

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Konsep Perencanaan Struktur

Konsep perencanaan struktur diperlukan sebagai dasar teori bagi perencanaan dan perhitungan struktur. Konsep ini meliputi pemodelan struktur, pembebanan, pengaruh gempa pada struktur, pemodelan tanah sebagai tumpuan dasar, evaluasi parameter dan daya dukung tanah.

2.1.1 Tinjauan perencanaan struktur tahan gempa

Tinjauan ini diperlukan untuk mengetahui metode analisis yang akan digunakan untuk perencanaan struktur terhadap pengaruh gempa.

A. Metode analisis struktur terhadap beban gempa

Metode analisis yang dapat digunakan untuk memperhitungkan pengaruh beban gempa terhadap struktur adalah sebagai berikut :

1. Metode analisis statik.

Analisis perancangan struktur bangunan terhadap pengaruh beban gempa secara statis, pada prinsipnya adalah menggantikan gaya-gaya horizontal yang bekerja pada struktur akibat pergerakan tanah dengan gaya-gaya statis yang ekuivalen, dengan tujuan penyederhanaan dan kemudahan di dalam perhitungan. Metode ini disebut Metode Gaya Lateral Ekuivalen (*Equivalent Lateral Force Method*). Pada metode ini diasumsikan bahwa gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada suatu elemen struktur, besarnya ditentukan berdasarkan hasil perkalian antara suatu konstanta berat atau massa dari elemen struktur tersebut.

2. Metode analisis dinamis

Analisis dinamis untuk perancangan struktur tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa. Pada struktur bangunan tingkat tinggi atau struktur dengan bentuk atau konfigurasi yang

tidak teratur. Analisis dinamis dapat dilakukan dengan cara elastis maupun inelastis. Pada cara elastis dibedakan Analisis Ragam Riwayat Waktu (*Time History Modal Analysis*), dimana pada cara ini diperlukan rekaman percepatan gempa dan Analisis Ragam Spektrum Respons (*Response Spectrum Modal Analysis*), dimana pada cara ini respons maksimum dari tiap ragam getar yang terjadi didapat dari Spektrum Respons Rencana (*Design Spectra*). Sedangkan pada analisis dinamis inelastis digunakan untuk mendapatkan respons struktur akibat pengaruh gempa yang sangat kuat dengan cara integrasi langsung (*Direct Integration Method*).

B. Kriteria dasar perencanaan

Pada tahap awal dari perencanaan struktur bangunan, konfigurasi denah, material struktur dan bentuk struktur harus ditentukan terlebih dahulu. Pemilihan ini akan mempengaruhi tahap selanjutnya dari proses perancangan struktur. Beberapa kriteria yang perlu diperhatikan antara lain :

2.1.2 Pembebanan

Besar dan macam beban yang bekerja pada struktur sangat tergantung dari jenis struktur. Berikut ini akan disajikan jenis-jenis beban, data beban serta faktor-faktor dan kombinasi pembebanan sebagai dasar acuan bagi perhitungan struktur.

A. Jenis - jenis beban

Jenis-jenis beban yang biasa diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan gedung adalah sebagai berikut :

1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan beban yang bekerja akibat gravitasi yang bekerja tetap pada posisinya secara terus menerus dengan arah ke bumi tempat struktur didirikan. Yang termasuk beban mati adalah berat struktur sendiri dan juga semua benda yang tetap posisinya selama struktur berdiri.

2. Beban hidup (*Live load*)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan barang-barang yang dapat berpindah, mesin dan peralatan lain yang dapat digantikan selama umur gedung.

3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Besarnya beban gempa dasar nominal *horizontal* akibat gempa menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI-1726 – 1998), dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t \dots\dots\dots 2.1$$

dimana :

V = beban gempa dasar nominal (beban gempa rencana)

W_t = kombinasi dari beban mati dan beban hidup vertikal yang direduksi

C = faktor respons gempa, yang besarnya tergantung dari jenis tanah dasar (Tabel 2.1) dan waktu getar struktur (Gambar2.1)

I = faktor keutamaan struktur (Tabel 2.2)

R = faktor reduksi gempa (Tabel 2.3)

Perhitungan berat bangunan (W_t)

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu dihitung berat dari masing-masing lantai bangunan. Berat dari bangunan dapat berupa beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Karena kemungkinan terjadinya gempa bersamaan dengan beban hidup yang bekerja penuh pada bangunan adalah kecil, maka beban hidup yang bekerja dapat direduksi besarnya. Berdasarkan standar pembebanan yang berlaku di Indonesia, untuk memperhitungkan pengaruh beban gempa pada struktur bangunan gedung, beban hidup yang bekerja dapat dikalikan dengan faktor reduksi sebesar 0,3.

Jenis tanah dasar

Untuk menentukan harga c harus diketahui terlebih dahulu jenis tanah tempat struktur bangunan berdiri. Untuk menentukan jenis tanah menggunakan rumus tegangan geser tanah sebagai berikut :

$$\tau = c + \sum \sigma_i \operatorname{tg} \phi \dots\dots\dots 2.2$$

$$\sigma_i = \gamma_i \cdot h_i \dots\dots\dots 2.3$$

dimana :

τ = tegangan geser tanah (kg / cm^2)

c = nilai kohesi tanah pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

σ_i = tegangan normal masing – masing lapisan tanah (kg / cm^2)

γ_i = berat jenis masing – masing lapisan tanah (kg / cm^3)

h_i = tebal masing – masing lapisan tanah (cm)

ϕ = sudut geser pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau.

Kedalaman minimal untuk menentukan jenis tanah adalah 5 meter. Ada tiga jenis tanah untuk menentukan nilai c tersebut, yaitu seperti yang tertetara dalam tabel 2.1.

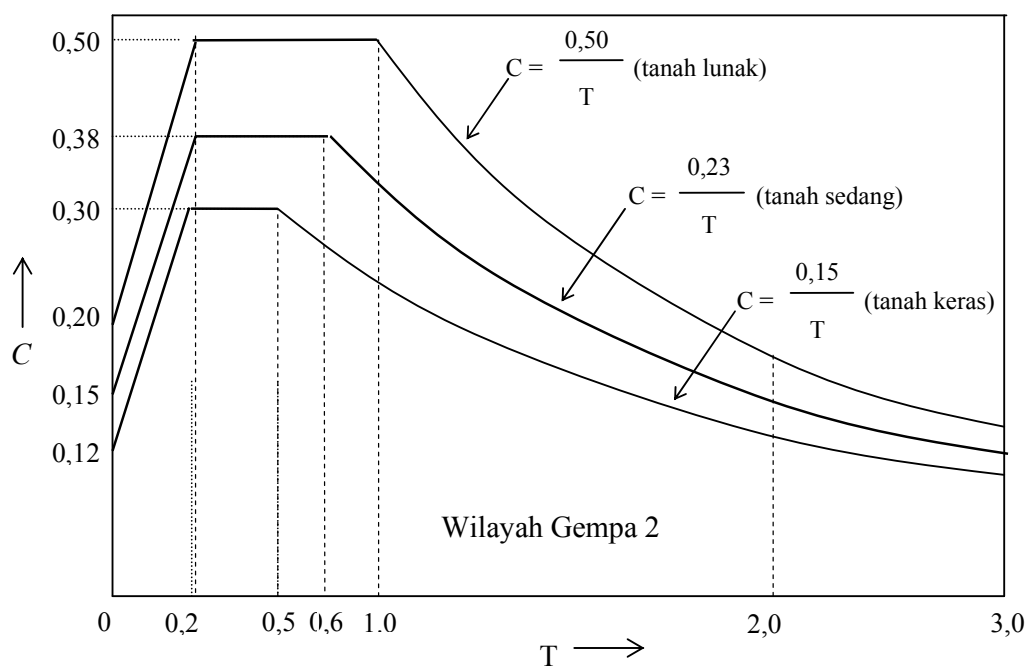
Tabel 2.1 Jenis-jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Sumber : Himawan – SNI Gempa 2003 : Beben Gempa Pada Bangunan Gedung hal 12

Faktor respons gempa (C)

Setelah dihitung waktu getar dari struktur bangunan pada arah-X (Tx) dan arah-Y (Ty), maka harga dari Faktor Respons Gempa (C) dapat ditentukan dari Diagram spektrum respons gempa rencana (Gambar2.1).



Gambar 2.1 Respons spektrum gempa rencana untuk wilayah gempa 2.

Faktor keutamaan struktur (I)

Menurut SNI Gempa 2003, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan (I) menurut persamaan :

$$I = I_1 I_2 \dots\dots\dots 2.4$$

Dimana I_1 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur rencana dari gedung. Sedangkan I_2 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan umur rencana dari gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I_1 , I_2 dan I ditetapkan menurut Tabel 2.2

Besarnya beban gempa rencana yang direncanakan untuk berbagai kategori bangunan gedung, tergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur bangunan selama umur rencana yang diharapkan. Karena gedung perkantoran merupakan bangunan yang memiliki fungsi biasa, serta dengan asumsi probabilitas terjadinya gempa tersebut selama kurun waktu umur rencana gedung adalah 10%, maka berlaku $I_1 = 1,0$.

Gedung-gedung dengan jumlah tingkat sampai 10, karena berbagai alasan dan tujuan pada umumnya mempunyai umur kurang dari 50 tahun, sehingga $I_2 < 1$ karena periode ulang gempa tersebut adalah kurang dari 500 tahun. Gedung-gedung dengan jumlah tingkat lebih dari 30, monumen dan bangunan monumental, mempunyai masa layan yang panjang, bahkan harus dilestarikan untuk generasi yang akan datang, sehingga $I_2 > 1$ karena periode ulang gempa tersebut adalah lebih dari 500 tahun. Pada contoh ini, bangunan perkantoran direncanakan mempunyai umur rencana 50 tahun, dengan demikian $I_2 = 1$. Untuk bangunan gedung perkantoran dari Tabel 2.2 didapatkan harga $I = 1$.

Tabel 2.2 Faktor keutamaan untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Sumber : Himawan – SNI Gempa 2003 : Beben Gempa Pada Bangunan Gedung hal 9

Faktor reduksi gempa (R)

Jika V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur bangunan gedung yang bersifat elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan, dan V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur bangunan gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_e}{R} \dots\dots\dots 2.5$$

R disebut Faktor Reduksi Gempa yang besarnya dapat ditentukan menurut persamaan:

$$1,6 \leq R = \mu f_l \leq R_m \dots\dots\dots 2.6$$

Pada persamaan di atas, f_l adalah Faktor Kuat Lebih Beban dan Bahan yang terkandung di dalam sistem struktur dan μ (mu) adalah Faktor Daktilitas Struktur bangunan gedung. Faktor Daktilitas Struktur adalah perbandingan atau rasio antara simpangan maksimum dari struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisinya di ambang keruntuhan, dengan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan yang pertama pada elemen struktur. R_m adalah Faktor Reduksi Gempa Maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan. Pada Tabel 2.3 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya.

Tabel 2.3 Parameter daktilitas struktur gedung

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

Sumber : Himawan – SNI Gempa 2003 : Beben Gempa Pada Bangunan Gedung hal 10

Nilai μ di dalam perencanaan struktur bangunan gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi harganya tidak boleh diambil lebih besar dari nilai Faktor Daktilitas

Maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Nilai μ_m ditetapkan dari beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut nilai R_m yang bersangkutan.

Bangunan gedung perkantoran direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem struktur ini pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, dimana beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. Untuk sistem rangka pemikul momen biasa dari beton bertulang harga $\mu_m = 2,1$ dan $R_m = 3,5$. Untuk struktur bangunan gedung yang direncanakan berperilaku elastis penuh pada saat terjadi gempa rencana, dari Tabel 2.3 didapat harga $\mu = 1$ dan $R = 1,6$.

2.1.3 Parameter tanah

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*). Penyelidikan yang dilakukan terdiri dari penyelidikan lapangan (*field test*) dan penyelidikan laboratorium (*laboratory test*).

Penyelidikan tanah dimaksudkan untuk mengetahui kondisi geoteknik, baik keadaan, jenis dan sifat-sifat yang menjadi parameter dari tanah pondasi rencana. Yang dimaksud dengan kondisi geoteknik adalah :

- a. Struktur dan penyebaran tanah serta batuan.
- b. Sifat fisis tanah (*soil properties*).
- c. Sifat teknis tanah atau batuan (*engineering properties*).
- d. Kapasitas dukung tanah terhadap pondasi yang diperbolehkan sesuai dengan tipe pondasi yang akan digunakan.

Hasil penyelidikan tanah di lokasi dimana bangunan ini akan didirikan, dapat dilihat secara lengkap pada lampiran yang terletak pada bagian akhir tugas akhir ini.

2.1.4 Analisis daya dukung tanah

Perhitungan daya dukung tanah sangat diperlukan guna mengetahui kemampuan tanah sebagai dasar bagi struktur pondasi. Daya dukung tanah merupakan kemampuan tanah dalam mendukung beban baik berat sendiri struktur pondasi maupun beban struktur atas secara keseluruhan tanpa terjadinya keruntuhan.

Tanah mempunyai sifat untuk meningkatkan kepadatan dan kekuatan gesernya apabila mendapat tekanan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi melebihi daya dukung batasnya, tegangan geser yang ditimbulkan di dalam tanah pondasi melampaui ketahanan geser tanah pondasi maka akan berakibat keruntuhan geser dari tanah pondasi. Nilai daya dukung tersebut dibatasi oleh suatu daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*), yang merupakan keadaan saat mulai terjadi keruntuhan.

Bila kedalaman pemasangan (D_f) ternyata lebih kecil dari lebar pondasi (B), maka hal ini biasa disebut pondasi dangkal. Daya dukung batas yang dapat diberikan oleh pondasi untuk pondasi menerus lurus dengan lebar B , diberikan dengan persamaan berikut yang terkenal dengan rumus daya dukung Terzaghi.

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma D_f.N_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma \dots\dots\dots 2.7$$

Dengan c adalah kohesi tanah, sedangkan γ adalah berat isi tanah. N_c, N_q, N_γ adalah fungsi-fungsi yang tergantung dari sudut geser dalam tanah itu, dan dinamakan koefisien-koefisien daya dukung. Perlu dicatat bahwa persamaan tersebut di atas digunakan untuk pasir padat, kerakal, dan lempung keras. Untuk keadaan dimana tanah pondasi adalah pasir lepas atau lempung buruk maka sebagai ganti N_c, N_q, N_γ digunakan N'_c, N'_q, N'_γ untuk keadaan geser setempat karena c dan ϕ pada keadaan ini adalah lebih kecil daripada yang tersebut di atas, menurut Terzaghi nilai $c' = (0,5 - 0,67c)$ dan nilai $\phi' = (0,5 - 0,67)\phi$

Tabel 2.4 Koefisien daya dukung dari Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1	0	5,7	1	0
5°	7,32	1,64	0	6,7	1,4	0,2
10°	9,64	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15°	12,8	4,44	2,4	9,7	2,7	0,9
20°	17,7	7,43	4,6	11,8	3,9	1,7
25°	25,1	12,7	9,2	14,8	5,6	3,2
30°	37,2	22,5	20	19	8,3	5,7
35°	57,8	41,4	44	23,7	12,6	10,1
40°	95,6	81,2	114	34,4	20,5	18,8

Sumber : Bowles, Analisis dan Desain Pondasi Jilid I hal 182

Disamping Terzaghi, Meyerhoff memberikan persamaan daya dukung tanah sebagai berikut :

Beban vertikal : $q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + D\gamma N_q \cdot d_q \cdot s_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$ 2.8

Beban miring : $q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + D\gamma N_q \cdot i_q \cdot s_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$ 2.9

Persamaan Meyerhoff mirip dengan saran Terzaghi tetapi memasukkan faktor bentuk s_q , faktor kedalaman d_i dan faktor kemiringan i_i .

Tabel 2.5 Faktor-faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan untuk persamaan daya dukung Meyerhoff.

Faktor	Nilai	Untuk
bentuk:	$S_c = 1 + 0,2 K_p (B/L)$	Semua ϕ
	$S_q = s = 1 + 0,1 K_p (B/L)$	$\phi > 10$
	$S_q = S_\gamma$	$\phi = 0$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	semua ϕ
	$d_q = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma$	$\phi = 0$
Kemiringan	$i_c = i_q = (1 - (\theta/90))^2$	semua ϕ
	$i_\gamma = (1 - (\theta/90))^2$	$\phi > 10$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Sumber : Bowles, Analisis dan Desain Pondasi Jilid I hal 182

dimana : $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

θ = sudut resultan diukur dari vertikal tanpa tanda

B, L, D = sudah ditentukan sebelumnya

2.1.5 Pemodelan tanah sebagai tumpuan elastis

Menurut teori pondasi modern, tanah merupakan bagian dari struktur. Berdasar asumsi tersebut, tanah mempunyai karakteristik seperti halnya material baja dan beton yang memiliki sifat elastis. Modulus elastisitas tanah (E_s), modulus geser (G), *Poisson ratio* (μ), dan modulus reaksi tanah dasar (k_s) merupakan karakteristik parameter kekuatan tanah dan sifat-sifat elatis tanah yang penting. Nilai-nilai ini umumnya dipakai dalam perhitungan penurunan pondasi.

Dalam perhitungan dengan metode *Simple Elastic Foundation* sifat-sifat elatis tanah tersebut merupakan acuan utama untuk membuat pemodelan struktur tanah.

1. Modulus Elastisitas (E_s)

Nilai modulus elastisitas (E_s) untuk beberapa jenis tanah diberikan pada tabel

2.7. Nilai E_s untuk tanah hanya berkisar antara $\frac{1}{10}$ sampai $\frac{1}{100}$ jika dibandingkan nilai E_s dari baja dan beton. Nilai E_s juga dapat diperoleh dari data sondir dan data N-SPT sebagaimana terlihat pada tabel 2.7.

Tabel 2.6 Nilai E_s berdasarkan jenis tanah

Jenis Tanah	E_s	
	ksf	MPa
Lempung sangat lunak	50 – 250	2 – 15
Lempung lunak	100 – 500	5 – 25
Lempung kaku	300 -1000	15 -40
Lempung Keras	1000 – 20000	50 -100
Lempung berpasir kekaku-kakuan	500 -5000	25 - 250
Pasir lepas	200 – 3200	10 – 153
Pasir padat	3000 – 15000	144 – 720
Pasir sangat padat	10000 – 30000	478 – 720
Pasir sangat lepas	300 – 1200	15 - 60
Pasir berlanau	150 – 450	50 – 20
Pasir lepas	200 – 500	10 – 150
Pasir padat	1000 – 1700	50 - 81
Pasir kerikilan lepas	1000 – 3000	50 -150
Pasir kerikilan padat	2000 – 4000	100 - 200
Serpih	3000 – 300000	150 - 5000
Lanau lunak	40 – 400	2 -20

Sumber : Bowles, Analisis dan Desain Pondasi Jilid I hal 94.

Tabel 2.7 Nilai Es berdasarkan nilai SPT dan Sondir

Jenis tanah	SPT (kPa)	CPT (kg/cm ²)
Pasir terkonsolidasi normal	$E_s = 500 (N + 15)$ $E_s = (1500 - 2200) \ln N$ $E_s = (35000 - 50000) \log N$	$E_s = (2 - 4) qc$ $E_s^+ = (1 + r^2) qc$
Pasir jenuh	$E_s = 250 (N + 15)$	-
Pasir over consolidated	$E_s^{++} = 18000 + 750 N$ $E_s (ocr) = E_s (nc) x (ocr)^{0,5}$	$E_s = (6 - 30) qc$
Pasir krikilan atau krikil	$E_s = 1200 (N + 6)$ $E_s = 600 (N + 6) \rightarrow N < 15$ $E_s = 600 (N + 6) + 2000 \rightarrow N > 15$	-
Pasir berlempung	$E_s = 320 (N + 15)$	$E_s = (3 - 6) qc$
Pasir berlanau	$E_s = 300 (300 + 6)$	$E_s = (1 - 2) qc$
Lempung lunak	-	$E_s = (3 - 8) qc$
Lempung	Memakai unconfined test $IP > 30$ Organik = $(100 - 500) Su$ $IP < 30$ (kaku) = $(500 - 15000) Su$	

Sumber : Bowles, Analisis dan Desain Pondasi Jilid I hal 255.

2. Poisson Ratio (μ)

Poisson Ratio dipakai untuk menghitung penurunan dan getaran pada struktur pondasi. Nilai *Poisson Ratio* (μ) untuk berbagai jenis tanah dapat dilihat pada tabel 2.8.

Pada nilai *Poisson* lebih besar dari 0,5 tanah cenderung bersifat plastis, sehingga teori elastis tidak dapat diterapkan. Tetapi pada dasarnya tanah mempunyai sifat elatis semu pada semua rentang nilai *Poisson*.

Tabel 2.8 Nilai *Poisson* untuk berbagai jenis tanah

Jenis Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir (padat) pasir kerikil	0,1 – 1,00
Biasa dipakai	0,3 – 0,4
Batuan Rock	0,1 – 0,4
Tanah Loose	0,1 – 0,3
Es	0,36
Beton	0,15

Sumber : Bowles, Analisis dan Desain Pondasi Jilid I hal 95

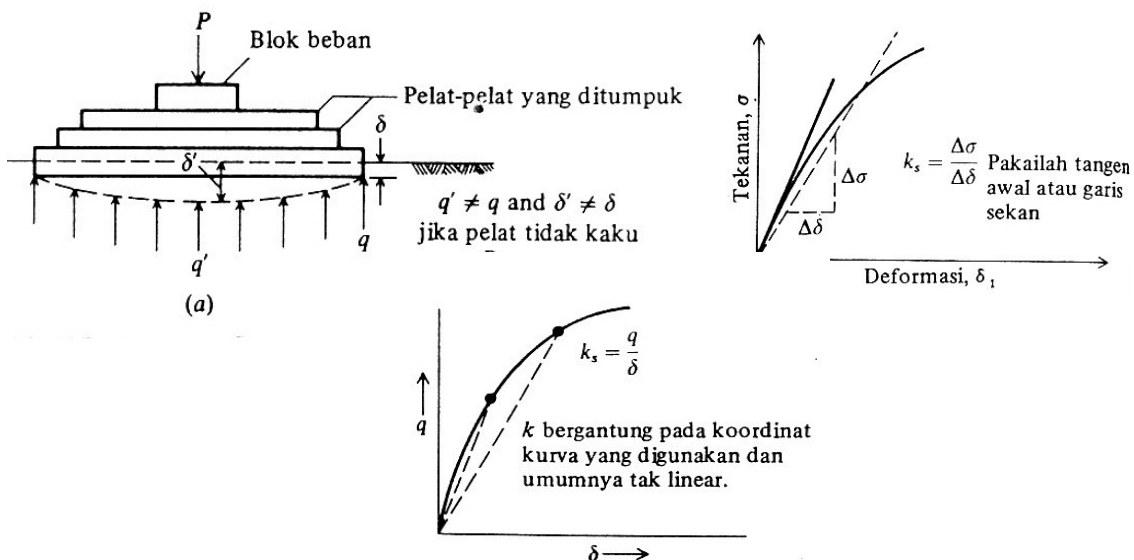
3. Modulus Reaksi Tanah Dasar (*Modulus of Subgrade Reaction*)

Modulus reaksi tanah dasar didefinisikan sebagai perbandingan antara tegangan dasar dan deformasi atau lendutan tanah akibat beban tersebut. Modulus reaksi tanah dasar banyak digunakan untuk analisis pondasi telapak kontinyu, pondasi rakit, dan berbagai jenis tiang pancang. Perbandingan ini didefinisikan sebagai perbandingan antara beban dan lendutan seperti yang terlihat pada gambar 2.2, sebagai hasil pengujian dari data pengujian beban pelat.

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\delta} \quad \text{dan} \quad q_a = \frac{q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots 2.10$$

dimana :

- k_s = modulus reaksi tanah dasar (t/m^3)
- q = tekanan tanah (t/m^2)
- δ = lendutan tanah (m)



Gambar 2.2 Penentuan modulus reaksi tanah dasar (k_s)
 Sumber : Joseph E. Bowles , Analisis dan Desai Pondasi Jilid 1, hal 394.

Selain penggunaan k_s dalam perhitungan dengan metode elemen hingga juga digunakan konsep E_s dan μ . Penggunaan konsep k_s banyak digunakan untuk analisis karena dapat menghemat dalam perhitungan dengan program komputer. Besar nilai modulus reaksi tanah dasar (k_s) untuk arah horisontal lazim diambil 1-2 kali nilai k_s vertikal. (Bowles 1988).

Dalam kaitannya dengan perencanaan pondasi beberapa teori hasil penelitian yang telah dikembangkan dapat digunakan untuk menentukan besarnya modulus tanah dasar :

1. Bowles (1988)

Penelitian yang dikembangkan Bowles menggunakan pendekatan penentuan modulus reaksi tanah dasar berdasarkan daya dukung tanah batas yang diperkirakan mengakibatkan penurunan sebesar 1 inchi (1/12) kaki atau 0,0254 (1/40) m, sebagai :

$$k_s = 40 (SF) * q_a \text{ kN/m}^3 \dots\dots\dots 2.11$$

$$k_s = 12 (SF) * q_a \text{ k/ft}^3 \dots\dots\dots 2.12$$

Persamaan ini berdasarkan atas $qa = \frac{q_{ult}}{SF}$, Untuk $\Delta h = \left(\frac{1}{2}\right), \left(\frac{1}{3}\right), \left(\frac{1}{4}\right)in$ faktor 12

atau 40 dapat disesuaikan menjadi 48,24,16 dan nilai-nilai lainnya. Dengan asumsi disekeliling pondasi menghasilkan tegangan geser samping yang besar dan memasukkan faktor kedalaman, maka menurut Bowles persamaan 2.11 dan persamaan 2.12 dilipatduakan.

$$ks = 80 (SF) * qa \text{ kN/m}^3 \dots\dots\dots 2.13$$

Analisis dengan menggunakan rumus Bowles terbagi dalam dua jenis tanah :

1. Tanah kohesif

Dalam penggunaan rumus Bowles maka diperlukan data hasil penelitian kerucut, qc yang dikorelasikan dengan nilai kekuatan tanah tak terdrainase (su).

$$qc = N_k su + \rho_0 \dots\dots\dots 2.14$$

dan untuk menghitung su

$$su = \frac{qc - \rho_0}{N_k} \dots\dots\dots 2.15$$

dimana :

$\rho_0 = \gamma z =$ tekanan kolom tanah penutup pada suatu titik dimana qs diukur seperti telah ditentukan sebelumnya dan telah dipakai (dan dalam satuan qc).

$N_k =$ faktor kerucut (konstanta untuk tanah tersebut pada titiknya) dan memiliki nilai antara 5 sampai 75. Tetapi kebanyakan nilainya berada pada rentang 10 – 30 di mana nilai antara 15 dan 20 banyak digunakan.

2. Tanah tak berkohesi

Penggunaan rumus Bowles pada tanah tak berkohesi dari hasil pengujian kerucut diperoleh dengan rumus :

$$q_a = q_u = cN_c + \gamma D N_q + \gamma_0 0,5 N_\gamma \dots\dots\dots 2.16$$

dimana :

q_u = kapasitas daya dukung tiang maksimum (kg)

c = kohesi (kg/m²)

D = kedalaman lapisan tanah (m)

γ = berat jenis tanah (kg/m³)

θ = sudut geser dalam (°)

N_c, N_γ, N_q = faktor daya dukung tanah dari Terzaghi, besarnya tergantung dari θ .

2. Vesic

Vesic mengusulkan koefisien tanah dasar dapat dihitung berdasarkan modulus tegangan regangan.

$$k_s = 0,65 * \sqrt[12]{\left(\frac{E_s B^4}{E_f * I_f}\right)} * \frac{E_s}{1 - \mu^2} \dots\dots\dots 2.17$$

dimana :

E_s = modulus elastisitas tanah

E_f = modulus elastisitas material tapak

B dan I_f = lebar telapak dan momen Inersia.

$$k_s = \frac{k_s'}{B} \dots\dots\dots 2.18$$

Karena harga akar dua belas dikalikan 0,65 akan mendekati nilai 1, maka rumus Vesic dapat disederhanakan menjadi :

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \dots\dots\dots 2.19$$

3. Chen

Chen mengusulkan nilai-nilai untuk k_s berdasarkan jenis tanah :

Tanah tidak kohesif :

$$k_s = \frac{3E_s}{B} \dots\dots\dots 2.20$$

Tanah Kohesif :

$$k_s = \frac{1,6E_s}{B} \dots\dots\dots 2.21$$

dimana :

k_s = modulus reaksi tanah dasar

E_s = modulus elastisitas tanah

B = lebar dari pondasi atau diameter dari tiang pancang

4. Berdasarkan harga pada tabel

Tabel 2.9 Harga perkiraan modulus of subgrade reaction (k_s)

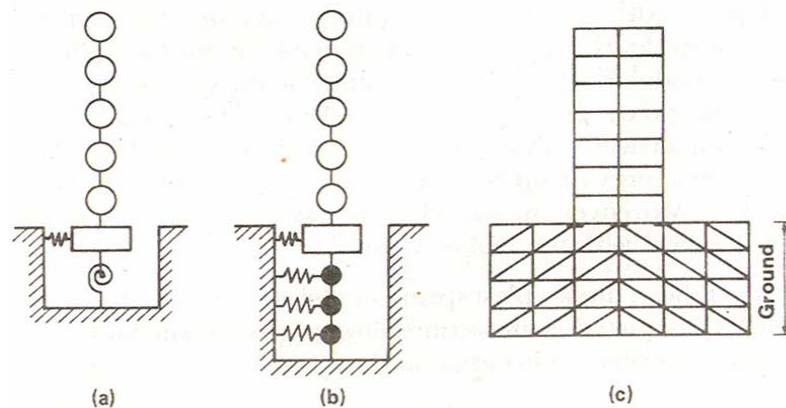
Jenis Tanah	k_s, kcf	$k_s, \text{kN/m}^3$
Pasir lepas	300 – 100	4800 – 16000
Pasir padat sedang	60 – 500	9600 – 80000
Pasir padat	400 – 800	64000 – 128000
Pasir padat berlempung	200 – 500	32000 – 80000
Pasir padat sedang berlanau	150 – 300	24000 – 48000
Tanah berlempung		
$q_u \leq 200 \text{ k Pa (4 ksf)}$	75 – 150	120000 – 24000
$200 < q_u \leq 400 \text{ kPa}$	150 – 300	240000 – 48000
$q_u > 800 \text{ k Pa}$	> 300	> 48000

Sumber : Bowles, Analisis dan Desain Pondasi Jilid I hal 397.

Penggunaan nilai-nilai sebagai acuan dan untuk perbandingan terhadap penggunaan rumus-rumus pendekat. Apabila terjadi perbedaan maka dilakukan analisa lebih lanjut manakah nilai yang wajar untuk digunakan.

2.2 Pemodelan Tanah dan Struktur

Tanah merupakan material yang tidak sepenuhnya kaku, oleh karena itu tanah di sekitar struktur akan berdeformasi akibat getaran gedung. Ini yang disebut interaksi antara struktur dan tanah akibat gempa bumi. Sering suatu struktur tidak hanya mengalami getaran arah horisontal tetapi juga putaran, ini terjadi akibat getaran tanah. Untuk mempelajari translasi dan rotasi pada gedung, kita harus menentukan pemodelan tanah yang cocok terlebih dahulu. Banyak model yang telah diusulkan, beberapa model relatif sederhana sedangkan yang lain membutuhkan perumusan yang agak kompleks.



Gambar 2.3 Pemodelan tanah dan struktur

1. Tanah dimodelkan sebagai *spring*.

Mungkin pemodelan yang paling sederhana untuk menganalisa getaran tanah pada gedung adalah model *spring*. Pada pemodelan ini, tumpuan gedung diasumsikan sebagai *spring* yang menggambarkan karakteristik tanah, seperti ditunjukkan pada gambar 2.3.(a). Spring yang menahan rotasi dari gedung dinamakan sebagai *rocking spring*. Redaman dapat dimasukkan jika terdapat redaman yang kuat pada tanah. Konstanta pegas dapat dicari dengan percobaan atau perhitungan secara teoritis. Percobaan dapat dilakukan dengan menggerakkan tanah menggunakan *vibration generator*. Pada pendekatan teori, tanah diasumsikan sebagai bentuk *semi-infinite* dan gaya dinamik akibat gempa dikenakan pada pondasi. Kemudian kekuatan dan redaman dapat dihitung berdasarkan perbedaan fase antara gaya dan deformasi. Konstanta pegas dan koefisien redaman pernah dihitung oleh Newmark and Rosenblueth dengan metode ini pada tahun 1971. Dalam beberapa pendekatan teori murni, tanah diasumsikan sebagai bentuk *semi-infinite elastic* yang terdiri dari beberapa lapisan tanah.

2. Pemodelan tanah sebagai massa terpusat.

Pada pemodelan ini tanah dimodelkan sebagai massa terpusat yang saling berhubungan secara vertikal seperti ditunjukkan pada gambar 2.3.(b). Masing-masing massa terpusat, konstanta *spring* dan koefisien redaman menggambarkan karakteristik tiap lapisan tanah. Properti ini sangat sulit untuk ditentukan karena pemodelan ini tidak memperhitungkan disipasi energi. Lagipula asumsi bahwa tanah disekitar struktur adalah kaku masih dipertanyakan.

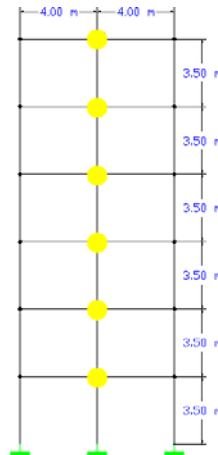
3. Pemodelan bentuk *semi-infinite*

Tanah diasumsikan sebagai material elastis yang seragam atau bentuk *viscoelastic semi-infinite*. Redaman dapat dimasukkan dan efek redaman dari tanah dapat juga disatukan kedalam analisis dengan mengasumsikan bahwa tanah adalah bentuk *viscoelastic*.

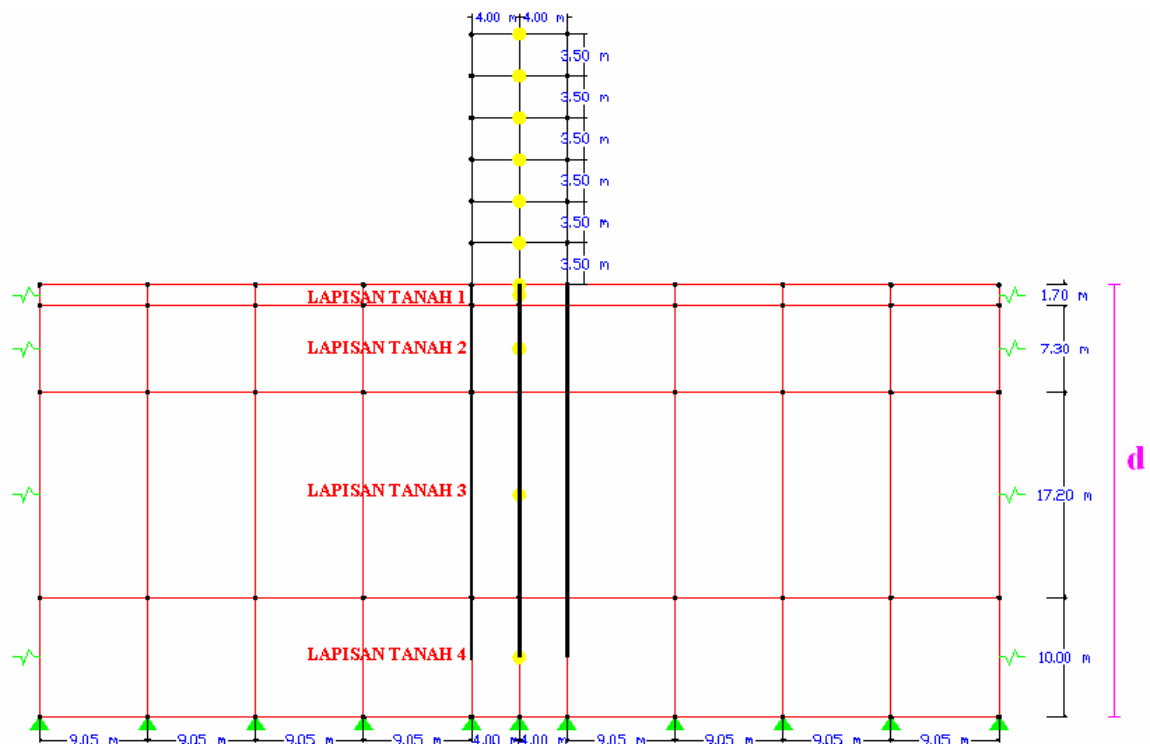
4. Pemodelan *Finite-Element*

Tanah didiskrit dalam bentuk *finite-element*, seperti ditunjukkan pada gambar 2.3.(c). Ketidakteraturan properti tanah diijinkan untuk mendapatkan perbedaan material properti tanah pada masing masing *finite-element*. Perilaku tanah yang tidak elastik dapat diperhitungkan dengan metode *nonlinear finite-element*. Kekurangan dari pemodelan ini adalah kesulitan dalam analisa. Karena kesulitan dalam analisa ini pendiskritan harus hati-hati. Jika tanah terdiri dari beberapa lapisan yang menyebar dalam arah horisontal dengan material properti yang seragam, pendiskritan akan lebih sesuai dalam satu dimensi. Jika tanah terbentang panjang dan kedalamannya rendah, pemodelan tanah 2 dimensi lebih sesuai. Jika lapisan atau bidang kontak antara struktur dan tanah simetris dengan perubahan sumbu vertikal maka analisa *axisymmetrical* akan lebih berguna. Pada beberapa kasus pembatasan kekakuan yang membatasi energi disipasi dari tanah harus digambarkan dalam pendiskritan. Pada model 2, asumsi input gerakan tanah tidak sesuai dengan keadaan yang sebenarnya.

Dalam analisa ini tanah dimodelkan sebagai massa terpusat pada tiap lapisan dengan tumpuan *spring* pada masing-masing lapisan, *Spring* merupakan representasi dari sifat elastik lapisan tanah. Dalam jarak dan kedalaman tertentu dari bangunan, tanah dimodelkan sebagai elemen-elemen *shell*. Diskritasi dilakukan untuk mendefinisikan perbedaan properti tiap lapisan. Batas bawah tanah didefinisikan sebagai tumpuan kaku. Pemodelan tersebut akan dibandingkan dengan pemodelan struktur dengan tumpuan jepit.



Gambar 2.4 Pemodelan struktur dengan tumpuan jepit

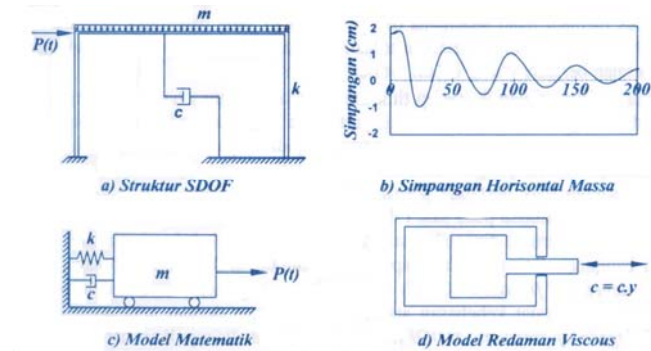


Gambar 2.5 Pemodelan struktur dengan memodelkan bagian tanah

2.3 Derajat Kebebasan (*Degree Of Freedom, DOF*)

Apabila struktur dibebani secara dinamik maka massa struktur akan bergoyang baik ke kanan maupun ke kiri. Plot antara goyangan/simpangan lawan waktu adalah seperti yang tampak pada Gambar 2.6.(b) sesungguhnya goyangan tersebut dapat terjadi secara 3 dimensi, yaitu apabila terdapat deformasi aksial kolom ataupun adanya puntiran. Derajat kebebasan (*degree of freedom*) adalah derajat independensi yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu sistem pada setiap saat. Apabila suatu titik yang ditinjau mengalami perpindahan tempat

secara horisontal, vertikal dan ke samping misalnya, maka sistem tersebut mempunyai tiga derajat kebebasan. Hal ini terjadi karena titik yang bersangkutan dapat berpindah secara bebas dalam tiga arah.



Gambar 2.6 Model matematik struktur yang mempunyai redaman

Sumber : Widodo Ir, Respons Dinamik Struktur Elastik hal 21

Namun demikian, sesuai dengan penyederhanaan yang dapat diambil pada persoalan-persoalan *engineering*, goyangan tersebut dapat dianggap hanya terjadi di dalam satu bidang saja (tanpa puntiran). Hal ini dimaksudkan agar penyelesaian masalah menjadi sedikit berkurang baik secara kualitas maupun kuantitas. Penyelesaian yang dahulunya kompleks menjadi lebih sederhana dan penyelesaian yang dahulunya sangat banyak menjadi berkurang banyak. Hal ini terjadi karena penyelesaian dinamik merupakan penyelesaian berulang-ulang dalam ratusan bahkan ribuan kali.

Pada problem dinamik, setiap titik atau massa umumnya hanya diperhitungkan berpindah tempat dalam satu arah saja yaitu arah horisontal. 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 seperti itu dinamakan struktur dengan derajat kebebasan tunggal. Secara umum bangunan satu tingkat dianggap hanya mempunyai 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*). Akhirnya dapat disimpulkan bahwa, jumlah derajat kebebasan adalah jumlah koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu.

2.4 Properti Dinamik Struktur

2.4.1 Massa

Struktur bangunan yang tinggi dapat saja terdiri atas struktur bangunan gedung bertingkat banyak, struktur cerobong, segala bentuk menara sampai pada menara tandon air. Masing-masing struktur tersebut mempunyai distribusi massa yang berbeda-beda. Pada struktur bangunan gedung, beban struktur lebih banyak terkonsentrasi pada masing-masing tingkat dan dapat dianggap tersalur secara langsung ke masing-masing tingkat. Oleh karena itu massa struktur dapat dikatakan terkonsentrasi pada masing-masing tingkat.

Struktur cerobong misalnya adalah struktur yang bangunnya prismatis atau dapat dikatakan suatu struktur yang kontinyu. Struktur seperti ini mempunyai distribusi massa yang kontinyu pula. Apabila terdapat beberapa derajat kebebasan pada setiap massa, maka secara teoritis struktur seperti itu akan mempunyai derajat kebebasan yang tak terhingga banyaknya. Hal ini tentu saja akan menyulitkan analisis struktur. Oleh karena itu asumsi-asumsi perlu diambil untuk menyederhanakan masalah. Struktur menara banyak ragamnya, mulai dari struktur menara yang terbuat dari baja maupun dari struktur beton dengan segala macam penggunaan. Oleh karena itu distribusi massa struktur ini akan bergantung pada jenis bahan dan peruntukannya.

Suatu struktur bangunan mempunyai beberapa karakter, ada yang massanya terkumpul menjadi satu dan ada juga yang terkumpul pada beberapa tempat. Semakin banyak massa yang dapat didefinisikan maka umumnya semakin banyak derajat kebebasan yang terjadi. Dengan demikian banyaknya derajat kebebasan pada umumnya dapat dikaitkan dengan jumlah massa. Tiap satu massa ada kemungkinan mempunyai beberapa derajat kebebasan. Struktur yang mempunyai banyak derajat kebebasan akan mempunyai banyak persamaan diferensial gerakan yang harus dipenuhi. Semakin banyak jumlah persamaan diferensial maka semakin lama dan banyak penyelesaian yang diperlukan. Pada struktur dengan kebebasan banyak juga diperlukan beberapa asumsi/penyederhanaan agar jumlah derajat kebebasan dapat dikurangi.

2.4.2 Kekakuan tingkat

Kekakuan adalah salah satu dinamik karakteristik struktur bangunan yang sangat penting di samping 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 ω_i dan periode getar struktur T_i . Kedua nilai ini merupakan parameter yang sangat penting dan akan sangat mempengaruhi respons

dinamik struktur. Oleh karena itu permodelan struktur dalam menghitung kekakuan tingkat sangat diperlukan.

2.4.3 Kekakuan tingkat memperhitungkan kekakuan relatif balok

Walaupun plat lantai dan balok cukup kaku, namun kenyataannya masih juga mempunyai fleksibilitas, artinya kekakuannya tidak tak terhingga. Adanya kekakuan tertentu pada balok ini semakin nyata manakala terdapat struktur dinding yang lebih kaku daripada balok-balok dan adanya retak-retak rambut atau retak minor saat terjadi gempa. Oleh karena itu anggapan bahwa balok mempunyai kekakuan tak terhingga tersebut cenderung konservatif. Kemampuan balok dalam menahan rotasi *joint* akan ditunjukkan oleh kekakuan balok.

Pada prinsipnya balok yang semakin kaku akan mempunyai kemampuan dalam mengekang rotasi ujung kolom. Kemampuan pengekangan terhadap rotasi ujung kolom/*joint* sebelumnya akan membuat kolom lebih kaku. Untuk itu kekakuan relatif balok terhadap kolom akan berpengaruh terhadap kekakuan kolom. Beberapa formulasi kekakuan kolom, fungsi dari kekakuan kolom, fungsi dari kekakuan balok telah diusulkan oleh beberapa peneliti.

Kekakuan kolom menurut Blume dkk (1960) adalah salah satu alternatif yang dipakai. Selanjutnya kekurangan atau kelemahan yang ada pada cara Blume (1960) itu disempurnakan oleh Muto (1975). Alternatif yang lain adalah seperti yang diusulkan oleh Aydin dan Gonen (1994). Masing-masing cara/metode tersebut berawal dari asumsi-asumsi tertentu dan akan mempunyai kekurangan dan kelebihan tertentu pula. Pada prinsip Muto (1975) kekakuan joint juga dapat diperhitungkan sehingga hitungan kekakuan baik kekakuan balok maupun kekakuan kolom menjadi lebih teliti.

2.5 Spektrum Respons

Spektrum respons adalah salah satu cara penyelesaian problem persamaan diferensial gerakan struktur MDOF. Walaupun memakai prinsip dinamik, tetapi metode ini bukanlah kategori analisis riwayat waktu. Penggunaan metode ini hanya terbatas pada pencarian respons-respons maksimum. Dengan memakai spektrum respons yang telah disiapkan (tiap-tiap daerah gempa), maka respons-respons maksimum dapat dicari dalam waktu yang relatif singkat dibanding dengan cara analisis riwayat waktu. Namun demikian penyelesaian problem dengan cara ini hanya bersifat pendekatan artinya spektrum respons akan diperoleh dengan asumsi-asumsi tertentu.

Pada kenyataannya perlu diketahui prinsip dasar pada analisis dan desain struktur bangunan tahan gempa yaitu antara suplai (*supply*) dan kebutuhan (*demand*). Kebutuhan yang dimaksud dalam hal ini adalah kebutuhan kekuatan struktur sedemikian sehingga dengan tercukupinya kebutuhan kekuatan struktur mampu menahan beban dengan aman. Spektrum respons akan berfungsi sebagai alat untuk mengestimasi dalam menentukan dalam menentukan *strenght demand*. Di lain pihak, suplai kekuatan dapat dilakukan setelah melakukan desain elemen struktur. Desain elemen dapat dilakukan dengan berdasar pada kekuatan bahan hasil uji elemen di laboratorium. Dengan demikian desain kekuatan harus didasarkan atas kekuatan yang nyata/riil atas bahan yang dipakai.

Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strenght demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horisontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Hal ini terjadi karena beban gempa akan mengakibatkan struktur menjadi bergetar dan pengaruhnya dapat diekivalenkan/seolah-olah terdapat gaya horisontal yang bekerja pada tiap-tiap massa. Spektrum respons dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal maupun simpangan struktur MDOF tersebut.

2.6 Fungsi Spektrum Respons

Spektrum respons adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*spektrum displacement, S_D*) kecepatan maksimum (*spektrum velocity, S_V*) atau percepatan maksimum (*spektrum accelaration, S_A*) massa struktur. Terdapat dua macam spektrum yaitu spektrum elastik dan spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain spektrum respons) adalah spektrum yang di *scale down* dari spektrum elastik dengan nilai daktilitas tertentu. Nilai spektrum dipengaruhi oleh periode getar, rasio redaman, tingkat daktilitas dan jenis tanah. Dengan demikian suatu spektrum suatu gempa tertentu dapat dinyatakan dalam bentuk:

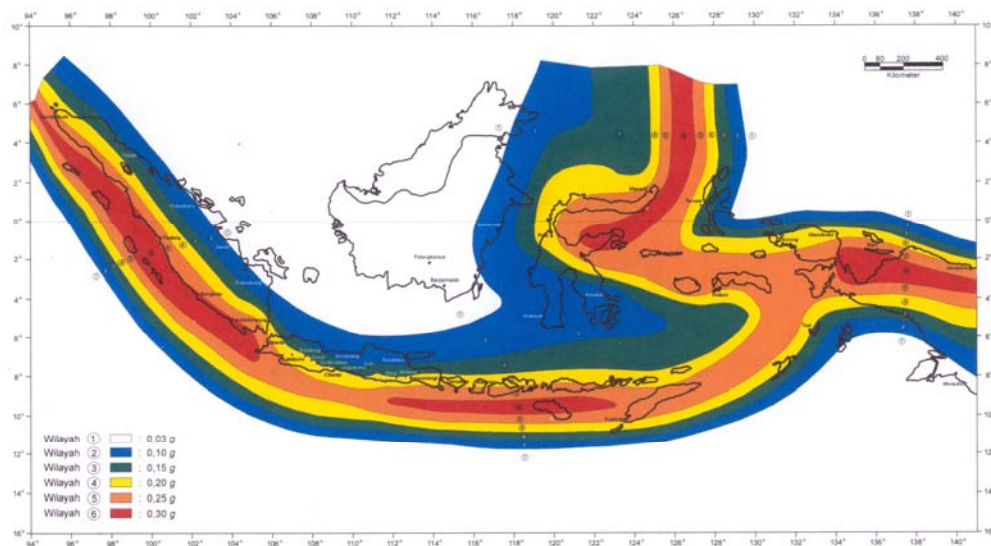
- $S_D(\xi, T, \mu, S)$
- $S_V(\xi, T, \mu, S)$
- $S_A(\xi, T, \mu, S)$

Dengan ξ adalah rasio redaman, T adalah periode getar dan μ adalah daktilitas struktur dan S adalah jenis tanah.

Berdasarkan persamaan diatas dapat diketahui bahwa respons spektrum suatu struktur akan bergantung pada beban gempa, daktilitas struktur, rasio redaman, periode getar, dan jenis tanah setempat. Umumnya beban gempa, rasio redaman, daktilitas dan jenis tanah sudah dijadikan suatu variabel kontrol sehingga grafik yang ada tinggal diplot antara periode getar T lawan nilai spektrum, apakah simpangan, kecepatan atau percepatan maksimum. Secara umum yang dipakai adalah spektrum akselerasi.

2.7 Spektrum Respons di Indonesia

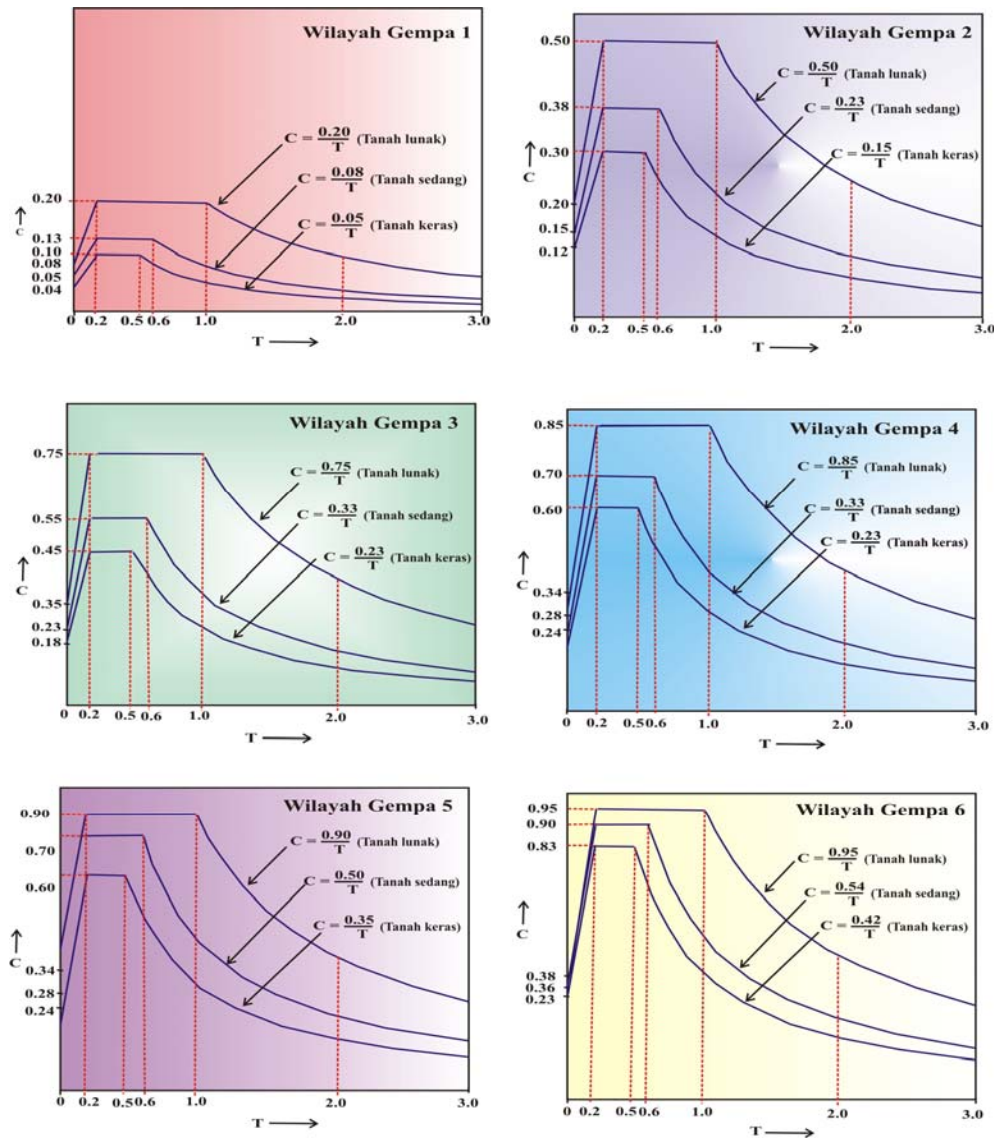
Telah disajikan pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002, bahwa di Indonesia terdapat 6 daerah gempa. Pembagian daerah gempa ini didasarkan pada frekuensi kejadian dan potensi daya rusak gempa yang terjadi pada daerah tersebut. Daerah gempa-I adalah daerah gempa terkecil sedangkan daerah gempa-VI adalah daerah gempa paling besar. Pembagian daerah gempa tersebut adalah seperti pada Gambar 2.6.



Gambar 2.7 Pembagian daerah gempa di Indonesia

Selanjutnya tiap-tiap daerah gempa akan mempunyai spektrum respons sendiri-sendiri, seperti pada Gambar 2.8 spektrum respons dalam hal ini adalah plot antara koefisien gempa dasar C lawan periode getar struktur T . secara umum dapat dikatakan bahwa koefisien gempa dasar C utamanya dipengaruhi oleh daerah gempa, periode getar T dan jenis tanah. Untuk setiap respons spektrum disajikan juga pengaruh kondisi tanah, yaitu spektrum untuk tanah keras dan tanah lunak. Definisi tanah keras dan tanah lunak dapat didekati menurut beberapa kriteria. Kriteria yang dipakai untuk menentukan jenis tanah ini diantaranya adalah jenis dan

kedalaman tanah endapan, nilai N-SPT, nilai *undrain shear strenght*, cu, atau kecepatan gelombang geser *V_s*.



Gambar 2.8 Spektrum respons untuk masing-masing daerah gempa