

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Definisi Redaman

Redaman adalah fenomena yang ada dalam setiap struktur. Nilai redaman pada struktur akan berhubungan dengan elemen apa dan bagaimana mereka berkumpul satu sama lain dalam sistem struktur. Berbagai jenis peredam telah dikenal sehubungan dengan fungsi mereka, yaitu peredam pasif dan aktif. Di bidang peredam pasif, salah satunya adalah *TMD (Tuned Mass Damper)*. Ide dasar *TMD* dijelaskan secara teoritis oleh *Den Hartog*. Andaikan terdapat suatu sistem massa pegas menerima gaya harmonis, lalu kepada sistem itu ditambahkan sistem getaran lain (*osilator*) dengan massa m_d dan konstanta pegas k_d yang relatif lebih kecil dibandingkan dengan sistem utamanya. Jika frekuensi alami dari osilator itu, $\sqrt{(k_d/m_d)}$, diatur sedemikian rupa sehingga sama dengan frekuensi getar dari gaya harmonis, maka dapat diperlihatkan secara teoritis bahwa massa utama menjadi tidak bergetar sama sekali. Pengaturan frekuensi osilator umumnya dilakukan dengan menyesuaikan massa *osilator* sehingga disebut *tuned mass damper*.

2.2 Perbedaan Antara Beban Statik dan Beban Dinamik

Pada ilmu statika keseimbangan gaya-gaya didasarkan atas kondisi statik, dimana gaya-gaya tersebut tetap intensitasnya, tetap tempatnya, dan tetap arah/garis kerjanya. Gaya-gaya tersebut dikategorikan sebagai beban statik. Menurut Widodo (2001), kondisi tersebut akan berbeda dengan beban

dinamik dengan pokok-pokok perbedaan sebagai berikut :

1. Beban dinamik merupakan beban yang berubah-ubah menurut waktu dan merupakan fungsi dari waktu.
2. Beban dinamik umumnya hanya bekerja pada rentang waktu tertentu. Untuk beban gempa bumi maka rentang waktu tersebut kadang-kadang hanya beberapa detik. Walaupun hanya beberapa detik namun dapat merusak struktur dengan kerugian yang sangat besar.
3. Beban dinamik dapat menyebabkan timbulnya gaya inersia pada pusat massa yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan. Tumpukan barang yang terguling kebelakang ketika kendaraan dijalankan dan terguling ke depan ketika direm merupakan salah satu contoh adanya gaya inersia pada pembebanan dinamik.
4. Beban dinamik lebih kompleks dibandingkan dengan beban statik, baik dari bentuk fungsi bebannya maupun akibat yang ditimbulkan. Asumsi-asumsi kadang-kadang perlu diambil untuk mengatasi ketidakpastian yang mungkin ada pada beban dinamik.
5. Karena beban dinamik berubah-ubah intensitasnya menurut waktu, maka pengaruhnya terhadap struktur juga akan berubah-ubah menurut waktu, oleh karena itu penyelesaian problem dinamik harus dilakukan secara berulang-ulang menyertai sejarah pembebanan yang ada. Berbeda dengan penyelesaian problem statik yang bersifat penyelesaian tunggal (*single solution*), maka penyelesaian problem dinamik bersifat penyelesaian berulang-ulang (*multiple solutions*).

2.3 Pengaruh Beban Gempa Terhadap Struktur

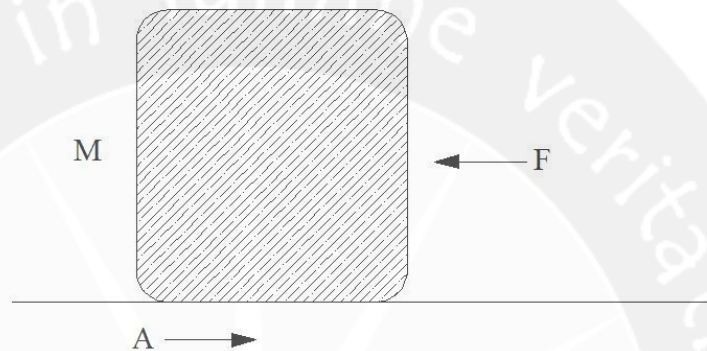
Peristiwa gempa merupakan salah satu aspek yang sangat menentukan dalam merencanakan struktur. Struktur yang direncanakan harus mempunyai ketahanan terhadap gempa dengan tingkat keamanan yang dapat diterima. Aspek penting dari pengaruh gerakan tanah akibat gempa bumi adalah tegangan dan deformasi atau banyaknya kerusakan yang akan terjadi. Hal tersebut bergantung kepada kekuatan gempa bumi.

Kekuatan dari gerakan tanah yang ditinjau pada beberapa tempat disebut intensitas gempa. Tiga komponen dari gerakan tanah yang dicatat oleh alat pencatat gempa accelerograph untuk respon struktur adalah amplitudo, frekuensi dan durasi.

Selama terjadinya gempa, terdapat satu atau lebih puncak gerakan. Puncak ini menunjukkan efek maksimum dari gempa. Pengaruh kritis dari gempa terhadap struktur adalah gerakan tanah pada lokasi struktur. Selama terjadinya gempa, struktur akan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal akan timbul di node-node pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya dirancang terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang mencukupi.

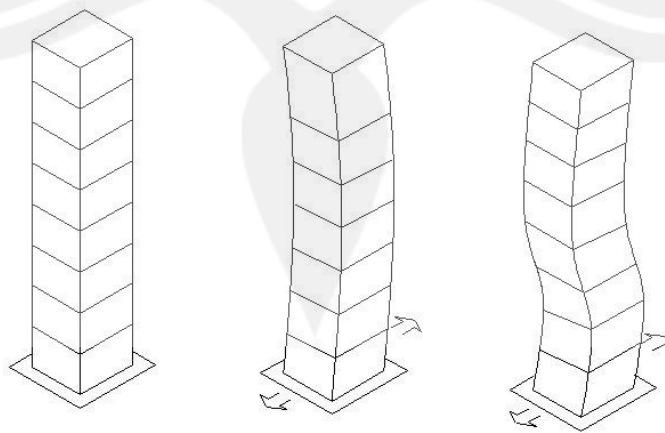
Sebaliknya gaya gempa horisontal bekerja pada node-node lemah pada struktur yang kekuatannya tidak mencukupi dan akan menyebabkan keruntuhan (*failure*). Dikarenakan keadaan tersebut, prinsip utama dalam perancangan tahan gempa (*earthquake resistant design*) adalah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya horisontal yang umumnya tidak mencukupi. Gerakan permukaan bumi

menimbulkan gaya inersia pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan (struktur) untuk mempertahankan dirinya. Besar gaya inersia mendatar F tergantung dari massa bangunan M , percepatan (*acceleration*) permukaan A dan sifat struktur. Apabila bangunan dan pondasinya kaku (*stiff*), maka menurut rumus Newton; $F = M \cdot A$.



Gambar 2.1. Gaya Inersia

Dalam kenyataannya hal tersebut tidaklah demikian, semua struktur tidaklah benar-benar sebagai massa yang kaku melainkan fleksibel. Suatu bangunan bertingkat banyak (*multi storey building*) dapat bergetar dengan berbagai bentuk karena gaya gempa yang dapat menyebabkan lantai pada berbagai tingkat mempunyai percepatan dalam arah yang berbeda-beda.



Gambar 2.2. Gerakan akibat gempa pada bangunan bertingkat

Salah satu hal penting pengaruh gempa pada struktur adalah periode alami getar struktur. Gedung yang sangat kaku pada umumnya mengalami gaya gempa yang lebih kecil apabila gerakan tanah yang mempunyai periode getaran yang panjang dibandingkan dengan gedung yang fleksibel, begitu pula sebaliknya.

Pergerakan gempa menyebabkan terjadinya osilasi pada struktur. Osilasi struktur dapat mempunyai periode alami yang panjang atau pendek disebabkan adanya mekanisme redaman di dalam struktur. Mekanisme redaman yang menyerap sebagian energi gempa ada di dalam semua struktur. Struktur disebut mempunyai periode alami getaran yang relatif panjang apabila mengalami osilasi (gerak bolak-balik) dalam waktu yang relatif lama, dan sebaliknya.

Untuk itu maka diperlukan analisis dinamik untuk menentukan pembagian gaya geser tingkat akibat gerakan tanah oleh gempa dapat dilakukan dengan cara analisis respon spektrum. Cara ini adalah menggantikan gaya geser yang didapat sebagaimana analisis beban statik ekuivalen untuk bangunan-bangunan yang tidak memerlukan analisis dinamik.

Modal analisis pada umumnya dapat digunakan dalam analisis respon spektrum untuk menentukan respon elastis pada struktur-struktur dengan banyak derajat kebebasan (MDOF) yang didasarkan kepada kenyataan bahwa respon sesuatu struktur merupakan superposisi dari respon masing-masing ragam getaran. Masing-masing ragam memberikan respon dengan sifat-sifatnya tersendiri, seperti yang ditentukan oleh bentuk lenturan, frekuensi getaran dari redaman yang bersangkutan. Karena itu, respon dari sesuatu struktur yang dimodelkan sebagai pendulum majemuk, dapat dianggap sebagai superposisi dari sejumlah pendulum

sederhana (*pendulum oscillator*) dengan satu derajat kebebasan (SDOF).

Menurut Penelus G.G. at.al.(1977) dan Cruz E.F. at.al.(1986), sistem SDOF untuk menjelaskan respon dari masing-masing ragam spektrum, merupakan pendekatan yang cukup sesuai untuk menentukan respon elastis dari struktur terbatas dari gerakan tanah akibat gempa bumi. Gabungan respon dari semua ragam yang berperan untuk mendapatkan respon struktur secara keseluruhan dapat ditentukan dengan mengambil akar pangkat dua dari jumlah kuadrat spektrum masing-masing ragam (*square root of the sum square*).

2.4 Derajat Kebebasan (*Degree of Freedom, DOF*)

Apabila suatu struktur sebagai contoh portal sederhana dibebani secara dinamik maka massa struktur akan bergoyang baik ke kanan (simpangan bernilai positif) atau ke kiri (simpangan bernilai negatif). Sesungguhnya goyangan akan terjadi secara 3 dimensi, yaitu apabila terdapat deformasi aksial kolom ataupun adanya puntiran. Menurut Widodo (2001), Derajat kebebasan (*degree of freedom*) adalah derajat independensi yang diperlukan untuk menyatakan suatu posisi suatu sistim pada setiap saat. Apabila suatu titik yang ditinjau mengalami perpindahan tempat secara horisontal, vertikal dan ke samping, maka sistim tersebut mempunyai 3 derajat kebebasan. Hal ini terjadi karena titik yang bersangkutan dapat berpindah secara bebas dalam 3 arah.

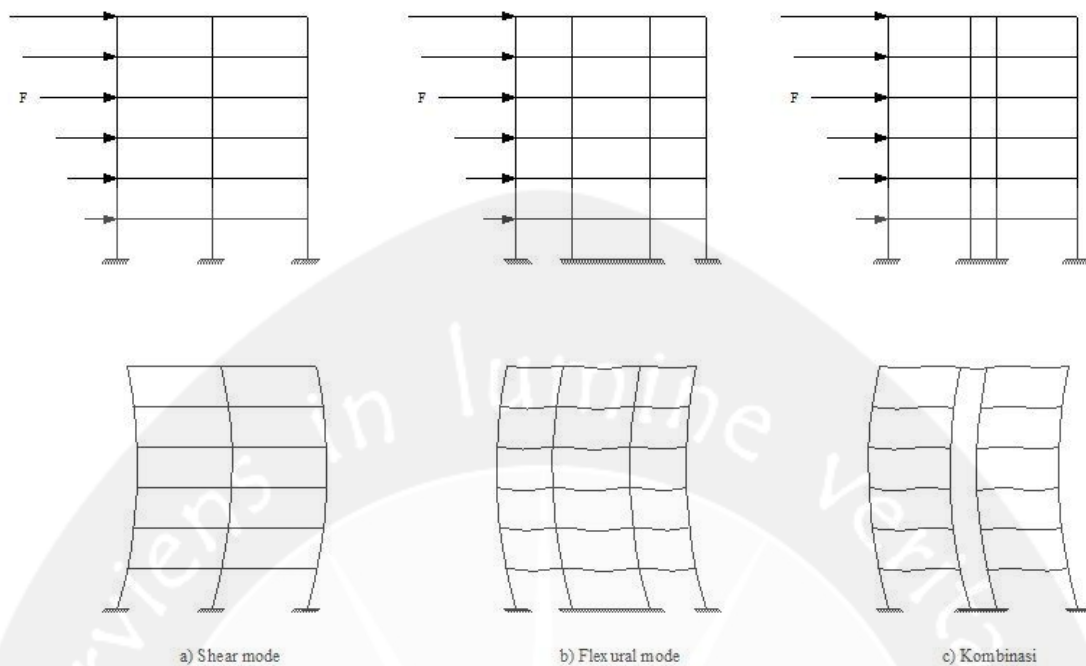
Namun demikian, dari persoalan tersebut dapat dilakukan penyederhanaan dimana dapat dianggap hanya terjadi dalam satu bidang saja (tanpa puntiran). Hal ini dimaksudkan agar penyelesaian persoalan menjadi sedikit berkurang baik secara

kualitas maupun kuantitas. Penyelesaian yang dahulunya sangat banyak menjadi berkurang banyak. Hal ini terjadi karena penyelesaian dinamik merupakan penyelesaian berulang-ulang dalam ratusan bahkan ribuan kali.

Pada permasalahan dinamik, setiap titik atau massa umumnya hanya diperhitungkan berpindah dalam satu arah saja yaitu horisontal. Kemudian karena simpangan yang terjadi hanya terjadi dalam satu bidang (2 dimensi) maka simpangan suatu massa pada setiap saat hanya mempunyai posisi/ordinat tertentu baik bertanda positif maupun negatif. Pada kondisi 2 dimensi tersebut simpangan suatu massa pada saat t dapat dinyatakan dalam koordinat tunggal yaitu $y(t)$. Struktur tersebut dinamakan struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom, SDOF*) dan struktur yang mempunyai n -tingkat akan mempunyai n -derajat kebebasan atau struktur dengan derajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom, MDOF*). Maka dapat disimpulkan bahwa, jumlah derajat kebebasan adalah jumlah koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu.

2.5 Prinsip Bangunan Geser (*Shear Building*)

Apabila suatu struktur bangunan bertingkat banyak bergoyang ke arah horisontal, maka umumnya terdapat 3 macam pola goyangan yang terjadi. Kombinasi antara kelangsingan struktur, jenis struktur utama penahan beban dan jenis bahan yang dipakai akan berpengaruh terhadap pola goyangan yang dimaksud. Misalnya, struktur dengan bangunan *core cantilever concrete wall* akan mempunyai pola goyangan yang berbeda dengan struktur portal terbuka beton bertulang (*open moment resisting concrete frame*).



Gambar 2.3. Pola Goyangan Struktur Bertingkat Banyak

Pola goyangan yang pertama adalah bangunan yang bergoyang dengan dominasi geser (*shear mode*) atau pola goyangan geser. Pola goyangan seperti ini akan terjadi pada bangunan bertingkat banyak dengan portal terbuka sebagai struktur utama. Secara keseluruhan bangunan seperti ini akan relatif fleksibel, sementara pelat-pelat lantai relatif kaku terhadap arah horisontal.

Pola goyangan yang kedua adalah pola goyangan bangunan yang didominasi oleh lentur (*flexible mode*). Bangunan yang mempunyai pola goyangan tersebut adalah bangunan yang mempunyai struktur dinding yang kaku baik pada *frame walls* atau *cantilever wall* yang kedua-duanya dijepit secara kaku pada pondasinya. Struktur dinding yang kaku dan anggapan jepit pada pondasi akan membuat struktur dinding berperilaku seperti struktur dinding kantilever. Sebagaimana sifat-sifat kantilever, maka struktur akan berdeformasi menurut prinsip lentur.

Pola goyangan yang ketiga adalah kombinasi diantara dua pola goyangan *shear mode* dengan *flexural mode*. Struktur portal terbuka yang dikombinasikan dengan struktur dinding (*structural walls*) yang tidak terlalu kaku berkemungkinan mempunyai perilaku goyangan kombinasi.

Pada analisis dinamika struktur pola goyangan pertamalah yang umumnya diadopsi, dimana struktur dianggap cukup fleksibel dengan lantai-lantai tingkat yang relatif kaku. Untuk sampai pada anggapan hanya terdapat satu derajat kebebasan pada setiap tingkat, maka terdapat beberapa penyederhanaan/anggapan-anggapan. Anggapan-anggapan tersebut adalah :

1. Massa struktur dianggap terkonsentrasi pada setiap lantai tingkat. Massa yang dimaksud adalah massa struktur akibat berat sendiri, beban berguna, beban hidup dan berat kolom pada $\frac{1}{2}$ tingkat dibawah dan diatas tingkat yang bersangkutan. Massa itu semua kemudian dianggap terkonsentrasi pada satu titik (*lumped mass*) pada elevasi tingkat yang bersangkutan. Hal ini bertujuan agar struktur yang terdiri atas derajat kebebasan tak terhingga berkurang menjadi hanya satu derajat kebebasan.

2. Lantai-lantai tingkat dianggap sangat kaku dibanding dengan kolom-kolomnya karena balok-balok portal disatukan secara monolit oleh plat lantai. Hal ini berarti bahwa *beam column joint* dianggap tidak berotasi sehingga lantai tingkat tetap horisontal sebelum dan sesudah terjadi penggoyangan.

3. Simpangan massa dianggap tidak dipengaruhi oleh beban aksial kolom atau

deformasi aksial kolom diabaikan. Disamping itu pengaruh P-delta terhadap momen kolom juga diabaikan. Oleh karena itu dengan anggapan ini dan anggapan sebelumnya lantai tingkat tetap pada elevasinya dan tetap horisontal baik sebelum maupun setelah terjadi penggoyangan.

Dengan anggapan-anggapan tersebut maka portal seolah-olah menjadi bangunan yang bergoyang akibat lintang saja (lentur balok dianggap tidak ada) atau bangunan yang pola goyongannya didominasi oleh geser (*shear mode*). Bangunan dengan anggapan-anggapan atau berperilaku seperti diatas disebut *shear building*. Dengan berperilaku *shear building*, maka pada setiap tingkat hanya akan mempunyai satu derajat kebebasan. Portal bangunan yang mempunyai n-tingkat berarti akan mempunyai n-derajat kebebasan.

2.6 Peredam massa pasif dan peredam massa aktif

Respon bangunan bertingkat tinggi dinamis, gempa bumi dan angin merupakan hal penting dalam perencanaan struktur. Diantara bermacam-macam peralatan kontrol yang telah dikembangkan, suatu alat kontrol pasif yang berdasarkan penggunaan massa tambahan sebagai penyerap energi telah dipelajari secara intensif dan sudah dipasang pada beberapa bangunan tinggi. Alat kontrol itu disebut dengan peredam massa pasif (*tuned mass damper*).

Sebuah TMD terdiri dari massa inersia yang dikerjakan pada lokasi bangunan dengan pergerakan maksimum, biasanya diletakan pada lantai atas. TMD meneruskan gaya inersia ke rangka bangunan untuk meredusi getarannya yang keefektivasannya dihitung berdasarkan karakteristik dinamik dan jumlah dari

massa tambahan yang bekerja.

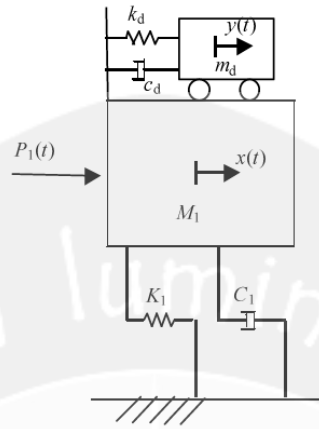
Dalam perkembangan kontrol vibrasi dari struktur, kontrol pasif disukai karena kemudahannya dan ketahanannya, yaitu alat yang tetap berfungsi tanpa sumber energi dari luar dan tidak memiliki resiko yang signifikan dan menyebabkan kondisi yang stabil.

Akan tetapi tanpa kegunaan dari mekanisme kontrol, kontrol pasif ini tidak mampu mengatur variasi pada berbagai parameter dari sistem. Sehingga dikembangkan kontrol aktif dengan alat yang lebih kecil yang mampu mengontrol vibrasi pada struktur dengan massa yang berubah-ubah. Sistem inersia yang dilengkapi dengan sebuah analisis kontrol, berdasarkan dari kecepatan dan percepatan dari struktur yang sering juga disebut peredam massa aktif.

Walaupun sistem kontrol aktif ini menghasilkan massa redaman yang lebih kecil dan memiliki tingkat efisiensi yang lebih tinggi, tetapi kelemahan dari sistem ini adalah biaya operasi dan perawatan yang lebih mahal dari kontrol pasif.

2.7 Peredam Massa Pasif

Peredam massa pasif telah dipelajari secara teoristik sejak tahun 1928 oleh Ormondroyd dan Den Hartog. Idennya adalah meletakkan suatu isolator kecil pada sistem yang akan dikendalikan responnya dan kemudian mengatur frekuensi osilator tersebut sedemikian sehingga energi getaran pada sistem utama ditransfer ke osilator. Pengaturan frekuensi osilator umumnya dilakukan dengan menyesuaikan massa osilator sehingga sistem peredam ini disebut *tuned mass damper*. Gambar berikut mendeskripsikan sistem struktur TMD secara skematis :



Gambar 2.4. Sistem bangunan TMD

Dalam gambar 2.4, bangunan dimodelkan sebagai sistem berderajat kebebasan tunggal dengan massa m , konstanta redaman c , dan konstanta pegas k , yang masing-masing memperpresentasikan massa, redaman dan kekakuan ragam pertama dari bangunan itu, $f(t)$ memperpresentasikan pengaruh luar, misalnya gaya angin, k_d , c_d dan m_d masing-masing memperpresentasikan kekakuan, redaman dan massa yang berhubungan dengan TMD ini membentuk sistem dinamik baru berderajat kebebasan dua.

Persamaan gerak sistem bangunan TMD dapat ditulis sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

u_1 dan u_d masing-masing menyatakan perpindahan dari massa m dan massa m_d terhadap suatu sumbu referensi tetap.

Agar respon sistem utama dapat diminimalkan, maka karakteristik m_d dan k_d harus diatur besarnya sehingga optimum. Faktor-faktor yang mempengaruhi

kinerja TMD adalah sebagai berikut :

1. Rasio massa TMD dan massa sitem utama

$$\mu = \frac{m_d}{m}$$

2. Rasio frekuensi

$$\alpha = \frac{\omega_d}{\omega}$$

$$\text{dimana } \omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}}$$

3. Rasio redaman dari sitem TMD

$$\xi_d = \frac{c_d}{2m_d\omega_d}$$

Menurut Den Hartog parameter-parameter optimum TMD adalah sebagai berikut :

Rasio frekuensi

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (2.2)$$

Rasio damper peredam

$$\xi_{dopt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (2.3)$$

Sehingga nilai optimum dari redaman kekakuan peredam adalah sebagai berikut :

$$k_d = m_d \omega_d^2 \quad (2.4)$$

$$c_d = 2m_d \omega_d \xi_d \quad (2.5)$$

Dimana :

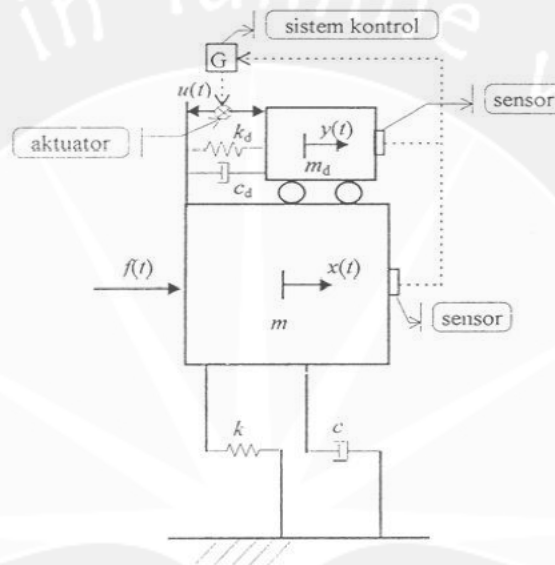
μ = rasio massa tuned terhadap massa lantai

ω = frekuensi natural struktur

m = massa peredam

2.8 Peredam Massa Aktif

Peredam massa aktif merupakan penyempurnaan dari sistem kontrol pasif, yaitu TMD. Model struktur utama dengan sistem ATMD dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 2.5. Sistem Bangunan ATMD

Dari gambar terlihat sistem TMD dihubungkan dengan aktuator (pembangkit gaya) yang aktifitasnya dikontrol oleh komputer. Aktuator inilah yang membangkitkan gaya kontrol u . Prinsip kontrol umpan balik digunakan untuk menentukan u .

Persamaan gerak ATMD dapat ditulis sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f(t) \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \end{Bmatrix} u(t) \quad (2.6)$$

2.9 Periode Getar (T), Frekuensi Sudut (ω), dan Frekuensi Alami (f)

Pada kondisi getaran bebas tanpa redaman (*undamped free vibration systems*) maka persamaan diferensial geraknya adalah,

$$m + k = 0 \quad (2.7)$$

Persamaan 2.10) merupakan persamaan diferensial linear homogen dengan koefisien konstan yang ditunjukkan oleh konstanta m dan k. disebut persamaan homogen karena suku sebelah kanan sama dengan nol. Persamaan tersebut juga akan menghasilkan gerakan yang periodik dan harmonik. Berdasarkan respon tersebut maka

$$y = A \sin (\omega t) \quad (2.8)$$

A merupakan suatu amplitude atau koefisien yang nilainya bergantung pada kondisi awal (*initial value*). Dari persamaan tersebut dapat diperoleh,

$$= - \omega A \cos (\omega.t) \quad (2.9)$$

$$= - \omega^2 A \cos (\omega.t) \quad (2.10)$$

Persamaan 2.13) kemudian disubstitusi ke dalam persamaan 2.10) akan didapat,

$$\{k - \omega^2.m\} A \cos (\omega.t) = 0 \quad (2.11)$$

Nilai A dan $\sin(\omega t)$ tidak selalu sama dengan nol, maka nilai yang sama dengan nol adalah,

$$\{k - \omega^2.m\} = 0 \quad (2.12)$$

Maka akan diperoleh,

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.13)$$

$$T = \sqrt{\frac{2\pi}{\omega}} \quad (2.14)$$

Dimana adalah frekuensi sudut (*angular frequency*) dalam rad/s, T adalah periode getar struktur dalam sekon, dan f adalah *natural frequency* dalam cps (*cycles per second*) atau Hertz.

2.10 Dinamik Karakteristik Struktur Bangunan

Pada persamaan diferensial struktur berderajat tunggal (SDOF) melibatkan tiga properti utama suatu struktur yaitu, massa, kekakuan, dan redaman. Ketiga properti struktur tersebut disebut dinamik karakteristik struktur. Properti-properti tersebut sangat penting dalam penyelesaian analisa dinamik.

2.10.1 Massa

Terdapat dua pendekatan yang secara umum digunakan untuk mendeskripsikan massa struktur yaitu :

1. Model *Lumped Mass*

Pada pemodelan ini, massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat join atau tempat-tempat tertentu. Dalam hal ini gerakan/*degree of freedom* suatu join sudah ditentukan yaitu simpangan horisontal. Kondisi tersebut merupakan prinsip bangunan geser (*shear building*). Titik nodal hanya akan mempunyai satu derajat kebebasan/satu translasi yang menyebabkan elemen atau struktur yang bersangkutan akan mempunyai matriks yang isinya hanya bagian diagonal saja. Pada bangunan gedung bertingkat yang massanya terkonsentrasi pada tiap-tiap tingkat bangunan, maka penggunaan model ini masih cukup akurat dan akan mempermudah proses perhitungan.

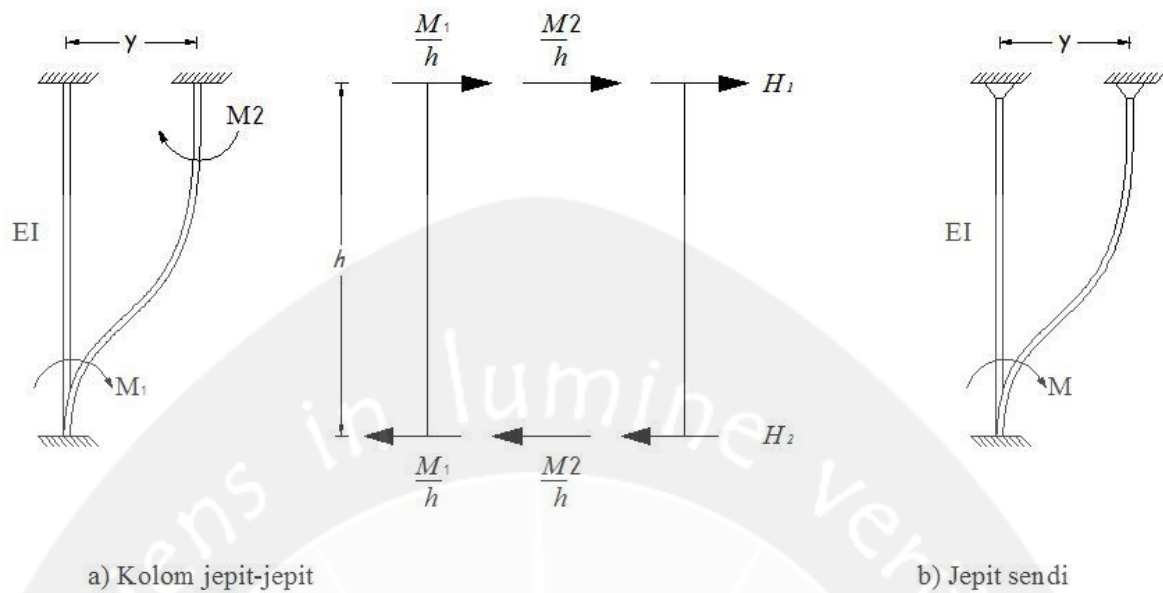
2. Model *Consistent Mass Matrix*

Pada pemodelan ini, elemen struktur akan berdeformasi menurut bentuk fungsi (*shape function*) tertentu. Pemodelan massaseperti ini akan sangat bermanfaat pada struktur yang distribusi massanya adalah kontinu, seperti balok yang membentang

cukup panjang, struktur cerobong dan sejenisnya. Pada prinsip ini, diperhitungkan tiga derajat kebebasan (horisontal, vertikal, dan rotasi) pada setiap node, yang nantinya akan menghasilkan *full populated consistent matrix* artinya suatu matriks yang diagonal matriksnya tidak sama dengan nol. Melalui pendekatan *finite element*, maka untuk setiap elemen balok lurus dan *degree of freedom* yang ditinjau akan menghasilkan konsisten matriks yang sudah standar.

2.10.2 Kekakuan

Kekakuan adalah salah satu dinamik karakteristik struktur bangunan yang sangat penting disamping massa bangunan. Antara massa dan kekakuan struktur akan mempunyai hubungan yang unik yang umumnya disebut karakteristik diri atau *eigenproblem*. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut, periode getar struktur. Pada prinsip bangunan geser (*shear building*) balok pada lantai tingkat dianggap tetap horisontal baik sebelum maupun sesudah terjadi penggoyangan. Adanya plat lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok. Pada prinsip disain bangunan tahan gempa dikehendaki agar kolom lebih kuat dibandingkan dengan balok, namun rasio tersebut tidak selalu linear dengan kekakuannya. Dengan prinsip *shear building* maka dimungkinkan pemakaian *lumped mass model*. Pada prinsip ini, kekakuan setiap kolom dapat dihitung berdasarkan rumus standar.



Gambar 2.6. Kekakuan kolom jepit-jepit dan jepit sendi

Menurut prinsip mekanika, suatu kolom jepit-jepit panjang h dengan kekakuan lentur (*flexural rigidity*) EI yang salah satu ujungnya mengalami perpindahan tempat sebesar y , maka pada ujung-ujung elemen tersebut akan timbul momen sebesar,

$$M_1 = \frac{6EI}{h^2} y \quad \text{dan} \quad M_2 = \frac{6EI}{h^2} y \quad (2.15)$$

Karena elemen tersebut mempunyai potongan yang prismaatik maka M_1 , akan sama dengan M_2 . Adanya momen akan menimbulkan gaya geser yang bekerja pada masing-masing join sebesar,

$$H_1 = \frac{M_1}{h} + \frac{M_2}{h} = \left\{ \frac{6EI}{h^3} + \frac{6EI}{h^3} \right\} y = \frac{12EI}{h^3} y \quad (2.16)$$

Pada hakikatnya gaya horisontal yang bekerja pada join atas $P = H_1 = H_2$, maka kekakuan kolom dapat dihitung dengan Persamaan (17) adalah kekakuan kolom prismaatik jepit-jepit dengan mengabaikan efek P-delta.

$$k = \frac{p}{y} = \frac{12EI}{h^2h} \frac{y}{y} = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.17)$$

2.11. Algoritma Genetika Real

Algoritma genetika pertama kali ditemukan oleh Jhon Holland dari Universitas Michigan pada awal 1970-an di New York, Amerika Serikat. John Holland lalu menghasilkan buku yang berjudul “*Adaption in Natural and Artificial Systems*” pada tahun 1975, yang cara kerjanya berdasarkan pada seleksi dan genetika alam. Konsep yang dipergunakan dalam algoritma genetika adalah mengikuti apa yang dilakukan oleh alam. Algoritma genetik khususnya diterapkan sebagai simulasi komputer dimana sebuah populasi representasi abstrak (kromosom) dari solusi-solusi calon (individual) pada sebuah masalah optimisasi akan berkembang menjadi solusi-solusi yang lebih baik. Secara tradisional solusi-solusi tersebut dilambangkan dalam biner sebagai string '0' dan '1', walaupun dimungkinkan juga penggunaan penyandian (*encoding*) yang berbeda. Evolusi dimulai dari sebuah populasi individual acak yang lengkap dan terjadi dalam generasigenerasi. Dalam tiap generasi kemampuan keseluruhan populasi dievaluasi, kemudian *multiple individuals* dipilih dari populasi sekarang (*current*) secara *stochastic* (berdasarkan kemampuan mereka) lalu dimodifikasi (dengan mutasi atau rekombinasi) menjadi bentuk populasi baru yang menjadi populasi sekarang (*current*) pada iterasi berikutnya dari algoritma.

Teknik optimasi dengan menggunakan algoritma genetika telah banyak digunakan peneliti-peneliti terdahulu untuk mengoptimasi suatu struktur agar menjadi lebih efisien. Algoritma genetika banyak digunakan pada masalah praktis

yang berfokus pada pencarian parameter-parameter optimal. Mekanisme dari penggunaan algoritma genetika berasal dari teori seleksi alam Charles Darwin dimana hanya populasi yang mempunyai nilai *fitness* yang tinggi yang mampu bertahan. Algoritma genetika telah digunakan untuk memperoleh solusi nilai optimum dan menunjukkan kelebihanannya untuk menemukan solusi nilai optimum untuk persoalan-persoalan yang kompleks.

Sebelumnya didalam bidang teknik sipil, ada banyak yang lebih terdahulu meneliti di antaranya Arfiadi (2000), Arfiadi dan Hadi (2001). Populasi pada algoritma genetika merupakan calon solusi suatu permasalahan. Populasi ini akan mengalami proses evolusi yang berdasarkan pada mekanisme populasi yang mempunyai nilai *fitness* tertinggi (Arfiadi, 2000). Populasi-populasi ini akan mengubah *chromosome* untuk menghasilkan keturunan melalui tahap pindah silang (*crossover*) dan mutasi (*mutation*) sehingga populasi tersebut bertahan pada generasi selanjutnya. Individu yang “baik” dapat dilihat dari nilai *fitness* yang tinggi dan akan bertahan dan dipilih untuk menjadi populasi pada generasi selanjutnya. Populasi yang mempunyai nilai *fitness* yang rendah akan digantikan dengan populasi yang mempunyai nilai *fitness* yang tinggi. Tentu saja beberapa populasi dengan nilai *fitness* yang rendah akan bertahan untuk menjadi populasi pada generasi selanjutnya, hal ini terjadi hanya karena populasi tersebut “beruntung”. Nilai rata-rata *fitness* pada populasi yang ada akan lebih baik daripada populasi sebelumnya. Nilai *fitness* merepresentasikan fungsi objektif dari persoalan yang sebenarnya yang ingin didapatkan. Ukuran dari keoptimalan suatu populasi diukur dengan *fitness* masing-masing populasi. Kondisi ini

membuat algoritma genetika dapat digunakan untuk persoalan optimasi yang susah dan kompleks sehingga mendapatkan solusi yang optimum dengan menggunakan cara yang mudah.

Penelitian ini diharapkan dapat mengoptimalkan dari *fitnees (kd)* dan *damping (cd)*. Untuk optimalisasi sifat TMD, RCGA dengan bilangan real yang digunakan secara langsung. Misalnya bagi seorang individu awal yang memiliki empat variabel desain, empat nomor acak yang dihasilkan seperti yang digambarkan pada Gambar 2.7.

10.5 0.5 22.9 12.1

Gambar 2.7. Individu dengan 4 desain variabel RCGA

Meskipun ada banyak mutasi dan *Crossover* prosedur yang tersedia, crossover dan mutasi yang digunakan dalam makalah ini diambil sebagai berikut.

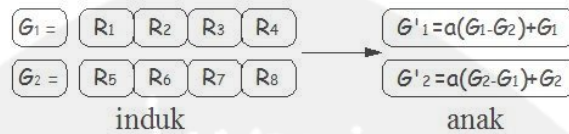
Untuk individu G1 dan G2 diambil untuk *Crossover*, keturunan yang dihasilkan G'₁ dan G'₂ mengikuti apa yang disebut *Crossover* seimbang (Herrera et al. 1998) sebagai berikut:

$$G_1' = a(G_1 - G_2) + G_1 \quad (2.18)$$

$$G_2' = a(G_2 - G_1) + G_2 \quad (2.19)$$

di mana a = angka acak antara 0 dan 1 Hal ini dapat dilihat bahwa untuk RCGA dengan menggunakan metode *crossover* ini domain yang menarik untuk optimasi tidak perlu diketahui, sebagai *crossover* memiliki kemampuan untuk menjelajahi domain yang tidak diketahui (Arfiadi dan Hadi). Ini adalah kemampuan RCGA untuk menjelajahi domain yang tidak diketahui tujuan yang bertentangan dengan BCGA. Sebagaimana dapat dilihat di bawah ini pada contoh, desainer bisa

menebak nilai awal untuk Variabel desain yang sangat acak tanpa mempengaruhi nilai desain akhir.



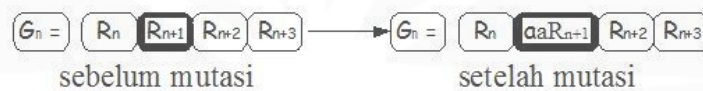
Gambar 2.8. Keseimbangan crossover RCGA

Untuk mutasi, variabel desain yang dihasilkan setelah mutasi sederhana adalah (Gambar 2.9):

$$G'_p = [R_1 \ R_2 \ \dots \ R'_j \ \dots \ R_N] \quad (2.20)$$

$$R'_j = \alpha a R_j \quad (2.21)$$

dimana $\alpha > 1$, dan a = nomor acak antara 0 dan 1.



Gambar 2.9. Proses mutasi

2.12 Prosedur Optimasi GA-H₂

Tujuannya adalah untuk menentukan nilai optimum dari kd kekakuan dan cd redaman dari peredam yang meminimalkan fungsi transfer H₂ norm dari gangguan eksternal pada keluaran yang diatur. Perpindahan relatif dari struktur sehubungan dengan tanah yang diambil sebagai output diatur sedemikian rupa.

Untuk mengoptimalkan TMD massa dari TMD yang ditentukan, kemudian kekakuan dan redaman di optimalkan. Oleh karena itu setelah membentuk persamaan gerak, persamaan gerak kemudian diubah kedalam persamaan vector Z. Hasil keluaran z sebagai respon untuk meminimalkan kemudian dipilih kedalam

hubungan dengan *performa index*. Permasalahan ini dapat ditunjukkan sebagai berikut:

Diperoleh parameter TMD (kd,cd)

$$\dot{Z} = A \dot{Z} + E_w \quad (2.22)$$

$$z = C_z Z$$

$$\| \begin{bmatrix} C_z L_c C_z^T \end{bmatrix} \|^2 = \| \begin{bmatrix} E^T L_o E \end{bmatrix} \|^2$$

$$\text{Dimana } J = \begin{bmatrix} A L_c + L_c A^T + E E^T = 0 \text{ or} \\ A I^T L_o A + C_z^T C_z = 0 \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

Perhitungan H_2 norm dapat diperoleh dengan mudah menggunakan fungsi *lyap* dan *norm* pada perintah MATLAB *Control System Toolbox*. Biner dan real genetika algoritma keduanya dapat digunakan untuk mengoptimalkan fungsi objektif. Bagaimanapun juga biner kode genetika algoritma biasanya cukup untuk mengoptimalkan parmetr TMD sebagai pencarian nilai dari kd dan cd.

2.13. Matrik Redaman

Redaman dalam struktur merupakan hal yang tidak mudah dihitung. Redaman bisa berasal dari berbagai sumber, dan dapat dikelompokan sebagai redaman bahan (material damping) dan redaman non-bahan (nonmaterial damping).

Walaupun banyak fungsi redaman struktur, umumnya dianggap sebagai redaman viskos. Dalam hal ini redaman dianggap sebanding dengan kecepatan. Karena tidak begitu mudah untuk menentukan matriks redaman, biasanya diambil anggapan bahwa redaman sebanding dengan kekakuan, massa atau kombinasinya. Secara umum untuk redaman yang sebanding dengan massa dan kekakuan disebut

sebagai redaman Rayleigh, yaitu:

$$\underline{C} = ak \underline{K} + am \underline{M} \quad (2.24)$$

Kadang-kadang redaman dianggap hanya sebanding dengan kekakuan atau massa saja menurut

$$\underline{C} = ak \underline{M} \quad (2.25)$$

Atau

$$\underline{C} = am \underline{K} \quad (2.26)$$

Seperti yang telah diuraikan, apabila redaman sebanding massa dan kekakuan maka persamaan gerak untuk setiap ragam dapat dibuat tidak saling terkait:

$$M_j^* = \underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_j \quad (2.27)$$

$$C_j^* = \underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\phi}_j = 2M_j^* \omega_j \xi_j \quad (2.28)$$

$$K_j^* = \underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_j = \omega_j^2 M_j^* \quad (2.29)$$

Substitusikan pers. (24) pada pers. (28) diperoleh:

$$\underline{\phi}_j^T (ak \underline{K} + am \underline{M}) \underline{\phi}_j = 2M_j^* \omega_j \xi_j$$

$$ak \underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_j + am \underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_j = 2M_j^* \omega_j \xi_j$$

Substitusikan pers. (27) dan (29) pada persamaan yang terakhir ini sehingga diperoleh:

$$ak \omega_j^2 M_j^* + am M_j^* = 2M_j^* \omega_j^2 \xi_j$$

$$k \omega_j^2 + am \xi_j = 2M_j^* \omega_j \xi_j$$

$$\xi_j = \frac{ak \omega_j}{2} + \frac{am}{2 \omega_j} \quad (2.30)$$

Dengan mengingat $\omega_j = \frac{2\pi}{T}$ pers. (30) dapat ditulis dalam bentuk lain sebagai:

$$\xi_j = \frac{ak\pi}{T_j} + \frac{amT_j}{4\pi} \quad (2.31)$$

Jadi nilai α_1 dan α_2 dapat diperoleh dari pers. (30) atau (31) apabila diketahui dua buah nilai rasio redaman untuk ragam-ragam tertentu.

Ditinjau ragam ke-r dan ke-s dari pers. (30) diperoleh:

$$\xi_r = \frac{ak\omega_r}{2} + \frac{am}{2\omega_r}$$

$$\xi_s = \frac{ak\omega_s}{2} + \frac{am}{2\omega_s}$$

Dari dua persamaan ini, nilai α_1 dan α_2 dapat diperoleh sebagai berikut:

$$ak = \frac{2(\omega_r \xi_r - \omega_s \xi_s)}{(\omega_r^2 - \omega_s^2)} \quad (2.32)$$

$$am = \frac{2\omega_r \omega_s (\omega_r \xi_r - \omega_s \xi_s)}{(\omega_r^2 - \omega_s^2)} \quad (2.33)$$

Apabila redaman hanya sebanding dengan kekakuan, maka berlaku pers. (25) dan nilai $\alpha_2 = 0$, sehingga dari pers. (30) diperoleh:

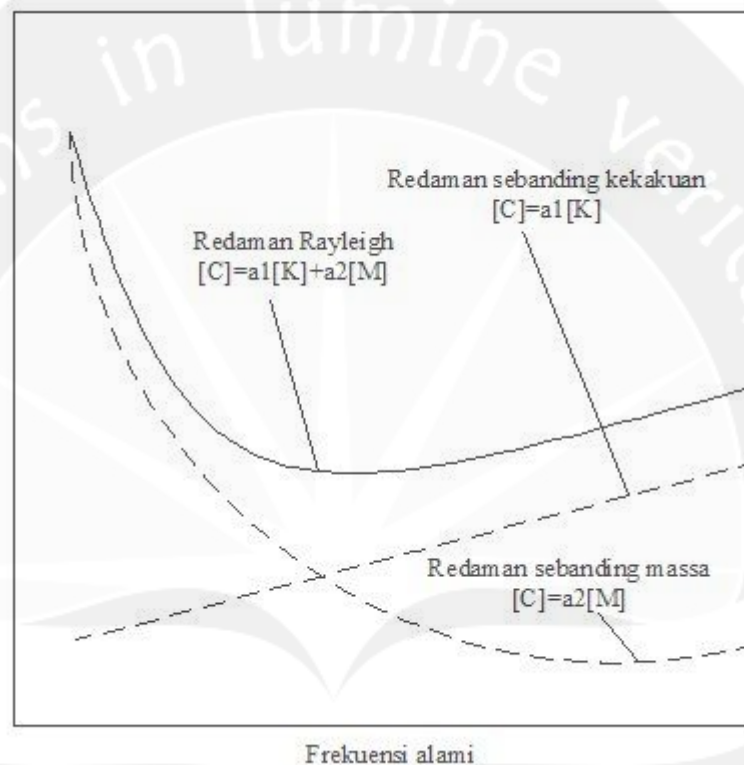
$$ak = \frac{2\xi_r}{\omega_r} \quad (2.34)$$

Sebaliknya, jika redaman hanya sebanding dengan massa, maka berlaku pers. (26) dan dari pers. (30) diperoleh:

$$am = 2\omega_r \xi_r \quad (2.35)$$

Dengan asumsi lain, dapat disimpulkan dari pers. (34) dan (35) bahwa untuk redaman sebanding dengan kekakuan, nilai rasio redaman semakin tinggi pada

raga-raga yang makin tinggi. Sebaliknya untuk redaman sebanding massa, nilai redaman akan semakin rendah pada raga-raga yang lebih tinggi. Hal ini ditunjukkan pada gambar 2.8. Sedangkan untuk redaman Rayleigh diperoleh dari kombinasi keduanya.



Gambar 2.10. Jenis-jenis redaman pada struktur

2.14. Simulasi Time History Response

Untuk simulasi time history respon pada penelitian ini, menggunakan fungsi *LSIM* pada perintah *MATLAB Control System Toolbox*.

LSIM mensimulasikan (waktu) respon sistem continuous atau discrete dengan input acak. Ketika dipanggil tanpa argumen dibagian kiri, *LSIM* memplot respon pada layar. *LSIM (sys, u, t)* menghasilkan plot dari respon waktu *dynamic system*

model sys model sistem dinamis untuk *input time history* t , u . Vektor t menentukan sampel waktu untuk disimulasi (dalam sistem satuan waktu, yang ditetapkan dalam *TimeUnit Property* dari *sys*), dan terdiri dari sampel waktu dengan jarak yang teratur.

$t = 0: dt: T_{final}$

Matriks u harus memiliki banyak baris sebagai sampel waktu ($length(t)$) dan banyak kolom sebagai masukan sistem. Setiap baris $u(i, :)$ menetapkan nilai input (s) pada sampel waktu $t(i)$.

LSIM(sys, u, t, x₀) lebih menentukan kondisi x_0 awal untuk sistem wilayah. *syntax* ini hanya berlaku pada *state-space models*.

LSIM(sys, u, t, x₀, 'zoh') atau *LSIM(sys, u, t, x₀, 'foh')* secara khusus untuk menentukan bagaimana nilai-nilai yang di input harus diinterpolasi di antara sampel tersebut (*zero-order hold or linear interpolation*). Pada pengaturan standar, *LSIM* memilih metode interpolasi secara otomatis berdasarkan signal U .

akhirnya,

lsim(sys1, sys2, ..., sysN, u, t)

mensimulasikan respon dari beberapa model *LTI* untuk *input history* t , u dan memplot respon. Seperti halnya dengan *bode or plot*, kita dapat menentukan warna tertentu, bentuk garis, dan / atau penanda untuk setiap sistem, misalnya,

lsim(sys1, 'y:', sys2, 'g--', u, t, x0)

Perilaku multisistem adalah serupa dengan *bode or step*.

Ketika dipanggil dengan argumen yang kiri,

$[y, t] = lsim(sys, u, t)$

$[y,t,x] = \text{lsim}(\text{sys},u,t)$ % for state-space models only

$[y,t,x] = \text{lsim}(\text{sys},u,t,x0)$ % with initial state

mengembalikan y respon output, vektor waktu t yang digunakan untuk simulasi, dan Untuk menghitung lintasan pergerakan keadaan x (hanya untuk *state-space models* saja). Tidak ada plot tampil di layar. Matriks y memiliki banyak baris sebagai sampel waktu (*length (t)*) dan banyak kolom sebagai output sistem. Hal yang sama berlaku untuk x dengan "output".