

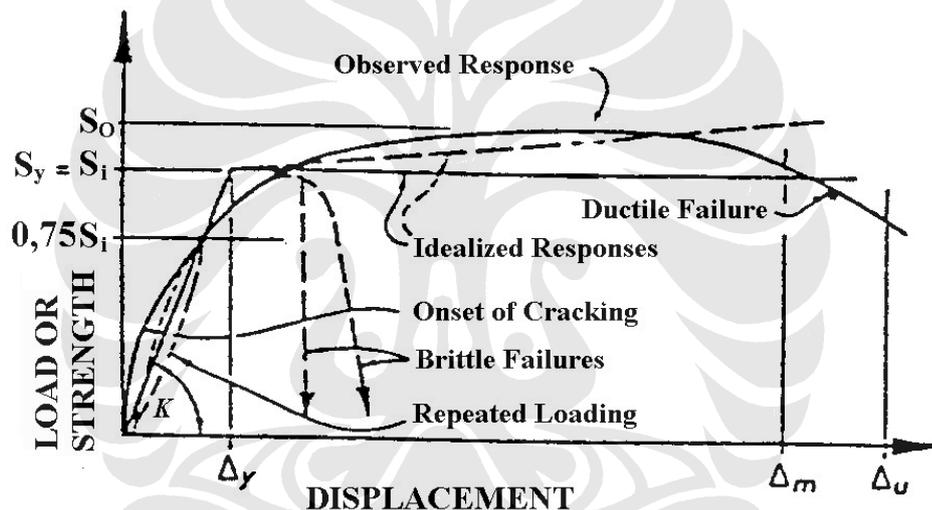
BAB II

DASAR TEORI

2.1. DAKTILITAS STRUKTUR DAN FAKTOR REDUKSI GEMPA

2.1.1. Daktilitas [9]

Kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi, disebut daktilitas.



Gambar 2.1 Hubungan Beban-Lendutan

Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi tegangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*).

a. Daktilitas Tegangan (*Strain Ductility*)

Pengertian dasar dari daktilitas adalah kemampuan dari material/ struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan. Dapat dilihat pada Gambar 2.1., daktilitas tegangan dapat diberikan dengan hubungan

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \quad (2.1)$$

Dimana ϵ adalah total tegangan yang terjadi dan ϵ_y adalah tegangan pada saat leleh. Daktilitas yang sangat berpengaruh pada struktur dapat tercapai pada panjang tertentu pada salah satu bagian dari struktur tersebut. Jika tegangan inelastik dibatasi dengan panjang yang sangat pendek, maka akan terjadi penambahan yang besar pada daktilitas tegangan. Daktilitas tegangan merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan.

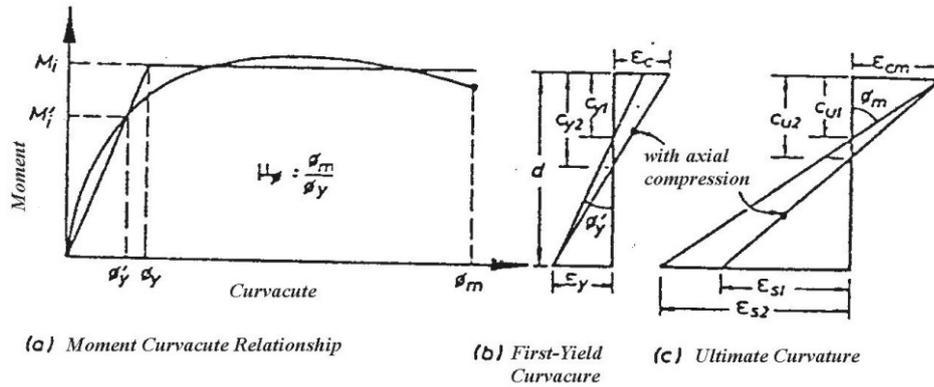
b. Daktilitas Lengkungan (*Curvature Ductility*)

Pada umumnya sumber yang paling berpengaruh dari lendutan struktur inelastis adalah rotasi pada sambungan plastis yang paling potensial. Sehingga, ini sangat berguna untuk menghubungkan rotasi per unit panjang (*curvature*) dengan moment bending ujung. Daktilitas lengkungan maksimum dapat ditunjukkan sebagai berikut,

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (2.2)$$

Dimana ϕ_m adalah lengkungan maksimum yang akan timbul, dan ϕ_y adalah lengkungan pada saat leleh. *Curvature ductility* ini merupakan daktilitas yang diberikan oleh penulangan struktur.

- *Yield Curvature*. Penentuan daktilitas rencana dapat dilihat dari hubungan daktilitas dan faktor reduksi. Hubungan tersebut dapat divariasikan dengan pendekatan hubungan gaya struktur dan lendutan pada keadaan elastoplastis atau bilinear. Hal ini menyebabkan kurva Gambar 2.1 dapat diubah menjadi kurva Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Definisi dari Curvature Ductility

Ini berarti bahwa *yield curvature* ϕ_y tidak perlu pertepatan dengan titik leleh pertama dari gaya regang, dimana pada umumnya berada pada pada titik yang lebih rendah ϕ'_y (Gambar 2.2 (a)), pada kenyataannya jika gaya didistribusikan di seluruh bagian seperti yang terjadi pada kasus kolom.

Untuk kasus umum ini, *yield curvature* pertama ϕ'_y seperti yang diberikan pada Gambar 2.2.(b) ditunjukkan dengan

$$\phi'_y = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)} \quad (2.3)$$

Dimana $\epsilon_y = f_y / E_s$ dan c_y adalah jarak dari luar ke natural-axis. Dengan mengekstrapolasi linear ke Momen M_i , seperti Gambar 2.2.(a), *yield curvature* ϕ_y ditunjukkan sebagai,

$$\phi_y = \frac{M_i}{M'_i} \phi'_y \quad (2.4)$$

Jika potongan tersebut memiliki rasio gaya yang tinggi, atau gaya axial terpusat yang besar, gaya tekan tahanan yang terjadi dapat terjadi sebelum leleh pertama terjadi. Untuk kasus seperti ini *yield curvature* dapat diberikan sebagai

$$\phi'_y = \frac{\epsilon_c}{c_y} \quad (2.5)$$

Dimana ϵ_c diambil sebesar 0,0015. Untuk hubungan antara ϕ_y dan ϕ'_y dengan $M'_i = 0,75 M_i$ dapat ditunjukkan sebagai :

$$\phi_y = 1,33 \phi'_y \quad (2.6)$$

- *Maximum Curvature*. Curvature maksimum yang ada pada potongan, atau *Ultimate Curvature* yang lebih umum disebutkan, akan dikontrol oleh *compression strain* maksimum ϵ_{cm} pada serat terluar. Berdasar pada grafik Gambar 2.2.(c), curvature ini dapat dituliskan sebagai

$$\phi_m = \frac{\epsilon_{cm}}{c_u} \quad (2.7)$$

Dimana c_u adalah jarak garis netral pada saat ultimate.

- *Factors Affecting Curvature Ductility*. Ada beberapa faktor yang mempengaruhi *curvature ductility*. Pada penulisan ini tidak akan dibahas secara mendalam. Faktor utama dari *curvature ductility* ini adalah *ultimate compression strain* ϵ_{cm} . Parameter lainnya adalah *axial force*, *compression strength*, dan *reinforcement yield strength*.
 - *Axial Force*. Seperti yang dilihat pada Gambar 2.2.(b) dan (c), keberadaan gaya aksial dapat meningkatkan tinggi dari daerah tekan baik pada pelepasan pertama c_{y_2} dan pada ultimate c_{u_2} . Pada saat tekanan dengan kondisi tanpa gaya aksial (c_{y_1} dan c_{u_1}), gaya aksial meningkatkan nilai ϕ_y , dan menurunkan nilai ϕ_u . Sehingga, gaya tekan aksial dapat sangat mereduksi kapasitas daktilitas pada bagian tersebut. Sebagai hasilnya, memperkecil selimut beton sangat diharapkan pada bagian bawah kolom daktil. Kesimpulannya, keberadaan gaya tekan aksial dapat meningkatkan kapasitas daktilitas.
 - *Compression Strength*. Meningkatnya kuat tekan pada beton atau bata adalah lawan dari efek gaya aksial: jarak garis netral pada saat leleh dan ultimate kedua-duanya direduksi, sehingga terjadi reduksi yield curvature dan peningkatan ultimate curvature. Oleh karena itu,

peningkatan kuat tekan adalah cara yang efisien untuk meningkatkan kapasitas daktilitas.

- *Reinforcement Yield Strength*. Jika permintaan gaya regangan dilakukan dengan pengreduksian daerah gaya dari kuat leleh tertinggi, ultimate curvature tidak akan terpengaruhi jika tidak tegangan baja melebihi kekuatan tegangan ultimate terendah. Bagaimanapun juga, penambahan tegangan leleh ϵ_y berarti yield curvature akan bertambah.

Untuk meningkatkan curvature ductility, hal yang dapat dilakukan adalah dengan memperkuat tulangan tekan atau memperlemah tulangan tarik. Jika dilihat dari Gambar 2.2, dengan memperlemah tulangan tarik, maka akan mempercepat terjadinya leleh pertama. Hal lain yang dapat dilakukan adalah dengan menambahkan tulangan geser.

c. Daktilitas Lendutan (*Displacement Ductility*)

Daktilitas lendutan biasanya digunakan pada evaluasi struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas didefinisikan oleh rasio dari total lendutan yang terjadi Δ dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*) u_y .

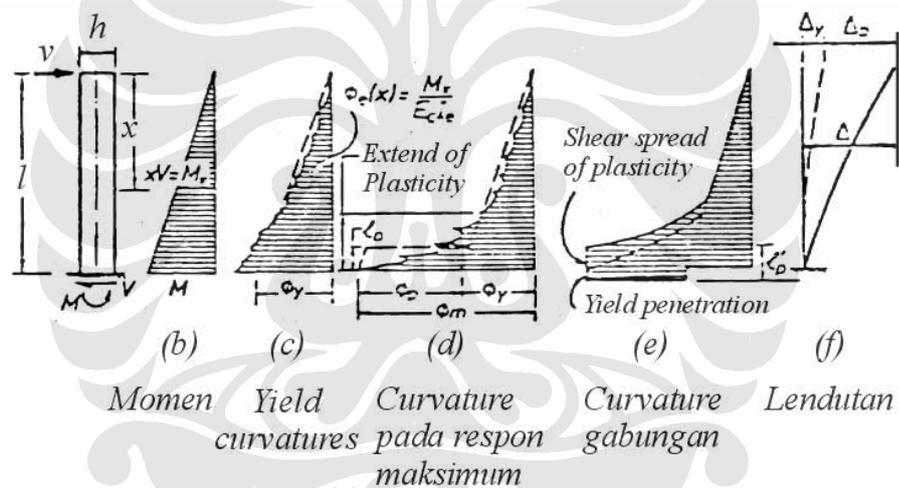
$$\mu_{\Delta} = \frac{u}{u_y} > 1 \quad (2.8)$$

Dimana $u = u_y + u_p$. Lendutan pada titik leleh (u_y) dan pada titik plastik (u_p) penuh adalah komponen-komponen dari total lendutan ujung lateral seperti pada Gambar 2.3.(f).

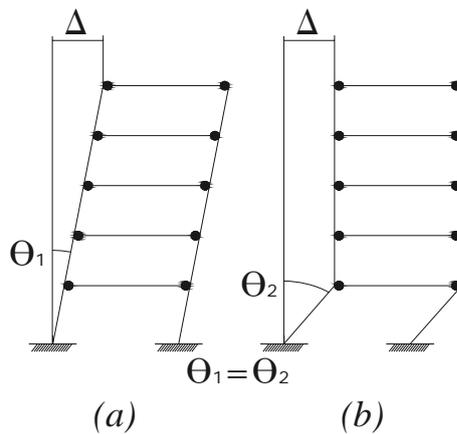
Untuk sebuah struktur portal, biasanya total defleksi diambil pada bagian teratas (atap), seperti pada Gambar 2.4. Walaupun pada nantinya perhitungan faktor reduksi akan dilihat dari hubungan simpangan dengan tinggi dari bangunan tersebut, kesalahan μ_{Δ} pada bagian atap dapat dinormalkan dengan perbandingan pendekatan yang telah dibuat. Pada saat perancangan, harus diperhatikan daktilitas dihubungkan dengan maksimum antisipasi lendutan $u = u_m$ (Gambar 2.1). Sehingga, tidak terlalu diperhatikan lendutan yang terjadi antar lantai. Ini mungkin dapat dilihat pada Gambar 2.4

bahwa daktilitas lendutan pada bagian atas seperti yang dibandingkan. Pada kenyataannya kejadian ini sangat berpengaruh. Terjadi perbedaan daktilitas pada kedua kejadian ini. Gambar 2.4 juga menunjukkan bahwa kapasitas daktilitas lendutan μ_{Δ} pada struktur seperti itu akan sangat berpengaruh pada kemampuan plastis sambungan pada ujung balok atau kolom. Hal ini menuntut kemampuan daktilitas pada kolom dan balok secara individual.

Lendutan sampai titik leleh u_y pada kantilever, seperti pada Gambar 2.3.(f), diasumsikan mengalami *yield curvature* pada bagian dasarnya. Ini adalah pendekatan yang paling realistis dan penting, karena nilai absolut dari lendutan maksimum $u_m = \mu_{\Delta} \leq u_u$ juga perlu dievaluasi dan dihubungkan dengan tinggi struktur dimana lendutan terjadi.



Gambar 2.3 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan Pada Model Kantilever



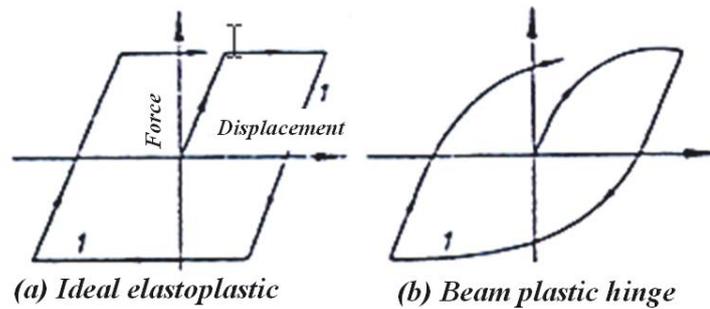
Gambar 2.4 Defleksi

Pada struktur, ketika respon gempa yang terjadi melebihi beban rencana maka keadaan deformasi inelastis harus tercapai. Ketika struktur mampu untuk merespon keadaan inelastis tanpa penurunan kemampuan yang drastis, maka hal ini akan disebut dalam keadaan duktail. Keadaan duktail yang sempurna terjadi pada saat *ideal elastic/ perfectly plastic (elastoplastic)*.

2.1.2. Faktor Reduksi Gempa

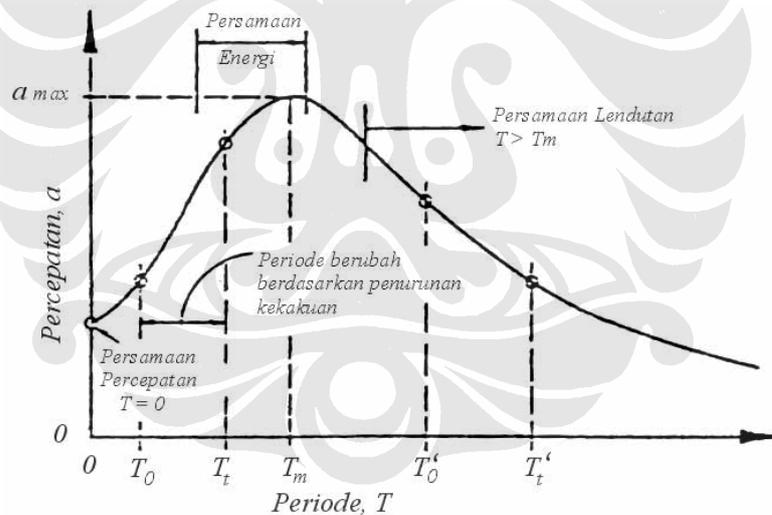
Faktor Reduksi Gempa R merupakan faktor yang digunakan dalam disain struktur. Nilai R dipengaruhi oleh beberapa faktor, yaitu duktilitas, redundansi, dan kuat lebih material dan beban.

Inelastic *time-history analysis* dari sistem *single-degree-of-freedom* dengan kekuatan (*strength*) kurang dari hubungannya dengan gaya respon elastis ditunjukkan oleh sebuah faktor R dan dengan hysteretic loop (seperti Gambar 2.5.), mengindikasikan sifat yang konsisten berdasarkan pada periode alami struktur tersebut [9].



Gambar 2.5 Hysteretic Loop

Untuk struktur yang mempunyai periode alami lebih besar dari respon spektra elastis T_m (lihat Gambar 2.6), $T > T_m$, maka simpangan maksimum yang diterima sistem inelastis akan sebanding dengan simpangan pada sistem elastis dengan kekakuan yang sama, tetapi dengan kekuatan yang tidak terbatas. Sehingga hubungan antara daktilitas dan faktor reduksinya dapat dituliskan sebagai $\mu = R$. Hal ini disebut juga prinsip persamaan lendutan (*equal-displacement principle*).



Gambar 2.6 Pengaruh Periode dalam Gaya Reduksi Daktilitas

Jika periode yang dialami struktur sangat kecil (katakan $T < 0,2$ s), maka simpangan yang dialami struktur akan sangat kecil. Pada kenyataannya walaupun sangat simpangan sangat kecil, tetapi struktur juga akan tetap menerima percepatan tanah. Sehingga struktur harus tetap direncanakan untuk dapat menerima percepatan tanah. Hubungan antara daktilitas dan faktor reduksinya dapat dituliskan sebagai $R = 1$. Hal ini biasa disebut sebagai prinsip persamaan kecepatan (*equal-acceleration principle*). Untuk keadaan dimana periode alami

berada di antara dua keadaan di atas, maka hubungan antara daktilitas dan faktor reduksi ditunjukkan sebagai $\mu = (R^2 + 1)/2$. Hubungan ini diturunkan dari persamaan energi, sehingga sering disebut sebagai prinsip persamaan energi (*equal-energy principle*).

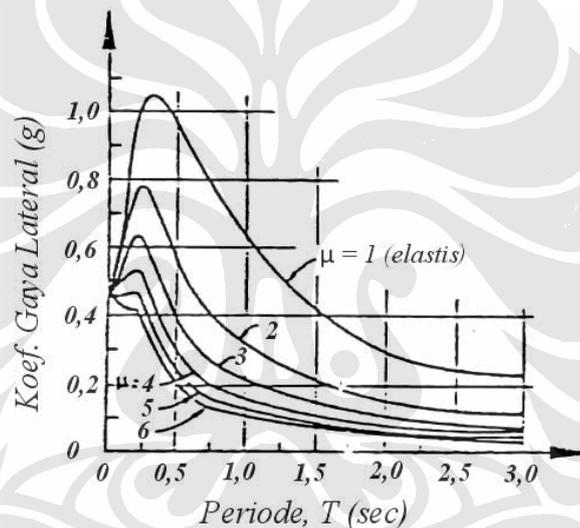
Hal di atas dapat disimpulkan, Faktor reduksi berdasarkan hubungan dengan daktilitas struktur dan periode alaminya :

$$\text{Untuk struktur Long-period : } R = \mu \quad (2.9)$$

$$\text{Untuk struktur Short-period : } R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.10)$$

$$\text{Untuk struktur Zero-period : } R = 1 \quad (2.11)$$

Contoh,



Gambar 2.7 Tipikal *inelastic acceleration response spectra*

Gambar 2.7 menunjukkan tipikal *inelastic acceleration response spectra*, dengan redaman elastis 5% dengan puncak pada periode 0,35s. Untuk nilai R pada $T > 0,7$ s dan $T = 0$ s, maka persamaan di atas dapat digunakan. Untuk $0 > T > 0,7$ s, maka persamaan $R = 1 + (\mu - 1)T / 0,7$ dapat digunakan.

Faktor redundansi juga salah satu faktor yang mempengaruhi nilai R . Redundansi merupakan kelebihan gaya tahan yang dimiliki struktur statik tertentu. Faktor kuat lebih (*overstrength factor*) disebabkan oleh material yang digunakan dan faktor pembebanan (*load factor*). Kuat lebih yang diakibatkan oleh material disebabkan oleh kuat material (*nominal strength*) yang digunakan biasanya memiliki kekuatan yang lebih besar dari kuat rencana (*actual strength*).

Untuk baja, *overstrength factor* biasa juga disebabkan oleh sifat baja yang memiliki *strain hardening*. Pada SNI, nilai faktor kuat lebih sudah ditotalkan, yaitu sebesar, $f_1 = 1,6$ [11]. Sehingga hubungan antara nilai R , faktor kuat lebih, dan daktilitas adalah

$$R = \mu f_1 \quad (2.12)$$

Dengan demikian, nilai R menurut memiliki rentang, $1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m$. Nilai $R = 1,6$ adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh. Sedangkan R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh struktur yang bersangkutan. Nilai R berdasarkan daktilitas dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Parameter daktilitas struktur gedung (SNI-1726-2002)

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1,0	1,6
	1,5	2,4
Daktail parsial	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktail penuh	5,3	8,5

2.1.3. Faktor Reduksi Gempa Pada Dual Sistem

Faktor Reduksi gempa R pada sistem yang mempunyai dua subsistem diatur di Standar Nasional Indonesia (SNI) dan *International Building Code* (IBC).

2.1.3.1 SNI 03-1726-2002 [11]

Pada Peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-1726-2002), dinyatakan bahwa :

“Apabila dalam arah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa Rencana sistem struktur gedung terdiri dari beberapa jenis subsistem

struktur gedung yang berbeda, faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung itu untuk arah pembebanan gempa tersebut dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotannya menurut persamaan :

$$R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s / R_s} \quad (2.13)$$

Di mana R_s adalah nilai faktor reduksi gempa masing-masing jenis subsistem struktur gedung

dan, V_s adalah gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem struktu gedung tersebut, dengan penjumlahan meliputi seluruh jenis subsistem struktur gedung yang ada.

Metode ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa dari jenis-jenis subsistem struktur gedung yang ada tidak lebih dari 1,5.”

Hal ini dapat diaplikasikan pada struktur gedung yang mempunyai subsistem yang berdeda. Dalam masalah ini, akan digunakan dua subsistem dalam satu struktur, yaitu sistem portal dan sistem dinding geser/ dinding struktur. Kedua subsistem ini, sesuai dengan peraturan SNI-1726-2002, haruslah menggunakan proporsi di atas untuk mencari nilai R gabungan dari sistem tersebut. Nilai-nilai R berdasarkan SNI dapat dilihat pada Table 2.2.

Table 2.2 Nilai R dari sistem ganda dan tunggal. (SNI-1726-2002)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_μ	R_m	f
4. Sistem ganda, terdiri dari: 1). Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi 2). Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral 3). Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi / sistem ganda.	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tdk utk zona 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tdk utk zona 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8	
b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8	
7. Subsistem Tunggal: (Subsistem struktur bidang	1. Rangka terbuka baja	3,4	5,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8

yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	5,2	8,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail parsial	3,3	5,5	2,8

2.1.3.2 International Building Code (IBC) 2000 [5]

Pada peraturan *International Building Code* 2000, pasal 1617.6.2. untuk bangunan yang mempunyai dua subsistem atau lebih, dinyatakan bahwa

“Untuk selain sistem ganda dan sistem dinding geser interaktif, dimana kombinasi dari sistem struktur yang berbeda direncanakan untuk menahan gaya lateral dalam arah yang sama, nilai R yang digunakan untuk disain dalam arah tersebut tidak boleh lebih besar dari nilai salah satu sistem yang digunakan dalam arah yang sama.

Pengecualian : Untuk rangka ringan, bangunan *flexible diaphragm*, gempa wilayah I dan bangunan dua tingkat atau lebih rendah : element penahan diijinkan untuk dirancang menggunakan nilai terkecil R untuk struktur yang berbeda yang ada pada setiap sumbu tahanan tunggal. Nilai R yang digunakan untuk disain diaphragma dalam struktur tersebut tidak boleh lebih besar dari nilai terkecil pada sistem dalam arah yang sama.”

Hal ini mengungkapkan bahwa, untuk struktur yang mempunyai dua atau lebih subsistem pada strukturnya, maka akan digunakan nilai R terkecil diantara subsistem yang ada. Pengambilan nilai terkecil dianggap lebih aman.

2.2. TEORI DINAMIKA STRUKTUR

Pada bagian ini akan dibahas teori-teori dasar tentang Dinamika struktur yang membantu pembuatan skripsi ini.

2.2.1. Respon Struktur Inelastis

2.2.1.1 Metode Integrasi Numerik Newmark [1][2]

Ada beberapa metode numerik yang dapat digunakan dalam mengerjakan analisa respon dinamik dari SDF sistem. Penggunaan metode numerik dalam pengerjaan sebuah metode haruslah memenuhi beberapa syarat. Pengerjaan tersebut harus :

- Akurat
- Konvergen
- Stabil
- Dapat diaplikasikan pada komputer

Metode Integrasi Numerik Newmark adalah metode waktu bertahap (*time-stepping Methods*) yang mempunyai persamaan dasar seperti dibawah ini,

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma \cdot \Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.14)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0,5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2.15)$$

Parameter β dan γ mendefinisikan variasi percepatan selama pertambahan waktu yang ditentukan dan menentukan stabilitas dan keakuratan metode ini. Pada umumnya pemilihan nilai untuk γ adalah $\frac{1}{2}$ dan $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ tergantung dari cara pandang, termasuk ketepatan. Dua jenis metode Newmark yang sering digunakan adalah :

- Metode Percepatan Rata-Rata (*average acceleration*)

Pada metode percepatan rata-rata diasumsikan bahwa percepatan yang terjadi adalah percepatan yang telah dirata-ratakan. Sehingga tidak ada perubahan percepatan di setiap waktunya ($\ddot{u}(t_i) = \ddot{u}(t_{i+n})$).

- Metode Percepatan Linier (*linear acceleration*)

Pada Metode percepatan linear, percepatan yang digunakan terus berubah berdasarkan waktu. Sehingga membentuk sebuah grafik linear.

Untuk melihat perbedaan pada kedua metode ini, Tabel 2.3 dapat membantu untuk membandingkannya.

Tabel 2.3 Average Acceleration and Linear Acceleration Methods

Average Acceleration	Linear Acceleration
$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$
$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$
$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$
$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \ddot{u}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$
$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \left(\frac{1}{6} \ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3} \ddot{u}_i \right)$

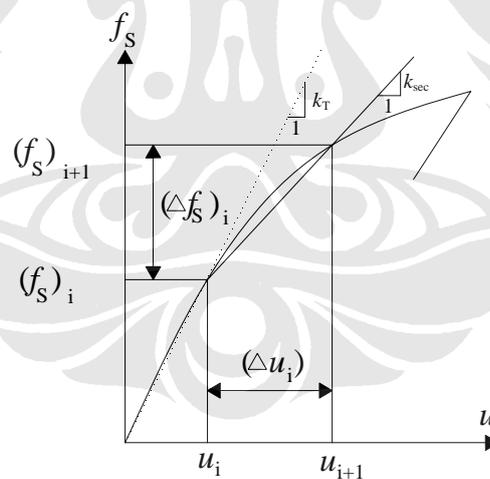
Metode yang digunakan dalam program Matlab adalah metode percepatan rata-rata konstan dengan nilai $\beta = \frac{1}{4}$ dan $\gamma = \frac{1}{2}$. Karena pada pembahasan skripsi ini percepatan yang diberikan adalah percepatan gempa yang berulang-ulang dan tidak linear (*non-linear*), maka metode yang akan digunakan adalah *Newmark's Method Nonlinear Systems*. Hubungan *Non-Linear* f_S dan u_i dapat dilihat pada Gambar 2.8.

Metode Newmark disebut stabil bila,

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (2.16)$$

Untuk $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$ kondisi di atas menjadi,

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \infty$$



Gambar 2.8 Hubungan non-linear f_S dan u_i

Langkah-langkah perhitungan metode Newmark untuk sistem non-linear :

Kasus :

- a. Average Acceleration Method ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$)
- b. Linear Acceleration Method ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$)

A. Perhitungan Data Awal

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - (f_s)_0}{m}$$

2. Menentukan nilai Δt

$$3. \quad a = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad \text{dan} \quad b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) c$$

B. Perhitungan iterasi untuk setiap tingkat waktu, i

$$1. \quad \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$$

2. Menentukan kekakuan tangensial k_i

$$3. \quad \hat{k}_i = k_i + \frac{1}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m$$

4. $\Delta \dot{u}_i$ ditentukan dari k_i dan $\Delta \hat{p}_i$ menggunakan prosedur iterasi

Modified Newton Raphson

$$5. \quad \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$$

$$6. \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{\gamma}{2\beta} \ddot{u}_i$$

$$7. \quad \Delta u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \quad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \quad \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$$

C. Pengulangan untuk tingkat waktu selanjutnya, i diganti dengan $i+1$. Ulangi langkah B.1 sampai B.7 untuk langkah selanjutnya.

2.2.1.2 Metode Integrasi Numerik Newton - Raphson

Metode Modified Newton-Raphson merupakan salah satu metode yang paling cepat dalam mencapai konvergensi untuk penyelesaian persamaan non-linear. Persamaan dasar yang digunakan adalah

$$R_{n+1} = R(u_{n+1}) = P(u_{n+1}) - f = 0 \quad (2.17)$$

Persamaan tersebut dapat dinyatakan dalam ekspansi deret Taylor dengan mengambil dua suku pertamanya yaitu

$$R(u_{n+1}^{i+1}) \approx R(u_{n+1}^i) + \left(\frac{\partial R}{\partial u} \right)_{n+1}^i \partial u_n^i \quad (2.18)$$

Dimana i merupakan hitungan integrasi yang dimulai dari

$$u_{n+1}^i = u_n \quad (2.19)$$

$$\text{Dan } \frac{\partial R}{\partial u} = \frac{\partial P}{\partial u} = K_T \quad (2.20)$$

Dengan K_T adalah matriks Jacobian atau dalam struktur dikenal sebagai matriks kekakuan yang berhubungan dengan arah tangensial. Dengan mendistribusikan persamaan di atas, maka diperoleh

$$K_T^i \partial u_n^i = -R_{n+1}^i \quad (2.21)$$

$$u_{n+1}^{i+1} = u_n + \Delta u_n^i = u_{n+1}^i + \partial u_n^i \quad (2.22)$$

$$\Delta u_n^i = \sum_{k=1}^i \partial u_n^k \quad (2.23)$$

Walaupun mampu konvergen dengan cepat, metode ini memerlukan waktu komputasi yang relatif lama karena pada setiap iterasi harus dihitung invers matriks kekakuan yang baru. Untuk itu metode ini disempurnakan dengan membuat matriks kekakuan K_T tetap sama dengan iterasi sebelumnya, sehingga matriks kekakuan tidak perlu diinvers tiap kali iterasi. Metode ini sangat efektif dalam menganalisa struktur bertingkat banyak.

Langkah-langkah perhitungan metode iterasi Modified Newton-Raphson :

a. Perhitungan data awal

$$u_{i+1}^0 = u_i \quad f_s^0 = (f_s)_i \quad \Delta R^{j+1} = \Delta \bar{p}_i \quad \hat{k}_T = k_i$$

b. Perhitungan Iterasi

1. $\hat{k}_T \Delta u^j = \Delta R^j \rightarrow \Delta u^j$
2. $u_{i+1}^j = u_{i+1}^{j-1} + \Delta u^j$
3. $\Delta f^j = f_s^i - f_s^{j-1} + (\hat{k}_T - k_T) \Delta u^j$
4. $\Delta R^{j+1} = \Delta R^j - \Delta f^j$

Penerapan metode nemerik pada sistem non-linear ini, tentu saja memerlukan beberapa batasan. Batasan-batasan umum dari program ini adalah,

1. Ketika deformasi (Δ) berada dibawah deformasi batas leleh subsistem 1 (Δ_1) dan subsistem 2 (Δ_2), maka Kekakuan struktur (K) yang digunakan adalah Kekakuan total struktur ($K = K_1 + K_2$).

2. Jika deformasi (Δ) berada di atas deformasi subsistem 1 (Δ_1), tetapi berada di bawah deformasi subsistem 2 (Δ_2), maka Kekakuan yang digunakan adalah Kekakuan subsistem 2 ($K = K_2$).
3. Jika deformasi (Δ) berada di atas deformasi subsistem 1 dan subsistem 2, maka Kekakuan struktur menjadi 0 ($K = 0$).
4. Ketika percepatan (a) berubah tanda menjadi minus (-), maka Kekakuan struktur yang digunakan adalah Kekakuan total struktur ($K = K_1 + K_2$).

2.2.2. Generalisasi SDoF Dengan Metode Rayleigh-Ritz [1]

Metode yang paling umum dalam menyederhanakan jumlah derajat kebebasan (*DoF*) dan dalam mencari pendekatan ke periode natural terendah adalah metode *Rayleigh-Ritz*. Metode ini merupakan penambahan dari metode Rayleigh yang dilakukan oleh W. Ritz pada tahun 1909.

Persamaan umum sebuah sistem dengan N derajat kebebasan yang diberikan gaya $\mathbf{p}(t) = \mathbf{s} p(t)$ adalah

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = sp(t) \quad (2.24)$$

Dalam metode Rayleigh, lendutan dari sebuah struktur diekspresikan sebagai $u(t) = z(i)\psi$ dimana ψ adalah bentuk vektor yang digunakan. Pada metode Rayleigh-Ritz, lendutan ditunjukkan sebagai kombinasi linear dari beberapa bentuk vektor ψ_j :

$$u(t) = \sum_{j=1}^j z_j(t)\psi_j = \Psi z(t) \quad (2.25)$$

Dimana $z_j(t)$ adalah koordinat yang diumumkan, dan Ritz vektor $\psi_j - j = 1, 2, \dots, j$ merupakan vektor linear berdasarkan keadaan batasan geometri yang diberikan. Vektor-vektor ini dipilih berdasarkan pendekatan sistem yang akan dianalisa.

Dengan mensubstitusi persamaan 2.25 ke persamaan 2.24, didapat persamaan baru seperti berikut

$$m\Psi \ddot{z} + c\Psi \dot{z} + k\Psi z = s p(t) \quad (2.26)$$

Setiap bagian akan dimanipulasi dengan mengalikan Ψ^T , sehingga

$$\tilde{m} \ddot{z} + \tilde{c} \dot{z} + \tilde{k} z = \tilde{L} p(t) \quad (2.27)$$

Dimana

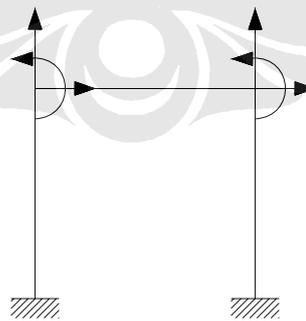
$$\tilde{m} = \psi^T m \psi \quad \tilde{c} = \psi^T c \psi \quad \tilde{k} = \psi^T k \psi \quad \tilde{L} = \psi^T s \quad (2.28)$$

2.2.3. Sistem Struktur

2.2.3.1 Portal

Struktur yang pada umumnya pasti akan menggunakan sistem portal. Portal terdiri dari tiga elemen, yaitu balok, kolom, dan lantai penahan. Titik dimana ketiga elemen tersebut bertemu disebut sambungan kaku (*Rigid Joint*) [9]. Sistem struktur portal digunakan bila beban gravitasi lebih dominan dari pada beban lateral akibat gaya gempa dan angin. Sistem struktur portal terdiri dari elemen-elemen balok dan kolom yang saling terhubung pada sambungan yang kaku.

Suatu portal mempunyai elemen-elemen yang dihubungkan pada nodal-nodalnya. Struktur portal lentur 2D (dua dimensi) memiliki tiga derajat kebebasan, *Degree of Freedom (DoF)*, untuk setiap nodal, yaitu *displacement* horizontal, vertikal, dan rotasi (2 *DoF* translasi dan 1 *DoF* rotasi). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.9 Derajat kebebasan pada Portal

Model struktur dengan tingkat yang tinggi atau yang memiliki lantai yang banyak, tentunya akan memiliki kesulitan dalam memodelisasikan *DoF* yang ada. Jika setiap nodal memiliki 3 *DoF* dan setiap lantai memiliki nodal yang sama,

maka untuk mempermudah pekerjaan dapat digunakan metode penyederhanaan *Rayleigh Ritz*.

a. Massa

Massa menimbulkan gaya inersia pada struktur portal. Matriks massa pada struktur portal dapat diformulasikan ke dalam dua bentuk matriks Massa Konsisten (*Consistent Mass Matrix*) dan matriks Massa Tergumpal (*Lumped Mass Matrix*).

b. Kekakuan

Matriks kekakuan elemen menghubungkan gaya dan perpindahan pada koordinat lokal nodal elemen, sedangkan matriks kekakuan sistem menghubungkan gaya dan perpindahan pada koordinat global nodal sistem. Sifat matriks kekakuan sistem yang diperoleh adalah simetris dan mempunyai jalur suku yang tidak sama dengan nol (*Banded Matrix*).

c. Redaman

Terdapat dua jenis redaman yang dapat digunakan digunakan untuk menformulasikan redaman struktur, yaitu : redaman viskos (*Viscous Damping*) dan redaman kekakuan kompleks (*Complex Stiffness Damping*). Redaman viskos memberikan formulasi yang mudah apabila dibandingkan dengan formulasi redaman kekakuan kompleks, tetapi tidak memberikan gambaran yang sebenarnya dari redaman struktur (terutama dalam definisi kehilangan energi per siklus yang bergantung kepada frekuensi respon). Sedangkan redaman kekakuan kompleks memberikan formulasi yang sulit, tetapi lebih menggambarkan keadaan redaman pada struktur.

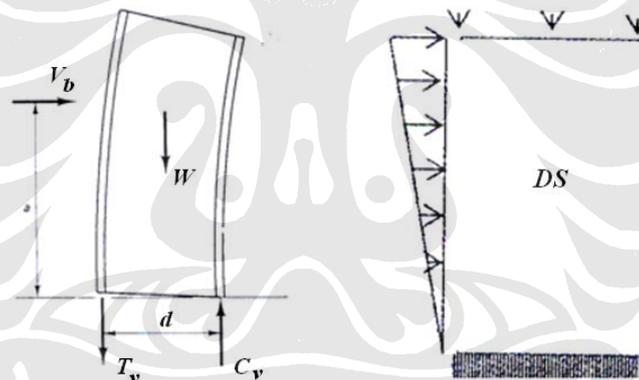
2.2.3.2 Dinding Geser / Dinding Struktur

Pada saat kebutuhan secara fungsional mengijinkan, penahanan terhadap gaya lateral dapat ditanggung oleh dinding struktur yang ada, dapat terbuat dari beton maupun batu bata. Penggunaan *shear wall* pada sebuah struktur sangat menguntungkan, karena *shear wall* sangat efisien dalam menahan gaya lateral. Sistem ini digunakan apabila gaya lateral akibat gempa atau angin lebih dominan dari pada gaya gravitasi. Dinding penumpu ini memikul hampir seluruh beban lateral, beban gravitasi juga ditahan oleh dinding ini sebagai Dinding Struktural.

Untuk bangunan sampai lantai 20 penggunaan *shear wall* bisa jadi sebuah pilihan yang baik. Untuk bangunan dengan lantai lebih dari 30 lantai, *shear wall* menjadi sangat penting dengan perhitungan ekonomi dan kontrol lendutan lateral.

Seperti yang sudah diketahui bahwa kriteria dasar dari perancangan sebuah struktur adalah kekakuan, kekuatan, dan daktilitas. Dinding struktur memiliki kemampuan yang baik dalam ketiga kriteria tersebut. Keberadaan dinding struktur dapat meningkatkan kekakuan sistem struktur. Hal ini dapat mereduksi lendutan yang terjadi akibat gaya gempa dengan arah gerak yang sama dengan *shear wall*.

Di wilayah gempa Indonesia di bawah Wilayah Gempa 3 dan 4, tidak dituntut detail spesial untuk dinding struktural ini. Dinding struktural ini runtuhnya disebabkan oleh momen lentur dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya, dimana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak kurang dari 2 dan lebarnya tidak boleh kurang dari 1,5 meter.



Gambar 2.10 Sistem dinding penumpu

Pembebanan lateral dan reaksi yang terjadi pada shear wall dapat dilihat pada Gambar 2.10. Untuk analisa daktilitas pada sistem dinding geser, kapasitas daktilitas lendutan akan bergantung pada kapasitas rotasi dari sendi plastis di dasar. Parameter yang utama yang mempengaruhi daktilitas pada dinding adalah panjang dari sendi plastis l_p (Gambar 2.3). Panjang dari sendi plastis akan sangat dipengaruhi oleh panjang dinding geser l_w , momen gradien pada dasar (seperti gaya geser), dan gaya aksial yang diterima. Pada umumnya panjang dari sendi plastis tersebut $0,3 \leq \frac{l_p}{l_w} \leq 0,8$. Besarnya $\frac{l_p}{l_w}$ biasa akan disebut sebuah rasio A_r .

dari sebuah dinding. Nilai dari *curvature ductility* dan *displacement ductility* akan terus meningkat dengan meningkatnya nilai dari rasio A_r .

Nilai daktilitas pada dinding geser dibatasi oleh daerah tekan pada penampang dinding tersebut. Sehingga besarnya daerah tekan pada sebuah member dari struktur harus diperhatikan. Berdasarkan uji yang dilakukan oleh University of California, Berkeley, nilai rata-rata dari *curvature* berkisar dari $0,045/l_w$ sampai $0,076/l_w$ untuk dinding dengan $l_w = 94$ in dengan rasio daktilitas lendutan $\mu_\Delta = 9$.

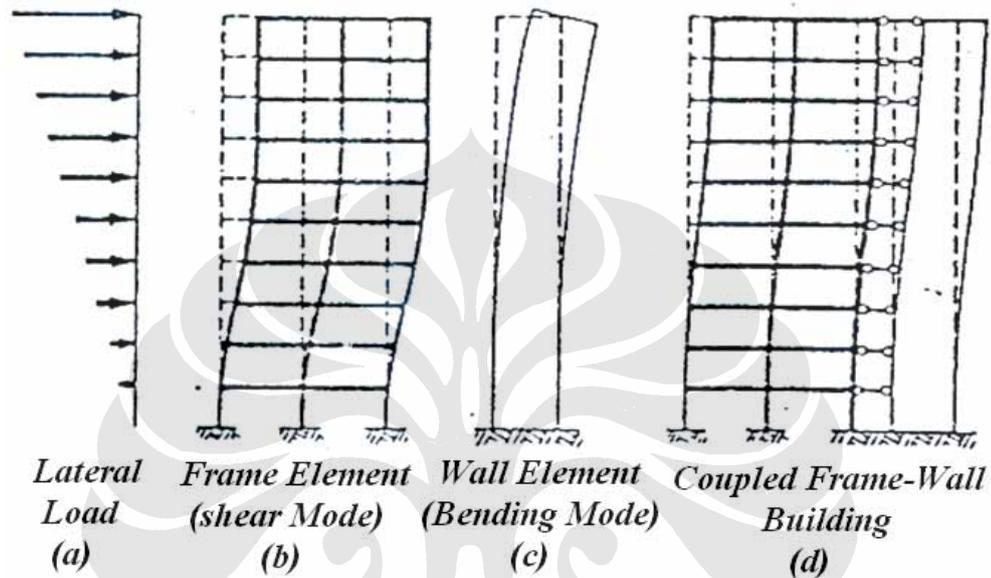
2.2.3.3 Sistem Ganda

Pada bagian sebelumnya, telah dibahas masalah struktur rangka/ portal dan dinding struktur. Pada beberapa struktur gedung, kedua struktur ini banyak digunakan bersama. Sistem Ganda (*Dual Systems*) atau *hybrid structure* terjadi jika gaya lateral yang terjadi ditahan oleh kombinasi dari struktur portal dan dinding struktur.

Sistem ganda menggabungkan keuntungan dari kedua subsistem tersebut. Rangka yang daktail digabungkan dengan dinding, dapat menghasilkan penyerap energi yang baik, terutama pada bangunan tingkat tinggi. Pada sisi lain, dengan kekakuan yang besar yang dimiliki dinding, kontrol terhadap simpangan lantai pada saat gempa dapat dilakukan dengan baik, dan mekanis lendutan yang tidak baik pada sendi di kolom (seperti Gambar 2.4 (b)) dapat dihindarkan.

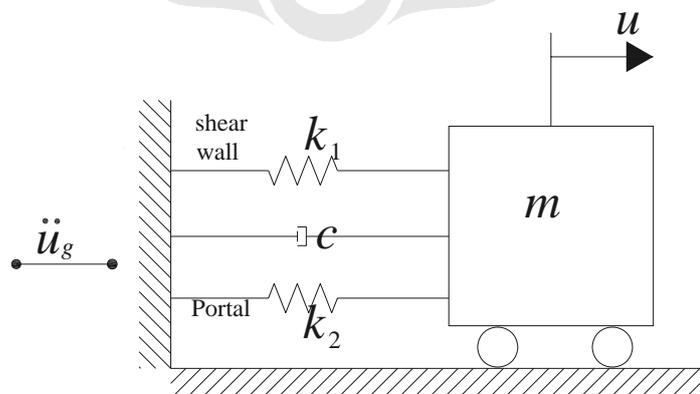
Pada saat beban lateral bekerja, rangka akan berdeformasi searah dengan model gaya geser, dinding akan berlaku seperti kantilever dengan arah yang sama dengan model gaya geser (Gambar 2.11(b) dan (c)). Lendutan gabungan dari kedua sistem ini akan mengakibatkan sebuah lendutan yang lebih kecil terutama pada lantai-lantai bagian bawah. Modal dari pembagain penahanan terhadap gaya lateral antara dinding dan rangka pada sistem ganda sangat dipengaruhi oleh karakteristik respon dinamik dan perencanaan sendi plastis pada saat gempa, dan ini mungkin akan sangat berbeda dengan cara penganalisaan secara elastis. Pada sisi lain, analisa pendistribusian gaya pada sistem gabungan ini adalah suatu hal yang harus diperhatikan. Penentuan proporsi ini harus dilakukan dengan benar sesuai dengan struktur ganda yang akan digunakan.

Ada beberapa kombinasi yang dapat digunakan pada pembentukan sistem ganda ini. Penempatan dan pemodelan dari gabungan sistem rangka dan dinding geser ini menjadi salah satu faktor utama dalam analisis sistem ganda ini. Banyak penelitian yang dilakukan untuk untuk mendapatkan sistem yang baik. Hal ini akan disesuaikan dengan kebutuhan struktur yang diperlukan.



Gambar 2.11 Lendutan Akibat Gaya Lateral Pada Rangka, Dinding, dan Sistem Ganda

Modelisasi kekakuan pada persoalan ini akan dihubungkan secara paralel saat penganalisaannya (Gambar 2.12). Dengan demikian, kekakuan dari kedua sistem ini dapat dilihat secara langsung hubungannya dengan lendutan yang akan terjadi pada sebuah struktur.

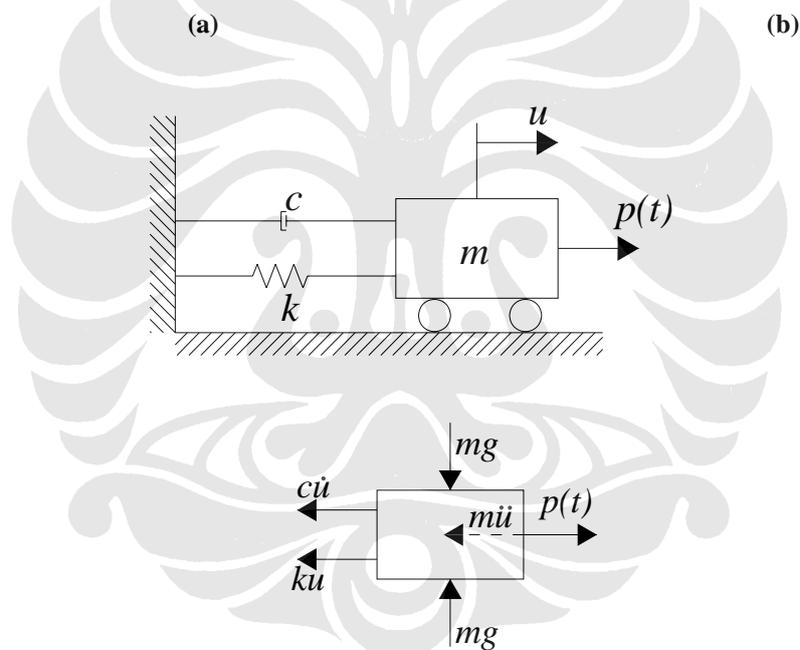


Gambar 2.12 Modelisasi Kekakuan Pada Struktur Ganda

2.2.4. Model Inelastis-Nonlinear

Suatu sistem struktur akan dianalisis secara dinamik terlebih dahulu harus disederhanakan atau dimodelisasikan dengan membentuk suatu sistem Massa-Pegas-Peredam atau sistem dengan satu derajat kebebasan. Hal ini dilakukan untuk mempermudah menganalisa struktur tersebut.

Pada sebuah sistem struktur yang paling sederhana, sistem struktur dengan satu derajat kebebasan (*Single Degree of Freedom*), pemodelan dapat dilakukan seperti Gambar 2.13 [1]. Dalam hal ini Pegas dan Peredam dianggap tidak bermassa, Massa padat (*rigid*), dan semua gerakan dilakukan dalam sumbu x -axis.



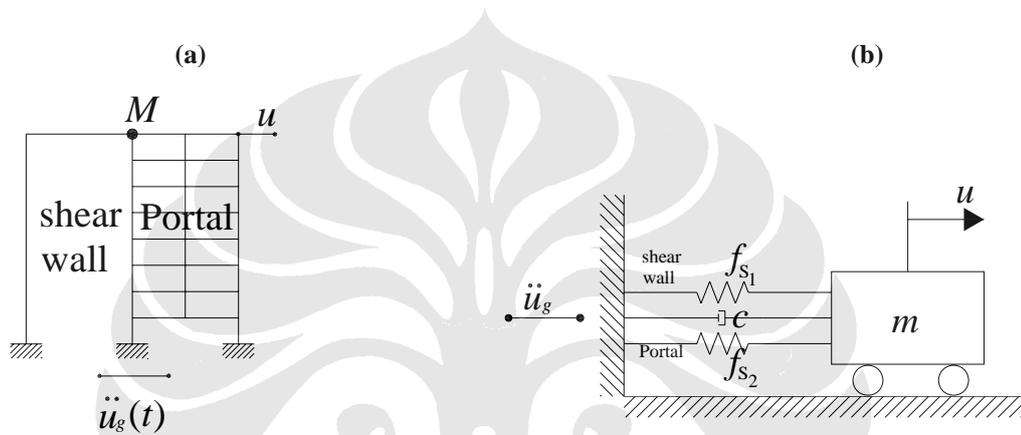
Gambar 2.13 Mass-Spring- Damper System

Pada gambar di atas dapat dilihat, massa (m) bekerja sebagai gaya, gaya yang ditimbulkan oleh tahanan elastis pegas ($f_s = ku$) dimana k adalah kekakuan pegas, dan gaya yang ditimbulkan oleh tahanan peredam ($f_D = c\dot{u}$). Sehingga dapat diselesaikan sesuai hukum kedua Newton.

$$m\ddot{u} + f_D + f_S = p(t) \quad \text{atau} \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.29)$$

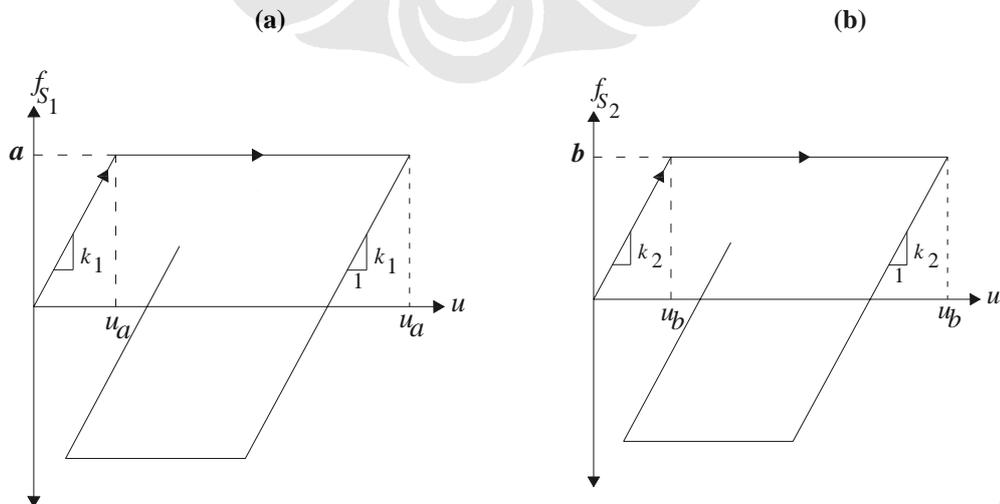
Struktur yang akan disimulasikan pada tulisan ini adalah struktur yang mempunyai dua jenis kekakuan yang berbeda. Sehingga akan timbul dua besaran f_{S_1} dan f_{S_2} . Maka persamaan 2.29 akan berubah menjadi :

$$m\ddot{u} + f_D + f_S(f_{S_1} + f_{S_2}) = -m\ddot{u}_{gempa}(t) \quad (2.30)$$



Gambar 2.14 Modelisasi Sistem Dua Jenis Subsystem

Pada diagram hubungan non-linear f_S dan u_i yang akan didapatkan berupa gabungan dari diagram hubungan non-linear f_S dan u_i untuk struktur *shear wall* dengan diagram hubungan non-linear f_S dan u_i untuk struktur portal.



Gambar 2.15 Diagram untuk Shear Wall dan Portal

Dari Gambar 2.15 dapat dilihat f_s dari struktur *Shear Wall* dan *Portal*, maka f_s gabungan dari kedua struktur tersebut dapat dianggap sebagai $f_s = a + b$, dimana

$$u_a = u_b.$$

