

BAB III

LANDASAN TEORI

A. Pembebanan

Dalam perancangan suatu struktur bangunan harus memenuhi peraturan-peraturan yang berlaku sehingga diperoleh suatu struktur bangunan yang aman secara konstruksi. Struktur bangunan yang dirancang harus mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Beban-beban tersebut meliputi beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin, dan atau kombinasi dari beban-beban tersebut. Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 dapat dijelaskan pada uraian berikut :

1. Beban mati

Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

2. Beban hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

3. Beban gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.

4. Beban angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

B. Analisis Beban Statik Ekuivalen

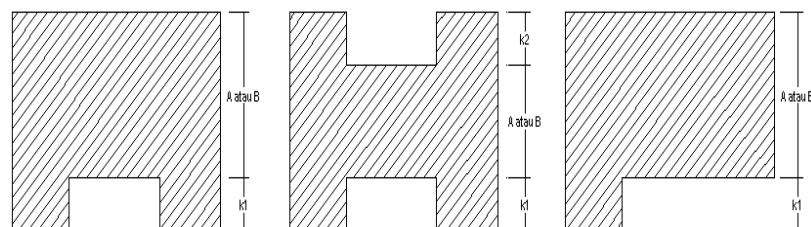
Dalam perhitungan analisis beban dipakai cara perhitungan statik ekuivalen adalah cara analisis pembagian beban geser tingkat akibat beban gempa dengan menirukan perilaku beban dinamik dengan batasan arah gempa tertentu. Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut berupa beban gempa nominal statik ekuivalen. Beban yang bekerja dianggap sebagai beban statik ekuivalen yang didistribusikan sepanjang tinggi struktur gedung seperti yang akan diuraikan dalam SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012

C. Analisis Beban Gempa SNI 03-1726-2002

1. Ketentuan bangunan beraturan

a. Bentuk Bangunan

Untuk merancang suatu struktur penahan gempa hendaknya didesain secara simetri agar ketika menerima beban gempa struktur tidak mengalami puntiran. Kekakuan struktur simetri dapat diperkirakan dengan baik dan tidak memerlukan tingkat daktilitas yang cukup besar bila dibandingkan dengan struktur gedung terkait dengan denah bangunan tersebut. Struktur bangunan yang memiliki tonjolan lebih dari 25% dari bangunan intinya maka dapat dikatakan bangunan tersebut dianggap bangunan tidak beraturan seperti disimulasikan pada Gambar 3.1 menunjukkan denah struktur gedung dengan pembatasan tonjolan (k_1 dan k_2) harus lebih kecil dari $0,25A$ atau $0,25B$.



Gambar 3.1 Denah struktur gedung simetri

b. Unsur vertikal dari sistem pemikul beban lateral yang menerus

Sistem struktur bangunan gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem pemikul beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.

c. Subsistem pemikul tegak lurus dan sejajar

Sistem struktur bangunan gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem pemikul beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama denah struktur bangunan gedung secara keseluruhan.

d. Kekakuan lateral

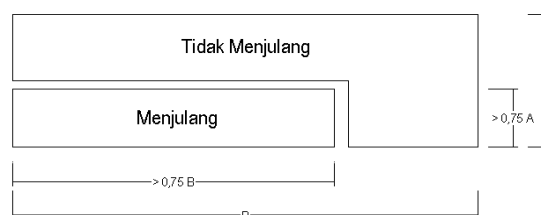
Sistem struktur bangunan gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak. Tingkat lunak adalah suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rerata tiga tingkat di atasnya. Dalam hal ini yang dimaksud kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu-satuan simpangan antar tingkat.

e. Tinggi gedung

Cara analisis statik ekuivalen hanya dapat dipakai untuk struktur gedung yang memiliki ketinggian tidak lebih dari 40 m atau 10 tingkat.

f. Loncatan bidang muka (*Set Back*)

Untuk gedung-gedung yang mempunyai loncatan-loncatan bidang muka, ukuran denah dari bagian yang menjulang pada tiap-tiap arah adalah paling sedikit 75% dari ukuran terbesar denah yang bersangkutan untuk bagian sebelah bawahnya, maka pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara beban statik ekuivalen.



Gambar 3.2 Loncatan bidang muka

g. Luas lubang atau bukaan

Sistem struktur bangunan gedung memiliki lantai tingkat yang menerus tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Apabila ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh lebih dari 20% jumlah lantai tingkat seluruhnya. Untuk struktur bangunan gedung beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga menurut standar ini analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

2. Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

Setiap struktur gedung harus dirancang untuk menahan suatu beban gempa nominal statik ekuivalen (V). Besarnya beban gempa nominal statik ekuivalen berbeda-beda tergantung dari wilayah gempa dan jenis strukturnya, dan beban gempa tersebut dapat ditentukan dengan persamaan 3.1 berikut :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.1)$$

dengan :

W_t = kombinasi dari beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal yang direduksi yang bekerja di atas taraf penjepitan lateral.

C_1 = nilai faktor *respons* gempa

I = faktor keutamaan

R = faktor reduksi gempa

Beban gaya geser dasar nominal V harus didistribusikan sepanjang tinggi struktur bangunan gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pusat massa pada lantai tingkat ke- i menurut persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V \quad (3.2)$$

dengan :

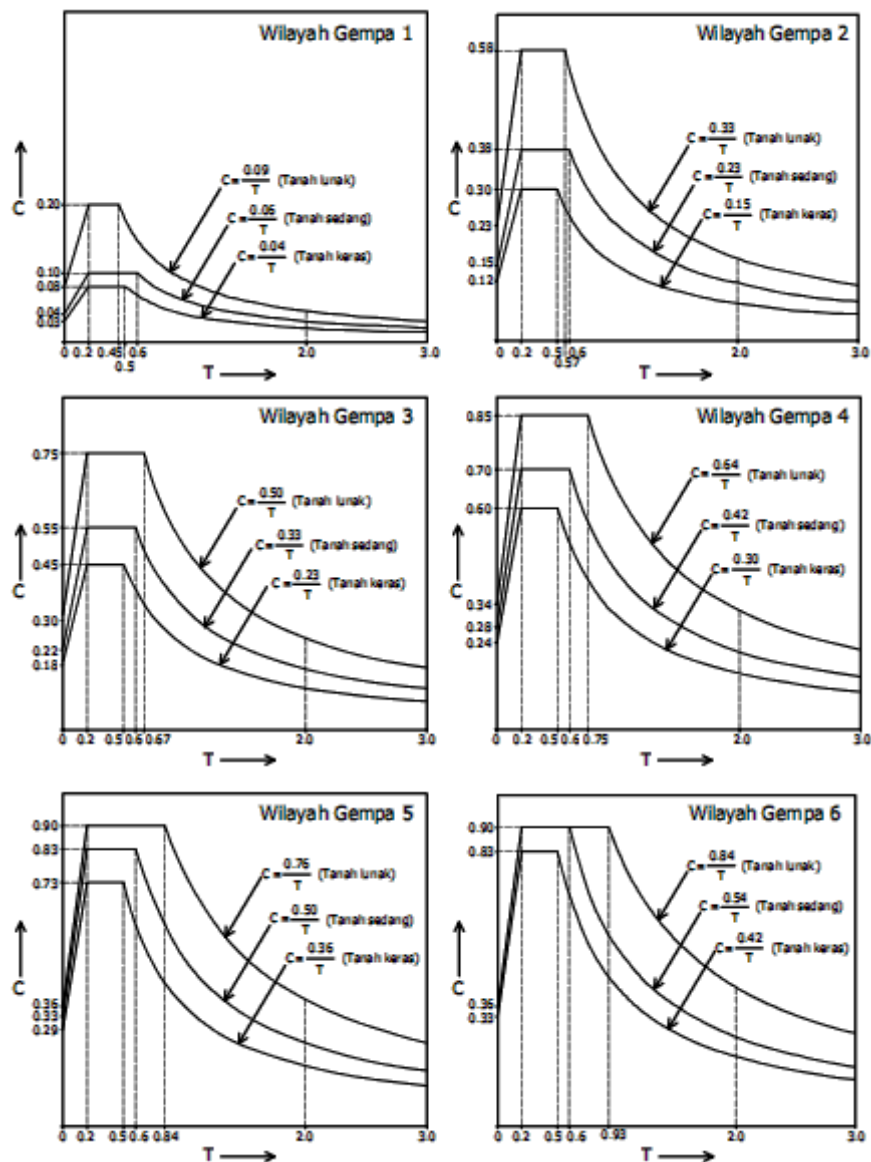
W_i = berat lantai tingkat ke- i

h_i = ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral

n = nomor lantai tingkat paling atas

3. Koefisien Gempa Dasar (C_1)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Nilai C_1 tergantung pada waktu getar alami fundamental (T) yang berbeda-beda pada tiap wilayah gempa dan kondisi tanah setempat sesuai SNI 03-1726-2002, seperti yang ditunjukkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 3.3 Respons spektrum gempa rencana

Penggunaan nilai C_1 dibedakan dalam tiga jenis tanah bawah, yaitu tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak. Menurut SNI 03 – 1726 – 2002 jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak apabila untuk lapisan setebal 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel berikut ini.

Tabel 3.1 Jenis-jenis tanah dan klasifikasinya

Jenis Tanah	Kecepatan rambat Gelombang geser rerata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rerata \bar{N}	Kuat geser Niralir rerata \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, semua jenis tanah lempung lunak dengan tebal total lebih dari 3 meter dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Sumber : SNI 03-1726-2002

4. Faktor Keutamaan (I)

Faktor keutamaan (I) dipakai untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur mampu memikul beban gempa dengan periode ulang yang lebih panjang dengan tingkat kerusakan yang lebih kecil. Faktor keutamaan untuk berbagai bangunan dapat dilihat dalam tabel berikut ini.

Tabel 3.2 Faktor keutamaan I untuk berbagai kategori gedung atau bangunan

Kategori gedung atau bangunan	Faktor keutamaan (I)
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan dan perkantoran	1
Monumen dan bangunan monumental	1
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,5

Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1,5
Cerobong tangki di atas menara	1,25

Sumber : SNI 03 – 1726 – 2002

5. Faktor Reduksi (R)

Faktor reduksi (R) dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat. Besarnya nilai faktor reduksi tergantung dari besarnya faktor daktilitas yang digunakan pada perancangan, besarnya nilai faktor reduksi (R) harus diambil menurut Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002) yang dapat dilihat dalam tabel berikut ini.

Tabel 3.3 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Daktilitas 1 (elastik)	1,0	1,6
Daktilitas 2 (daktilitas parsial/terbatas)	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
5,0	8,0	
Daktilitas 3 (daktilitas penuh)	5,3	8,5

Sumber : SNI 03-1726-2002

Apabila dipakai lebih dari satu sistem struktur di dalam satu gedung, maka yang dipakai adalah faktor reduksi untuk sistem yang dominan dalam menghasilkan ketahanan gempa, tetapi kombinasi sistem-sistem struktur tersebut harus ditinjau dalam perhitungan waktu getar alami struktur tersebut. Berikut tabel faktor reduksi gempa (R) untuk berbagai jenis sistem dan subsistem struktur gedung seperti tercantum dalam (SNI 03 – 1726 – 2002).

Faktor reduksi (R) untuk berbagai jenis struktur gedung ditampilkan dalam tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.4. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

Sistem dan subsistem struktur bangunan gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m Pers. (5)	f
1. Sistem dan penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki Rangka ruang pemikul beban gravitasi Secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton berulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing dimana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
	2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris	4,3	7,0
2. Dinding geser beton bertulang		3,3	5,5	2,8
3. Rangka bresing biasa				
a. Baja		3,6	5,6	2,2
b. Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 & 6)		3,6	5,6	2,2
4. Rangka bresing konsentrik khusus				
a. Baja		4,1	6,4	2,2
5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail		4,0	6,5	2,8
6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh		3,6	6,0	2,8
7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial		3,3	5,5	2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur).		1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)		
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM) (tidak untuk wilayah 5 & 6)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
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/system ganda).	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8	
5. Sistem struktur bangunan gedung kolom kantilever. (sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral).	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2

6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka.	Beton bertulang menengah (tidak untuk wilayah 3, 4, 5.& 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur bangunan gedung secara keseluruhan).	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton praktekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

Sumber SNI 03-1726-2002

6. Waktu Getar Alami Struktur (T)

Waktu getar alami struktur gedung (T) ditentukan dengan rumus empiris :

$$T_1 = \zeta \times H^{3/4} \quad (3.3)$$

dengan :

H = tinggi total struktur bangunan

Waktu getar alami struktur gedung (T) setelah dirancang dengan pasti dapat dikontrol defleksi atau selisih perubahan geser akibat beban geser gempa pada gedung tiap lantai dengan dengan arah sumbu X dan Y menggunakan rumus T. Rayleigh ditentukan dengan persamaan 3.4 berikut ini :

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (3.4)$$

dengan :

W_i = beban vertikal (mati + hidup) pada lantai yang dipakai

d_i = lendutan horizontal lantai i akibat beban gempa horizontal

F_i = beban gempa horizontal pada lantai i

g = percepatan gravitasi

Menurut SNI 03-1726-2002, waktu getar alami fundamental T_1 struktur bangunan gedung untuk penentuan faktor respon gempa C_1 ditentukan dengan rumus-rumus empiris atau didapat dari analisis vibrasi bebas tiga dimensi, yang nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai yang dihitung menurut pasal 6.2.1 SNI 03-1726-2002.

7. Pembatasan Waktu Getar Alami Struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur bangunan gedung yang terlalu fleksibel, nilai getar alami fundamental (T_1) dibatasi dengan persamaan 3.5 berikut :

$$T < \zeta n \quad (3.5)$$

dengan :

n = jumlah tingkat bangunan

ζ = koefisien waktu getar alami

Menurut SNI 03-1726-2002, besarnya nilai koefisien ζ ditetapkan menurut tabel 3.5 berikut ini.

Tabel 3.5 Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber : SNI 03-1726-2002

8. Kinerja Struktur Gedung

a. Kinerja batas layan

SNI 03-1726-2002 memberi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk menjaga kenyamanan penghunian, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan. Untuk memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 8.1, batasan simpangan antar tingkat (Δ_s) dalam struktur gedung antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$\Delta_{s_{\max}} = \frac{0,03}{R} . h_i , \text{ atau } 30 \text{ mm} \quad (3.6)$$

Dimana h_i adalah tinggi tingkat lantai yang ditinjau, dan R merupakan faktor reduksi beban gempa.

b. Kinerja batas ultimit

SNI 03-1726-2002 menyebutkan kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung. Berdasarkan SNI 03-1726-2002, sesuai pasal 8.2 simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ yang dihitung dengan persamaan :

$$\Delta_m = \xi \cdot \Delta_s \quad (3.7)$$

Besar faktor pengali ξ :

Untuk gedung beraturan $\xi = 0,7 \cdot R$

Untuk gedung tidak beraturan $\xi = R$

Untuk memenuhi persyaratan, batasan simpangan antar tingkat maksimum (Δ_{max}) dapat dihitung dan tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut :

$$\Delta_{max} = 0,02 \cdot h_i \quad (3.8)$$

dimana R merupakan faktor reduksi gempa, dan ξ adalah faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

D. Analisis Beban Gempa SNI 1726:2012

1. Kategori Resiko Struktur Bangunan

Kategori resiko bangunan pada SNI 1726:2012 dibagi menjadi 4 kategori berdasarkan jenis penggunaan bangunan dan kaitannya dengan resiko yang akan ditimbulkan berdasarkan prioritasnya. Kategori tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.6 sebagai berikut:

Tabel 3.6 Hubungan jenis pemanfaatan struktur dengan kategori resiko

Jenis Pemanfaatan	Kategori
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, antara lain: fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, perikanan, fasilitas sementara, gedung penyimpanan, rumah jaga dan struktur kecil lainnya.	I
Struktur yang tidak termasuk kategori resiko I, III, IV, contohnya perumahan, ruko, pasar, kantor, apartement/rumah susun, mall, bangunan industri, fasilitas manufaktur, pabrik.	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tertinggi terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, misalnya bioskop, gedung pertemuan, stadion, fasilitas kesehatan tanpa unit bedah dan gawat darurat, fasilitas penitipan anak dan penjara	III
Struktur yang ditunjukkan sebagai fasilitas penting, seperti bangunan monumental, gedung sekolah dan fasilitas pendidikan, rumah sakit yang memiliki fasilitas bedah unit gawat darurat, fasilitas pemadam kebakaran, ambulan, kantor polisi, dan lainnya.	IV

Sumber : Pasal 4.1.2. Tabel 1. SNI 1726:2012

Setiap kategori resiko bangunan memiliki faktor keutamaan gempa yang akan digunakan sebagai pengali dalam perhitungan beban gempa. Tabel 3.7 menunjukkan hubungan kategori resiko gempa dengan faktor keutamaan gempa:

Tabel 3.7 Hubungan kategori resiko dengan faktor keutamaan gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber: Pasal 4.1.2. Tabel 2. SNI 1726:2012

2. Klasifikasi Situs

Jenis tanah juga ikut mempengaruhi beban gempa yang diterima oleh bangunan gedung. Semakin buruk tanah yang dipijak oleh gedung, akan semakin besar beban gempa yang diterima oleh bangunan gedung tersebut. Pengklasifikasian jenis tanah dapat didasarkan pada salah satu dari tiga parameter yang ada. Parameter tersebut antara lain adalah kecepatan rambat gelombang rerata tanah, hasil uji NSPT tanah, dan hasil uji CPT tanah. Berikut pada Tabel 3.4 adalah hubungan nilai parameter parameter tersebut dengan klasifikasi situs:

Tabel 3.8 Hubungan parameter kemampuan tanah dengan klasifikasi situs

Kelas situs	vs (m/detik)	N atau Nch	su (kPa)
SA (batuan Keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750-1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350-750	>50	≥ 100
SD (Tanah sedang)	175<350	15-50	50-100
SE (Tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$ 3. Kuat geser niralir $su < 25$ kPa		
Kelas situs			
SF (Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) -Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $su < kPa$		

Sumber : Pasal 5.3. Tabel 3. SNI 1726:2012

3. Penentuan nilai respons spektra

Respons spektra setiap daerah berbeda-beda akibat adanya kemungkinan kejadian gempa daerah satu dengan lainnya sangat berbeda. Untuk mendesain sebuah bangunan gedung, diperlukan penentuan nilai respons spektra pada percepatan periode pendek yaitu 0,2 detik dan nilai respons spektra pada percepatan periode 1 detik. Nilai tersebut dapat dilihat pada peta gempa pada SNI 1726:2012 atau pada situs milik Kementerian Pekerjaan Umum bagian Pusat Pengembangan dan Penelitian Permukiman, yang berdasarkan probabilitas terlampaui 20% dalam 50 tahun dengan periode ulang gempa 2475 tahun pada batuan (SB), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.4 dan Gambar 3.5.

Selain itu, untuk menentukan parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik yang bisa didapat dari hubungan parameter respons spektra percepatan gempa dengan kelas situs pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6. Parameter respons spektrum percepatan di permukaan tanah tersebut dapat diketahui dengan cara mengalikan faktor amplifikasi seismik masing-masing periode dengan respons spektrum percepatan yang sudah didapat dari peta gempa sesuai dengan Persamaan 3.9 dan Persamaan 3.10 berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (3.9)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (3.10)$$

Tabel 3.9 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Ss (Percepatan Respons Spektra Periode pendek, T = 0,2 detik)				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS				

Sumber : Pasal 6.2. Tabel 4. SNI 1726:2012.

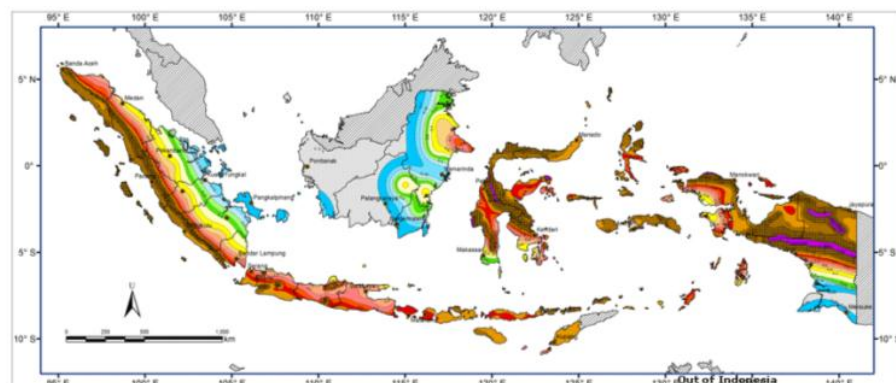
Tabel 3.10 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	S _s (Percepatan Respons Spektra Periode pendek, T = 0,2 detik)				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,6	2,4	2,4
SF	SS				

Sumber : Pasal 6.2. Tabel 5. SNI 1726:2012.

Catatan :

- Untuk nilai S_s atau S₁ yang tidak ada pada tabel dapat dilakukan interpolasi linier
- SS = Sotis yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik



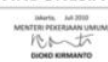
KETERANGAN (S_s , MCE_R):



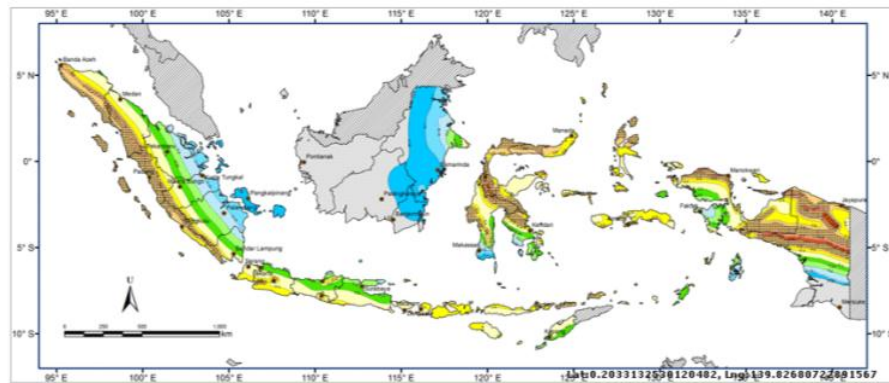
Dikembangkan oleh :
Tim Revisi Peta Gempa Indonesia-2010 bersama dengan Tim Pengembangan Peta Gerak Tanah Seismik dan Koefisien Risiko.

Didukung Oleh :
Kementerian Pekerjaan Umum (PU), Institut Teknologi Bandung (ITB), Lembaga Ilmu Pengetahuan Indonesia (LIPI), Badan Meteorologi, Klimatologi dan Geofisika (BMKG), Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral (ESDM), Kementerian Riset dan Teknologi, Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) • Australia-Indonesia Facility for Disaster Reduction (AIFDR), dan software dari United States Geological Survey (USGS).

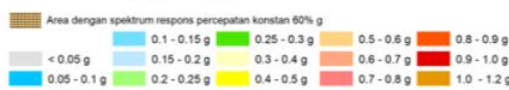
PETA ZONASI GEMPA INDONESIA



Gambar 3.4 Respons spektra percepatan pendek S_s yaitu percepatan 0,2 detik



KETERANGAN (S_1 , MCE_R):



Dikembangkan oleh:
Tim Revisi Peta Geopa Indonesia-2010 bersama dengan Tim Pengembangan Peta Gerak Tanah Seismik dan Koefisien Risiko.

Didukung Oleh:
Kementerian Pekerjaan Umum (PU), Institut Teknologi Bandung (ITB), Lembaga Ilmu Pengetahuan Indonesia (LIPI), Badan Meteorologi, Klimatologi dan Geofisika (BMKG), Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral (ESDM), Kementerian Riset dan Teknologi, Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) • Australia-Indonesia Facility for Disaster Reduction (AIFDR), dan software dari United States Geological Survey (USGS)

PETA ZONASI GEMPA INDONESIA



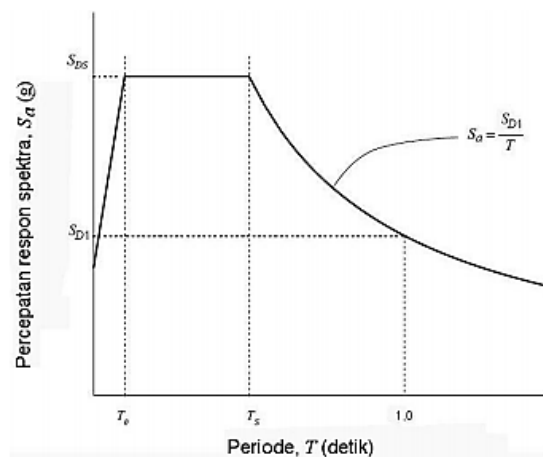
Gambar 3.5 Respons spektra percepatan pendek S_1 yaitu percepatan 1 detik.

Setelah nilai S_{MS} dan S_{M1} didapatkan, lalu dihitung nilai respons spektrum desain yang akan dipakai dalam perancangan. Perhitungannya dilakukan berdasarkan Persamaan 3.11 dan Persamaan 3.12 berikut:

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \tag{3.11}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \tag{3.12}$$

Dari kedua nilai respons spektrum desain tersebut, dapat digambarkan sebuah grafik respons spektra hubungan percepatan dengan periode getaran dengan besaran-besaran yang ada seperti tampak pada Gambar 3.6 berikut:



Gambar 3.6 Grafik Desain Respons Spektra

4. Periode fundamental pendekatan

Dalam menentukan periode fundamental struktur T dapat diperoleh dari hasil analisis struktur yang akan ditinjau. Namun pembebanan SNI Gempa 1726:2012 memberi persyaratan bahwa periode fundamental yang akan dipakai sebagai perhitungan tidak boleh melebihi dari batas atas periode fundamental pendekatan yang mana nilainya adalah perkalian dari koefisien periode batas atas (C_u) yang bisa didapat pada Tabel 3.11, dengan periode pendekatan (T_a). Untuk memudahkan pelaksanaan, periode alami fundamental T ini boleh langsung digunakan periode pendekatan T_a .

Periode pendekatan ditentukan berdasarkan Persamaan 3.13 berikut ini.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.13)$$

dengan h_n adalah ketinggian struktur bangunan gedung dalam satuan meter, sedangkan nilai C_t dan x dapat diperoleh dari Tabel 3.12.

Tabel 3.11 Koefisien batas atas periode

S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber : Pasal 7.8.2.1. SNI 1726:2012.

Tabel 3.12 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Sumber : Pasal 7.8.2.1. SNI 1726:2012

Selain itu SNI Gempa 1726:2012 juga memberi alternatif untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), beberapa diantaranya sebagai berikut : Untuk struktur gedung dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dengan sistem penahan gaya gempa berupa rangka penahan momen atau baja dengan tinggi tingkat minimal 3 m

$$T_a = 0,1 N \quad (3.14)$$

Dimana, N adalah jumlah tingkat

5. Gaya geser dasar seismik

Gaya geser dasar seismik adalah total dari seluruh gaya lateral akibat gempa yang diterima oleh bangunan gedung yang sedang ditinjau dan merupakan total dari gaya lateral gempa yang diterima setiap lantainya. Besarnya gaya geser dasar seismik seperti pada Persamaan 3.15.

$$V = C_s \times W \quad (3.15)$$

dimana :

V = gaya geser dasar seismik,

C_s = koefisien respons seismik,

W = berat gravitasi total struktur gedung efektif.

Sedangkan koefisien respons seismik ditentukan oleh Persamaan 3.16, nilai C_s tidak kurang dari nilai yang dihasilkan Persamaan 3.17, berikut ini :

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.16)$$

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \quad (3.17)$$

6. Distribusi vertikal gaya gempa

Setelah didapatkan nilai total gaya lateral yang diterima gedung akibat gempa, pendistribusian beban ke setiap lantai mengikuti Persamaan 3.18 dengan menggunakan koefisien faktor distribusi vertikal berupa C_{vx} sesuai dengan Persamaan 3.19.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.18)$$

$$C_{vx-y} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_i^n W_i \cdot h_i^k} \quad (3.19)$$

dimana :

- C_{vx} = Faktor distribusi vertikal,
- V = Geser dasar seismik,
- w_x dan w_i = Berast seismik efektif total struktur (W) pada tingkat i atau x ,
- h_x dan h_i = Tinggi tingkat i atau x yang diukur dari dasar struktur.
- k = eksponen yang berhubungan dengan periode getar struktur, nilainya adalah 1,0 untuk periode getar < 0,5 detik, dan bernilai 2,0 jika periode getar > 2,5 detik. Untuk periode getar diantara 0,5 detik dan 2 detik perlu untuk dilakukan interpolasi

E. Kombinasi Pembebanan

1. Kombinasi Beban

Pada kombinasi pembebanan ada perbedaan pada peraturan pembebanan SNI gempa tahun 2002 dan 2012, Pada peraturan pembebanan gempa tahun 2012 mengalami penambahan kombinasi beban pada kombinasi beban gempa dengan mengaitkan percepatan respon spektrum periode 0,2 dan 1 detik, untuk pengaruh beban gempa horizontal dibebankan dengan mengalikan oleh faktor pengali seperti Persamaan 3.20 berikut.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.20)$$

dengan Q_E adalah beban gempa nominal dan ρ adalah faktor redundansi.

Kombinasi pembebanan yang dapat digunakan mengikuti Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22 berikut.

$$(1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + L \quad (3.21)$$

$$(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + 1,6H \quad (3.22)$$

dengan ketentuan:

- a. Faktor beban pada L dalam Persamaan 3.21 diijinkan sama dengan 0,5 untuk semua hunian di mana besarnya beban hidup merata kurang dari atau sama dengan 5 kN/m², dengan pengecualian garasi atau ruang pertemuan;
- b. Faktor beban pada H harus ditetapkan sama dengan nol dalam Persamaan 3.22 jika aksi struktur akibat H berlawanan dengan aksi struktur akibat E . Jika tekanan tanah lateral memberikan tahanan terhadap aksi struktur dari gaya lainnya, faktor beban tidak boleh dimasukkan dalam H tetapi harus dimasukkan dalam tahanan desain.

2. Kuat Perlu

Kuat perlu merupakan kekuatan komponen struktur yang dibutuhkan untuk menahan beban terfaktor baik momen maupun gaya dalam yang terjadi berkaitan dengan beban tersebut dalam suatu kombinasi yang ditetapkan dalam Standar pada peraturan pembebanan gempa tahun 2002 dan 2012 kombinasi untuk kuat perlu struktur memiliki kesamaan dijelaskan bahwa kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor seperti pada Persamaan 3.23 hingga Persamaan 3.29 berikut:

$$U = 1,4D \quad (3.23)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (3.24)$$

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (3.25)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (3.26)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (3.27)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (3.28)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (3.29)$$

kecuali sebagai berikut:

- a. Faktor beban pada beban hidup L dalam Persamaan 3.25 sampai 3.27 diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dengan L lebih besar dari 4,8 kN/m²,

- b. Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam Persamaan 3.26 dan 3.28, dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam Persamaan 3.25.

Selain kombinasi pembebanan diatas, terdapat hal-hal yang perlu disesuaikan dengan kombinasi pembebanan yang diatur dalam SNI Beban Gempa 2002 dan 2012

Diperaturan pembebanan gempa 2012 yang telah dicantumkan pada Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22. Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22 ini sesungguhnya memberikan penyesuaian pada kombinasi pembebanan pada Persamaan 3.27 dan Persamaan 3.29 diatas. Sehingga, agar lebih selaras dalam penggunaan kombinasi pembebanan antara peraturan SNI Beban Gempa 2012 yang melibatkan pembebanan gempa digunakan Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22 sebagai kombinasi yang terpengaruh beban gempa.

3. Kuat Nominal

Kuat nominal adalah kemampuan komponen struktur dalam menerima beban yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi metode perencanaan sebelum dikalikan dengan nilai faktor reduksi kekuatan yang sesuai. Beberapa kuat nominal yang akan dipakai adalah sebagai berikut:

- a. Untuk momen, kuat nominal berupa kuat lentur nominal (M_n),
- b. Untuk gaya tekan, kuat nominal berupa kuat tekan nominal (P_n),
- c. Untuk gaya geser, kuat nominal berupa kuat geser nominal (V_n),
- d. Untuk gaya torsi, kuat nominal berupa kuat torsi nominal (T_n).

4. Kuat Rencana

Kuat rencana suatu komponen struktur sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal, yang dihitung dengan suatu faktor reduksi kekuatan ϕ yang ditentukan sebagai berikut :

- | | |
|--|--------|
| a. Lentur, tanpa beban aksial | = 0,80 |
| b. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur | = 0,80 |
| c. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur | = 0,65 |
| d. Geser dan torsi | = 0,75 |
| e. Geser pada komponen struktur penahan gempa | = 0,55 |

F. Perancangan Tulangan Balok

1. Persyaratan Dimensi Balok

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 1 untuk komponen – komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan dirancang untuk memikul lentur, batasan penampang komponen struktur tersebut harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini :

- a. gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f_c'$.
- b. bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
- c. perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
- d. lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan tidak boleh lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

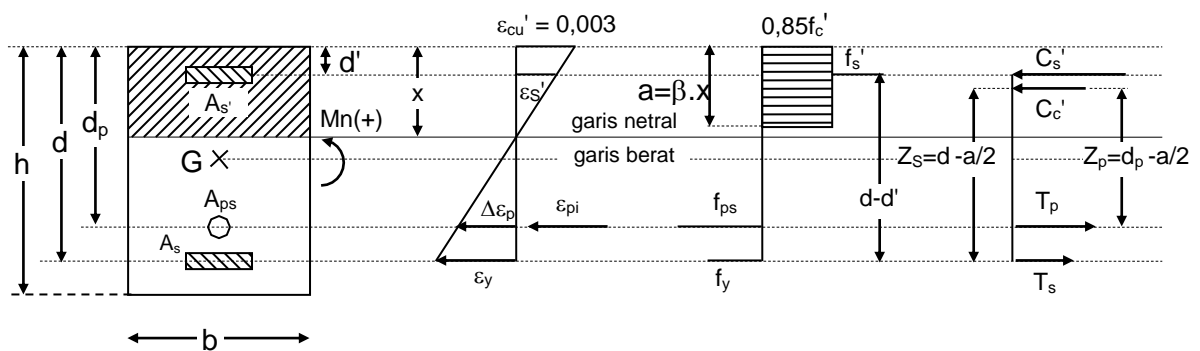
2. Perancangan Tulangan Lentur Balok

Penulangan hendaknya dipakai dengan penulangan rangkap, karena selain diperlukan untuk mengaitkan sengkang, juga memiliki fungsi yang lain, yaitu :

- a. Meningkatkan besar momen yang dapat dipikul.

- b. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang.
- c. Meningkatkan kekakuan penampang.
- d. Dapat mengatasi kemungkinan momen berubah arah yang diakibatkan oleh beban gempa.

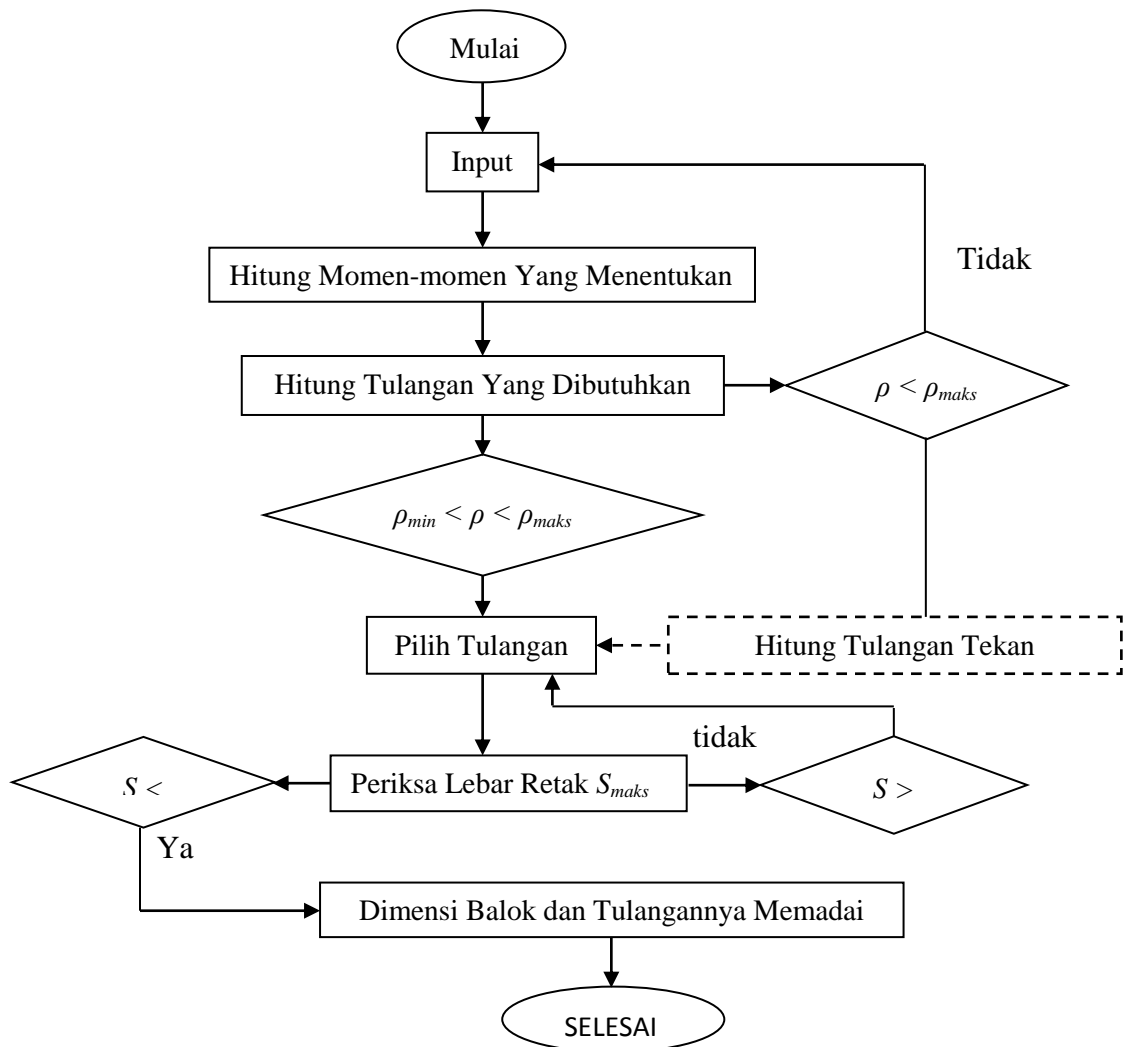
Dari anggapan-anggapan dasar yang digunakan didapat diagram tegangan dan regangan balok seperti yang dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Penampang diagram tegangan – regangan

(Sumber : SNI 03-2847-2002)

Adapun *flowchart* untuk perhitungan tulangan lentur balok dijelaskan pada gambar 3.8 :



Gambar 3.8 Diagram alir tulangan lentur pada balok

- Menentukan dimensi balok, mutu beton dan mutu baja
- Mengasumsikan tinggi efektif :

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan}$$
- Menghitung beban rencana terfaktor ($M_{u,b}$)
- Menghitung ρ diperoleh melalui tabel *Design Aids* berdasarkan pada tegangan leleh tulangan baja dan nilai Rn

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2}$$

- e. Menghitung momen nominal (M_n)

$$M_n = C_c \cdot z = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$T \cdot z = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$$

- f. Menghitung momen ultimit

$$(M_u) = \phi \cdot M_n$$

- g. Menghitung luas tulangan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

- h. Menghitung diameter dan jumlah tulangan

$$\text{Gaya desak beton: } C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$\text{Gaya tarik baja: } T_s = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Keseimbangan gaya : } C_c = T_s \rightarrow a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

- i. Menghitung tulangan dengan syarat $\rho_{\min} < \rho \leq \rho_{\max}$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

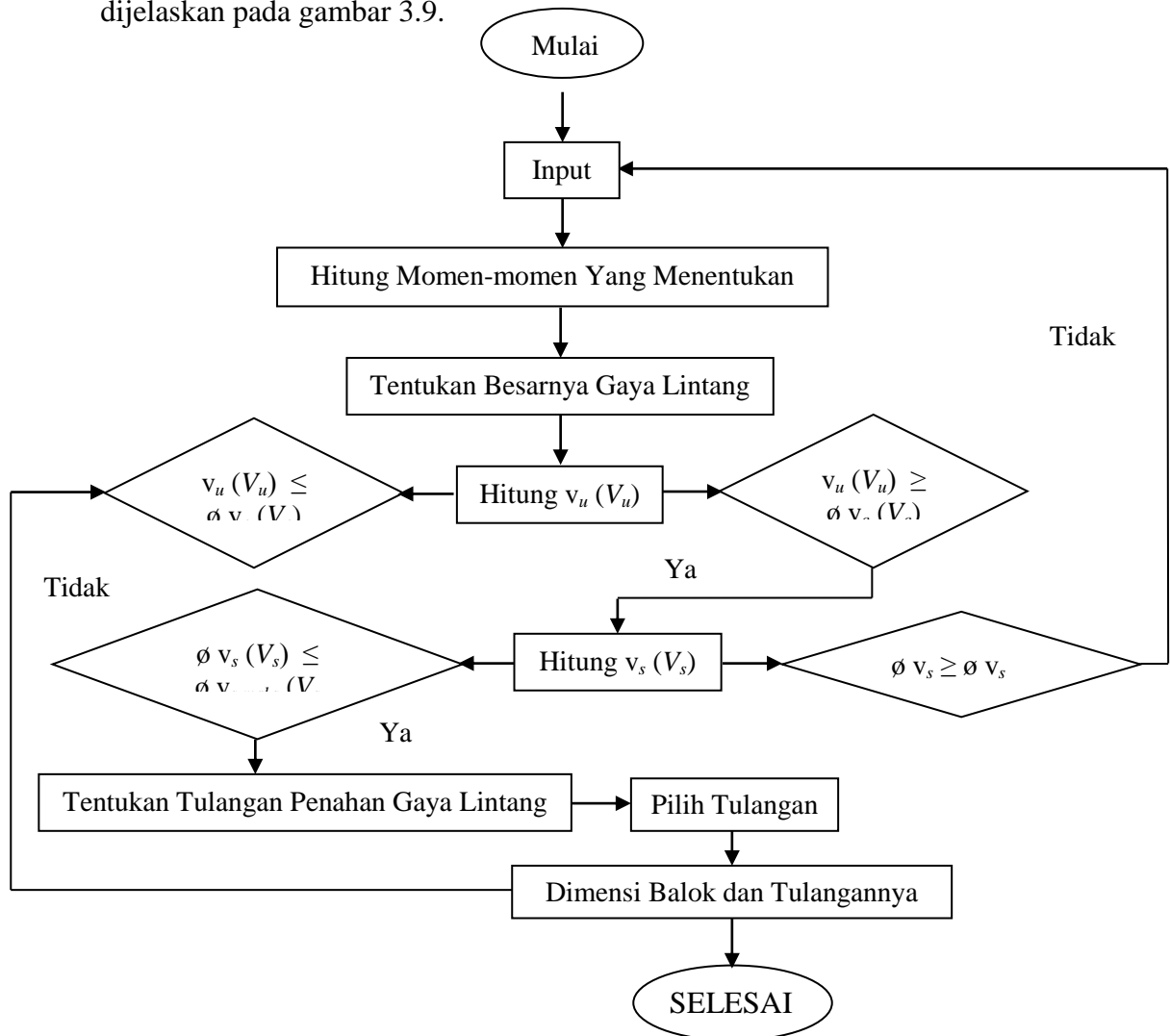
$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

3. Perancangan Tulangan Geser Balok

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 4 gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor disepanjang bentangnya. Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik $1,25f_y$.

Perancangan tulangan geser balok menggunakan langkah-langkah yang dijelaskan pada gambar 3.9.



Gambar 3.9 Diagram alir tulangan geser pada balok

- Menghitung lebar efektif (b_e), lebar efektif pelat diambil sebesar :
 - $b_e \leq 0,25 \cdot b$ bentang bersih
 - $b_e \leq b_w + 16 \cdot h_f$
 - $b_e \leq b_w + \text{jarak bersih balok bersebelahan}$
- Menghitung momen kapasitas positif dan negatif ujung-ujung balok
- Menghitung gaya geser :
$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w_u \cdot L}{2}$$

$$W_u = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot L$$

- d. Menghitung diameter dan spasi tulangan geser yang digunakan pada daerah sendi plastis dan di luar sendi plastis.

Perancangan penampang terhadap geser didasarkan pada :

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

- 1). daerah sendi plastis

$$V_s = \frac{V_e}{\phi}$$

$$V_c = 0$$

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{tulangan}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{V_s}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 3.2 mengenai spasi maksimum tulangan transversal, maka jarak maksimum sengkang pada daerah sendi plastis yaitu di daerah sepanjang dua kali tinggi balok, diambil berdasarkan nilai terkecil dari :

- a). $d/4$
 - b). 8 kali diameter terkecil tulangan memanjang
 - c). 24 kali diameter tulangan sengkang
 - d). 300 mm
- 2). di luar daerah sendi plastis

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{tulangan}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{V_s}$$

Untuk jarak maksimum sengkang pada daerah di luar sendi plastis adalah $d/2$.

G. Perancangan Penulangan Kolom

1. Persyaratan Dimensi Kolom

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 1 untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan menerima beban aksial terfaktor yang lebih dari $0,1.A_g.f_c'$, batasan penampang komponen struktur tersebut harus memenuhi syarat-syarat berikut :

- a. ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm
- b. perbandingan antara ukuran terkecil penampang dengan ukuran dalam arah tegak lurus tidak kurang dari 0,4.

Langkah-langkah perancangan kolom adalah sebagai berikut :

- 1). Menentukan dimensi kolom, mutu beton dan mutu baja
- 2). Perhitungan kelangsingan kolom pada rangka portal yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping, dan dapat diabaikan apabila :

$$\frac{k \cdot \lambda u}{r} < 22$$

dimana :

k = faktor panjang efektif struktur tekan

ϕ = rasio $\sum \left(\frac{Ec \cdot I}{\lambda c} \right)$ dari komponen struktur tekan terhadap

$\sum \left(\frac{Ec \cdot I}{\lambda b} \right)$ dari komponen struktur lentur pada salah satu ujung

komponen struktur tekan yang dihitung dalam bidang rangka yang ditinjau

E_c = modulus elastis beton, yang besarnya $4700 \cdot \sqrt{f'_c}$

I = momen inersia, besarnya sesuai SNI 03-2847-2002 yaitu :

balok = $0,35 \cdot I_g$

kolom = $0,70 \cdot I_g$

I_g = momen inersia penampang bruto beton terhadap sumbu pusat penampang, dengan mengabaikan tulangan

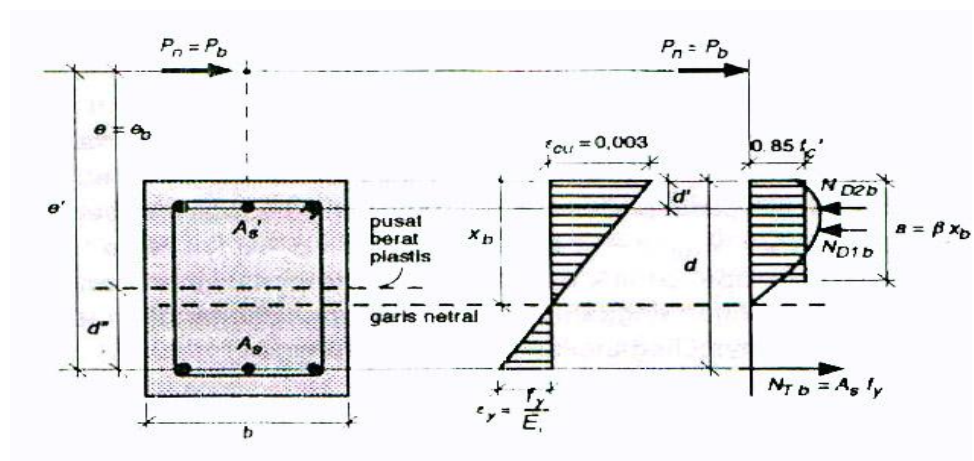
λ_c = panjang komponen struktur tekan pada sistem rangka yang diukur dari joint ke joint

λ_b = panjang komponen struktur lentur pada sistem rangka yang diukur dari joint ke joint

λ_u = panjang bersih komponen struktur tekan

r = radius girasi

Kondisi penulangan seimbang merupakan kondisi regangan penampang pada ketika tulangan tarik mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh f_y pada saat yang bersamaan dengan tercapainya regangan batas 0,003 pada bagian beton yang tertekan. Pada analisis, dengan membandingkan antara beban aksial terfaktor P_u dengan beban aksial seimbang terfaktor ϕP_{nb} , dapat diketahui tipe kehancuran yang alami. Dengan demikian apabila $P_u > \phi P_{nb}$ maka terjadi keruntuhan tekan, dan apabila $P_u < \phi P_{nb}$ maka terjadi keruntuhan tarik.



Gambar 3.10 Dimensi kolom dan diagram regangan-tegangan pada keadaan seimbang

(Sumber : SNI 03-2847-2002)

2. Perancangan Tulangan Longitudinal

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 2.2 kuat lentur kolom harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g$$

dimana :

$\sum M_e$ = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kuat lentur yang terkecil.

$\sum M_g$ = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

Adapun batasan rasio penulangan ρ_g sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 3.1 digunakan sebesar $0,01 \leq \rho_g \leq 0,06$.

3. Perancangan Tulangan Transversal

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 4.1 tulangan transversal berbentuk persegi sebagai tulangan pengikat dan geser tidak boleh kurang dari :

$$Ash1 = 0,3 \cdot \left(s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y h} \right) \left(\frac{A_g}{Ach} - 1 \right)$$

$$Ash2 = 0,09 \cdot \left(s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y h} \right)$$

dimana :

Ash1, Ash2 = luas total penampang sengkang tertutup persegi

A_g = luas bruto penampang tulangan geser

Ach = luas penampang dari sisi luar ke sisi luar tulangan geser

s = spasi tulangan geser

- h_c = dimensi penampang inti kolom diukur dari as ke as tulangan geser
 f'_c = kuat tekan beton
 f_yh = kuat leleh tulangan geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 5.1 gaya geser rencana V_e ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} dari komponen struktur yang terkait dengan beban-beban aksial terfaktor yang bekerja. Besar gaya geser rencana yaitu:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$$

Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} balok yang merangka pada hubungan balok- kolom. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 13.3 ayat 1.2 komponen struktur yang dibebani tekan aksial berlaku :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w \cdot d$$

dimana :

- V_e = gaya geser rencana kolom
 M_{pr1} = kuat momen lentur 1
 M_{pr2} = kuat momen lentur 2
 H = tinggi kolom
 V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau
 V_n = kuat geser nominal
 ϕ = faktor kekuatan reduksi

Pada daerah sepanjang sendi plastis SNI 03-2847-2002 mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya aksial tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g \cdot f_c / 20$. dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari $A_g \cdot f_c / 20$. sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($v_c = 0$), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai V_c , tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.