phi_n]^T [m][\phi_n][Y_n]$ yang tidak nol, hal ini karena sifat orthogonalitas, sehingga harga :

$$[\phi_n]^T [m][u] = [\phi_n]^T [m][\phi_n][Y_n]$$

$$\{Y_n\} = \frac{[\phi_n]^T [m][u]}{[\phi_n]^T [m][\phi_n]} \quad (2.2.22)$$

2.2.2.4 Persamaan modal tanpa redaman (*uncoupled equations of motion undamped*)

Persamaan gerak sistim M D O F tanpa redaman dengan gaya luar adalah :

$$[m]\{u\} + [k]\{u\} = \{p(t)\} \quad (2.2.23)$$

Diasumsikan penyelesaian persamaan (2.2.21) ini adalah $\{u\} = [\phi]\{Y\}$ dan $\{\ddot{u}\} = [\phi]\{\ddot{Y}\}$, maka substitusi ke persamaan (2.2.22) menghasilkan :

$$[m][\phi]\{\ddot{Y}\} + [k][\phi]\{Y\} = \{p(t)\} \quad (2.2.24)$$

prakali dengan $[\phi_n]^T$ akan menghasilkan

$$[\phi_n]^T [m][\phi]\{\ddot{Y}\} + [\phi_n]^T [k][\phi]\{Y\} = [\phi_n]^T \{p(t)\} \quad (2.2.25)$$

dengan menggunakan sifat-sifat orthogonalitas terhadap massa dan kekakuan diperoleh

$$\underbrace{[\phi_n]^T [m][\phi]}_{[M_n]} \{\ddot{Y}_n\} + \underbrace{[\phi_n]^T [k][\phi]}_{[K_n]} \{Y_n\} = \underbrace{[\phi_n]^T \{p(t)\}}_{\{P_n(t)\}} \quad (2.2.26)$$

sehingga persamaan (2.2.26) menjadi

$$[M_n]\{\ddot{Y}_n\} + [K_n]\{Y_n\} = \{P_n(t)\} \quad (2.2.27)$$

yang merupakan persamaan modal tanpa redaman, dimana :

$$[M_n] = [\phi_n]^T [m][\phi] \quad = \text{generalized mass pada ragam ke } n,$$

$$[K_n] = [\phi_n]^T [k][\phi] \quad = \text{generalized stiffness pada ragam ke } n,$$

$$\{P_n(t)\} = [\phi_n]^T \{p(t)\} \quad = \text{generalized load untuk mode ke } n.$$

Ditinjau kembali persamaan (2.2.18) adalah :

$$[K]\{u_n\} = \omega_n^2 [m]\{u_n\}$$

$$[K][\phi_n]\{y_n\} = \omega_n^2 [m][\phi_n]\{y_n\}$$

ruas kiri dan ruas kanan dibagi dengan $\{y_n\}$ didapat :

$$[K][\phi_n] = \omega_n^2 [m][\phi_n]$$

_____ prakali dengan $[\Phi_n]^T$

$$\frac{[\Phi_n]^T [K] [\Phi_n]}{[K_n]} = \omega_n^2 \frac{[\Phi_n]^T [m] [\Phi_n]}{[M_n]}$$

$$\omega_n^2 = \frac{[K_n]}{[M_n]}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{[K_n]}{[M_n]}} \quad (2.2.28)$$

2.2.2.5 Persamaan modal redaman (*uncoupled equations of motion damped*)

Persamaan modal dengan redaman serupa dengan persamaan modal tanpa redaman dengan ditambahkan suatu asumsi bahwa kondisi orthogonal juga berlaku untuk redaman, yaitu :

$$[\Phi_n]^T [C] [\Phi_n] = 0$$

Sehingga persamaannya berbentuk :

$$[M_n] \{\ddot{Y}_n\} + [C_n] \{\dot{Y}_n\} + [K_n] \{Y_n\} = \{P_n(t)\} \quad (2.2.29)$$

dimana

$$[C_n] = [\Phi_n]^T [C] [\Phi_n]$$

Persamaan (2.2.29) menunjukkan bahwa persamaan gerak dari sembarang mode n suatu sistim M D O F adalah *equivalent* dengan persamaan gerak sistim S D O F.

Jadi n buah persamaan gerak simultan disederhanakan menjadi 1 (satu) set persamaan gerak *independent*, satu persamaan untuk masing-masing mode. Kenyataan ini memungkinkan dipakainya cara analisa modal pada perhitungan respons suatu sistem linear elastis.

Persamaan (2.2.29) dapat dipecahkan dengan integrasi persamaan gerak sistem SDOF. Dengan mencari harga-harga $\{Y_n\}$, yaitu perpindahan pada mode ke n maka dapat

ditentukan vektor perubahan bentuk, kecepatan dan percepatan dari sistim untuk mode yang ke n sebagai berikut :

$$\{u_n\} = [\Phi_n]\{Y_n\}$$

$$\{\dot{u}_n\} = [\Phi_n]\{\dot{Y}_n\}$$

$$\{\ddot{u}_n\} = [\Phi_n]\{\ddot{Y}_n\} \quad (2.2.29)$$

2.3 Penggunaan analisa modal dengan beban gempa dalam bentuk spektra

Persamaan M D O F (2.2.6) adalah :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

untuk beban gempa :

$$\{p(t)\} = -[m]\{\ddot{u}_g\} \quad (2.3.1)$$

atau

$$\{p(t)\} = -[m]\{r\}\{\ddot{u}_g\} \quad (2.3.2)$$

dimana r = vektor satuan

$\{\ddot{u}_g\}$ = percepatan gerak tanah

Substitusi persamaan (2.3.2) ke persamaan (2.2.6) menghasilkan :

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{r\}\{\ddot{u}_g\}$$

Selanjutnya substitusi $\{u\} = [\Phi]\{Y\}$ dan prakali dengan salah satu $[\Phi_n]^T$ didapat :

$$[M_n]\{\ddot{Y}_n\} + [C_n]\{\dot{Y}_n\} + [K_n]\{Y_n\} = \underbrace{-[\Phi_n]^T [m]\{r\}}_{L_n} \{\ddot{u}_g\}$$

dimana :

$$L_n = [\Phi_n]^T [m]\{r\}$$

Sehingga persamaan menjadi :

$$[M_n]\{\ddot{Y}_n\} + [C_n]\{\dot{Y}_n\} + [K_n]\{Y_n\} = -L_n\{\ddot{u}_g\} \quad (2.3.3)$$

respons dari SDOF adalah :

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g \quad (2.3.4)$$

Untuk harga maksimum perpindahan adalah S_d , maka respons maksimum perpindahan yang dihasilkan dari persamaan (2.3.3) dapat ditulis :

$$Y_n \max = \frac{L_n}{M_n} S_d(\omega_n, \xi_n) \quad (2.3.5)$$

dimana $\frac{L_n}{M_n}$ disebut *modal participation factor*.

Perlu diketahui bahwa spektra menunjukkan respons maksimum, sedangkan untuk MDOF respons maksimum tidak terjadi pada waktu (t) yang sama, sehingga perlu diadakan suatu analisa statik. Sebagai contoh pada gambar 2.3.1 memperlihatkan suatu bangunan tiga derajat kebebasan (3 dof) dengan massa tergroupal (sistim *lumped mass*). Akibat beban dinamik yang bekerja maka respons maksimum pada:

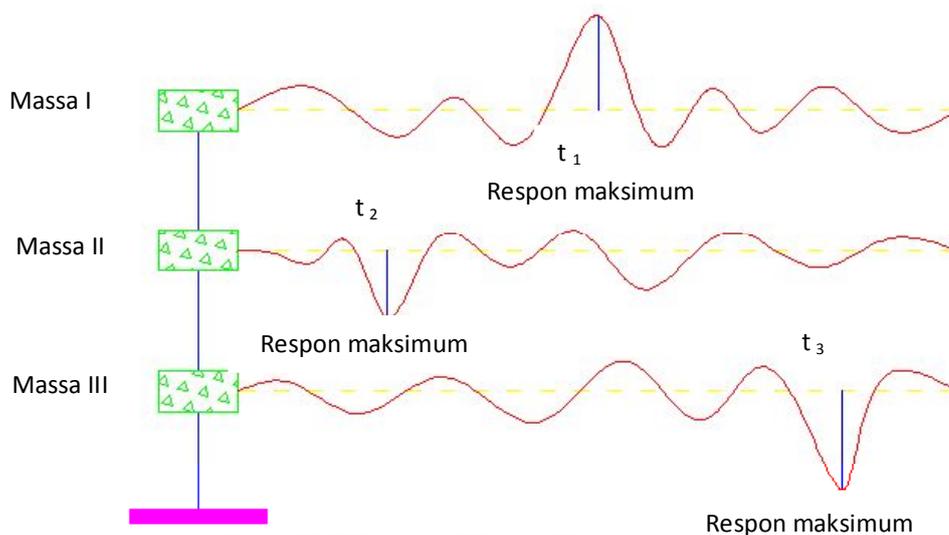
Massa I terjadi pada waktu t_1

Massa II terjadi pada waktu t_1

Massa III terjadi pada waktu t_1

Dimana :

$$t_1 \neq t_2 \neq t_3$$



Gambar 2.3.1 Sistem dengan 3 (tiga) derajat kebebasan

Kombinasi maksimum sesuai dengan analisa modal menghasilkan suatu nilai yang berlebihan (*excessive*) yaitu :

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \{\phi_1\}Y_1max + \{\phi_2\}Y_2max + \{\phi_3\}Y_3max$$

Untuk mengatasi nilai kelebihan diatas, maka diambil akar dari kuadrat jumlah responnya atau biasanya disebut kombinasi SRSS (*Square Root Sum Square*) yaitu :

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sqrt{(u_1^1)^2 + (u_1^2)^2 + (u_1^3)^2} \\ \sqrt{(u_2^1)^2 + (u_2^2)^2 + (u_2^3)^2} \\ \sqrt{(u_3^1)^2 + (u_3^2)^2 + (u_3^3)^2} \end{Bmatrix} \quad (2.3.6)$$

2.4 Response Spektrum

Spektrum respon adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik / plot antara periode getar struktur T , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan

maksimum (*spectrum displacement*, S_D) kecepatan maksimum (*spectrum velocity*, S_V) atau percepatan maksimum (*spectrum acceleration*, S_A) massa struktur SDOF.

Terdapat dua macam respon spektrum, yaitu spektrum elastik dan spektrum inelastic. Spektrum elastik adalah suatu spektrum yang didasarkan atas respon elastik struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut disain spektrum respon) adalah spektrum yang *discale down* dari spektrum elastik dengan nilai daktailitas tertentu. Nilai spektrum dipengaruhi oleh periode getar, rasio redaman, tingkat daktailitas dan jenis tanah.

Penyelesaian persamaan yang ada pada SDOF dan MDOF pada tugas akhir ini akan diselesaikan dengan metode respon spektrum. Metode ini tidak termasuk time history analisis, karena hanya nilai-nilai maksimum sajalah yang dihitung. hal ini dimungkinkan karena nilai-nilai spektrum respon (simpangan, kecepatan dan percepatan) tersebut adalah nilai-nilai maksimum

2.4.1 Persamaan Modal untuk Sistem Teredam (*Modal Equation for Damped System*)

Keseimbangan total pada MDOF seperti pada persamaan (2.2.6) adalah

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

Respons umum untuk sistem dengan derajat kebebasan banyak (MDOF) seperti persamaan (2.2.21)

$$\{u\} = [\phi]\{Y\}$$

substitusi persamaan (2.2.21) ke dalam persamaan (2.2.6),

$$[m][\phi]\{\ddot{Y}\} + [c][\phi]\{\dot{Y}\} + [k][\phi]\{Y\} = \{p(t)\}$$

prakali dengan $[\phi_n]^T$

$$[\phi_n]^T [m][\phi]\{\ddot{Y}\} + [\phi_n]^T [c][\phi]\{\dot{Y}\} + [\phi_n]^T [k][\phi]\{Y\} = [\phi_n]^T \{p(t)\}$$

$$M_n \{\ddot{Y}\} + C_n \{\dot{Y}\} + K_n \{Y\} = \{p(t)\}$$

dimana

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n\omega_n}$$

ξ_n = Rasio redaman (*Damping Ratio*)

ω_n = Frekuensi Alami (*Natural Frequency*)

sehingga,

$$M_n\{\ddot{Y}\} + 2 M_n \xi_n \omega_n \{\dot{Y}\} + K_n\{Y\} = p\{t\}$$

dibagi dengan M_n

$$\{\ddot{Y}\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{Y}\} + \omega_n^2\{Y\} = \frac{p\{t\}}{M_n} \quad (2.4.1)$$

2.4.2 Modal perluasan dari eksitasi vektor $p(t) = s p(t)$

$$p(t) = s p(t)$$

s = distribusi spasial (*Spatial Distribution*)

dimana

$$s = \sum_{r=1}^N \Gamma_n m \phi_r \quad (2.4.2)$$

praktis dengan $[\phi]_n^T$ dan gunakan sifat orthogonalitas mode, sehingga

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T s}{M_n}$$

kontribusi mode ke-n kepada vektor eksitasi s ,

$$s_n = \Gamma_n m \phi_r \quad (2.4.3)$$

Persamaan (2.4.2) dapat dilihat sebagai perluasan dari aplikasi distribusi gaya s yang dikenal dengan distribusi gaya inersia s_n yang berhubungan dengan mode natural

(*Natural Modes*). Interpretasi ini menjadi jelas dengan mempertimbangkan getaran struktur pada mode ke- n dengan percepatan $\ddot{u}_n(t) = \phi_n \ddot{Y}_n(t)$. Hubungan dengan gaya inersia adalah,

$$f_i = -m\ddot{u}_n(t) = -m\phi_n \ddot{Y}_n(t) \quad (2.4.4)$$

Distribusi spasial dari persamaan (2.4.4) diberikan oleh vektor $m\phi_n$. Perluasan dari persamaan (2.4.2) mempunyai sifat yang berguna bahwa vector gaya $s_n p(t)$ menghasilkan respon hanya pada mode ke- n , tetapi tidak ada respon pada mode lainnya. Sifat ini dapat ditunjukkan pada *generalized force* pada mode ke- n ,

$$P_n(t) = \phi_n^T s_n p(t) = \phi_n^T \Gamma_n m \phi_r p(t) = \Gamma_n \{ \phi_n^T m \phi_r \} p(t) \quad (2.4.5)$$

Sifat orthogonal dari mode $P_r(t) = 0$ dan $r \neq n$ mengindikasikan bahwa vektor $s_n p(t)$ tidak menghasilkan *generalized force*, oleh karena itu tidak ada respon pada mode ke- n . persamaan (2.4.5) untuk $m = n$

$$P_n(t) = \Gamma_n M_n p(t) \quad (2.4.6)$$

2.4.3 Analisis Modal untuk $p(t) = s p(t)$

Analisis dinamik pada MDOF sistem, gaya $p(t)$ yang dikhususkan pada bagian ini untuk eksitasi $p(t) = s p(t)$. *Generalized force* untuk mode ke- n pada persamaan (2.4.6) disubstitusikan kepada persamaan (2.4.1) untuk mendapatkan persamaan modal,

$$\begin{aligned} \{\ddot{Y}\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{Y}\} + \omega_n^2 \{Y\} &= \frac{\Gamma_n M_n p\{t\}}{M_n} \\ \{\ddot{Y}\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{Y}\} + \omega_n^2 \{Y\} &= \Gamma_n p\{t\} \end{aligned} \quad (2.4.7)$$

Solusi dari $Y_n(t)$ syarat respon dari system SDOF. Mempertimbangkan seperti sistem dengan unit massa dan properti getaran (frekuensi natural ω_n dan rasio redaman ξ_n) pada mode ke- n dari sistem MDOF oleh gaya $p(t)$. Mode ke- n SDOF ini diatur oleh

persamaan (2.2.6) dengan $m = 1$ dan $\xi = \xi_n$ yang diulang pada sub bab ini dengan mengganti u dengan D_n untuk menekankan hubungannya dengan mode ke-n.

$$\begin{aligned} [m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} &= \{p(t)\} \\ m\{\ddot{u}\} + 2 \xi \omega_n \{\dot{u}\} + k\{u\} &= p\{t\} \\ \{\ddot{D}_n\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{D}_n\} + k\{D_n\} &= p\{t\} \end{aligned} \quad (2.4.8)$$

Dengan membandingkan persamaan (2.4.7) dengan (2.4.8)

$$\begin{aligned} \frac{\{\ddot{Y}\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{Y}\} + \omega_n^2 \{Y\}}{\Gamma_n} &= \{\ddot{D}_n\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{D}_n\} + k\{D_n\} \\ \{\ddot{Y}\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{Y}\} + \omega_n^2 \{Y\} &= \Gamma_n [\{\ddot{D}_n\} + 2 \xi_n \omega_n \{\dot{D}_n\} + k\{D_n\}] \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan suatu hubungan

$$Y_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.4.9)$$

2.4.4 Modal Peralihan (Modal *displacement*)

Seperti pada persamaan (2.2.3) yang menyebutkan bahwa koefisien kekakuan $[fS]$

$$[f S] = [k] \cdot \{u\}$$

$$k = \omega^2 m$$

Sehingga,

$$[f S] = m \omega^2 u(t)$$

$$A(t) = \omega^2 u(t) \quad (2.4.10)$$

$$f_s(t) = m A(t) \quad (2.4.11)$$

Dimana $A(t)$ disebut sebagai *Pseudo-acceleration*. *Pseudo-acceleration response spectrum* adalah Plot dari A sebagai fungsi dari periode getar alami T_n atau frekuensi

getar alami f_n dari sistem. Desain spektrum respon seperti yang disajikan dalam buku Peraturan Perencanaan Bangunan Tahan Gempa untuk Gedung adalah plot antara koefisien gempa dasar c dengan periode getar T . Koefisien c tersebut adalah suatu koefisien yang dapat dihubungkan dengan S , sehingga

$$A(t) = c \cdot g \quad (2.4.12)$$

Seperti disebutkan pada sub bab analisis modal $p(t) = s p(t)$ bahwa mengganti simbol peralihan (*displacement*) u dengan D_n untuk menekankan hubungannya dengan mode ke- n . dengan mensubstitusikan persamaan (2.4.12) ke (2.4.10) didapatkan,

$$\begin{aligned} A(t) &= \omega^2 u(t) \\ c \cdot g &= \omega^2 D_n(t) \\ D_n(t) &= \frac{c \cdot g}{\omega^2} \end{aligned} \quad (2.4.13)$$

Dimana

$D_n(t)$ = deformasi mode ke- n

c = koefisien gempa dasar

dengan mensubstitusikan persamaan (2.4.9) ke (2.2.21) didapatkan kontribusi mode ke- n *displacement* u ,

$$\begin{aligned} \{u\} &= [\phi_n] \{Y_n\} \\ \{u\} &= [\phi_n] \Gamma_n D_n(t) \end{aligned} \quad (2.4.14)$$

2.4.5 Base Shear, V_b

Gaya statik ekuivalen $f_n(t)$ didapat dengan mengalikan distribusi spasial (s) (persamaan 2.4.3) dengan *Pseudo-acceleration* $A_n(t)$,

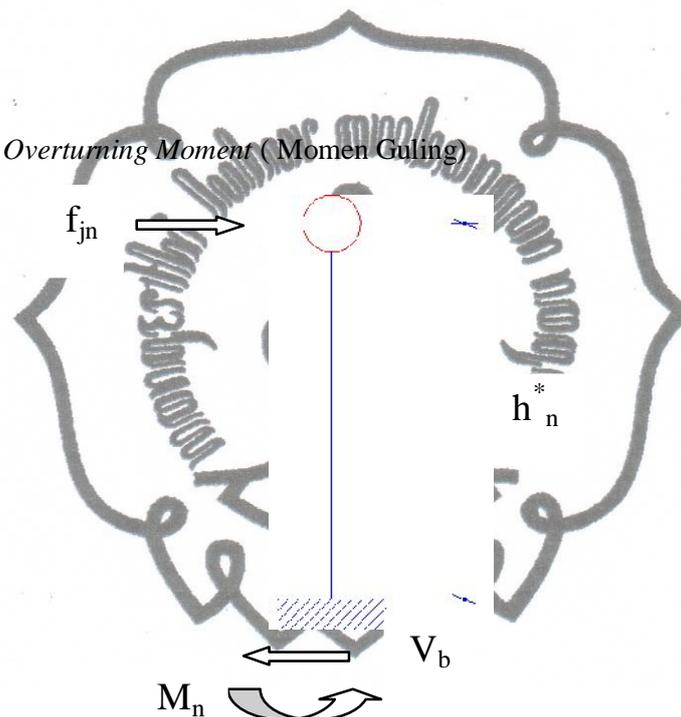
$$f_n\{t\} = A_n s_n \quad (2.4.15)$$

commit to user

Base Shear diperoleh dengan mengakumulasikan $f_n(t)$,

$$V_b = \sum_{n=1}^n f_n(t) \quad (2.4.16)$$

2.4.6 Base Overturning Moment (Momen Guling)



Gambar 2.4.6 SDOF dengan massa efektif struktur dan tinggi efektif struktur

Base overturning moment dirumuskan dengan persamaan

$$M_n\{t\} = h_n^* V_b(t) \quad (2.4.17)$$

h_n^* disebut sebagai tinggi efektif struktur (*effective modal height*) dan dirumuskan sebagai

$$h_n^* = \frac{L_n^\theta}{L_n^h} \quad (2.4.18)$$

dimana

commit to user

$$L_n^{\theta} = \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn} \quad (2.4.19)$$

$$L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad (2.4.20)$$



BAB III METODE PENELITIAN

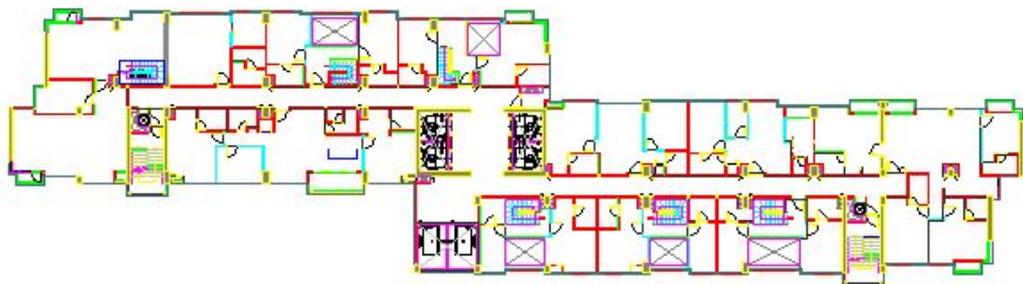
Metode Penelitian ini menggunakan metode analisis numerik, berupa permodelan yang difokuskan untuk mengetahui nilai kekakuan yang berupa *Eigenvalue*, *Story Drift* dan *Base Shear*. Analisis yang digunakan berdasarkan pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung menurut **SNI 03-1726-2002**. Tahapan penelitian dibagi tiga yaitu input, analisis dan output. Yang termasuk dalam tahapan input antara lain penentuan geometri struktur, penentuan jenis beban dan pemodelan struktur portal 3D. Sedangkan tahapan analisis antara lain analisis struktur 3 D dengan memasukan analisis gempa dinamik pada ETABS.

3.1. Model Struktur

3.1.1. Deskripsi Gedung



Gambar 3.1. Denah Mezzanine sampai dengan Lantai 19

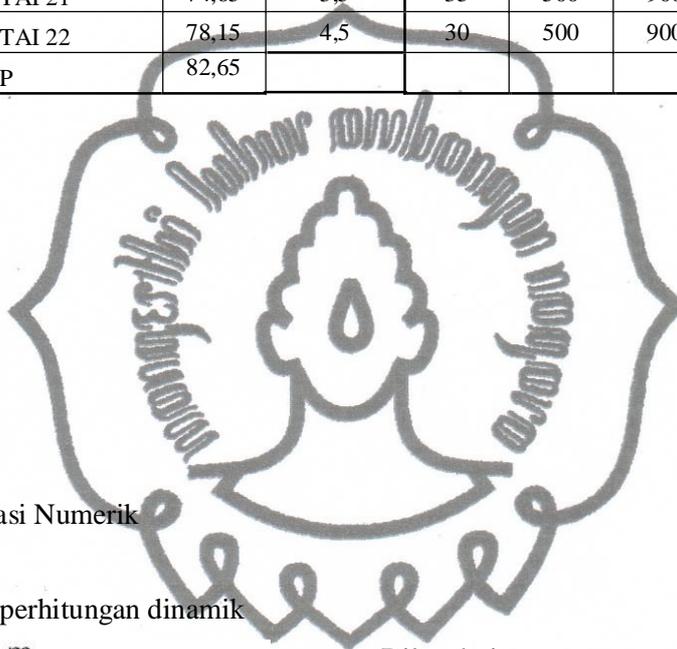


Gambar 3.2. Denah Lantai 20 sampai dengan Lantai 22

Tabel 3.1. Diskripsi Apartemen Solo Paragon

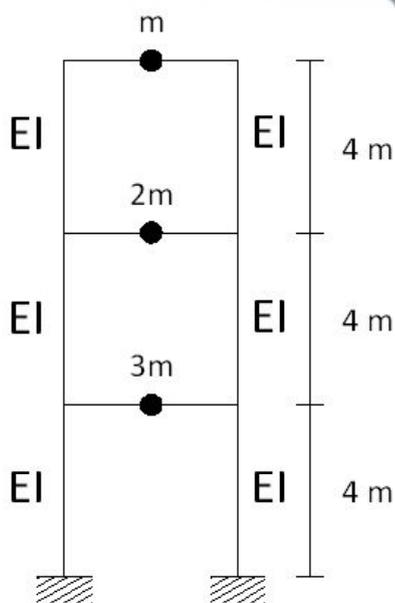
No	Nama	Tinggi { m }	Tinggi Per Lantai	f _c 1 {MPa}	KA.1		f _c 2 {MPa}	KA.2	
					B {cm}	H {cm}		B {cm}	H {cm}
1	LOWER GROUND	-3	3	40	600	1100	40	500	1000
2	MEZZANINE	0	2,95	40	600	1100	40	500	1000
3	GROUND FLOOR	2,95	5,5	40	600	1100	40	500	1000
4	LANTAI 1	8,45	4,5	40	600	1100	40	500	1000
5	LANTAI 2	12,95	3,2	40	600	1000	40	500	900
6	LANTAI 3	16,15	3,2	40	600	1000	40	500	900
7	LANTAI 4	19,35	3,2	40	600	1000	40	500	900
8	LANTAI 5	22,55	3,2	40	550	1000	40	500	900
9	LANTAI 6	25,75	3,2	40	550	1000	40	500	900
10	LANTAI 7	28,95	3,2	40	550	1000	40	500	900
11	LANTAI 8	32,15	3,2	40	550	1000	40	500	900
12	LANTAI 9	35,35	3,2	40	550	1000	40	500	900
13	LANTAI 10	38,55	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
14	LANTAI 11	41,75	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
15	LANTAI 12	44,95	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
16	LANTAI 13	48,15	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900

17	LANTAI 14	51,35	3,2	37,5	500	900	37,5	500	800
18	LANTAI 15	54,55	3,2	37,5	500	900	37,5	500	800
19	LANTAI 16	57,75	3,2	35	500	900	35	500	800
20	LANTAI 17	60,95	3,2	35	500	900	35	500	800
21	LANTAI 18	64,15	3,5	35	500	900	35	500	800
22	LANTAI 19	67,65	3,5	35	500	900	35	500	800
23	LANTAI 20	71,15	3,5	35	500	900	35	500	600
24	LANTAI 21	74,65	3,5	35	500	900	35	500	600
25	LANTAI 22	78,15	4,5	30	500	900	30	500	600
26	ATAP	82,65							



3.1.2 Ilustrasi Numerik

a. Dengan perhitungan dinamik



Diketahui :

Merupakan Struktur *Free Vibration*

Dimensi Kolom 60 x 60 cm² dengan bentang balok 4 m

Berada di wilayah zona Gempa III

$$\omega = 100 \text{ kN/m}^2 = 400 \text{ kN}$$

$$g = 9,80 \text{ m/dt}^2$$

$$E = 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{1}{12} \times 0,6 \times 0,6^3$$

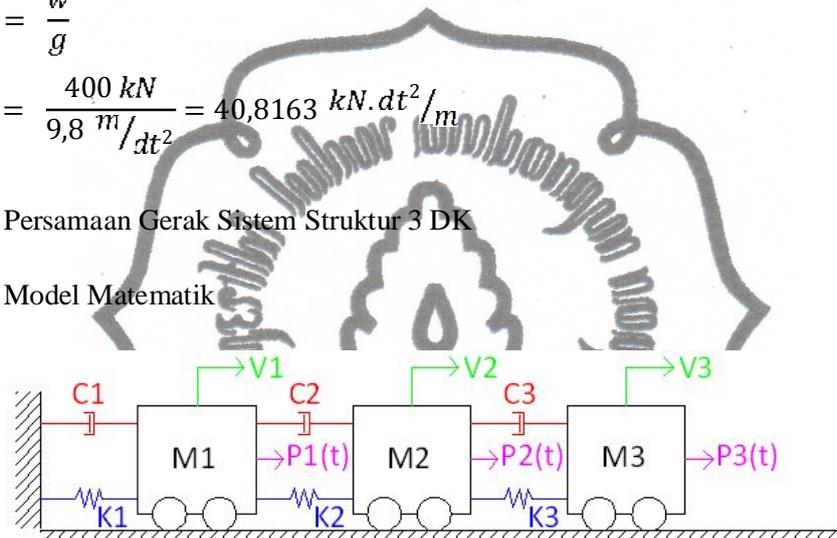
$$= 1,08 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$m = \frac{w}{g}$$

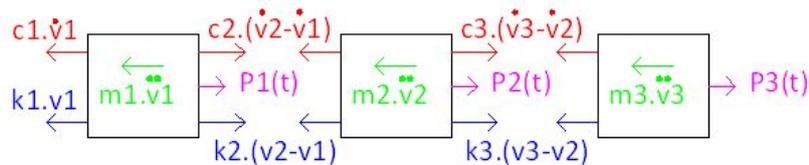
$$= \frac{400 \text{ kN}}{9,8 \text{ m/dt}^2} = 40,8163 \text{ kN} \cdot \text{dt}^2 / \text{m}$$

1. Persamaan Gerak Sistem Struktur 3 DK

1.1 Model Matematik



➤ Diagram Free body



1.2 Struktur 3 DOF

Struktur 3 tingkat akan mempunyai 3 DOF dimana jumlah DOF sama dengan jumlah tingkat. Persamaan Differensial (PD) gerakan umumnya disusun berdasarkan Mode. Berdasarkan persamaan kesetimbangan dinamik seperti diagram free body:

$$m_1 \cdot \ddot{u}_1 + k_1 \cdot u_1 c_1 \cdot \dot{u}_1 - k_2 \cdot (u_2 - u_1) - c_2 \cdot (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - P_1(t) = 0 \rightarrow 1. a$$

$$m_1 \cdot \ddot{u}_1 + k_2 \cdot (u_2 - u_1) + c_2 \cdot (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - k_3 \cdot (u_3 - u_2) - c_3 \cdot (\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - P_2(t) = 0 \rightarrow 1. b$$

$$m_3 \cdot \ddot{u}_3 + k_3 \cdot (u_3 - u_2) + c_3 \cdot (\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - P_3(t) = 0 \rightarrow 1. c$$

Persamaan 1.a, 1.b dan 1.c disebut Persamaan Differensial (PD) *Couple* atau yang bergantung antara satu dengan yang lainnya. Persamaan tersebut dapat disusun dalam bentuk matrik sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix} \rightarrow \text{Persm (2)}$$

Persamaan (2) dapat ditulis dalam bentuk matrik sebagai berikut:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{P(t)\}$$

dimana :

[M] : Matrik Massa

[C] : Matrik Redaman

[K] : Matrik Kekakuan

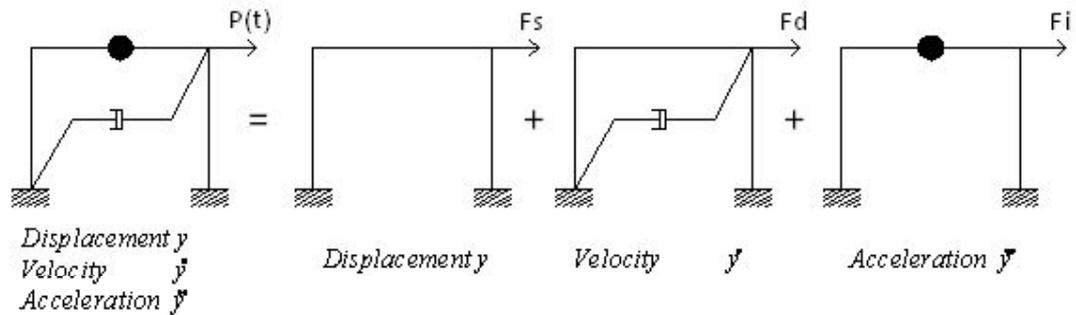
\ddot{u} : Vektor Percepatan

\dot{u} : Vektor Kecepatan

u : Vektor Simpangan

$\{P(t)\}$: Vektor Beban

Secara visual digambarkan sebagai berikut :



Karena merupakan *free vibration* maka nilai redaman $\{c\} = 0$ sehingga,

$$[M].\{\ddot{u}\} + [K].\{u\} = \{P(t)\}$$

$$m \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + k \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix}$$

dimana $k = \sum_{i=1}^n \frac{12EI}{h^3}$

$$= \frac{2.12.2.10^8.1,08.10^{-2}.m^4 kN/m^2}{4^3 m^3} = 8,1.10^5 kN/m$$

2. Frekuensi alami dan Ragam getaran dari sistem 3DK.

Normalisasi sehingga ragam $M_n = 1$

$$\text{Persamaan Eigen} = [K].\{v\} - \omega^2.[M].\{v\} = 0$$

Persamaan ini akan mempunyai akar-akar jika dan hanya jika persamaan karakteristik mempunyai solusi *non trivial* seperti pada persamaan (2.2.21)

$$\Delta(\omega^2) = |K_{ij} - \omega^2.m_{ij}| = 0$$

$$\begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} (2k - \omega^2 \cdot m) & -k & 0 \\ -k & (2k - \omega^2 m) & -k \\ 0 & -k & (k - \omega^2 m) \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{vmatrix} (2k - \omega^2 \cdot m) & -k & 0 \\ -k & (2k - \omega^2 m) & -k \\ 0 & -k & (k - \omega^2 m) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} (2k - \omega^2 \cdot m) & -k \\ -k & (2k - \omega^2 m) \\ 0 & -k \end{vmatrix} = 0$$

$$\Leftrightarrow [(2k - \omega^2 m) \cdot (2k - \omega^2 m) \cdot (k - \omega^2 m)] - [(-k \cdot -k \cdot \{2k - \omega^2 m\}) + \{k - \omega^2 m\} \cdot -k \cdot -k] = 0$$

$$\Leftrightarrow k^3 - 10\omega^2 k^2 m + 16\omega^2 k m^2 - 6\omega^6 m^3 = 0 ; \text{dimana } \omega_n^2 = \frac{k}{m}$$

$$\Leftrightarrow \frac{k^3}{k^3} - 10 \frac{\omega^2 k^2 m}{k^3} + 16 \frac{\omega^4 k m^2}{k^3} - 6 \frac{\omega^6 m^3}{k^3} = 0$$

$$\Leftrightarrow 1 - 10 \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + 16 \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^4 - 6 \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^6 = 0$$

didapatkan nilai,

$$\omega_1 = \sqrt{0,1231 \frac{k}{m}} = \sqrt{0,1231 \frac{8,1 \cdot 10^5}{40,8163}} = 49,4259 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_2 = \sqrt{0,758 \frac{k}{m}} = \sqrt{0,758 \frac{8,1 \cdot 10^5}{40,8163}} = 122,648 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_3 = \sqrt{1,7855 \frac{k}{m}} = \sqrt{1,7855 \frac{8,1 \cdot 10^5}{40,8163}} = 188,2373 \text{ rad/dt}$$

3. Persamaan Eigen Vektor

3.1 Persamaan

$$[K] \cdot \{u\}_r - \omega^2 \cdot [M] \cdot \{u\}_r = 0 ; \text{dimana } r = 0,1,2, \dots n$$

$$(K_{11} - m_{11}\omega_r^2)u_{1r} + (K_{12} - m_{12}\omega_r^2)u_{2r} + (K_{13} - m_{13}\omega_r^2)u_{3r} = 0$$

$$(K_{21} - m_{21}\omega_r^2)u_{1r} + (K_{22} - m_{22}\omega_r^2)u_{2r} + (K_{23} - m_{23}\omega_r^2)u_{3r} = 0$$

$$(K_{31} - m_{31}\omega_r^2)u_{1r} + (K_{32} - m_{32}\omega_r^2)u_{2r} + (K_{33} - m_{33}\omega_r^2)u_{3r} = 0$$

3.1.1 Untuk $r = 1$, $\omega_1^2 = 0,1231$ k/m rad/dt dimana diambil $u_{11} = 1$

$$\Leftrightarrow (2 - 3\omega_1^2)u_{11} + (-K_{12})u_{21} = 0$$

$$(2 - 3 \cdot 0,1231)u_{11} - (1)u_{21} = 0$$

$$u_{21} = \frac{(2 - 3 \cdot 0,1231) \cdot 1}{(1)} = 1,6307$$

$$\Leftrightarrow (-k_{32})u_{21} + (k_{33} - \omega_1^2)u_{31} = 0$$

$$-u_{21} + (1 - 0,1231)u_{31} = 0$$

$$u_{31} = \frac{1,6307}{(1 - 0,1231)} = 1,8596$$

Sehingga mode ke-1 $\{u_1\} = \begin{Bmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix}$

3.2 Untuk $r = 2$, $\omega_2^2 = 0,758$ k/m rad/dt dimana diambil $u_{12} = 1$

$$\Leftrightarrow (2 - 3\omega_2^2)u_{12} + (-K_{12})u_{22} = 0$$

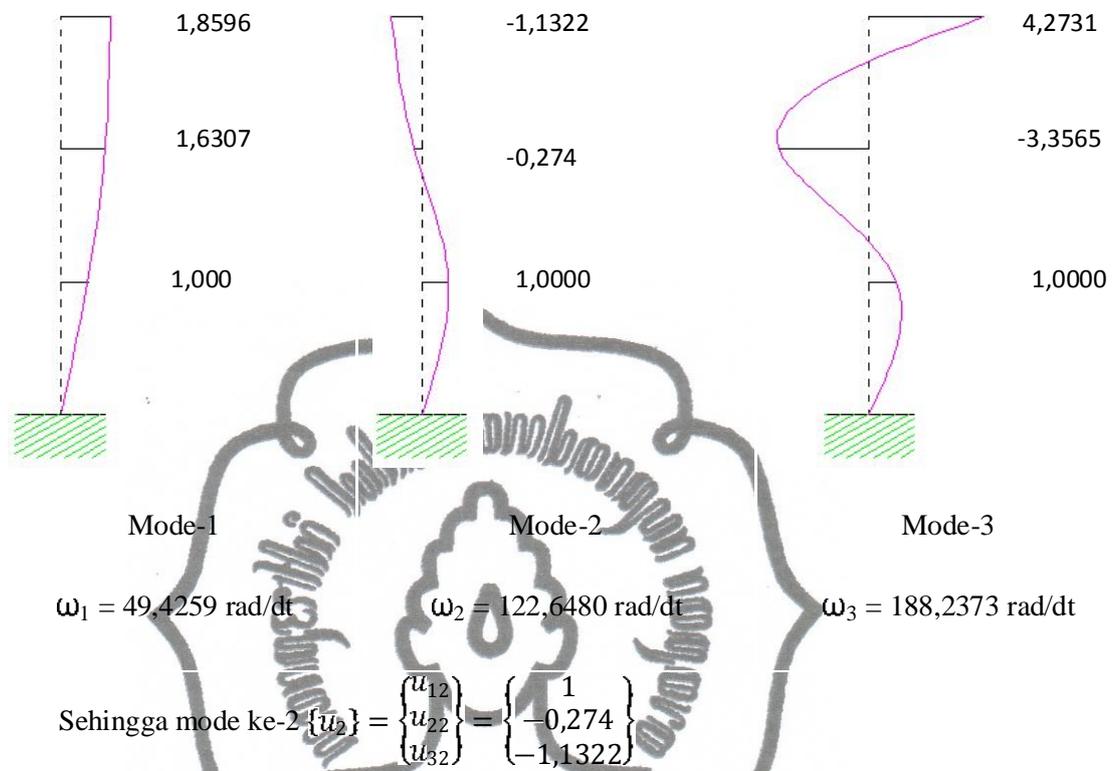
$$(2 - 3 \cdot 0,758)u_{12} - (1)u_{22} = 0$$

$$u_{22} = \frac{(2 - 3 \cdot 0,758) \cdot 1}{(1)} = -0,274$$

$$\Leftrightarrow (-k_{32})u_{22} + (k_{33} - \omega_2^2)u_{32} = 0$$

$$-u_{22} + (1 - 0,758)u_{32} = 0$$

$$u_{32} = \frac{-0,274}{(1 - 0,758)} = -1,1322$$



3.3 Untuk $r = 3$, $\omega_3^2 = 1,7855 \text{ k/m rad/dt}$ dimana diambil $u_{13} = 1$

$$\Leftrightarrow (2 - 3\omega_3^2)u_{13} + (-K_{12})u_{23} = 0$$

$$(2 - 3 \cdot 1,7855)u_{13} - (1)u_{23} = 0$$

$$u_{23} = \frac{(2 - 3 \cdot 1,7855) \cdot 1}{(1)} = -3,3565$$

$$\Leftrightarrow (-k_{32})u_{23} + (k_{33} - \omega_1^2)u_{33} = 0$$

$$-u_{23} + (1 - 1,7855)u_{33} = 0$$

$$u_{33} = \frac{-3,3565}{(1 - 1,7855)} = 4,2713$$

$$\text{Sehingga mode ke-3 } \{u_3\} = \begin{Bmatrix} u_{13} \\ u_{23} \\ u_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2713 \end{Bmatrix}$$

Gambar 3.1 Simpangan horisontal mode



3.4 Normalisasi Ragam

Mode shape akibat getaran yang didapat dari persamaan $[[K] - \omega^2[M]] = 0$ merupakan harga relative, dimana salah satu amplitude dari suatu mode dinyatakan =1 dan *amplitude* lainnya merupakan perbandingan terhadap harga 1. *Normalizing mode shape* harus dilakukan sehingga dipenuhi syarat

$$[u_n]^T [M] [u_n] = 1$$

$$\{u_1\} = \begin{Bmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix} \quad \{u_2\} = \begin{Bmatrix} u_{12} \\ u_{22} \\ u_{32} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix} \quad \{u_3\} = \begin{Bmatrix} u_{13} \\ u_{23} \\ u_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2713 \end{Bmatrix}$$

$$\Leftrightarrow \{u_1\}^T [M] \{u_1\} = 1$$

$$\alpha_1^2 \{1 \quad 1,6307 \quad 1,8596\} m \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix} = 1$$

$$11,7765 m \alpha_1^2 = 1$$

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{11,7765 m}}$$

$$\Leftrightarrow \{u_2\}^T [M] \{u_2\} = 1$$

$$\alpha_2^2 \{1 \quad -0,274 \quad -1,1322\} m \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix} = 1$$

$$4,4320 m \alpha_2^2 = 1$$

$$\alpha_2 = \sqrt{\frac{1}{4,4320 m}}$$

$$\Leftrightarrow \{u_3\}^T [M] \{u_3\} = 1$$

$$\alpha_3^2 \{1 \quad -3,3565 \quad 4,2731\} m \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2731 \end{Bmatrix} = 1$$

$$43,7915 m \alpha_3^2 = 1$$

$$\alpha_3 = \sqrt{\frac{1}{43,7915 m}}$$

sehingga,

$$\{u\}_1 = \sqrt{\frac{1}{11,7765 m}} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix}$$

$$\{u\}_2 = \sqrt{\frac{1}{4,4320 m}} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix}$$

$$\{u\}_3 = \sqrt{\frac{1}{43,7915 m}} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2731 \end{Bmatrix}$$

4. Faktor Partisipasi Ragam

$$\Gamma_n = \frac{\mathcal{L}_n}{M_n}$$

$$= \frac{\{\phi\}_n^T \cdot [M] \{1\}}{\{\phi\}_n^T \cdot [M] \{\phi\}_n}$$

4.1 Untuk ragam 1 $\rightarrow n = 1$

$$\mathcal{L}_1 = m \{1 \quad 1,6307 \quad 1,8596\} \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= m \{3 \quad 3,2614 \quad 1,8596\} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 8,121 m$$

$$M_1 = m \{1 \quad 1,6307 \quad 1,8596\} \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix}$$

$$= m \{3 \quad 3,2614 \quad 1,8596\} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix}$$

$$= 11,7765 m$$

$$\Gamma_1 = \frac{\mathcal{L}_1}{M_1}$$

$$= \frac{8,121 m}{11,7765 m} = 0,69$$

4.2 Untuk ragam 2 $\rightarrow n = 2$

$$\mathcal{L}_2 = m \{1 \quad -0,274 \quad -1,1322\} \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= m\{3 \quad -0,548 \quad -1,1322\} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 1,3198 m$$

$$M_2 = m\{1 \quad -0,274 \quad -1,1322\} \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix}$$

$$= m\{3 \quad -0,548 \quad -1,1322\} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix}$$

$$= 4,4320 m$$

$$\Gamma_2 = \frac{\mathcal{L}_2}{M_2}$$

$$= \frac{1,3198 m}{4,4320 m} = 0,3$$

4.3 Untuk ragam 3 $\rightarrow n = 3$

$$\mathcal{L}_3 = m\{1 \quad -3,3565 \quad 4,2731\} \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

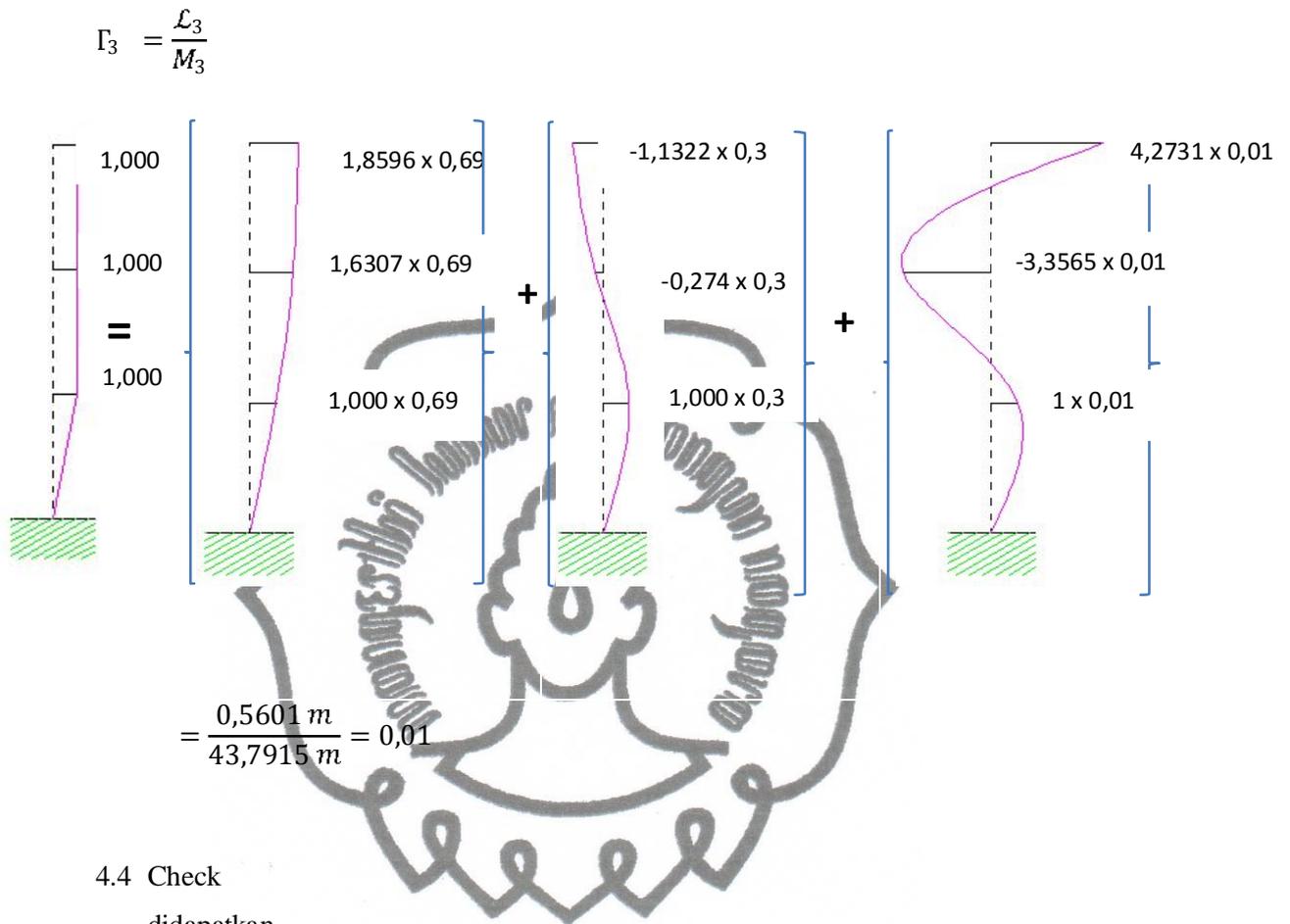
$$= m\{3 \quad -6,713 \quad 4,2731\} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$= 0,5601 m$$

$$M_2 = m\{1 \quad -3,3565 \quad 4,2731\} \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2731 \end{Bmatrix}$$

$$= m\{3 \quad -6,713 \quad 4,2731\} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2731 \end{Bmatrix}$$

$$= 43,7915 m$$



4.4 Check
didapatkan,

$$\{u_1\} = \begin{Bmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix} \quad \{u_2\} = \begin{Bmatrix} u_{12} \\ u_{22} \\ u_{32} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix} \quad \{u_3\} = \begin{Bmatrix} u_{13} \\ u_{23} \\ u_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2713 \end{Bmatrix}$$

$\Gamma_1 = 0,69$

$\Gamma_2 = 0,3$

$\Gamma_3 = 0,01$

Maka,

- $\{1 \times 0,69\} + \{1 \times 0,3\} + \{1 \times 0,01\} = 1$
- $\{1,6307 \times 0,69\} - \{0,274 \times 0,3\} - \{3,3565 \times 0,01\} = 1$
- $\{1,8596 \times 0,69\} - \{1,1322 \times 0,3\} + \{4,2713 \times 0,01\} = 1$

Gambar 3.2 Kontrol simpangan horisontal mode



5. Displacement Lantai Tingkat

- Frekuensi Alami Struktur

$$\omega_1 = 49,4259 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_2 = 122,648 \text{ rad/dt}$$

$$\omega_3 = 188,2373 \text{ rad/dt}$$

- Perioda Alami

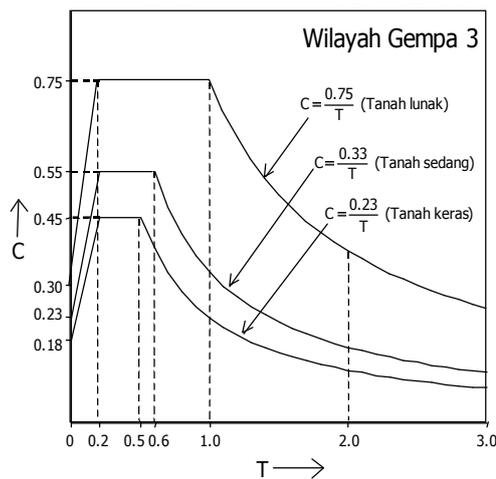
$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{49,4259} = 0,1271 \text{ det}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{122,648} = 0,0512 \text{ det}$$

$$T_3 = \frac{2\pi}{188,2373} = 0,0334 \text{ det}$$

- Spektra Gempa Wilayah 3. SNI 03/2002



Tanah Lunak

$$T_1 = 0,1271 \text{ det} \rightarrow C = 0,46$$

$$T_2 = 0,0512 \text{ det} \rightarrow C = 0,36$$

$$T_3 = 0,0334 \text{ det} \rightarrow C = 0,34$$

- Deformasi ragam ($g = 9,80 \text{ m/det}^2$)

commit to user

Deformasi ragam didapat dari persamaan (2.4.13)

$$D_n(t) = \frac{C_n \cdot g}{\omega_n^2}$$

$$D_1(t) = \frac{0,46 \times 9,8 \text{ m/dt}^2}{49,4259^2 \text{ rad}^2/\text{dt}^2} = 1,8453 \times 10^{-3} \text{ m} \approx 1,8453 \text{ mm}$$

$$D_2(t) = \frac{0,36 \times 9,8 \text{ m/dt}^2}{122,648^2 \text{ rad}^2/\text{dt}^2} = 2,3453 \times 10^{-4} \text{ m} \approx 0,2345 \text{ mm}$$

$$D_3(t) = \frac{0,34 \times 9,8 \text{ m/dt}^2}{188,2373^2 \text{ rad}^2/\text{dt}^2} = 9,4036 \times 10^{-5} \text{ m} \approx 0,0940 \text{ mm}$$

➤ Simpangan Ragam

Simpangan ragam didapatkan dari persamaan (2.4.14)

$$v_{jn} = \Gamma_n \cdot \Phi_{jn} \cdot D_n$$

dimana

j : Tingkat

n : Lantai

$$\begin{aligned} \{u_1\} &= \Gamma_1 \cdot \{\Phi_1\} \cdot D_1(t) \\ &= 0,69 \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix} \cdot 1,8453 = \begin{Bmatrix} 1,2733 \\ 2,0763 \\ 2,3677 \end{Bmatrix} \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{u_2\} &= \Gamma_2 \cdot \{\Phi_2\} \cdot D_2(t) \\ &= 0,30 \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix} \cdot 0,2345 = \begin{Bmatrix} 0,0704 \\ -0,0193 \\ -0,0797 \end{Bmatrix} \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\{u_3\} = \Gamma_3 \cdot \{\Phi_3\} \cdot D_3(t)$$

commit to user

$$= 0,01 \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2731 \end{Bmatrix} \cdot 0,0996 = \begin{Bmatrix} 0,0010 \\ -0,0033 \\ 0,0043 \end{Bmatrix} \text{mm}$$

➤ Simpangan Lantai Tingkat untuk tiap Ragam

$$\begin{aligned} \{u\}_1 &= u_{11}(t) + u_{12}(t) + u_{13}(t) \\ &= \Gamma_1 \cdot \{\Phi_{11}\} \cdot u_{11} + \Gamma_2 \cdot \{\Phi_{12}\} \cdot u_{12} + \Gamma_3 \cdot \{\Phi_{13}\} \cdot u_{13} \\ &= \{0,69x1x1,2733\} + \{0,30x1x0,0704\} + \{0,01x1x0,0010\} \\ &= 0,899 \text{ mm} \approx 0,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{u\}_2 &= u_{21}(t) + u_{22}(t) + u_{23}(t) \\ &= \Gamma_1 \cdot \{\Phi_{21}\} \cdot u_{21} + \Gamma_2 \cdot \{\Phi_{22}\} \cdot u_{22} + \Gamma_3 \cdot \{\Phi_{23}\} \cdot u_{23} \\ &= \{0,69x1,6307x2,0763\} + \{0,30x - 0,274x - 0,0193\} + \\ &\quad \{0,01x - 3,3565x - 0,0033\} \\ &= 2,3379 \text{ mm} \approx 2,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{u\}_3 &= u_{31}(t) + u_{32}(t) + u_{33}(t) \\ &= \Gamma_1 \cdot \{\Phi_{31}\} \cdot u_{31} + \Gamma_2 \cdot \{\Phi_{32}\} \cdot u_{32} + \Gamma_3 \cdot \{\Phi_{33}\} \cdot u_{33} \\ &= \{0,69x1,8596x2,3677\} + \{0,30x - 1,1322x - 0,0797\} + \\ &\quad \{0,01x4,2731x0,0043\} \\ &= 3,065 \text{ mm} \approx 3,07 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. Base Shear

Gaya *Static Equivalen* tiap tingkat diperoleh dari persamaan (2.4.15) dengan mengalikan distribusi spasial dan *Pseudo-acceleration*.

$$f_{jn}(t) = s_{jn} \cdot A_n(t) = T_n \cdot m_n \cdot \Phi_{jn} \cdot A_n(t)$$

$$A_n(t) = \omega_n^2 \cdot D_n(t)$$

commit to user

$$\begin{aligned}
 A_1(t) &= \omega_1^2 \cdot D_1(t) \\
 &= 49,4259^2 \text{ rad}^2 / \text{det}^2 \cdot 1,8453 \text{ mm} = 4507,9 \text{ mm} / \text{det}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_2(t) &= \omega_2^2 \cdot D_2(t) \\
 &= 122,648^2 \text{ rad}^2 / \text{det}^2 \cdot 0,2345 \text{ mm} = 3527,47 \text{ mm} / \text{det}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_3(t) &= \omega_3^2 \cdot D_3(t) \\
 &= 188,2373^2 \text{ rad}^2 / \text{det}^2 \cdot 0,0940 \text{ mm} = 3330,73 \text{ mm} / \text{det}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \{s\}_1 &= \Gamma_1 \cdot m_1 \cdot \{\theta\}_1 \\
 &= 0,69 \cdot m \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,6307 \\ 1,8596 \end{Bmatrix} \\
 &= 0,69 \text{ m} \begin{Bmatrix} 3 \\ 3,2614 \\ 1,8596 \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \{s\}_2 &= \Gamma_2 \cdot m_2 \cdot \{\theta\}_2 \\
 &= 0,30 \cdot m \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -0,274 \\ -1,1322 \end{Bmatrix} \\
 &= 0,30 \text{ m} \begin{Bmatrix} 3 \\ -0,548 \\ -1,1322 \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \{s\}_3 &= \Gamma_3 \cdot m_3 \cdot \{\theta\}_3 \\
 &= 0,01 \cdot m \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ -3,3565 \\ 4,2731 \end{Bmatrix} \\
 &= 0,01 \text{ m} \begin{Bmatrix} 3 \\ -6,713 \\ 4,2731 \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

commit to user

$$s_1 = \{0,69m \times 3\} + \{0,29m \times 3\} + \{0,01m \times 3\} = 3 m$$

$$s_2 = \{0,69m \times 3,2614\} - \{0,3m \times 0,548\} - \{0,01m \times 6,713\} = 2,0569 m$$

$$s_3 = \{0,69m \times 1,8596\} - \{0,3m \times 1,1322\} + \{0,01m \times 4,2731\} = 1,0161 m$$

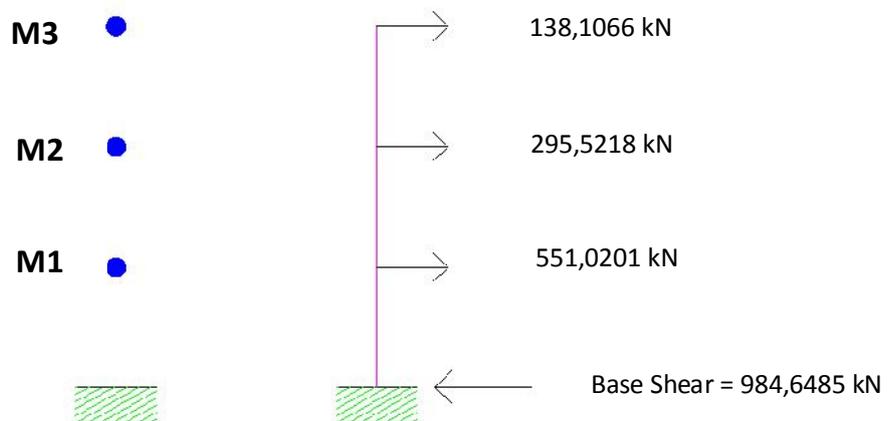
$$\text{dimana } m = 40,8163 \text{ kN} \cdot dt^2/m$$

$$f_1 = \delta_1 \cdot A_1 = 3 \times 40,8163 \text{ kN} \cdot dt^2/m \times 4,50 \text{ m}/det^2 = 551,0201 \text{ kN}$$

$$f_2 = \delta_2 \cdot A_2 = 2,0569 \times 40,8163 \text{ kN} \cdot dt^2/m \times 3,52 \text{ m}/det^2 = 295,5218 \text{ kN}$$

$$f_3 = \delta_3 \cdot A_3 = 1,0161 \times 40,8163 \text{ kN} \cdot dt^2/m \times 3,33 \text{ m}/det^2 = 138,1066 \text{ kN}$$

$$V(\text{Base Shear}) = \sum_{i=1}^n f_n = 984,6485 \text{ kN}$$

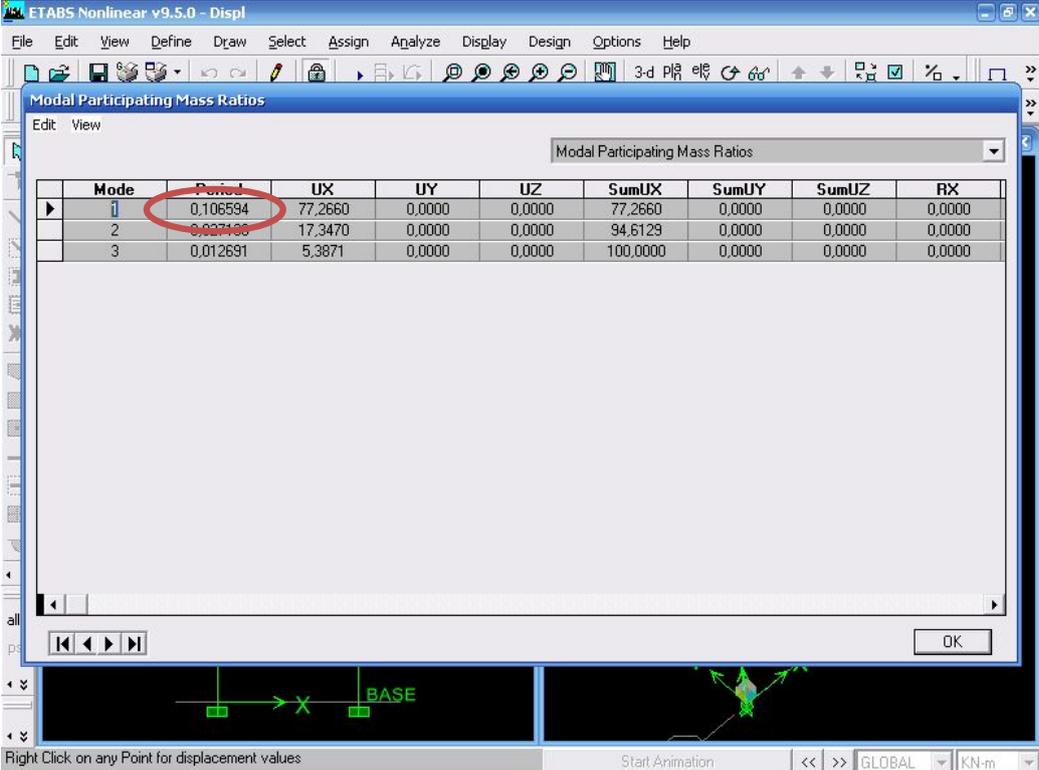


commit to user

Gambar 3.3 Gaya geser tingkat

b. Dengan *output* program ETABS

1. *Fundamental Period* (T) = 0,106 detik \approx 0,11 detik



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.106594	77,2660	0,0000	0,0000	77,2660	0,0000	0,0000	0,0000
2	0.027100	17,3470	0,0000	0,0000	94,6129	0,0000	0,0000	0,0000
3	0.012691	5,3871	0,0000	0,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Gambar 3.4 Tampilan *output Fundamental Period* dari program ETABS

2. *Story Drift* (δ)

Dari ETABS didapatkan *Story Drift* sebesar,

Lantai 3 = 0,0022 m = 2,2 mm

Lantai 2 = 0,0014 m = 1,4 mm

Lantai 1 = 0,0005 m = 0,5 mm

commit to user



Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
LANTAI3	1	COMB2 MAX	0,0022	0,0000	-0,0001	0,00000	0,00022	0,00000
LANTAI3	1	COMB2 MIN	-0,0021	0,0000	-0,0001	0,00000	-0,00012	0,00000
LANTAI3	2	COMB2 MAX	0,0021	0,0000	-0,0001	0,00000	0,00012	0,00000
LANTAI3	2	COMB2 MIN	-0,0022	0,0000	-0,0001	0,00000	-0,00022	0,00000
LANTAI2	1	COMB2 MAX	0,0014	0,0000	-0,0001	0,00000	0,00024	0,00000
LANTAI2	1	COMB2 MIN	-0,0013	0,0000	-0,0001	0,00000	-0,00018	0,00000
LANTAI2	2	COMB2 MAX	0,0013	0,0000	-0,0001	0,00000	0,00018	0,00000
LANTAI2	2	COMB2 MIN	-0,0014	0,0000	-0,0001	0,00000	-0,00024	0,00000
LANTAI1	1	COMB2 MAX	0,0005	0,0000	-0,0001	0,00000	0,00027	0,00000
LANTAI1	1	COMB2 MIN	-0,0005	0,0000	-0,0001	0,00000	-0,00010	0,00000
LANTAI1	2	COMB2 MAX	0,0005	0,0000	-0,0001	0,00000	0,00010	0,00000
LANTAI1	2	COMB2 MIN	-0,0005	0,0000	-0,0001	0,00000	-0,00027	0,00000
BASE	1	COMB2 MAX	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
BASE	1	COMB2 MIN	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
BASE	2	COMB2 MAX	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
BASE	2	COMB2 MIN	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Gambar 3.5 Tampilan *output Story Drift* dari program ETABS

$$\begin{aligned}
 3. \text{ Base Shear (V)} &= (77,49 \text{ kN} + 124,02 \text{ kN} + 108,61 \text{ kN}) \times 2 \\
 &= 620,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

commit to user

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
LANTAI3	C1	COMB2 MAX	0,000	-212,04	-45,09	0,00	0,000	0,000
LANTAI3	C1	COMB2 MAX	1,800	-196,48	-45,09	0,00	0,000	0,000
LANTAI3	C1	COMB2 MAX	3,600	-180,93	-45,09	0,00	0,000	0,000
LANTAI3	C1	COMB2 MIN	0,000	-264,76	-77,49	0,00	0,000	0,000
LANTAI3	C1	COMB2 MIN	1,800	-249,21	-77,49	0,00	0,000	0,000
LANTAI3	C1	COMB2 MIN	3,600	-233,66	-77,49	0,00	0,000	0,000
LANTAI2	C1	COMB2 MAX	0,000	-617,95	-56,39	0,00	0,000	0,000
LANTAI2	C1	COMB2 MAX	1,800	-602,39	-56,39	0,00	0,000	0,000
LANTAI2	C1	COMB2 MAX	3,600	-586,84	-56,39	0,00	0,000	0,000
LANTAI2	C1	COMB2 MIN	0,000	-735,65	-124,02	0,00	0,000	0,000
LANTAI2	C1	COMB2 MIN	1,800	-720,10	-124,02	0,00	0,000	0,000
LANTAI2	C1	COMB2 MIN	3,600	-704,55	-124,02	0,00	0,000	0,000
LANTAI1	C1	COMB2 MAX	0,000	-1227,34	-27,37	0,00	0,000	0,000
LANTAI1	C1	COMB2 MAX	1,800	-1211,78	-27,37	0,00	0,000	0,000
LANTAI1	C1	COMB2 MAX	3,600	-1196,23	-27,37	0,00	0,000	0,000
LANTAI1	C1	COMB2 MIN	0,000	-1403,06	-108,61	0,00	0,000	0,000
LANTAI1	C1	COMB2 MIN	1,800	-1387,51	-108,61	0,00	0,000	0,000
LANTAI1	C1	COMB2 MIN	3,600	-1371,96	-108,61	0,00	0,000	0,000
LANTAI3	C2	COMB2 MAX	0,000	-212,04	-77,49	0,00	0,000	0,000

Gambar 3.6 Tampilan *output Base Shear* dari program ETABS

Sehingga dapat dibandingkan antara perhitungan dinamik dengan program ETABS,

Tabel 3.2. Perbandingan *Fundamental Period (T)*

commit to user

Numerik (detik)	ETABS (detik)	Selisih (%)
0,127	0,11	13,38

Tabel 3.3. Perbandingan *Story Drif* (δ)

Lantai	Numerik (mm)	ETABS (mm)	Selisih (%)
Lantai 1	0,89	0,5 mm	43,82
Lantai 2	2,33	1,4 mm	39,91
Lantai 3	3,07	2,2 mm	28,39

Tabel 3.4. Perbandingan *Base Shear* (V)

Numerik (detik)	ETABS (detik)	Selisih (%)
984,6485	620,24	37,00

3.2. Metode Penelitian

3.2.1. Metodologi Penelitian

Metode yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan analisis permodelan, kemudian dibandingkan untuk memperoleh kesimpulan yang sesuai dengan tujuan penelitian.

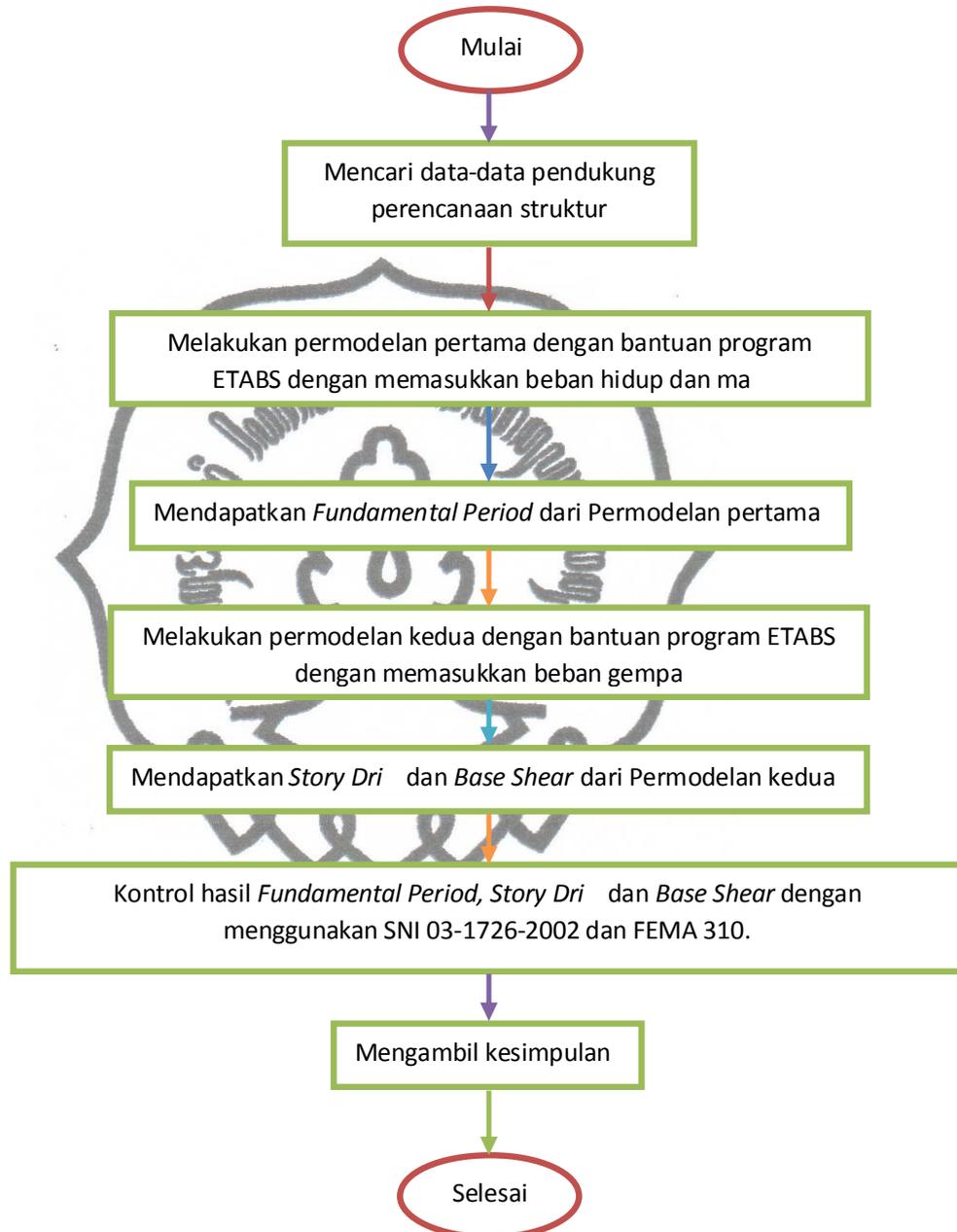
3.2.2. Tahapan Penelitian

Uraian tersebut dapat dilakukan dengan melakukan tahapan analisis sebagai berikut:

commit to user

- a. Mencari data-data yang mendukung perancangan struktur, seperti; denah struktur, geometri, model struktur, dan beban yang akan digunakan
- b. Menghitung dan menentukan jenis beban antara lain beban mati, beban hidup, dan beban gempa.
- c. Melakukan permodelan pertama Apartemen Paragon menggunakan bantuan program **ETABS** dengan memperhitungkan beban hidup dan mati.
- d. Mendapatkan *Fundamental period* dari permodelan pertama.
- e. Melakukan permodelan kedua Apartemen Paragon menggunakan bantuan program **ETABS** dengan memasukkan beban gempa.
- f. Mendapatkan *Story drift dan Base Shear* dari permodelan kedua.
- g. Melakukan kontrol struktur terhadap hasil model struktur menggunakan SNI03-1726-2002 dan FEMA 310.
- h. Mengambil kesimpulan. Pada tahap ini, dengan berdasarkan hasil analisis data dan pembahasan, dibuat suatu kesimpulan yang sesuai dengan tujuan penelitian.
- i. Selesai

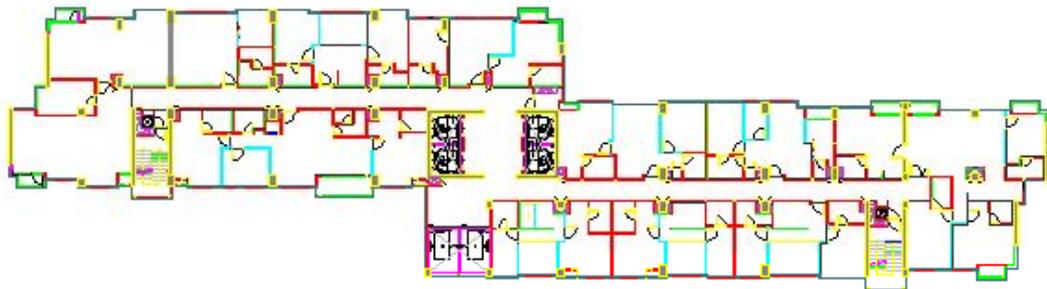
Penjelasan dari tahapan penelitian tersebut ditampilkan dalam bentuk diagram alir seperti berikut,



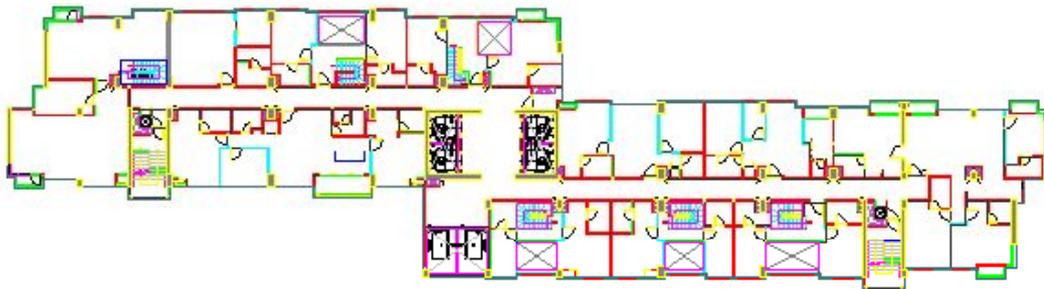
Gambar 3.7 Diagram alir metode penelitian

BAB IV PEMBAHASAN

4.1. Denah Apartemen Solo Paragon



Gambar 4.1. Denah Mezzanine sampai dengan Lantai 19



Gambar 4.2. Denah Lantai 20 sampai dengan Lantai 22

4.2. Spesifikasi Material dan Dimensi

Tabel 4.1. Dimensi dan Mutu Kolom

No	Nama	Tinggi { m }	Tinggi { m }	f _c 1 {MPa}	KA.1		f _c 2 {MPa}	KA.2	
					B {cm}	H {cm}		B {cm}	H {cm}
1	LOWER GROUND	-3	3	40	600	1100	40	500	1000
2	MEZZANINE	0	2,95	40	600	1100	40	500	1000
3	GROUND FLOOR	2,95	5,5	40	600	1100	40	500	1000
4	LANTAI 1	8,45	4,5	40	600	1100	40	500	1000
5	LANTAI 2	12,95	3,2	40	600	1000	40	500	900

dilanjutkan

commit to user

lanjutan

6	LANTAI 3	16,15	3,2	40	600	1000	40	500	900
7	LANTAI 4	19,35	3,2	40	600	1000	40	500	900
8	LANTAI 5	22,55	3,2	40	550	1000	40	500	900
9	LANTAI 6	25,75	3,2	40	550	1000	40	500	900
10	LANTAI 7	28,95	3,2	40	550	1000	40	500	900
11	LANTAI 8	32,15	3,2	40	550	1000	40	500	900
12	LANTAI 9	35,35	3,2	40	550	1000	40	500	900
13	LANTAI 10	38,55	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
14	LANTAI 11	41,75	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
15	LANTAI 12	44,95	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
16	LANTAI 13	48,15	3,2	37,5	550	1000	37,5	500	900
17	LANTAI 14	51,35	3,2	37,5	500	900	37,5	500	800
18	LANTAI 15	54,55	3,2	37,5	500	900	37,5	500	800
19	LANTAI 16	57,75	3,2	35	500	900	35	500	800
20	LANTAI 17	60,95	3,2	35	500	900	35	500	800
21	LANTAI 18	64,15	3,5	35	500	900	35	500	800
22	LANTAI 19	67,65	3,5	35	500	900	35	500	800
23	LANTAI 20	71,15	3,5	35	500	900	35	500	600
24	LANTAI 21	74,65	3,5	35	500	900	35	500	600
25	LANTAI 22	78,15	4,5	30	500	900	30	500	600
26	ATAP	82,65							

Tabel 4.2. Mutu Balok dan Pelat

No	Fungsi	Lantai	F'c (Mpa)	Ec (Mpa)
1	Balok			
	Balok Anak 1	Ground Floor sampai Lantai 9	35	27806
	Balok Anak 2	Lantai 10 sampai Lantai 21	30	25743
	Balok Anak 3	Lantai 22 sampai Atap	25	23500
	Balok Induk 1	Ground Floor sampai Lantai 9	35	27806
	Balok Induk 2	Lantai 10 sampai Lantai 21	30	25743
	Balok Induk 3	Lantai 22 sampai Atap	25	23500
2	Pelat			
	Pelat 1	Ground Floor sampai lantai 9	35	25743
	Pelat 2	Lantai 10 sampai Lantai 21	30	23500
	Pelat 3	Lantai 21 sampai Atap	25	27806

Tabel 4.3. Mutu dan Dimensi Wall

No	Fungsi	Arah	Tebal (cm)	F'c (Mpa)	Ec (Mpa)
1	Corewall	Utara - Selatan	40	40	29725
		Barat - Timur	40	35	27806
2	Shearwall	Utara - Selatan	30	40	29725
		Barat - Timur	30	35	27806

*) $E_c = 4700 \sqrt{f'c}$

Dimensi dan Mutu Corewall dan Shearwall sama dari Lower Ground sampai Atap

4.3 Pembebanan

4.3.1 Beban Mati

Tabel 4.4. Beban mati yang digunakan dalam desain

Bahan Bangunan		kN/m ³
Baja		76.93
Beton bertulang (1)		23.52
Pasir jenuh air		17.64
Komponen Gedung		kN/m ²
Adukan per cm tebal :		
dari semen		0.21
dari kapur, semen merah atau tras		0.17
Aspal termasuk bahan-bahan ineral penambah per cm tebal		0.14
Dinding pasangan batu bata :		
satu bata		4.41
setengah bata		2.45
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari :		
- semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis) dengan tebal maksimum 4 mm		0.11
- kaca dengan tebal 3-4 mm		0.1

Dilanjutkan

Lanjutan

Penggantung langit-langit (dari kayu) dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0.8 m	0.068
Langit-langit, ducting AC, penerangan (di luar Chandelier)	0.3
Penutup lantai dari ubin semen Portland, teraso dan beton tanpa adukan per cm tebal	0.11

Sumber : Revisi SNI 03-1727-1989/Mod SEI/ASCE 7-02

Catatan :

- (1) Untuk beton getas, beton kejut, beton mampat dan beton padat lain sejenis, berat sendirinya harus ditentukan sendiri.

Perhitungan Beban Mati diluar berat sendiri per m²

Ground Floor sampai Lantai 22

Keramik (ketebalan 1 cm)	=	1 cm x 0.11	kN/m ²	=	0.11	kN/m ²
Spesi (ketebalan 2 cm)	=	2 cm x 0.21	kN/m ²	=	0.42	kN/m ²
Pasir urug	=	0.03 x 17.64	kN/m ²	=	0.5292	kN/m ²
Ducting AC + penerangan	=			=	0.3	kN/m ²
Langit-langit + penggantung	=			=	0.178	kN/m ²
Jumlah					1.5372	kN/m ²

Pelat Atap

Waterproofing (aspal)	=	2 cm x 0.14	kN/m ²	=	0.28	kN/m ²
Langit-langit + penggantung	=			=	0.178	kN/m ²
Jumlah					0.458	kN/m ²

Beban dinding hebel (10 cm) = 0,575 kN/m²

Beban dinding hebel (15 cm) = 0,8625 kN/m²

4.3.2 Beban Hidup

Tabel 4.5. Beban hidup yang digunakan dalam desain

Fungsi	Merata	Beban Terpusat
	kN/m ²	kN/m ²
Hotel dan Apartemen		
Ruang pribadi dan koridor	1.92	
Ruang publik dan koridor	4.79	
Ruang pertemuan dan pertunjukan		
Tempat duduk tidak tetap	4.79	
Bangunan Kantor		
Kantor	2.40	8.90
Toko		
Eceran lantai pertama	4.79	4.45
Restoran dan ruang makan	4.79	
Parkir Besmen		
Khusus kendaraan penumpang	1.92	
Atap		
Atap yang digunakan untuk taman atau ruangan umum	4.79	
Beban atap minimum	1.44	

Sumber : Revisi SNI 03-1727-1989/Mod SEI/ASCE 7-02

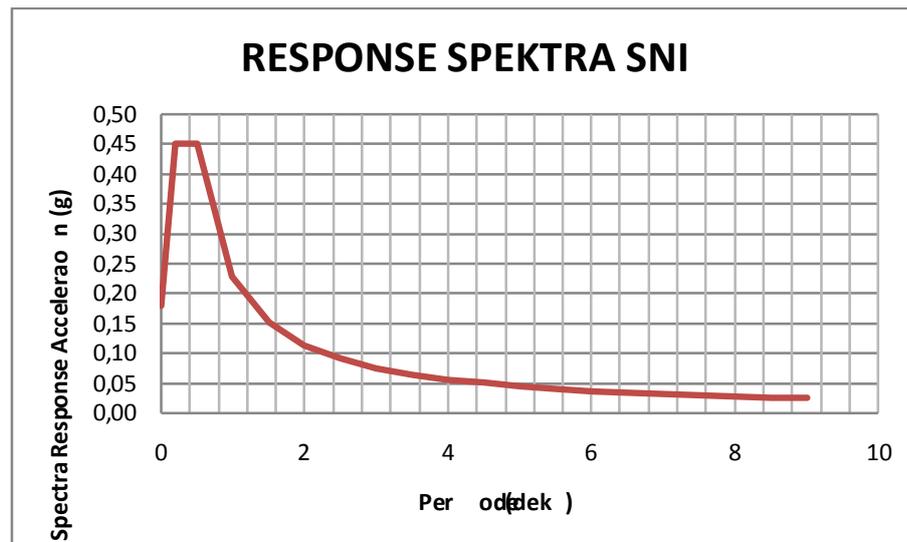
4.3.3. Beban Gempa

4.3.3.1 Faktor Reduksi Gempa

Faktor reduksi gempa diambil dari tabel 3 SNI 03-1726-2002 hal 12, nilai faktor reduksi gempa dengan jenis sistem struktur Sistem Ganda memakai Dinding Geser beton bertulang dengan Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah beton bertulang adalah 6,5.

4.3.3.2. Wilayah Gempa

Wilayah Gempa	: III
Tanah Dasar	: Tanah Keras
Fungsi Bangunan	: Apartemen
Faktor Keutamaan	: 1



Gambar 4.3. Respon Spektra

4.4. Analisa menggunakan *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) 310

4.4.1. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental

Waktu getar alami fundamental dapat dihitung dengan :

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (4.5.1)$$

dimana :

T = Waktu Getar Alami Fundamental, detik

C_t = 0,06 untuk bangunan kayu

= 0,035 untuk sistem frame tahanan momen dari baja

= 0,03 untuk sistem frame tahanan momen dari beton bertulang

= 0,02 untuk sistem frame lainnya

h_n = tinggi total bangunan, feet

Dari hasil permodelan 3D ETABS diperoleh $T = 1,96$ detik. Dari data struktur diketahui tinggi Apartemen Paragon 82,65 m atau 271,1615 feet sehingga dapat dihitung batas waktu getar alami fundamental ijin struktur,

$$T_i = 0,03 \times 271,1615^{3/4}$$

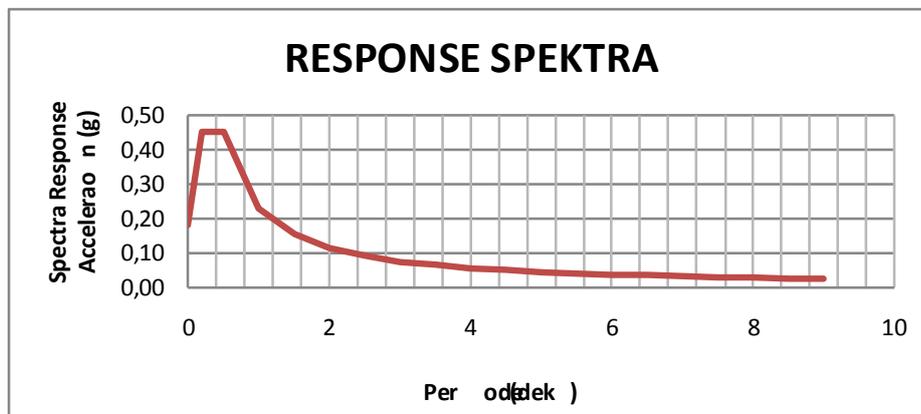
$$= 2,0047 \text{ detik.}$$

Dari hasil diatas terlihat bahwa $T_i = 2,0047$ detik $> T = 1,96$ detik sehingga syarat terpenuhi.

4.4.2. Percepatan Spektra (*Spektral Acceleration*)

a. Pemetaan *Spektral Acceleration*

Untuk lokasi pemetaan digunakan pemetaan SNI 03-1726-2002 hal ini dikarenakan penyusunan pemetaan gempa terbaru di indonesia masih dalam tahap penyusunan.



Gambar 4.4. Respon Spektra

commit to user

4.4.3. Pseudo Lateral Force

Pseudo Lateral Force yang memberikan gaya pada arah horisontal pada bangunan dapat dihitung menggunakan rumus,

$$V = \frac{C \cdot W \cdot S_a}{R} \quad (4.5.2)$$

dimana:

V = *Pseudo Lateral Force*

C = Faktor Modifikasi, dapat dilihat pada tabel 4.18

S_a = Percepatan Respons Spektra pada waktu getar alami fundamental.

W = Berat total bangunan

Tabel 4.6. Faktor Modifikasi, C

Tipe bangunan	Jumlah Tingkat			
	1	2	3	≥4
Wood (W1, W1A, W2) Moment Frame (S1, S3, C1, PC2A)	1,3	1,1	1,0	1,0
Shear Wall (S4, S5, C2, C3, PC1A, PC2, RM2, URMA) Braced Frame (S2)	1,4	1,2	1,1	1,0
Unreinforced Masonry (URM) Flexible Diaphragms (S1A, S2A, S5A, C2A, C3A, PC1, RM1)	1,0	1,0	1,0	1,0

Sumber : FEMA 310

Untuk struktur Apartemen Solo Paragon masuk kedalam tipe bangunan Shear Wall C3 yaitu Frame beton dengan Shear Wall beton (*Concrete Frame with infill with masonry Shear Wall*) dengan faktor modifikasi 1,0. Dengan menyertakan faktor modifikasi respon (R) pada perhitungan yang mengurangi gaya geser dasar ekuivalen. Diambil nilai R = 6,5 untuk *Dual System with Intermediate Moment Frame*.

Tabel 4.7. Berat Bangunan Apartemen Solo Paragon

No	Lantai	Berat Bangunan (kN)
1	Atap	10053,65
2	Lantai 22	11829,78
3	Lantai 21	11652,34
4	Lantai 20	11593,48
5	Lantai 19	11773,01
6	Lantai 18	11555,20
7	Lantai 17	11289,58
8	Lantai 16	11289,58
9	Lantai 15	11289,58
10	Lantai 14	11402,86
11	Lantai 13	11516,14
12	Lantai 12	11516,14
13	Lantai 11	11516,14
14	Lantai 10	11516,14
15	Lantai 9	11516,14
16	Lantai 8	11516,14
17	Lantai 7	11516,14
18	Lantai 6	11516,14
19	Lantai 5	11560,30
20	Lantai 4	11604,46
21	Lantai 3	11604,46
22	Lantai 2	11526,03
23	Lantai 1	13521,14
24	Mezzanine	14763,30
Total		280437,93

Dari gambar 4.3. diperoleh nilai *spektal acceleration* pada $T = 2,0047$ detik sebesar 0,12. Sehingga nilai *Pseudo Lateral Force* adalah

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{C \cdot W \cdot S_a}{R} \\
 &= \frac{1 \times 280437,93 \times 0,12}{6,5} = 5177,3156 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.4.4. Gaya geser Tingkat (Story Shear Force)

Untuk bangunan bertingkat, *Pseudo Lateral Force* yang dihitung pada sub bab 4.5.3 akan didistribusikan secara vertikal dengan menggunakan rumus

$$V_j = \left(\frac{n+j}{n+1} \right) \cdot \left(\frac{W_j}{W} \right) \cdot V \quad (4.5.3)$$

dimana:

- V_j = gaya geser tingkat pada lantai ke- j
- n = total jumlah lantai
- j = jumlah lantai yang ditinjau
- W_j = total berat *seismic* tiap lantai
- W = total berat *seismic* seluruh lantai
- V = *Pseudo Lateral Force*

- Perhitungan gaya geser tingkat atap

Data	n	= 24 lantai
	j	= 24 lantai (atap)
	W_j	= 10053,65 kN
	W	= 280437,93 kN
	V	= 5177,3156 kN

Gaya geser tingkat pada atap :

$$\begin{aligned} V_j &= \left(\frac{n+j}{n+1} \right) \cdot \left(\frac{W_j}{W} \right) \cdot V \\ &= \left(\frac{24+24}{24+1} \right) \cdot \left(\frac{10053,65}{280437,93} \right) \cdot 5177,3156 \text{ kN} = 356,363 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.8. Gaya geser tingkat

No	Lantai	Gaya Geser Tingkat (kN)
1	Atap	356,3634
2	Lantai 22	410,5845
3	Lantai 21	395,8212
4	Lantai 20	385,2601
5	Lantai 19	382,5323
6	Lantai 18	366,9219
7	Lantai 17	350,1508
8	Lantai 16	341,8139
9	Lantai 15	333,4769
10	Lantai 14	328,4025
11	Lantai 13	323,1607
12	Lantai 12	314,6565
13	Lantai 11	306,1522
14	Lantai 10	297,6480
15	Lantai 9	289,1438
16	Lantai 8	280,6396
17	Lantai 7	272,1353
18	Lantai 6	263,6311
19	Lantai 5	256,1052
20	Lantai 4	248,5141
21	Lantai 3	239,9446
22	Lantai 2	229,8113
23	Lantai 1	259,6059
24	Mezzanine	272,5533

4.4.5. Rasio Simpangan (*Drift Ratio*)

Drift Ratio (DR) didasarkan pada defleksi yang berkaitan dengan flexural displacement dari kolom, termasuk efek dari rotasi yang berkaitan dengan tekuk dari girder. *Drift Ratio* (DR) dapat dihitung dengan menggunakan rumus,

$$DR = \left(\frac{k_b + k_c}{k_b \cdot k_c} \right) \cdot \left(\frac{h}{12E} \right) \cdot V_c \quad (4.5.4)$$

dimana

DR = *Drift Ratio*

commit to user

- k_b = I/L dari Balok
 k_c = I/h dari Kolom
 h = Tinggi Kolom
 L = Panjang Balok / Lebar bentang dari Kolom ke Kolom yang ditinjau
 I = Momen Inersia
 E = Modulus Elastis
 V_c = Gaya Geser Kolom dari perhitungan rumus 4.5.4

• Perhitungan *Drift Ratio* (DR) Atap

Data	L Balok	= 5,5 m	f'_c	= 23500000 kN/m ²
	H Kolom	= 4,5 m	V	= 356,363 kN
	Dimensi	= 0,3 x 0,8 m ²		

Momen Inersia

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

$$= \frac{0,3 \cdot 0,8^3}{12} = 0,0128 \text{ m}^4$$

$$k_b = \frac{I}{L}$$

$$= \frac{0,0128 \text{ m}^4}{5,5 \text{ m}} = 0,0023 \text{ m}^3$$

$$k_c = \frac{I}{h}$$

$$= \frac{0,0128 \text{ m}^4}{4,5 \text{ m}} = 0,0028 \text{ m}^3$$

Drift Ratio (DR)

$$DR = \left(\frac{k_b + k_c}{k_b \cdot k_c} \right) \cdot \left(\frac{h}{12E} \right) \cdot V_c$$

$$= \left(\frac{0,0023 + 0,0028}{0,0023 \cdot 0,0028} \right) \cdot \left(\frac{4,5 \text{ m}}{12 \cdot 23500000 \text{ kN/m}^2} \right) \cdot 356,3634 \text{ kN}$$

$$= 0,0044 \text{ m}$$

Data Perhitungan dan hasil *Drift Ratio* akan ditampilkan pada Tabel 4.9 , Tabel 4.10, Tabel 4.11 dan Tabel 4.12.

Tabel 4.9 Data Perhitungan *Drift Ratio* arah Y (Utara – Selatan)

No	Lantai	Balok	L Balok	H lantai	Dimensi		E kN/m ²	F ^c kN/m ²
			(m)	(m)	b (m)	h (m)		
1	Atap	57 - 58	5,5	4,5	0,3	0,8	23500000	25000
2	Lantai 22	57 - 58	5,5	3,5	0,3	0,8	23500000	25000
3	Lantai 21	57 - 58	5,5	3,5	0,3	0,8	25743000	30000
4	Lantai 20	57 - 58	5,5	3,5	0,3	0,8	25743000	30000
5	Lantai 19	57 - 58	5,5	3,5	0,3	0,8	25743000	30000
6	Lantai 18	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
7	Lantai 17	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
8	Lantai 16	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
9	Lantai 15	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
10	Lantai 14	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
11	Lantai 13	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
12	Lantai 12	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
13	Lantai 11	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
14	Lantai 10	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
15	Lantai 9	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
16	Lantai 8	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
17	Lantai 7	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
18	Lantai 6	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
19	Lantai 5	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
20	Lantai 4	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
21	Lantai 3	57 - 58	5,5	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
22	Lantai 2	57 - 58	5,5	4,5	0,3	0,8	27805575	35000
23	Lantai 1	57 - 58	5,5	5,5	0,3	0,8	27805575	35000
24	Mezzanine	57 - 58	5,5	2,95	0,3	0,8	27805575	35000

Tabel 4.10 Perhitungan *Drift Ratio* arah Y (Utara – Selatan)

No	Lantai	V	k _b	k _c	<i>Drift Ratio</i>	<i>Story Drift</i>	Kontrol
		kN	m ³	m ³	m	m	DR > SD
1	Atap	356,363	0,00233	0,00284	0,0038	0,0102	Tidak Memenuhi
2	Lantai 22	410,584	0,00233	0,00366	0,0036	0,0080	Tidak Memenuhi
3	Lantai 21	395,821	0,00233	0,00366	0,0032	0,0081	Tidak Memenuhi
4	Lantai 20	385,260	0,00233	0,00366	0,0031	0,0082	Tidak Memenuhi
5	Lantai 19	382,532	0,00233	0,00366	0,0030	0,0083	Tidak Memenuhi
6	Lantai 18	366,922	0,00233	0,00400	0,0026	0,0076	Tidak Memenuhi
7	Lantai 17	350,151	0,00233	0,00400	0,0025	0,0077	Tidak Memenuhi

Dilanjutkan

lanjutan

8	Lantai 16	341,8139	0,00233	0,00400	0,0024	0,0076	Tidak Memenuhi
9	Lantai 15	333,4769	0,00233	0,00400	0,0023	0,0077	Tidak Memenuhi
10	Lantai 14	328,4025	0,00233	0,00400	0,0023	0,0075	Tidak Memenuhi
11	Lantai 13	323,1607	0,00233	0,00400	0,0023	0,0076	Tidak Memenuhi
12	Lantai 12	314,6565	0,00233	0,00400	0,0022	0,0073	Tidak Memenuhi
13	Lantai 11	306,1522	0,00233	0,00400	0,0022	0,0074	Tidak Memenuhi
14	Lantai 10	297,6480	0,00233	0,00400	0,0021	0,0071	Tidak Memenuhi
15	Lantai 9	289,1438	0,00233	0,00400	0,0019	0,0070	Tidak Memenuhi
16	Lantai 8	280,6396	0,00233	0,00400	0,0018	0,0067	Tidak Memenuhi
17	Lantai 7	272,1353	0,00233	0,00400	0,0018	0,0065	Tidak Memenuhi
18	Lantai 6	263,6311	0,00233	0,00400	0,0017	0,0062	Tidak Memenuhi
19	Lantai 5	256,1052	0,00233	0,00400	0,0017	0,0059	Tidak Memenuhi
20	Lantai 4	248,5141	0,00233	0,00400	0,0016	0,0055	Tidak Memenuhi
21	Lantai 3	239,9446	0,00233	0,00400	0,0016	0,0051	Tidak Memenuhi
22	Lantai 2	229,8113	0,00233	0,00284	0,0024	0,0061	Tidak Memenuhi
23	Lantai 1	259,6059	0,00233	0,00233	0,0037	0,0056	Tidak Memenuhi
24	Mezzanine	272,5533	0,00233	0,00434	0,0016	0,0014	Memenuhi

Tabel 4.11. Data Perhitungan *Drift Ratio* arah X (Barat – Timur)

No	Lantai	Balok	L Balok (m)	H lantai (m)	Dimensi		E kN/m ²	F' c kN/m ²
					b (m)	h (m)		
1	Atap	2 - 3	4	4,5	0,3	0,8	23500000	25000
2	Lantai 22	2 - 3	4	3,5	0,3	0,8	23500000	25000
3	Lantai 21	2 - 3	4	3,5	0,3	0,8	25743000	30000
4	Lantai 20	2 - 3	4	3,5	0,3	0,8	25743000	30000
5	Lantai 19	2 - 3	4	3,5	0,3	0,8	25743000	30000
6	Lantai 18	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
7	Lantai 17	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
8	Lantai 16	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
9	Lantai 15	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
10	Lantai 14	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
11	Lantai 13	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
12	Lantai 12	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
13	Lantai 11	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
14	Lantai 10	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	25743000	30000
15	Lantai 9	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
16	Lantai 8	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000

Dilanjutkan

lanjutan

17	Lantai 7	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
18	Lantai 6	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
19	Lantai 5	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
20	Lantai 4	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
21	Lantai 3	2 - 3	4	3,2	0,3	0,8	27805575	35000
22	Lantai 2	2 - 3	4	4,5	0,3	0,8	27805575	35000
23	Lantai 1	2 - 3	4	5,5	0,3	0,8	27805575	35000
24	Mezzanine	2 - 3	4	2,95	0,3	0,8	27805575	35000

Tabel 4.12 Perhitungan *Drift Ratio* X (Barat – Timur)

No	Lantai	V	k_b	k_c	<i>Drift Ratio</i>	<i>Story Drift</i>	Kontrol
		kN	m^3	m^3	m	m	DR > SD
1	Atap	356,363	0,00320	0,00284	0,0038	0,0017	Memenuhi
2	Lantai 22	410,585	0,00320	0,00366	0,0030	0,0013	Memenuhi
3	Lantai 21	395,821	0,00320	0,00366	0,0026	0,0014	Memenuhi
4	Lantai 20	385,260	0,00320	0,00366	0,0026	0,0016	Memenuhi
5	Lantai 19	382,532	0,00320	0,00366	0,0025	0,0016	Memenuhi
6	Lantai 18	366,922	0,00320	0,00400	0,0021	0,0016	Memenuhi
7	Lantai 17	350,151	0,00320	0,00400	0,0020	0,0017	Memenuhi
8	Lantai 16	341,813	0,00320	0,00400	0,0020	0,0017	Memenuhi
9	Lantai 15	333,476	0,00320	0,00400	0,0019	0,0018	Tidak Memenuhi
10	Lantai 14	328,402	0,00320	0,00400	0,0019	0,0018	Tidak Memenuhi
11	Lantai 13	323,160	0,00320	0,00400	0,0019	0,0019	Memenuhi
12	Lantai 12	314,656	0,00320	0,00400	0,0018	0,0020	Memenuhi
13	Lantai 11	306,152	0,00320	0,00400	0,0018	0,0020	Memenuhi
14	Lantai 10	297,648	0,00320	0,00400	0,0017	0,0021	Memenuhi
15	Lantai 9	289,143	0,00320	0,00400	0,0016	0,0021	Memenuhi
16	Lantai 8	280,639	0,00320	0,00400	0,0015	0,0021	Memenuhi
17	Lantai 7	272,135	0,00320	0,00400	0,0015	0,0021	Memenuhi
18	Lantai 6	263,631	0,00320	0,00400	0,0014	0,0021	Memenuhi
19	Lantai 5	256,105	0,00320	0,00400	0,0014	0,0021	Memenuhi
20	Lantai 4	248,514	0,00320	0,00400	0,0013	0,0020	Memenuhi
21	Lantai 3	239,944	0,00320	0,00400	0,0013	0,0019	Memenuhi
22	Lantai 2	229,811	0,00320	0,00284	0,0021	0,0027	Memenuhi
23	Lantai 1	259,605	0,00320	0,00233	0,0032	0,0029	Memenuhi
24	Mezzanine	272,553	0,00320	0,00434	0,0013	0,0008	Memenuhi

4.4.6. Tegangan Geser Kolom (Shear Stress in Coloums)

Tegangan geser rata-rata pada kolom dapat dihitung menggunakan rumus

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right) \quad (4.5.5)$$

dimana :

n_c = Jumlah total kolom

n_f = Jumlah total frame

A_c = Penjumlahan seluruh luasan muka kolom pada lantai yang ditinjau

V_j = Gaya Geser kolom

m = *modification factor*

= 2 untuk bangunan yang sedang dievaluasi untuk *live safety performance*

= 1,3 untuk bangunan yang sedang dievaluasi untuk *immediate occupancy performance level*

- Perhitungan tegangan geser kolom mezzanine

Diketahui :

$$V_j = 272,55 \text{ kN}$$

$$n_c = 40$$

$$n_f = 13$$

$$m = 2$$

$$A_c = (13 \times 0,5 \text{ m} \times 1 \text{ m}) + (27 \times 0,6 \text{ m} \times 1,1 \text{ m}) \\ = 24,32 \text{ m}^2$$

Tegangan geser rata-rata pada lantai mezzanine

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{40}{40 - 13} \right) \left(\frac{272,55}{24,32} \right) \\ = 8,313 \text{ kN/m}^2 \approx 0,0083 \text{ Mpa}$$

Tegangan Geser maksimum pada kolom di lantai mezzanine

$$v = \frac{V}{A} \\ = \frac{270,27}{0,5 \times 1} = 540,54 \text{ kN/m}^2 \approx 0,54 \text{ MPa}$$

$v > v_{avg}$ sehingga tidak memenuhi.

Tabel 4.13. Data perhitungan tegangan kolom

No	Lantai	V	Kolom Tipe I		Kolom Tipe II		Jumlah	
		kN	B {m}	H {m}	B {m}	H {m}	Tipe I	Tipe II
1	Mezzanine	272,55	0,6	1,1	0,5	1	27	13
2	Lantai 1	259,61	0,6	1,1	0,5	1	27	13
3	Lantai 2	229,81	0,6	1,1	0,5	1	27	13
4	Lantai 3	239,94	0,6	1,0	0,5	0,9	27	13
5	Lantai 4	248,51	0,6	1,0	0,5	0,9	27	13
6	Lantai 5	256,11	0,6	1,0	0,5	0,9	27	13
7	Lantai 6	263,63	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
8	Lantai 7	272,14	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
9	Lantai 8	280,64	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
10	Lantai 9	289,14	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
11	Lantai 10	297,65	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
12	Lantai 11	306,15	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
13	Lantai 12	314,66	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
14	Lantai 13	323,16	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
15	Lantai 14	328,40	0,55	1,0	0,5	0,9	27	13
16	Lantai 15	333,48	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
17	Lantai 16	341,81	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
18	Lantai 17	350,15	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
19	Lantai 18	366,92	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
20	Lantai 19	382,53	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
21	Lantai 20	385,26	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
22	Lantai 21	395,82	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
23	Lantai 22	410,58	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13
24	Atap	356,36	0,5	0,9	0,5	0,8	27	13

Tabel 4.14. Perhitungan tegangan Kolom Tipe I arah Utara - Selatan

No	Lantai	V	Luas m ²	Jumlah Kolom	v _{avg}		v	Kontrol v _{avg} > v
		kN			kN/m ²	N/mm ²		
1	Mezzanine	270,27	24,32	40	8,30	0,0083	0,41	Tidak Memenuhi
2	Lantai 1	136,83	24,32	40	7,91	0,0079	0,21	Tidak Memenuhi
3	Lantai 2	220,26	24,32	40	7,00	0,0070	0,33	Tidak Memenuhi
4	Lantai 3	340,93	22,05	40	8,06	0,0081	0,57	Tidak Memenuhi
5	Lantai 4	323,01	22,05	40	8,35	0,0083	0,54	Tidak Memenuhi
6	Lantai 5	370,32	22,05	40	8,60	0,0086	0,62	Tidak Memenuhi

Dilanjutkan

lanjutan

7	Lantai 6	346,46	20,70	40	9,434	0,009	0,63	Tidak Memenuhi
8	Lantai 7	382,98	20,70	40	9,738	0,010	0,70	Tidak Memenuhi
9	Lantai 8	370,64	20,70	40	10,04	0,010	0,67	Tidak Memenuhi
10	Lantai 9	404,97	20,70	40	10,35	0,010	0,74	Tidak Memenuhi
11	Lantai 10	352,60	20,70	40	10,65	0,011	0,64	Tidak Memenuhi
12	Lantai 11	339,10	20,70	40	10,96	0,011	0,62	Tidak Memenuhi
13	Lantai 12	338,34	20,70	40	11,26	0,011	0,62	Tidak Memenuhi
14	Lantai 13	348,39	20,70	40	11,56	0,012	0,63	Tidak Memenuhi
15	Lantai 14	346,40	20,70	40	11,75	0,012	0,63	Tidak Memenuhi
16	Lantai 15	338,90	17,35	40	14,24	0,014	0,75	Tidak Memenuhi
17	Lantai 16	356,20	17,35	40	14,59	0,015	0,79	Tidak Memenuhi
18	Lantai 17	317,47	17,35	40	14,95	0,015	0,71	Tidak Memenuhi
19	Lantai 18	335,95	17,35	40	15,67	0,016	0,75	Tidak Memenuhi
20	Lantai 19	300,30	17,35	40	16,33	0,016	0,67	Tidak Memenuhi
21	Lantai 20	283,03	17,35	40	16,45	0,017	0,63	Tidak Memenuhi
22	Lantai 21	302,42	16,05	40	18,27	0,018	0,67	Tidak Memenuhi
23	Lantai 22	157,44	16,05	40	18,95	0,019	0,35	Tidak Memenuhi
24	Atap	184,20	16,05	40	14,12	0,016	0,41	Tidak Memenuhi

Tabel 4.15. Perhitungan tegangan Kolom Tipe II arah Utara - Selatan

No	Lantai	V	Luas	Jumlah	v_{avg}		v	Kontrol
		kN	m ²	Kolom	kN/m ²	N/mm ²	N/mm ²	$v_{avg} > v$
1	Mezzanine	152,29	24,32	40	8,30	0,008	0,30	Tidak Memenuhi
2	Lantai 1	57,68	24,32	40	7,91	0,008	0,12	Tidak Memenuhi
3	Lantai 2	96,53	24,32	40	7,00	0,007	0,19	Tidak Memenuhi
4	Lantai 3	134,17	22,05	40	8,06	0,008	0,30	Tidak Memenuhi
5	Lantai 4	130,57	22,05	40	8,35	0,008	0,29	Tidak Memenuhi
6	Lantai 5	131,55	22,05	40	8,60	0,009	0,29	Tidak Memenuhi
7	Lantai 6	132,47	20,70	40	9,43	0,009	0,29	Tidak Memenuhi
8	Lantai 7	127,34	20,70	40	9,74	0,010	0,28	Tidak Memenuhi
9	Lantai 8	132,72	20,70	40	10,04	0,010	0,29	Tidak Memenuhi
10	Lantai 9	114,32	20,70	40	10,35	0,010	0,25	Tidak Memenuhi
11	Lantai 10	159,88	20,70	40	10,65	0,011	0,36	Tidak Memenuhi
12	Lantai 11	218,58	20,70	40	10,96	0,011	0,49	Tidak Memenuhi
13	Lantai 12	200,57	20,70	40	11,26	0,011	0,45	Tidak Memenuhi
14	Lantai 13	190,65	20,70	40	11,56	0,012	0,42	Tidak Memenuhi

dilanjutkan

lanjutan

15	Lantai 14	197,10	20,70	40	11,75	0,012	0,44	Tidak Memenuhi
16	Lantai 15	159,00	17,35	40	14,24	0,014	0,40	Tidak Memenuhi
17	Lantai 16	170,19	17,35	40	14,59	0,015	0,43	Tidak Memenuhi
18	Lantai 17	134,39	17,35	40	14,95	0,015	0,34	Tidak Memenuhi
19	Lantai 18	138,93	17,35	40	15,67	0,016	0,35	Tidak Memenuhi
20	Lantai 19	118,17	17,35	40	16,33	0,016	0,30	Tidak Memenuhi
21	Lantai 20	128,84	17,35	40	16,45	0,017	0,32	Tidak Memenuhi
22	Lantai 21	93,47	16,05	40	18,27	0,018	0,31	Tidak Memenuhi
23	Lantai 22	81,48	16,05	40	18,95	0,019	0,27	Tidak Memenuhi
24	Atap	73,54	16,05	40	14,12	0,016	0,25	Tidak Memenuhi

Tabel 4.16. Perhitungan tegangan Kolom Tipe I arah Barat - Timur

No	Lantai	V	Luas m ²	Jumlah Kolom	v _{avg}		v N/mm ²	Kontrol v _{avg} > v
		kN			kN/m ²	N/mm ²		
1	Mezzanine	100,70	24,32	40	8,301	0,008	0,15	Tidak Memenuhi
2	Lantai 1	54,21	24,32	40	7,907	0,008	0,082	Tidak Memenuhi
3	Lantai 2	96,90	24,32	40	7,000	0,007	0,15	Tidak Memenuhi
4	Lantai 3	161,46	22,05	40	8,061	0,008	0,27	Tidak Memenuhi
5	Lantai 4	163,77	22,05	40	8,349	0,008	0,27	Tidak Memenuhi
6	Lantai 5	184,80	22,05	40	8,604	0,009	0,31	Tidak Memenuhi
7	Lantai 6	170,11	20,70	40	9,434	0,009	0,31	Tidak Memenuhi
8	Lantai 7	185,78	20,70	40	9,738	0,010	0,34	Tidak Memenuhi
9	Lantai 8	188,36	20,70	40	10,04	0,010	0,34	Tidak Memenuhi
10	Lantai 9	197,43	20,70	40	10,35	0,010	0,36	Tidak Memenuhi
11	Lantai 10	186,33	20,70	40	10,65	0,011	0,34	Tidak Memenuhi
12	Lantai 11	177,64	20,70	40	10,96	0,011	0,32	Tidak Memenuhi
13	Lantai 12	180,82	20,70	40	11,26	0,011	0,33	Tidak Memenuhi
14	Lantai 13	182,13	20,70	40	11,56	0,012	0,33	Tidak Memenuhi
15	Lantai 14	183,11	20,70	40	11,75	0,012	0,33	Tidak Memenuhi
16	Lantai 15	177,89	17,35	40	14,24	0,014	0,40	Tidak Memenuhi
17	Lantai 16	189,11	17,35	40	14,59	0,015	0,42	Tidak Memenuhi
18	Lantai 17	157,87	17,35	40	14,95	0,015	0,35	Tidak Memenuhi
19	Lantai 18	169,15	17,35	40	15,67	0,016	0,38	Tidak Memenuhi
20	Lantai 19	144,91	17,35	40	16,33	0,016	0,32	Tidak Memenuhi
21	Lantai 20	146,38	17,35	40	16,45	0,017	0,33	Tidak Memenuhi
22	Lantai 21	146,01	16,05	40	18,27	0,018	0,32	Tidak Memenuhi
23	Lantai 22	140,65	16,05	40	18,95	0,019	0,31	Tidak Memenuhi
24	Atap	105,04	16,05	40	14,12	0,016	0,23	Tidak Memenuhi

Tabel 4.17. Perhitungan tegangan Kolom Tipe II arah Barat - Timur

No	Lantai	V kN	Luas m ²	Jumlah Kolom	V _{avg}		v N/mm ²	Kontrol V _{avg} > v
					kN/m ²	N/mm ²		
1	Mezzanine	70,25	24,32	40	8,301	0,008	0,14	Tidak Memenuhi
2	Lantai 1	35,92	24,32	40	7,907	0,008	0,071	Tidak Memenuhi
3	Lantai 2	64,83	24,32	40	7,000	0,007	0,13	Tidak Memenuhi
4	Lantai 3	110,94	22,05	40	8,061	0,008	0,25	Tidak Memenuhi
5	Lantai 4	107,80	22,05	40	8,349	0,008	0,24	Tidak Memenuhi
6	Lantai 5	109,21	22,05	40	8,604	0,009	0,24	Tidak Memenuhi
7	Lantai 6	111,70	20,70	40	9,434	0,009	0,25	Tidak Memenuhi
8	Lantai 7	110,67	20,70	40	9,738	0,010	0,25	Tidak Memenuhi
9	Lantai 8	109,94	20,70	40	10,04	0,010	0,24	Tidak Memenuhi
10	Lantai 9	108,37	20,70	40	10,35	0,010	0,24	Tidak Memenuhi
11	Lantai 10	105,91	20,70	40	10,65	0,011	0,24	Tidak Memenuhi
12	Lantai 11	136,82	20,70	40	10,96	0,011	0,30	Tidak Memenuhi
13	Lantai 12	125,58	20,70	40	11,26	0,011	0,28	Tidak Memenuhi
14	Lantai 13	123,09	20,70	40	11,56	0,012	0,27	Tidak Memenuhi
15	Lantai 14	123,14	20,70	40	11,75	0,012	0,27	Tidak Memenuhi
16	Lantai 15	111,60	17,35	40	14,24	0,014	0,28	Tidak Memenuhi
17	Lantai 16	117,39	17,35	40	14,59	0,015	0,29	Tidak Memenuhi
18	Lantai 17	93,27	17,35	40	14,95	0,015	0,23	Tidak Memenuhi
19	Lantai 18	98,55	17,35	40	15,67	0,016	0,25	Tidak Memenuhi
20	Lantai 19	82,31	17,35	40	16,33	0,016	0,21	Tidak Memenuhi
21	Lantai 20	86,61	17,35	40	16,45	0,017	0,22	Tidak Memenuhi
22	Lantai 21	69,79	16,05	40	18,27	0,018	0,23	Tidak Memenuhi
23	Lantai 22	71,38	16,05	40	18,95	0,019	0,24	Tidak Memenuhi
24	Atap	46,36	16,05	40	14,12	0,016	0,15	Tidak Memenuhi

Dari perhitungan tabel 4.29 sampai dengan 4.32 diperoleh tegangan geser kolom tidak memenuhi standar FEMA 310. Sehingga disimpulkan bahwa struktur Apartemen Solo Paragon merupakan struktur yang tidak beraturan (*Irregular Structure*). Untuk memperkuat kesimpulan diatas, maka akan ditampilkan daftar *checklist* kriteria SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) yang tahan gempa menurut FEMA 310, FEMA 356 dan SNI 03-2847-2002 (perhitungan dan penjelasan terlampir).

Tabel 4.18. Daftar Semak (*Checklist*) Kriteria SRPM yang Tahan Gempa

SISTEM BANGUNAN			
Checklist	Kriteria Keamanan Jiwa (<i>Life Safty Criteria</i>)	Evaluasi	
1	ALUR BEBAN Struktur harus mempunyai alur beban untuk pengaruh gempa dari segala arah horizontal yg berfungsi untuk menyalurkan gaya inersia massa bangunan ke pondasi.	Ya	
2	MESANIN Tingkat mesanin interior harus diperkaku (braced) dan bebas dari struktur utama, atau harus diangkur kekomponen struktur utama penahan gaya lateral (lihat lampiran D hal i)		Tidak
3	TINGKAT LEMAH Kekuatan sistem penahan gaya lateral di semua tingkat harus tidak kurang dari 80% kekuatan di tingkat yang berdekatan di atas atau di bawahnya (lihat lampiran D hal ii)		Tidak
4	GEOMETRI Perubahan dimensi horizontal dari sistem penahan gaya lateral tidak boleh ada yang lebih dari 30% di suatu tingkat relatif terhadap tingkat-tingkat yang berdekatan kecuali untuk griya tawang (lihat lampiran D hal iii)	Ya	
5	KETIDAKSINAMBUNGAN VERTIKAL Semua komponen struktur vertikal pada sistem penahan gaya lateral harus menerus ke fondasi.	Ya	
6	MASA Perubahan masa efektif harus tidak lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat berikutnya (lihat lampiran D hal iv)	Ya	

Dilanjutkan

lanjutan

7	PUNTIR Jarak antar pusat masa tingkat dan pusat kekakuan tingkat harus kurang dari 20% lebar bangunan dalam kedua arah dimensi denah bangunan (lihat lampiran D hal x)	Ya	
8	TORSI TIDAK BERATURAN Torsi yang beraturan dapat disimpulkan dengan melihat <i>Story Drift</i> maksimum pada suatu tingkat kurang dari 1,2 kali dari rata-rata <i>Story Drift</i> dua lantai di atasnya.		Tidak
9	REDUNDANSI Jumlah lajur rangka momen dalam setiap arah utama harus lebih besar dari atau sama dengan 2. jumlah bentang rangka momen dalam setiap lajur harus lebih besar dari atau sama dengan 2 (lihat lampiran D hal xviii)		Tidak
11	DINDING YANG BERPENGARUH Semua dinding pengisi dalam rangka momen harus terpisah dari komponen struktur	Ya	
12	PEMERIKSAAN TEGANGAN GESER Tegangan geser dalam kolom beton dihitung dengan prosedur pemeriksaan cepat (FEMA 310, Sect.3.5.3.2) harus kurang dari 0,69 MPa atau $(0,166)^{1/2} f_c'$ (lihat tabel 4.13 sampai 4.17)		Tidak
13	RANGKA LANTAI DASAR Dalam wilayah gempa dengan resiko gempa tinggi, sistem penahan gaya lateral harus bukan merupakan rangka yang terdiri dari kolom dan lantai/pelat datar tanpa balok	Ya	

Tabel 4.19. Checklist Pelengkap

Sistem Penahanan Gaya Lateral			
Checklist	Kriteria Keamanan Jiwa (<i>Life Safty Criteria</i>)	Evaluasi	
14	TIDAK ADA KEGAGALAN GESER Kuat geser komponen struktur rangka harus dapat mengembangkan kuat lebih momen di ujung atas dan bawah kolom, tampak tulangan trasversal yang rapat di bagian tersebut. (lihat tabel 4.13 sampai 4.17)		Tidak
15	KOLOM KUAT/BALOK LEMAH Jumlah kuat nominal momen kolom yang terkecil harus 20% lebih besar dari jumlah kuat nominal momen balok di muka hubungan balok-kolom rangka. (lihat lampiran hal xix)	Ya	
16	TULANGAN BALOK Paling sedikit dua batang tulangan atas longitudinal dan dua batang tulangan bawah longitudinal harus menerus sepanjang panjang setiap balok rangka. Paling sedikit 25% batang tulangan longitudinal di muka hubungan balok-kolom baik untuk momen positif ataupun negatif harus menerus sepanjang panjang komponen struktur .	Ya	
17	SAMBUNGAN LEWAT TULANGAN KOLOM Semua panjang sambungan lewatan batang tulangan kolom harus lebih besar dari $50d_b$ dan harus dilingkupi oleh pengikat/sengkang tertutup dengan spasi sama dengan atau kurang dari $8d_b$. Sambungan lewatan tulangan kolom hanya boleh ditempatkan di tengah tinggi kolom. (lihat lampiran D hal xxii)	Ya	

dilanjutkan

lanjutan

18	<p>LOKASI SAMBUNGAN LEWATAN TULANGAN BALOK</p> <p>Sambungan lewatan untuk penulangan balok longitudinal harus ditempatkan $> 1d_l$ dari muka hubungan balok-kolom dan tidak boleh ditempatkan di sekitar lokasi yang berpotensi terjadinya sendi plastis (lihat Lampiran D hal xxiii)</p>	Ya	
19	<p>SPASI SENGGANG/PENGIKAT KOLOM</p> <p>Kolom rangka harus mempunyai sengkang berkait gempa (dan pengikat silang seperlunya) dengan spasi sama dengan atau kurang dari $d/4$ sepanjang panjangnya dan sengkang tertutup dengan spasi sama dengan atau kurang dari $6d_b$ di semua lokasi yang berpotensi terjadinya sendi plastis (lihat Lampiran D hal xxiii)</p>	Ya	
20	<p>SPASI SENGGANG BALOK</p> <p>Semua balok harus mempunyai sengkang dengan spasi sama dengan atau kurang dari $d/2$ sepanjang panjangnya. Di lokasi yang berpotensi terjadinya sendi plastis sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom, dan sisanya harus dipasang dengan spasi sama dengan atau kurang dari minimum sebesar $8 d_b$ atau $d/4$ (lihat Lampiran D hal xxiii)</p>	Ya	
21	<p>PENULANGAN HUBUNGAN BALOK-KOLOM</p> <p>Hubungan balok-kolom harus mempunyai sengkang/pengikat tertutup dengan spasi sama dengan atau kurang dari $6 d_b$ (lihat butir 5.2.9),</p> <p>SNI 03-2847-2002 Ps.23.5.2.2</p>		

dilanjutkan

lanjutan

22	EKSENTRISITAS HUBUNGAN BALOK-KOLOM Hubungan balok-kolom harus mempunyai sengkang/pengikat tertutup dengan spasi sama dengan atau kurang dari 6 db.		Tidak
23	KOMPATIBILITAS SIMPANGAN Komponen struktur yang bukan merupakan bagian sistem penahan gaya lateral tetap harus mampu menahan beban gravitasi dan daktail terhadap simpangan sistem penahan gaya lateral akibat	Ya	
30	MUTU TULANGAN MEMANJANG Mutu tulangan 300 MPa dan 400 MPa boleh digunakan dalam komponen struktur sistem penahan gaya lateral bila (a) Kuat leleh pengujian pabrik melampaui f_y yang ditetapkan (specified) lebih dari 120 MPa, (b) Rasio kuat tarik actual terhadap kuat leleh aktual $>1,25$.	Ya	

Evaluasi :

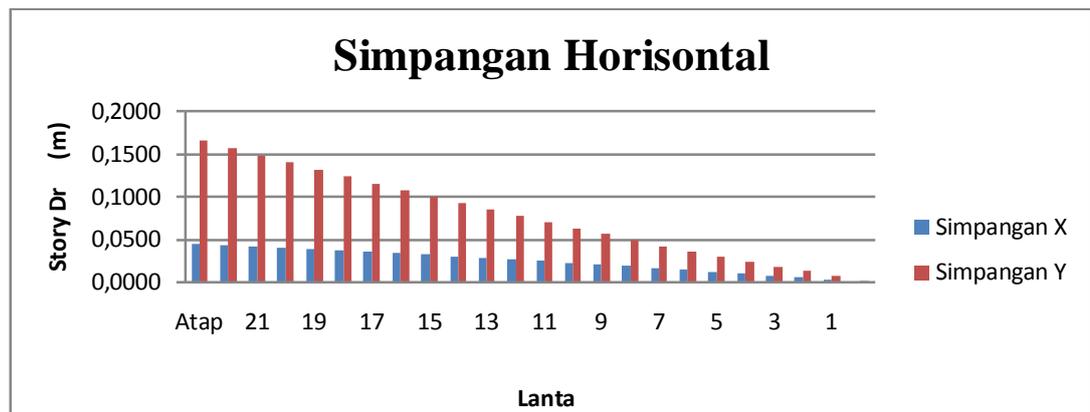
- Tidak: Hal ini berarti tidak memenuhi syarat yang seterusnya diinformasikan kepada perencana untuk mendapatkan perhatian/evaluasi lebih lanjut.
- Kosong: Hal ini berarti tidak ada data atau tidak menggunakan tipe struktur yang digunakan pada perencanaan.

4.5. Analisa menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002

Hasil analisis simpangan horisontal dengan menggunakan program ETABS V.9.5.0 melalui beban gempa diperoleh nilai simpangan horisontal terbesar yang disajikan dalam tabel berikut:

Tabel 4.20. Simpangan Horisontal Terbesar Tiap Lantai

No	Lantai	Simpangan		Drift	
		Arah x (m)	Arah y (m)	Arah x (m)	Arah y (m)
1	Atap	0,0450	0,1663	0,0017	0,0102
2	Lantai 22	0,0433	0,1561	0,0013	0,0080
3	Lantai 21	0,0420	0,1481	0,0014	0,0081
4	Lantai 20	0,0406	0,1400	0,0016	0,0082
5	Lantai 19	0,0390	0,1318	0,0016	0,0083
6	Lantai 18	0,0374	0,1235	0,0016	0,0076
7	Lantai 17	0,0358	0,1159	0,0017	0,0077
8	Lantai 16	0,0341	0,1082	0,0017	0,0076
9	Lantai 15	0,0324	0,1006	0,0018	0,0077
10	Lantai 14	0,0306	0,0929	0,0018	0,0075
11	Lantai 13	0,0288	0,0854	0,0019	0,0076
12	Lantai 12	0,0269	0,0778	0,0020	0,0073
13	Lantai 11	0,0249	0,0705	0,0020	0,0074
14	Lantai 10	0,0229	0,0631	0,0021	0,0071
15	Lantai 9	0,0208	0,0560	0,0021	0,0070
16	Lantai 8	0,0187	0,0490	0,0021	0,0067
17	Lantai 7	0,0166	0,0423	0,0021	0,0065
18	Lantai 6	0,0145	0,0358	0,0021	0,0062
19	Lantai 5	0,0124	0,0296	0,0021	0,0059
20	Lantai 4	0,0103	0,0237	0,0020	0,0055
21	Lantai 3	0,0083	0,0182	0,0019	0,0051
22	Lantai 2	0,0064	0,0131	0,0027	0,0061
23	Lantai 1	0,0037	0,0070	0,0029	0,0056
24	Mezzanine	0,0008	0,0014	0,0008	0,0014
25	Ground Floor	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



Gambar 4.5. Grafik Simpangan Horisontal

Dari kedua grafik tersebut dapat ditarik kesimpulan bahwa:

- Struktur dengan arah koordinat Y (Utara – Selatan) memiliki simpangan horizontal yang lebih besar dibandingkan arah Barat – Timur.

4.5.1. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental harus dibatasi, bergantung pada koefisien ξ untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada. Untuk struktur Apartemen Paragon berada di wilayah Gempa III, sehingga batas waktu getar alami fundamentalnya,

$$T_i < \xi \cdot n \quad (4.6.1)$$

$$T_i < 0,18 \times 24$$

$$< 4,32 \text{ detik}$$

Dari hasil permodelan 3D ETABS (terlampir) diperoleh $T = 1,96 \text{ detik} < T_i = 4,32 \text{ detik}$ sehingga struktur masih aman.

4.5.2. Ketentuan untuk analisis respon dinamik

Pada SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3 disebutkan bahwa nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai

respon ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser nominal V , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_i \quad (4.6.2)$$

dimana V_i adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut persamaan :

$$V_i = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (4.6.3)$$

Dari permodelan 3D ETABS (terlampir) diperoleh :

Tabel 4.21. Tabel perhitungan gaya geser dasar statik dan dinamik

Arah	Gaya Geser Dasar Dinamik (kN)	Gaya Geser Dasar Statik (kN)	$\frac{V_{dinamik}}{0,8 V_{statik}} \times 100\%$
Arah X (Barat-Timur)	7790,17	2306,74	422,1417
Arah Y (Utara-Selatan)	24161,16	7689,14	392,7806

Berdasarkan hasil dari tabel 4.7. menunjukkan bahwa gaya geser dinamik lebih besar dari sama dengan 80% gaya geser statik. Hal ini menunjukkan bahwa untuk kasus struktur gedung Apartemen Solo Paragon gaya gempa dinamik lebih menentukan.

4.5.3. Analisis Ragam Spektrum Respons

Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, dapat dilakukan dengan metode analisis ragam respons spektrum dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana nilai ordinatnya dikalikan dengan faktor koreksi I/R dimana I adalah faktor keutamaan gedung dan R adalah faktor reduksi gempa . dalam hal ini jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90 %.

Penjumlahan respon ragam untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau

commit to user

CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat digunakan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum Squares* atau SRSS). Selanjutnya dari permodelan 3D ETABS (terlampir) diperoleh,

Tabel 4.22. Tabel rasio partisipasi massa dan selisih waktu getar alami

Mode	Waktu Getar	Selisih (%)	SumUX	SumUY
1	1,96376	5,68	74	3
2	1,85521	11,16	77	69
3	1,64814	62,06	79	69
4	0,62531	25,42	89	69
5	0,46635	9,89	89	87
6	0,42022	20,57	93	87
7	0,33378	34,85	93	91
8	0,21745	0,93	94	91
9	0,21543	9,55	94	92
10	0,19486	19,61	95	92
11	0,15664	14,93	95	94
12	0,13326	0,92	96	94
13	0,12106	0,93	96	95
14	0,11994	17,96	97	95
15	0,09840	4,79	97	95
16	0,09369	10,83	97	96
17	0,08354	10,29	97	96
18	0,08268	13,46	98	96
19	0,07155	0,35	98	96
20	0,07130	11,38	98	97
21	0,06318	0,78	98	97
22	0,06269	7,88	98	97
23	0,05775	3,27	99	97
24	0,05586	0	100	97

Dari **tabel 4.22**, diperoleh waktu getar alami dominan kurang dari 15% maka metode penjumlahan ragam respons menggunakan metoda Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Untuk rasio partisipasi massa pada mode ke-7 untuk arah X dan Y sudah melebihi 90% sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total tercapai.

Pada Pada SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.3 gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala :

$$Faktor\ Skala = \frac{0,8 V_1}{V_t} \geq 1$$

dimana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja dan V_t adalah gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

Dari permodelan 3D ETABS (terlampir) diperoleh,

$$V_1 = 3900,26 \text{ kN}$$

$$V_t = 5328,10 \text{ kN}$$

$$Faktor\ Skala = \frac{0,8 \times 3900,26}{5328,10} \leq 1$$

Karena faktor skala kurang dari 1 maka diambil nilai minimum 1.

4.5.4. Kinerja Struktur Gedung

Dari hasil analisis struktur diperoleh data simpangan tingkat (d_i), sehingga simpangan antar tingkat (δ_m) dan simpangan antar tingkat maksimum ($\delta_m \times \xi$) sebagai acuan kontrol struktur gedung dapat dihitung.

a. Kinerja Batas Layan Struktur Gedung

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur, dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh

melampaui $0,03/R \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, tergantung yang mana yang nilainya kecil, maka :

$$\delta_m < \frac{0,03}{R} H$$

$$\delta_m < \frac{0,03}{6,5} \cdot 4,5$$

$$\delta_m < 0,0208$$

Karena $0,0208 < 0,03$, maka diambil $\delta_m < 0,0208$ m

Kontrol simpangan antar tingkat berdasarkan kinerja batas layan ditabelkan dalam Tabel 4.23.

Tabel 4.23. Simpangan antar tingkat (δ_m)

Lantai	Drift X (m)	Drift Y (m)	δ (m)	Kontrol Drift X	Kontrol Drift X
Atap	0,0017	0,0102	0,0208	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 22	0,0013	0,0080	0,0162	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 21	0,0014	0,0081	0,0162	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 20	0,0016	0,0082	0,0162	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 19	0,0016	0,0083	0,0162	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 18	0,0016	0,0076	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 17	0,0017	0,0077	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 16	0,0017	0,0076	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 15	0,0018	0,0077	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 14	0,0018	0,0075	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 13	0,0019	0,0076	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 12	0,0020	0,0073	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 11	0,0020	0,0074	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 10	0,0021	0,0071	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 9	0,0021	0,0070	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 8	0,0021	0,0067	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 7	0,0021	0,0065	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 6	0,0021	0,0062	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 5	0,0021	0,0059	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 4	0,0020	0,0055	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 3	0,0019	0,0051	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 2	0,0027	0,0061	0,0148	Memenuhi	Memenuhi
Lantai 1	0,0029	0,0056	0,0208	Memenuhi	Memenuhi
Mezzanine	0,0008	0,0014	0,0254	Memenuhi	Memenuhi
Ground Floor	0,0000	0,0000			

b. Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah oleh sela delatasi. Sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut:

- untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0,7 R$$

- untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7 R}{\text{Faktor Skala}}$$

$$\delta_m \times 0,7 R < 0,02 H$$

$$\delta_m \times 0,7 \times 6,5 < 0,02 \times 4,5$$

$$4,55 \delta_m < 0,09 \text{ m}$$

Kontrol simpangan antar tingkat berdasarkan kinerja batas ultimit ditabelkan dalam Tabel 4.24 dan Tabel 4.25.

Tabel 4.24. Kontrol Kinerja Batas Ultimit Arah X.

Lantai	δ (Drift) X (m)	4,55 x δ (m)	0,02 H (m)	Kontrol
Atap	0,0017	0,0077	0,0900	Memenuhi
Lantai 22	0,0013	0,0059	0,0700	Memenuhi
Lantai 21	0,0014	0,0064	0,0700	Memenuhi
Lantai 20	0,0016	0,0073	0,0700	Memenuhi
Lantai 19	0,0016	0,0073	0,0700	Memenuhi
Lantai 18	0,0016	0,0073	0,0640	Memenuhi
Lantai 17	0,0017	0,0077	0,0640	Memenuhi

dilanjutkan

lanjutan

Lantai 16	0,0017	0,0077	0,0640	Memenuhi
Lantai 15	0,0018	0,0082	0,0640	Memenuhi
Lantai 14	0,0018	0,0082	0,0640	Memenuhi
Lantai 13	0,0019	0,0086	0,0640	Memenuhi
Lantai 12	0,0020	0,0091	0,0640	Memenuhi
Lantai 11	0,0020	0,0091	0,0640	Memenuhi
Lantai 10	0,0021	0,0096	0,0640	Memenuhi
Lantai 9	0,0021	0,0096	0,0640	Memenuhi
Lantai 8	0,0021	0,0096	0,0640	Memenuhi
Lantai 7	0,0021	0,0096	0,0640	Memenuhi
Lantai 6	0,0021	0,0096	0,0640	Memenuhi
Lantai 5	0,0021	0,0096	0,0640	Memenuhi
Lantai 4	0,0020	0,0091	0,0640	Memenuhi
Lantai 3	0,0019	0,0086	0,0640	Memenuhi
Lantai 2	0,0027	0,0123	0,0900	Memenuhi
Lantai 1	0,0029	0,0132	0,1100	Memenuhi
Mezzanine	0,0008	0,0036	0,0590	Memenuhi
Ground Floor	0,0000	0,0000	0,0000	Memenuhi

Tabel 4.25. Kontrol Kinerja Batas Ultimit Arah Y.

Lantai	δ (Drift) Y (m)	$4,55 \times \delta$ (m)	$0,02 H$ (m)	Kontrol
Atap	0,0102	0,0464	0,0900	Memenuhi
Lantai 22	0,0080	0,0364	0,0700	Memenuhi
Lantai 21	0,0081	0,0369	0,0700	Memenuhi
Lantai 20	0,0082	0,0373	0,0700	Memenuhi
Lantai 19	0,0083	0,0378	0,0700	Memenuhi
Lantai 18	0,0076	0,0346	0,0640	Memenuhi
Lantai 17	0,0077	0,0350	0,0640	Memenuhi
Lantai 16	0,0076	0,0346	0,0640	Memenuhi
Lantai 15	0,0077	0,0350	0,0640	Memenuhi
Lantai 14	0,0075	0,0341	0,0640	Memenuhi
Lantai 13	0,0076	0,0346	0,0640	Memenuhi
Lantai 12	0,0073	0,0332	0,0640	Memenuhi
Lantai 11	0,0074	0,0337	0,0640	Memenuhi
Lantai 10	0,0071	0,0323	0,0640	Memenuhi
Lantai 9	0,0070	0,0319	0,0640	Memenuhi
Lantai 8	0,0067	0,0305	0,0640	Memenuhi

dilanjutkan

commit to user

lanjutan

Lantai 7	0,0065	0,0296	0,0640	Memenuhi
Lantai 6	0,0062	0,0282	0,0640	Memenuhi
Lantai 5	0,0059	0,0268	0,0640	Memenuhi
Lantai 4	0,0055	0,0250	0,0640	Memenuhi
Lantai 3	0,0051	0,0232	0,0640	Memenuhi
Lantai 2	0,0061	0,0278	0,0900	Memenuhi
Lantai 1	0,0056	0,0255	0,1100	Memenuhi
Mezzanine	0,0014	0,0064	0,0590	Memenuhi
Ground Floor	0,0000	0,0000	0,0000	Memenuhi

Berdasar nilai simpangan antar tingkat maksimum dan kontrol kinerja batas ultimit struktur gedung yang ditampilkan dalam Tabel 4.24. dan Tabel 4.25. menunjukkan bahwa struktur gedung tersebut pada arah X dan Y semua lantai aman karena simpangan antar lantainya tidak melampaui persyaratan yang telah ditentukan.

4.5.5. Tegangan Geser Penampang Muka Kolom

Tegangan geser rencana V harus dihitung dengan :

$$v = \frac{V}{b_w d} \quad (4.6.4)$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 25.7 yang menyatakan untuk komponen yang menerima beban tekan aksial, tegangan geser v_c yang dipikul oleh beton tidak boleh melebihi $(1/11)\sqrt{f'_c}$ kecuali apabila diperhitungkan lebih rinci menggunakan rumus

$$v_c = \frac{1}{11} \left(1 + \frac{N}{11 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (4.6.5)$$

dimana f'_c = Kuat Tekan Beton, MPa

A_g = Luas Bruto Penampang, mm²

v_c = Tegangan Geser Izin Beton, Mpa

commit to user

N = Beban Aksial rencana yang bekerja secara bersamaan dengan V

- Perhitungan untuk Kolom tipe I

Dimensi kolom $110 \times 60 \text{ cm}^2$ dan kuat tekan f'_c 40 Mpa. Dari hasil permodelan 3D ETABS diperoleh,

$$N = 9219,7 \text{ kN}$$

$$V = 218,72 \text{ kN}$$

$$A_g = 110 \times 60 \text{ cm}^2 \approx 110 \times 60 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Tegangan Geser Izin Beton

$$v_c = \frac{1}{11} \left(1 + \frac{N}{11 A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

$$= \frac{1}{11} \left(1 + \frac{9219,7 \times 10^3}{11 \times 110 \times 60 \times 10^2} \right) \sqrt{40} = 1,3052 \text{ MPa}$$

Tegangan Geser Kolom

$$v = \frac{V}{b_w d}$$

$$= \frac{218,72 \times 10^3}{110 \times 60 \times 10^2} = 0,3314 \text{ MPa}$$

$v_c > v$, sehingga tegangan geser kolom aman.

Tabel 4.26. Tegangan Geser Izin Kolom Tipe Kolom I

No	Kolom	Dimensi mm ²	f'c N/mm ²	N max kN	Teg Ijin N/mm ²
1	Base – Lt 2	1100x600	40	9219,75	1,3052
2	Lt 2 – Lt 5	1000x600	40	7661,53	1,2424
3	Lt 5 – Lt 10	1000x550	40	6169,52	1,1613
4	Lt 10 – Lt 14	1000x550	37,5	3979,85	0,9229
5	Lt 14 – Lt 16	900x500	37,5	2590,57	0,8481
6	Lt 16 – Lt 22	900x500	35	2166,44	0,7732
7	Lt 22 - Atap	900x500	30	402,96	0,5385

Tabel 4.27. Tegangan Geser Muka Kolom Tipe Kolom I arah Utara – Selatan (FY)

No	Kolom	Dimensi mm ²	V max kN	Teg Kolom N/mm ²	Teg Ijin N/mm ²	Kontrol
1	Base – Lt 2	1100x600	218,72	0,3314	1,3052	Memenuhi
2	Lt 2 – Lt 5	1000x600	370,32	0,6172	1,2424	Memenuhi
3	Lt 5 – Lt 10	1000x550	404,97	0,7363	1,1613	Memenuhi
4	Lt 10 – Lt 14	1000x550	348,39	0,6334	0,9229	Memenuhi
5	Lt 14 – Lt 16	900x500	356,20	0,7916	0,8481	Memenuhi
6	Lt 16 – Lt 22	900x500	335,95	0,7466	0,7732	Memenuhi
7	Lt 22 - Atap	900x500	184,20	0,4093	0,5385	Memenuhi

Tabel 4.28. Tegangan Geser Muka Kolom Tipe Kolom I arah Barat – Timur (FX)

No	Kolom	Dimensi mm ²	V max kN	Teg Kolom N/mm ²	Teg Ijin N/mm ²	Kontrol
1	Base – Lt 2	1100x600	100,70	0,153	1,435	Memenuhi
2	Lt 2 – Lt 5	1000x600	184,80	0,308	1,263	Memenuhi
3	Lt 5 – Lt 10	1000x550	197,43	0,359	1,269	Memenuhi
4	Lt 10 – Lt 14	1000x550	183,11	0,333	0,988	Memenuhi
5	Lt 14 – Lt 16	900x500	189,11	0,420	1,051	Memenuhi
6	Lt 16 – Lt 22	900x500	169,15	0,376	0,795	Memenuhi
7	Lt 22 - Atap	900x500	105,04	0,233	0,541	Memenuhi

Tabel 4.29. Tegangan Geser Izin Kolom Tipe Kolom II

No	Kolom	Dimensi mm ²	f'c N/mm ²	N max kN	Teg Ijin N/mm ²
1	Base – Lt 2	1000x500	40	6659,68	1,271
2	Lt 2 – Lt 10	900x500	40	5876,68	1,258
3	Lt 10 – Lt 14	900x500	37,5	3593,52	0,961
4	Lt 14 – Lt 16	800x500	37,5	2339,85	0,853
5	Lt 16 – Lt 20	800x500	35	1759,64	0,753
6	Lt 20 – Lt 22	600x500	35	816,36	0,671
7	Lt 22 - Atap	600x500	30	315,38	0,546

Tabel 4.30. Tegangan Geser Muka Kolom Tipe Kolom II arah Utara – Selatan (FY)

No	Kolom	Dimensi mm ²	V max kN	Teg Kolom N/mm ²	Teg Ijin N/mm ²	Kontrol
1	Base – Lt 2	1000x500	152,29	0,305	1,271	Memenuhi
2	Lt 2 – Lt 10	900x500	159,88	0,355	1,258	Memenuhi
3	Lt 10 – Lt 14	900x500	218,58	0,486	0,961	Memenuhi
4	Lt 14 – Lt 16	800x500	170,19	0,425	0,853	Memenuhi
5	Lt 16 – Lt 20	800x500	138,93	0,347	0,753	Memenuhi
6	Lt 20 – Lt 22	600x500	93,47	0,312	0,671	Memenuhi
7	Lt 22 - Atap	600x500	73,54	0,245	0,546	Memenuhi

Tabel 4.31. Tegangan Geser Muka Kolom Tipe Kolom I arah Barat – Timur (FX)

No	Kolom	Dimensi mm ²	V max kN	Teg Kolom N/mm ²	Teg Ijin N/mm ²	Kontrol
1	Base – Lt 2	1000x500	70,25	0,141	1,271	Memenuhi
2	Lt 2 – Lt 10	900x500	111,70	0,248	1,258	Memenuhi
3	Lt 10 – Lt 14	900x500	136,82	0,304	0,961	Memenuhi
4	Lt 14 – Lt 16	800x500	117,39	0,293	0,853	Memenuhi
5	Lt 16 – Lt 20	800x500	98,55	0,246	0,753	Memenuhi
6	Lt 20 – Lt 22	600x500	71,38	0,241	0,671	Memenuhi
7	Lt 22 - Atap	600x500	46,36	0,155	0,546	Memenuhi

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai kinerja dinamik yang ditinjau berdasarkan kekakuan struktur di Apartemen Solo Paragon, maka dapat diambil kesimpulan:

- a. Berdasarkan *checklist* kriteria SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) yang tahan gempa menurut FEMA 310, FEMA 356 dan SNI 03-2847-2002 disimpulkan bahwa struktur Apartemen Solo Paragon merupakan struktur yang tidak beraturan.
- b. Kekakuan struktur yang berupa *Fundamental Period*(T), *Story Drift*(δ), *Base Shear* (V) berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan 03-2847-2002 telah memenuhi persyaratan. Dari permodelan 3D ETABS diperoleh nilai *Fundamental Period*(T) = 1,96 detik, *Story Drift* Maksimum(δ) = 0,0464 m dan *Base Shear* (V) = 404,97 kN.

5.2. Saran

Berdasarkan hasil penelitian, saran yang perlu dikembangkan dalam penelitian ini adalah:

- a. Diperlukan data tanah sehingga dapat dimodelkan struktur atas dan struktur bawah.
- b. Penyederhanaan pada pemodelan dan pembebanan untuk mempercepat proses analisis pada program komputer.