

2. KETENTUAN UMUM

2.1. Gempa Rencana dan Kategori Gedung

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.1.1. Standar ini menentukan pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Akibat pengaruh Gempa Rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Gempa Rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun.</p>	

Penjelasan :

SNI 2002 mengacu pada dokumen NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) 1997, yang menyebutkan bahwa gempa yang terjadi di Amerika 90% tidak melebihi gempa dengan periode ulang 500 tahun. Umur rencana gedung 50 tahun sudah umum digunakan dalam mendesain, sehingga setelah 50 tahun suatu struktur perlu ditinjau ulang fungsinya.

Hubungan antara periode ulang gempa, umur rencana bangunan dan probabilitas terjadinya gempa dapat dinyatakan dengan rumus :

$$t_s = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/t}}$$

di mana :

t = umur rencana bangunan

t_s = periode ulang gempa

p = probabilitas terlampaui

Dengan demikian, bangunan yang direncanakan dengan umur rencana bangunan sebesar 50 tahun akan memiliki probabilitas 10% mengalami gempa dengan periode ulang 500 tahun selama kurun waktu 50 tahun tersebut.

<p>SNI 03-1726-2002</p> <p>Pasal 4.1.2. Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I menurut persamaan : $I = I_1 \cdot I_2 \quad (1)$ di mana : I_1 : Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung, sedangkan I_2 : Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I_1, I_2 dan I ditetapkan menurut tabel 1.</p>	<p>SKBI 1.3.53.1987</p> <p>Pasal 2.4.3. Faktor keutamaan – I Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu Faktor Keutamaan yang lebih besar dari 1,0. Suatu faktor yang lebih besar harus dipakai pada gedung-gedung pusat pelayanan utama yang penting bagi usaha penyelamatan setelah suatu gempa terjadi, gedung-gedung monumental dan gedung-gedung yang dapat mendatangkan bahaya luar biasa kepada umum. Faktor Keutamaan untuk berbagai-bagai jenis gedung harus diambil menurut tabel 2.1.</p>
---	--

Tabel 1. Faktor Keutamaan I 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

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.

Tabel 2.1. Faktor Keutamaan I berbagai jenis gedung

	Jenis Gedung	Faktor Keutamaan I
a	Gedung-gedung monumental	1,5
b	Fasilitas-fasilitas penting yang harus tetap berfungsi sesudah suatu gempa terjadi : Contoh fasilitas demikian adalah : Rumah sakit	1,5

	Bangunan sekolah Bangunan penyimpanan bahan pangan Pusat penyelamatan dalam keadaan darurat Pusat pembangkit tenaga Bangunan air minum Fasilitas radio dan televisi Tempat orang berkumpul	1,5
c	Fasilitas distribusi bahan gas dan minyak bumi di daerah perkotaan	2,0
d	Gedung-gedung yang menyimpan bahan-bahan berbahaya (seperi asam, bahan beracun dan lain-lain)	2,0
e	Gedung-gedung lain	1,0

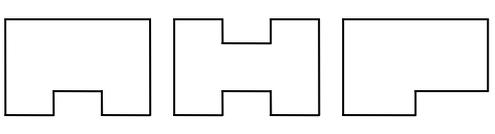
Penjelasan :

Pada pasal ini dijabarkan mengenai besarnya Faktor Keutamaan untuk lima kategori gedung. Pada SNI 2002 terdapat dua macam Faktor Keutamaan yaitu I_1 untuk penyesuaian karena probablilitas dan I_2 untuk penyesuaian umur gempa rencana. Kedua macam faktor tersebut kemudian dikalikan satu dengan yang lainnya ($I_1 \times I_2$). Sedangkan pada SKBI 1987 faktor Keutamaan hanya ada satu jenis saja (I). Penggunaan Faktor Keutamaan (I) ini dapat dilihat pada contoh analisis Bab 4.

Faktor Keutamaan adalah salah satu cara dimana kita dapat mengontrol kapasitas *seismic performance* pada gedung dengan fungsi yang berbeda (NEHRP 1997 Part 2, p.10). Faktor Keutamaan juga ikut berperan dalam menentukan minimum *design base shear forces* ($V = \frac{C_1 \cdot I}{R} Wt$) yang akan lebih banyak dibahas pada Bab 4.

Sebagai informasi, pada NEHRP 1997 Faktor Keutamaan dibagi menjadi tiga, yaitu untuk *seismic use group* 1,2 dan 3. SNI 2002 lebih mengacu pada UBC 1997, dimana pembagian faktor keutamaannya dibagi menjadi lima kategori gedung dan bangunan. Jika pada SNI 2002 Faktor keutamaan terdiri dari I_1 dan I_2 yang akhirnya dikalikan, maka pada UBC 1997 Faktor Keutamaan dibagi menjadi 3 macam, yaitu karena beban gempa, beban gempa pada sambungan panel dan karena beban angin.

2.2. Tata Letak Struktur

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.2.1.</p> <p>Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m. - Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut. - Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut. - Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban 	<p>Pasal 2.3. Cara Analisis</p> <p>Pasal 2.3.1. Pemilihan cara</p> <p>Untuk struktur gedung beraturan sampai tinggi 40 m yang memenuhi syarat menurut pasal 2.2 pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara analisis beban statik ekuivalen menurut pasal 2.4.</p> <p>Tonjolan-tonjolan dalam bentuk denah struktur gedung hendaknya dihindari. Apabila hal ini tidak mungkin dan panjang dari tonjolan-tonjolannya melampaui seperempat dari ukuran terbesar bagian inti dari denah strukturnya, maka struktur gedung demikian harus dianggap sangat tidak beraturan. Dalam gambar 2.1. yang menunjukkan beberapa bentuk denah struktur gedung, struktur-struktur yang bersangkutan harus dianggap sangat tidak beraturan apabila k_1 dan k_2 adalah lebih besar dari 0,25 A atau 0,25 B. Dalam hal ini lebar dari tonjolan-tonjolan tersebut harus dibatasi seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.1. Struktur -struktur gedung yang sangat tidak beraturan harus direncanakan berdasarkan analisa dinamik tiga dimensi menurut pasal 2.5.2. atau pasal 2.5.3. dengan mencakup peninjauan responnya terhadap puntir.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">Gambar 2.1.</p> <p style="text-align: center;">Bentuk denah struktur gedung yang mempunyai sayap, dengan bentuk U, H dan L</p>

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka. - Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat. - Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini. - Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban 	<p>Pasal 2.2.4. Loncatan bidang muka (Set Back)</p> <p>Untuk gedung-gedung yang mempunyai loncatan-loncatan bidang muka, di mana ukuran denah dari bagian yang menjulang dalam masing-masing 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 menurut pasal 2.4.</p> <p>Untuk gedung-gedung dengan loncatan bidang muka yang tidak memenuhi pembatasan ini, maka pembagian gaya-gaya geser tingkat sepanjang tinggi gedung harus ditentukan dengan cara analisa statik ekuivalen tidak boleh dipakai.</p> <p>Suatu struktur rumah atap (penthouse) yang tidak lebih dari 2 tingkat tingginya tidak perlu dianggap sebagai suatu loncatan bidang muka.</p> <p>Pasal 2.2.5.1.</p> <p>Perbandingan antara berat lantai dan kekakuan dari suatu tingkat tertentu dari suatu gedung tidak boleh berselisih lebih dari 50% terhadap nilai rata-rata perbandingan tersebut untuk struktur gedung itu, kecuali untuk struktur gedung yang memakai dinding geser. Yang dimaksud kekakuan tingkat adalah gaya geser yang bila terjadi di dalam struktur tingkat tersebut menimbulkan satu satuan simpangan horisontal dari tingkat itu relatif terhadap tingkat di bawahnya.</p> <p>Suatu analisa dinamik menurut pasal 2.5. harus dilakukan untuk menentukan pembagian gaya-gaya geser tingkat sepanjang tinggi gedung untuk semua struktur gedung dimana perbandingan antara berat lantai dan kekakuan suatu tingkat tertentu berselisih lebih dari 25% terhadap nilai rata-rata perbandingan tersebut untuk struktur gedung itu. Ruang mesin, rumah atap, dan ruang sejenisnya pada puncak suatu struktur gedung dibebaskan dari syarat ini apabila luas lantainya adalah kurang dari 25% dari luas lantai di bawahnya.</p>

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.</p> <p>- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Kalaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.</p> <p>Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga menurut Standar ini analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.</p>	

Penjelasan :

Pada SNI 2002 persyaratan tata letak struktur lebih detail dibanding SKBI 1987, perbedaan-perbedaan yang ada di SNI 2002 tetapi tidak ada di SKBI 1987 maupun yang berbeda adalah :

1. Tonjolan dibandingkan dengan Coakan

Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan kalaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.

2. Subsistem Penahan Baban Lateral

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

3. Tingkat Lunak

Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan

lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.

4. Perpindahan Titik Berat

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

5. Lubang atau Bukaannya

Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

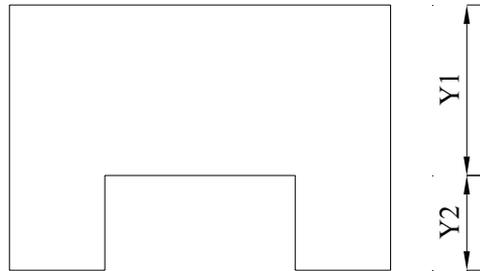
Bangunan yang memiliki tinggi lebih dari 40 m atau 10 tingkat akan dianggap sebagai bangunan yang tidak beraturan. Pada UBC 1997 tinggi maksimum yang dipakai untuk bangunan beraturan adalah lebih kecil dari 240 ft atau 73,152 m.

Syarat mengenai panjang tonjolan tidak boleh lebih dari 25% tidak pernah disyaratkan pada UBC maupun NEHRP. UBC dan NEHRP menggunakan panjang coakan sudut tidak boleh lebih dari 15%. Pada umumnya maksud dari kedua syarat tersebut sama. Pada SKBI 1987 yang memakai syarat panjang tonjolan untuk gedung beraturan tidak lebih dari 25% dan pada SNI 2002 mencantumkan kembali syarat ini bersama-sama dengan syarat coakan.

Syarat panjang coakan 15% dibuat karena respon dari sayap yang ada akan berbeda dengan gedung utama ketika terkena beban lateral. Hal ini akan menyebabkan gaya lokal yang besar pada gedung utama. Bahkan bangunan berbentuk H yang simetris pun tetap dianggap sebagai bangunan yang tidak beraturan dikarenakan adanya respon dari sayap (NEHRP 1997 Part 2, p.70).

Untuk lebih jelasnya mengenai panjang tonjolan dan panjang coakan dapat dilihat pada contoh analisis berikut :

- Contoh Analisis (dalam variabel) :



Gambar 2.1. Denah struktur dengan tonjolan/coakan berbentuk U
(ukuran dalam variabel)

- Syarat tonjolan : $Y_2 \leq 0,25 Y_1$
- Syarat coakan : $Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$
- Jika syarat tonjolan memenuhi : $Y_2 = 0,25 Y_1$

Maka syarat coakan :

$$Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$$

$$0,25 Y_1 \leq 0,15 (Y_1 + 0,25 Y_1)$$

$$0,25 Y_1 \leq 0,1875 Y_1$$

$$5 Y_1 > 3,75 Y_1 \text{ (NOT OK!)}$$

- Jika syarat coakan memenuhi :

$$Y_2 = 0,15 (Y_1 + Y_2)$$

$$Y_2 = 0,15 Y_1 + 0,15 Y_2$$

$$0,85 Y_2 = 0,15 Y_1$$

$$Y_2 = \frac{3}{17} Y_1$$

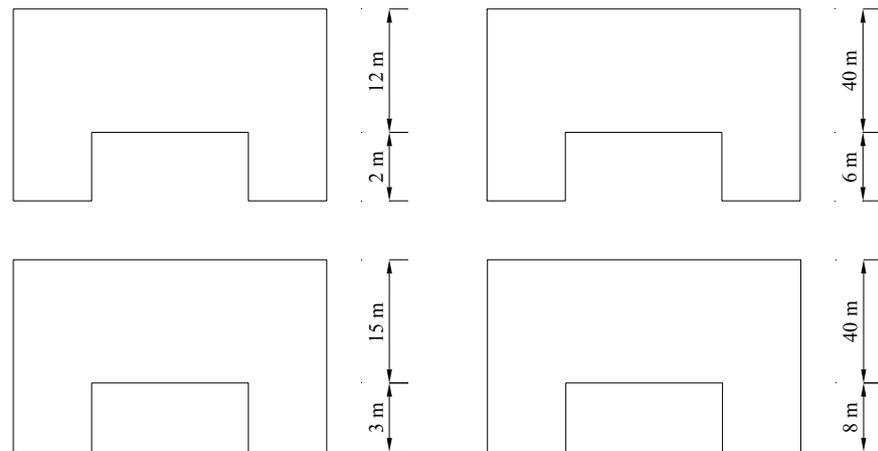
Maka syarat tonjolan :

$$Y_2 \leq 0,25 Y_1$$

$$\frac{3}{17} Y_1 \leq 0,25 Y_1$$

$$0,176 Y_1 < 0,25 Y_1 \text{ (OK!)}$$

- Contoh Analisis :



Gambar 2.2. Berbagai macam denah struktur dengan tonjolan/coakan berbentuk U dalam berbagai ukuran
(Gambar tanpa skala)

Misal $Y_1 = 12$ m dan $Y_2 = 2$ m

➤ Syarat coakan : $Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$

$$2 \dots 0,15 (12 + 2)$$

$$2 < 2,1 \text{ (OK!)}$$

➤ Syarat tonjolan : $Y_2 \leq 0,25 Y_1$

$$2 \dots 0,25 \times 12$$

$$2 < 3 \text{ (OK!)}$$

Misal $Y_1 = 40$ m dan $Y_2 = 6$ m

➤ Syarat coakan : $Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$

$$6 \dots 0,15 (40 + 6)$$

$$6 < 6,9 \text{ (OK!)}$$

➤ Syarat tonjolan : $Y_2 \leq 0,25 Y_1$

$$6 \dots 0,25 \times 40$$

$$6 < 10 \text{ (OK!)}$$

Misal $Y_1 = 15$ m dan $Y_2 = 3$ m

➤ Syarat tonjolan : $Y_2 \leq 0,25 Y_1$

$$3 \dots 0,25 \times 15$$

$$3 < 3,75 \text{ (OK!)}$$

➤ Syarat coakan : $Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$

$$3 \dots 0,15 (15 + 3)$$

$$3 > 2,7 \text{ (NOT OK!)}$$

Misal $Y_1 = 40$ m dan $Y_2 = 8$ m

➤ Syarat tonjolan : $Y_2 \leq 0,25 Y_1$

$$8 \dots 0,25 \times 40$$

$$8 < 10 \text{ (OK!)}$$

➤ Syarat coakan : $Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$

$$8 \dots 0,15 (40 + 8)$$

$$8 > 7,2 \text{ (NOT OK!)}$$

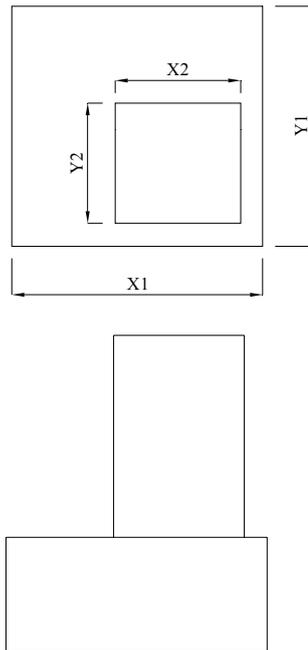
Dari beberapa contoh analisis diatas terlihat bahwa setiap syarat panjang coakan terpenuhi maka syarat panjang tonjolan pasti terpenuhi, sedangkan apabila syarat panjang tonjolan terpenuhi maka tidak semua syarat panjang coakan terpenuhi. Maka dapat disimpulkan bahwa syarat panjang coakan lebih menentukan jika dibandingkan dengan syarat panjang tonjolan atau dengan kata lain syarat panjang coakan lebih ketat dibanding syarat panjang tonjolan.

Sistem struktur yang terbentuk dari subsistem penahan beban lateral yang tegak lurus dan sejajar sumbu utama ortogonal denah gedung, dimaksudkan agar tidak terjadi diskontinuitas dalam penyaluran beban lateral. Kegagalan penyaluran yang paling kritis adalah ketika terjadi *out of plane offset* dari elemen vertikal (NEHRP 1997).

Vertical set-back atau loncatan bidang muka adalah salah satu ketidak-teraturan dalam bidang vertikal. Bangunan mungkin saja dapat dikatakan simetris secara geometris berdasarkan sumbu vertikal, tetapi ketika ada tonjolan vertikal yang signifikan dalam sistem penahan beban lateral dari satu lantai atau lebih maka bangunan tersebut tidak dapat dikatakan beraturan lagi. Sebagai informasi, pada NEHRP 1997 tonjolan yang dipertimbangkan signifikan adalah ketika rasio

dari dimensi yang besar dengan dimensi yang kecil melebihi 130%. Bangunan juga dikatakan tidak teratur ketika dimensi yang kecil berada di bawah dimensi yang besar, ini akan menimbulkan *pyramid effect*. Untuk lebih memperjelas penggunaan syarat *vertical set-back* dapat dilihat pada contoh analisis berikut :

Contoh Analisis :



Gambar 2.3. Denah struktur yang memiliki loncatan bidang muka (ukuran dalam variabel)

Misal :

$$X_1 = Y_1 = 20 \text{ m}$$

$$X_2 = Y_2 = 10 \text{ m}$$

$$\text{Luas denah atas} = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas denah bawah} = 400 \text{ m}^2$$

Syarat loncatan bidang muka :

- Luas denah atas $\geq 0,75$ Luas denah bawah

$$100 \dots 0,75 \times 400$$

$$100 < 300 \text{ (NOT OK!)}$$

Jadi bangunan di atas termasuk bangunan tidak teratur.

Sistem struktur gedung harus memiliki kekakuan lateral minimal 70% dengan tingkat di atasnya atau minimal 80% dengan rata-rata 3 lantai di atasnya, hal ini dimaksudkan agar tidak terjadi perbedaan kekakuan yang signifikan.

Pada NEHRP pembagian kriteria struktur bangunan yang tidak beraturan dibagi menjadi 2 yaitu *plan structural irregularities* dan *vertical structural irregularities*. Dari penjelasan-penjelasan di atas dapat disimpulkan bahwa tata letak struktur pada SNI 2002 banyak mengadopsi NEHRP 1997.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.2.2.</p> <p>Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut Pasal 4.2.1., ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.</p>	<p>Pasal 2.5.</p> <p>Analisa dinamik harus dilakukan untuk struktur gedung berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) gedung-gedung yang strukturnya sangat tidak beraturan (seperti ditentukan dalam Pasal 2.2.3.) (b) gedung-gedung dengan loncatan bidang muka yang besar (seperti yang ditentukan dalam Pasal 2.2.4.) (c) gedung-gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata (lihat Pasal 2.2.4. dan 2.2.5.) (d) gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 m (e) gedung-gedung yang bentuk, ukuran dan penggunaannya tidak umum

Penjelasan :

Perbedaan SNI 2002 dengan SKBI 1987 hanya pada kriteria bangunan disebut beraturan atau tidak beraturan. Hal ini sudah jelas ketika bangunan tidak memenuhi kriteria seperti yang tercantum pada pasal 4.2.1. SNI 2002 maka akan dianggap sebagai bangunan tidak beraturan dan dihitung dengan analisis dinamis.

2.3. Daktilitas Struktur dan Pembebanan Gempa Nominal

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.3.1.</p> <p>Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan</p>	<p>Pasal 2.2.1.</p> <p>Rumah dan gedung dan semua unsur penahan gempa harus direncanakan dan diberi pendetailan sedemikian rupa, sehingga berperilaku daktil.</p> <p>Suatu struktur gedung yang dapat dianggap daktil apabila memenuhi syarat-syarat yang</p>

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
<p>pertama δ_y, yaitu :</p> $1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2)$ <p>Dalam pers. (2) $\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.</p> <p>Pasal 4.3.2.</p> <p>Apabila V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan dan V_y adalah pembebanan yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung, maka dengan asumsi bahwa struktur gedung daktail dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum δ_m yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan, maka berlaku hubungan sebagai berikut :</p> $V_y = \frac{V_e}{\mu} \quad (3)$ <p>di mana :</p> <p>μ = faktor daktilitas struktur gedung.</p> <p>Pasal 4.3.3.</p> <p>Apabila V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :</p> $V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_e}{R} \quad (4)$ <p>di mana f_1 adalah faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung dan nilainya ditetapkan sebesar :</p> $f_1 = 1,6 \quad (5)$ <p>dan R disebut faktor reduksi gempa menurut persamaan :</p>	<p>ditentukan dalam bab ini dan direncanakan menurut prinsip-prinsip perencanaan kapasitas, sejalan dengan pedoman perencanaan beton dalam hal ini struktur beton bertulang. Salah satu alternatif cara perencanaan kapasitas untuk struktur gedung beton bertulang, adalah seperti yang diberikan dalam lampiran A1 dan A2 dari Petunjuk Perencanaan Beton Bertulang dan Struktur Dinding Beton Bertulang untuk Rumah dan Gedung. Untuk gedung-gedung dengan struktur baja, perencanaannya hendaknya mengikuti ketentuan-ketentuan dari lampiran A3 dari buku petunjuk tersebut.</p>

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987																											
<p>$1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m$ (6)</p> <p>Dalam pers. (6) $R = 1,6$ adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.</p> <p>Dalam Tabel 2. dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.</p>																												
Tabel 2. Parameter daktilitas struktur gedung																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Taraf kinerja struktur gedung</th> <th style="text-align: center;">μ</th> <th style="text-align: center;">R pers. (6)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Elastik penuh</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> <td style="text-align: center;">1,6</td> </tr> <tr> <td rowspan="7">Daktail parsial</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> <td style="text-align: center;">2,4</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2,0</td> <td style="text-align: center;">3,2</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2,5</td> <td style="text-align: center;">4,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3,0</td> <td style="text-align: center;">4,8</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3,5</td> <td style="text-align: center;">5,6</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4,0</td> <td style="text-align: center;">6,4</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4,5</td> <td style="text-align: center;">7,2</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">5,0</td> <td style="text-align: center;">8,0</td> </tr> <tr> <td>Daktail penuh</td> <td style="text-align: center;">5,3</td> <td style="text-align: center;">8,5</td> </tr> </tbody> </table>	Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers. (6)	Elastik 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	5,0	8,0	Daktail penuh	5,3	8,5		
Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers. (6)																										
Elastik 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																										
5,0	8,0																											
Daktail penuh	5,3	8,5																										
<p>Pasal 4.3.4.</p> <p>Nilai faktor daktilitas struktur gedung μ di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam Tabel 3. ditetapkan nilai μ_m yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan.</p> <p>Pasal 4.3.5.</p> <p>Apabila dalam arah pembebanan gempa</p>	<p>Pasal 2.3.2. Pengaruh Gempa Horisontal</p> <p>Pengaruh komponen horisontal dan gerakan gempa yang menurut peraturan ini dianggap</p>																											

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
<p>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 pembobotnya menurut persamaan :</p> $R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s / R_s} \quad (7)$ <p>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 struktur gedung tersebut, dengan penjumlahan meliputi seluruh jenis subsistem struktur gedung yang ada. Metoda 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.</p> <p>Pasal 4.3.6.</p> <p>Untuk jenis subsistem struktur gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 3, nilai faktor daktilitasnya dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong statik (<i>static push-over analysis</i>).</p>	<p>ekuivalen dengan beban-beban statik horisontal harus ditinjau bekerja bersamaan pada setiap tingkat lantai dan atap dari gedung.</p> <p>Masing-masing unsur struktur dari suatu gedung harus direncanakan terhadap gaya-gaya gempa yang bekerja di dalamnya akibat pengaruh gempa menurut peraturan ini yang bekerja dalam satu arah utama dikombinasikan dengan akibat 0,3 pengaruh gempa menurut peraturan ini yang bekerja dalam arah tegak lurus pada arah yang pertama. Kombinasi yang menghasilkan pengerahan kekuatan unsur yang maksimum adalah yang ditinjau.</p> <p>Apabila dilakukan suatu analisa statik 3 dimensi, beban gempa penuh menurut pedoman ini harus dianggap bekerja dalam masing-masing arah utama dengan dikombinasi dengan 0,3 beban gempa menurut peraturan ini yang bekerja dalam arah tegak lurus pada arah utama yang ditinjau</p>

Tabel 3. 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 gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m Pers. (6)	F Pers. (39)
1. Sistem dinding 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 bertulang	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 di mana 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

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m Pers. (6)	F Pers. (39)
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 baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	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)	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 /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 (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 gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	Rm Pers. (6)	F Pers. (39)
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur 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 pratekan (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

Penjelasan :

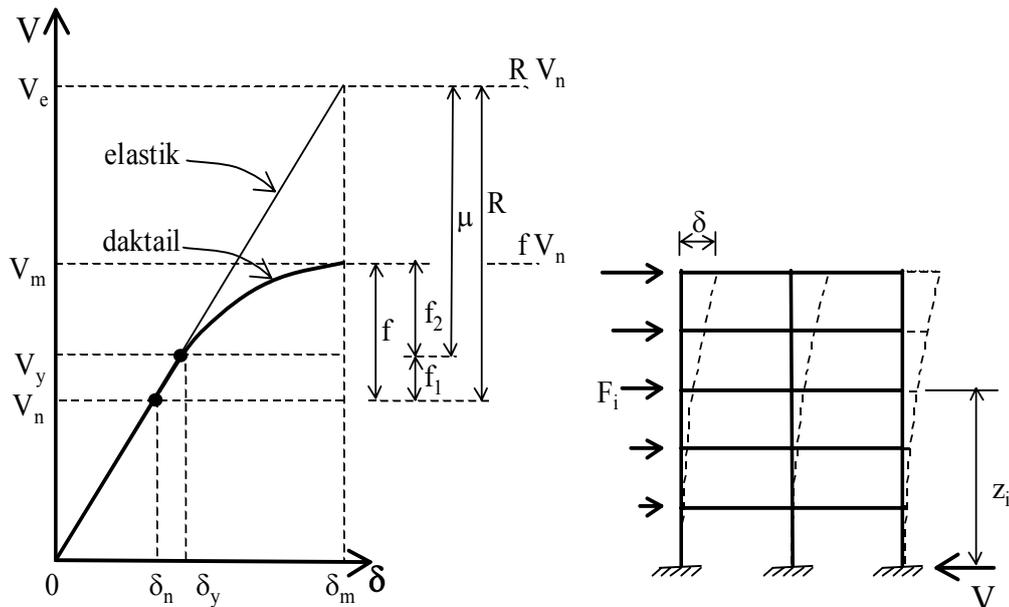
Pada SNI 2002 dijelaskan mengenai teori faktor daktilitas secara umum, sedangkan pada SKBI 1987 hanya dijelaskan bahwa suatu bangunan harus direncanakan agar berperilaku daktail sesuai dengan syarat-syarat yang berlaku. Begitu pula pada acuan SNI 2002 yaitu NEHRP 1997 dan UBC 1997 juga tidak dijelaskan mengenai faktor daktilitas.

Pasal 4.3.1. menunjukkan hubungan antar δ_m yaitu simpangan dimana kondisi struktur di ambang keruntuhan dengan δ_y yaitu kondisi dimana simpangan pada saat pelepasan pertama struktur. Kondisi elastis penuh adalah dimana $\delta_m = \delta_y$, sehingga faktor daktilitas $\mu = 1$, sedangkan kondisi daktail penuh adalah kondisi dimana $\mu = 5,3$ (lihat Tabel 2.).

Seperti kita ketahui bahwa tidak semua jenis struktur gedung mampu berperilaku daktail penuh. Oleh karena itu pada Tabel 3. dapat dilihat faktor daktilitas maksimum yang dapat dicapai oleh berbagai jenis sistem struktur. Dalam merencanakan gedung biasanya nilai faktor daktilitas (μ) dapat dipilih sendiri asalkan memenuhi $1,0 \leq \mu \leq \mu_m$.

Pada pasal 4.3.2. menunjukkan hubungan antara pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan (V_e) dengan kondisi ketika pembebanan maksimum yang diserap struktur mencapai pelepasan pertama. Dapat

disimpulkan pula bahwa struktur gedung daktail dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum δ_m yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan (*constant maximum displacement rule*). Asumsi yang dianut divisualisasikan dalam diagram beban-simpangan (diagram V- δ) yang ditunjukkan dalam Gambar 2.4.



Gambar 2.4. Diagram beban-simpangan (diagram V- δ) struktur

Sumber : SNI 03-1726-2002

Pada pasal 4.3.3. dijelaskan bahwa dalam mendesain suatu bangunan, yang digunakan dalam perencanaan adalah pembebanan nominal (V_n). Nilai V_n lebih rendah dibandingkan V_y dan V_e karena adanya faktor kuat lebih beban dan bahan (f_1). Pada penjelasan pasal SNI 2002, disebutkan bahwa secara teoritis nilai minimum f_1 itu adalah perkalian faktor beban dan faktor bahan yang dipakai dalam Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor, yaitu $f_1 = 1,05 \times 1,15 = 1,2$. Dalam hal ini, faktor bahan adalah kebalikan dari faktor reduksi kapasitas ($=1/\phi$). Dalam kenyataannya selalu terjadi kekuatan unsur-unsur struktur yang berlebihan, karena jumlah tulangan atau profil terpasang yang lebih besar dari pada yang diperlukan, sehingga pada umumnya $f_1 > 1,2$. Untuk struktur gedung secara umum, menurut berbagai penelitian nilai f_1 yang representatif ternyata adalah sekitar $f_1=1,6$.

Sedangkan faktor reduksi gempa (R) merupakan perkalian faktor daktilitas dengan faktor kuat lebih beban dan bahan. Dalam Tabel 2. dicantumkan nilai-nilai R untuk berbagai nilai μ untuk struktur elastik penuh, daktail parsial dan daktail penuh. Pers. 4 menunjukkan persamaan dasar untuk menentukan pembebanan gempa nominal pada struktur gedung. Bila V_y diketahui, misalnya dihitung dari kapasitas penampang unsur-unsur terpasang atau dari hasil analisis beban dorong statik (*static pushover analysis*) dari struktur secara keseluruhan, maka $V_n = V_y/f_1$. Bila V_e diketahui, misalnya dari perhitungan analitik melalui analisis respons dinamik spektrum respons, maka $V_n = V_e/R$. Untuk yang terakhir ini tentu μ harus diketahui terlebih dahulu.

Pasal 4.3.5. menunjukkan bahwa nilai R struktur secara keseluruhan yang representatif kemudian dihitung dari Pers. 7, yang menunjukkan nilai rata-rata berbobot dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya. Pembahasan lebih detail mengenai nilai R serta penggunaannya dalam contoh analisis akan dibahas pada bab 4.

Pasal 4.3.6. memberitahu bahwa untuk jenis struktur yang tidak umum (nilai μ belum diketahui), nilai μ dapat dihitung dengan cara-cara rasional seperti analisis beban dorong statik (*static pushover analysis*).

2.4. Perencanaan Pembebanan dan Kekuatan Nominal Suatu Gedung

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.4.1.</p> <p>Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai :</p> $R_u = \phi R_n \quad (8)$ $Q_u = \gamma Q_n \quad (9)$ <p>di mana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, R_n adalah kekuatan nominal struktur gedung, γ adalah faktor beban dan Q_n adalah pembebanan nominal pada struktur gedung tersebut, maka menurut Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit sebagai berikut :</p> $R_u \geq Q_u \quad (10)$	

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Untuk jenis subsistem struktur gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 3., nilai faktor daktilitasnya dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong statik (<i>static push-over analysis</i>).</p>	

Penjelasan :

Dalam SNI 2002 ditunjukkan bahwa kekuatan nominal gedung lebih besar daripada pembebanan nominal gedung yang terjadi. Ditunjukkan pula bahwa kekuatan nominal dikalikan suatu faktor reduksi kekuatan sehingga menjadi kekuatan *ultimate*. Begitu pula pembebanan nominal dikalikan faktor beban menjadi pembebanan *ultimate*.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.4.2.</p> <p>Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai D_n, beban hidup nominal sebagai L_n dan beban gempa nominal sebagai E_n, maka Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dilakukan dengan meninjau pembebanan ultimit pada struktur gedung sebagai berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup : $Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (11)$ - untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa : $Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \quad (12)$ <p>di mana γ_D, γ_L dan γ_E adalah faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal, yang nilai-nilainya ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung dan/atau dalam standar beton atau standar baja yang berlaku.</p>	

Penjelasan :

Pada SNI 2002 disebutkan mengenai kombinasi pembebanan, dimana besarnya faktor beban sudah ada di standar beton dan baja yang berlaku. Begitu pula faktor reduksi kekuatan ϕ tidak diberikan nilainya dalam Standar ini, karena sudah ditetapkan dalam standar beton dan baja yang berlaku.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.4.3.</p> <p>Beban mati nominal dan beban hidup nominal yang disebut dalam Pasal 4.4.2., adalah beban-beban yang nilainya adalah sedemikian rupa, sehingga probabilitas adanya beban-beban yang lebih besar dari itu dalam kurun waktu umur gedung terbatas sampai suatu persentase tertentu. Namun demikian, beban mati rencana dan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban-beban nominal.</p>	

Penjelasan :

Penelitian mengenai nilai nominal dari beban mati dan beban hidup belum banyak dilakukan, karena diperlukan waktu yang panjang (selama kurun waktu umur gedung) untuk mendapatkan kurva distribusinya yang akurat. Karena itu, selama nilai-nilai nominal kedua macam beban tersebut belum tersedia, nilai-nilainya yang ditetapkan sebagai nilai beban rencana dalam berbagai standar pembebanan dapat dipakai. Dalam literatur Eropa, beban nominal disebut beban karakteristik.

2.5. Perencanaan Kapasitas

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.5.</p> <p>Struktur gedung harus memenuhi persyaratan “kolom kuat balok lemah”, artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam</p>	

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Implementasi persyaratan ini di dalam perencanaan struktur beton dan struktur baja ditetapkan dalam standar beton dan standar baja yang berlaku.	

Penjelasan :

Dalam SKBI 1987 tidak dijelaskan mengenai perencanaan kapasitas, tetapi dalam SNI 2002 dijelaskan mengenai penggunaan konsep Desain Kapasitas untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, dimana kolom direncanakan mempunyai kapasitas yang lebih besar daripada kapasitas balok (*Strong Column Weak Beam*). Perencanaan kolom didasarkan pada momen kapasitas balok yang dihitung dari momen nominal aktual balok. Sendi plastis diperkirakan terjadi pada kedua ujung balok dan pada ujung bawah kolom lantai dasar untuk menjamin pola keruntuhan struktur yang aman. Dengan demikian perencanaan kolom baru dapat dilakukan setelah perencanaan balok, di mana persyaratannya ditetapkan dalam standar beton dan baja yang berlaku.

2.6. Jenis Tanah dan Perambatan Gelombang Gempa

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.6.1.</p> <p>Kecuali bila lapisan tanah di atas batuan dasar memenuhi syarat-syarat yang ditetapkan dalam Pasal 4.6.3., pengaruh Gempa Rencana di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar menurut Tabel 5. Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis ini, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling</p>	

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.	

Penjelasan :

Pada SNI 2002 dijelaskan bahwa pengaruh gempa rencana ditentukan oleh hasil analisis gelombang gempa. Gelombang gempa merambat melalui batuan dasar di bawah muka tanah sambil mengalami pembesaran yang bergantung pada jenis lapisan tanah di atas batuan dasar tersebut. Pembesaran inilah yang ditentukan dari analisis perambatan gelombang gempa. Jenis lapisan tanah yang digunakan ada empat jenis lapisan tanah, yaitu tanah keras, tanah sedang, tanah lunak dan tanah khusus. Analisis ini juga mengharuskan mempergunakan sedikitnya empat buah akselerogram gempa yang berbeda dari suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi struktur gedung yang akan ditinjau. Hal ini disebabkan karena setiap akselerogram mengandung ketidakpastian untuk dipakai di suatu lokasi.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.6.2.</p> <p>Batuan dasar adalah lapisan batuan di bawah muka tanah yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar N paling rendah 60 dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar yang kurang dari itu, atau yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser v_s yang mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.</p>	

Penjelasan :

Pada SNI 2002 dijelaskan bahwa ada dua kriteria yang menyatakan definisi batuan dasar yaitu nilai hasil Test Penetrasi Standar (N) dan kecepatan

rambat gelombang geser (v_s). Apabila tersedia kedua kriteria tersebut, maka kriteria yang menentukan adalah yang menghasilkan jenis batuan yang lebih lunak.

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.6.3.</p> <p>Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 4.</p> <p>Dalam Tabel 4 \bar{v}_s, \bar{N} dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :</p> $\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/v_{si}} \quad (13)$ $\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/N_i} \quad (14)$ $\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i/S_{ui}} \quad (15)$ <p>di mana t_i adalah tebal lapisan tanah ke-i, v_{si} adalah kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i, N_i nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke-i, S_{ui} adalah kuat geser niralir lapisan tanah ke-i dan m adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar. Selanjutnya, dalam Tabel 4. PI adalah Indeks Plastisitas tanah lempung, w_n adalah kadar air alami tanah dan S_u adalah kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau.</p>	<p>Pasal 2.4.2. Koefisien Gempa Dasar – C</p> <p>Koefisien gempa dasar harus ditentukan dari Gambar 2.3. untuk wilayah gempa yang ditunjukkan dalam Gambar 2.2. dengan memakai waktu getar alami struktur gedung seperti ditentukan menurut pasal 2.4.5. Dimana suatu lokasi gedung terletak pada batas wilayah sehingga kepastian wilayahnya tidak jelas, maka gedung tersebut harus dianggap terletak di dalam yang mensyaratkan nilai koefisien gempa dasar yang lebih besar.</p> <p>Dua jenis tanah bawah harus dibedakan dalam memilih nilai C, yaitu tanah keras dan tanah lunak. Untuk pemakaian pedoman ini suatu struktur gedung harus dianggap berdiri diatas tanah bawah yang lunak, apabila struktur gedung tersebut terletak diatas endapan-endapan tanah dengan kedalaman-kedalaman yang melampaui nilai-nilai yang disebut di bawah ini :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari $0,5 \text{ kg/cm}^2$: 6 m ✓ untuk setiap tempat dimana lapisan yang menutupinya terdiri dari tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari 1 kg/cm^2 : 9 m ✓ untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari 2 kg/cm^2 : 12 m ✓ untuk tanah butiran terikat yang sangat padat : 20 m <p>Ketentuan-ketentuan ini hendaknya diikuti tanpa memperhatikan adanya tiang-tiang fondasi yang menyalurkan beban kepada lapisan keras yang lebih dalam.</p> <p>Kedalaman harus diukur dari tingkat dimana tanah mulai memberikan penjepitan lateral yang efektif kepada struktur gedung.</p> <p>Tanah bawah yang lebih dangkal dari pembatasan-pembatasan diatas harus dianggap sebagai tanah keras.</p>

Tabel 4. 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		

Penjelasan :

Pada SNI 2002 dijelaskan mengenai jenis-jenis tanah dengan ketentuan bahwa lapisan tanah setebal 30 m paling atas harus memenuhi syarat-syarat yang tercantum pada Tabel 4. Lapisan tanah setebal 30 m dari atas diambil sebagai patokan karena ternyata menurut berbagai penelitian lapisan tersebutlah yang menentukan pembesaran gerakan tanah di muka tanah. Untuk menetapkan jenis tanah yang dihadapi, paling tidak harus tersedia dua dari tiga kriteria tersebut, dimana kriteria yang menghasilkan tanah yang lebih lunak adalah yang lebih menentukan. Dalam menentukan kecepatan rambat gelombang geser, nilai hasil standar penetrasi dan kuat geser niralir rata-rata digunakan rumus 13,14 dan 15 yang dihitung berdasarkan nilai rata-rata dari lapisan-lapisan tanah setebal 30 m dari atas. Hasil standar penetrasi ditetapkan tidak boleh melebihi 100 blows/ft sebanding dengan pengukuran di lapangan tanpa koreksi (ASTM D1586-84). Kuat geser niralir rata-rata juga tidak boleh melebihi 250 kPa (ASTM D2166-91). Sedangkan pada SKBI 1987 jenis-jenis tanah yang digunakan tidak di klasifikasikan menjadi tiga kriteria seperti pada SNI 2002 melainkan hanya mempergunakan anggapan bahwa perencanaan struktur gedung dianggap berdiri di atas tanah lunak dengan ketentuan bahwa endapan-endapan tanah dengan

kedalaman yang melampaui syarat-syarat kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata seperti yang disebutkan di atas.

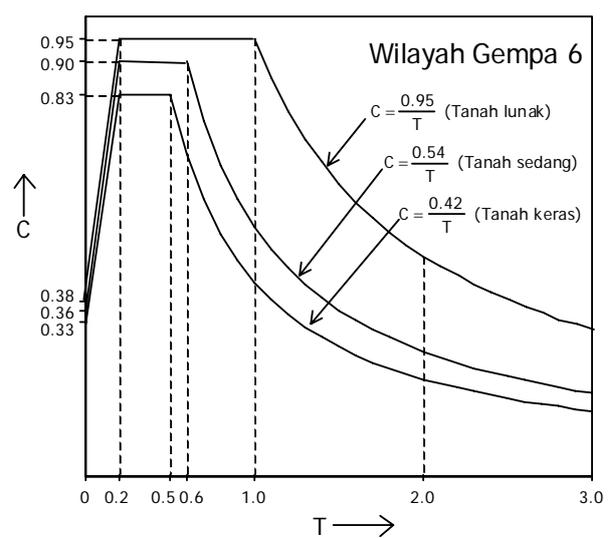
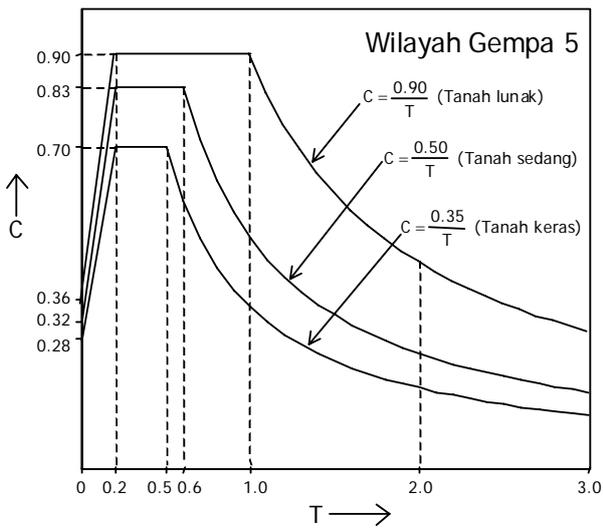
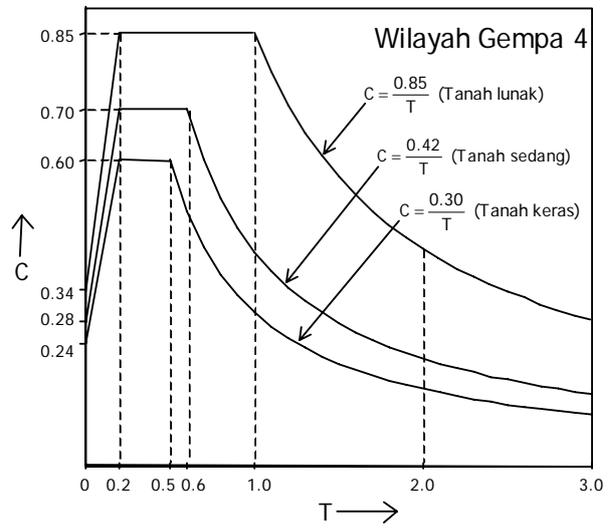
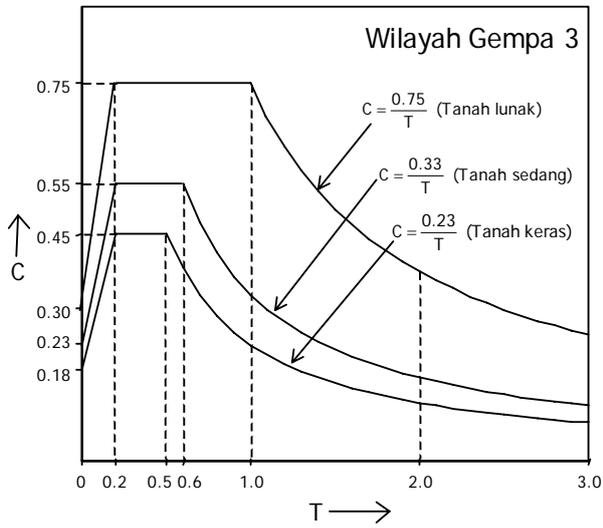
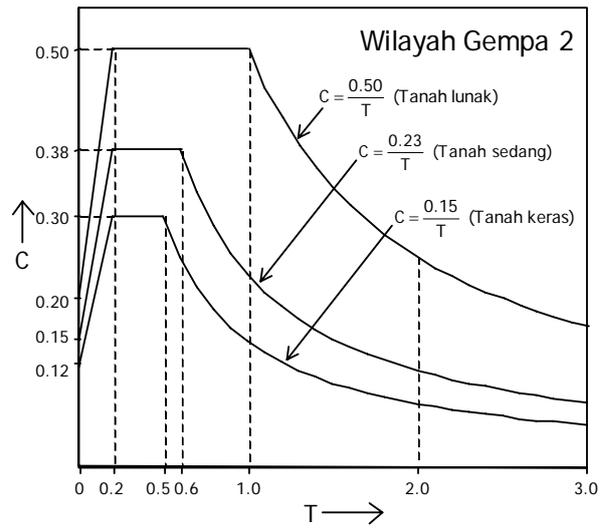
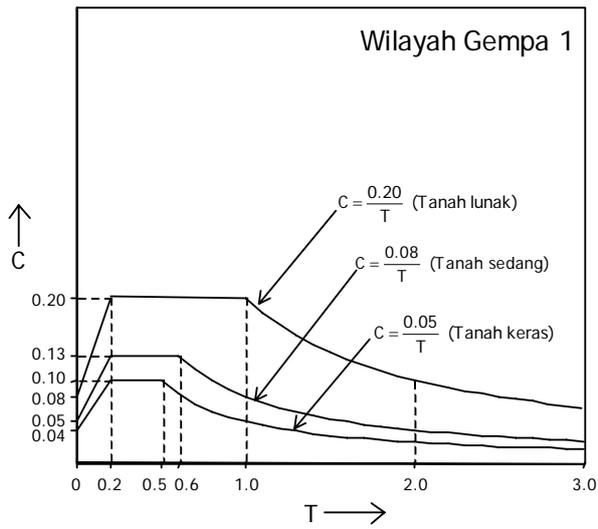
SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.6.4.</p> <p>Yang dimaksud dengan jenis Tanah Khusus dalam Tabel 4 adalah jenis tanah yang tidak memenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel tersebut. Di samping itu, yang termasuk dalam jenis Tanah Khusus adalah juga tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat peka, pasir yang tersementasi rendah yang rapuh, tanah gambut, tanah dengan kandungan bahan organik yang tinggi dengan ketebalan lebih dari 3 m, lempung sangat lunak dengan PI lebih dari 75 dan ketebalan lebih dari 10 m, lapisan lempung dengan $25 \text{ kPa} < S_u < 50 \text{ kPa}$ dan ketebalan lebih dari 30 m. Untuk jenis Tanah Khusus percepatan puncak muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa menurut Pasal 4.6.1.</p>	

Penjelasan :

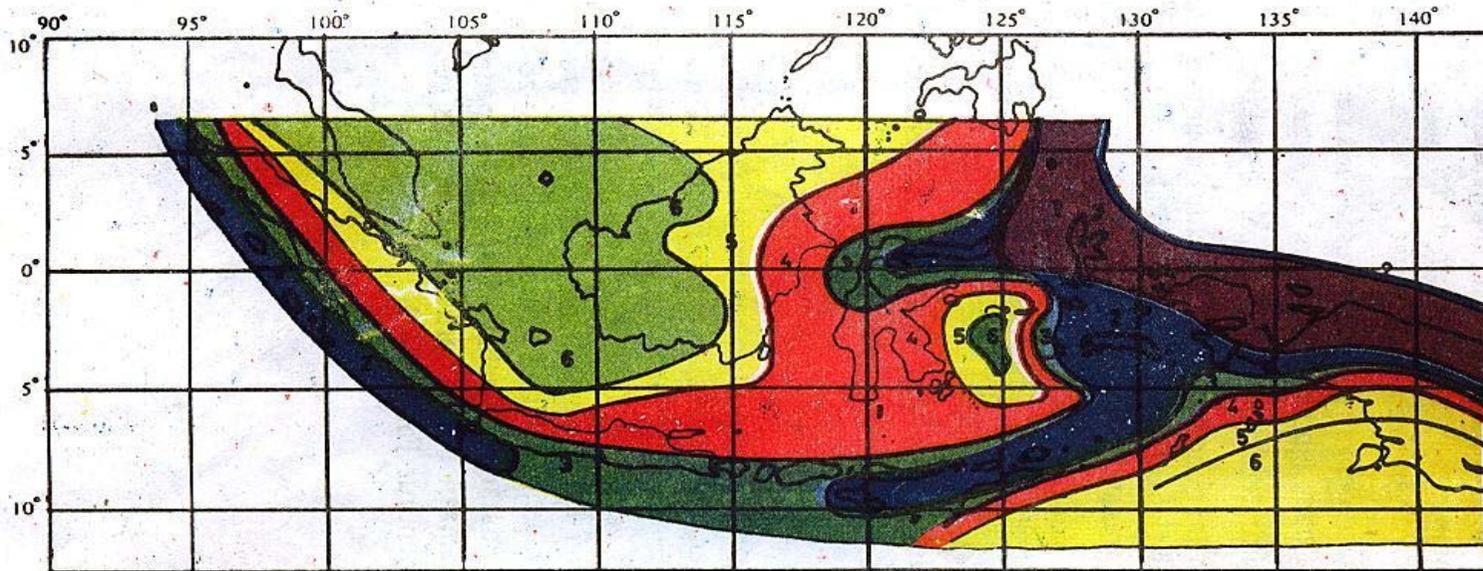
Pada SNI 2002 ini dijelaskan jenis-jenis tanah apa saja yang tergolong ke dalam jenis tanah khusus di mana dalam penentuannya diperlukan evaluasi secara khusus di setiap lokasi di mana jenis tanah tersebut ditemukan.

2.7. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.7.1.</p> <p>Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 1, di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan periode ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 1. dan Tabel 5.</p>	<p>Pasal 2.4.2. Koefisien Gempa Dasar – C</p> <p>Koefisien gempa dasar harus ditentukan dari Gambar 2.3. untuk wilayah gempa yang ditunjukkan dalam Gambar 2.2. dengan memakai waktu getar alami struktur gedung seperti ditentukan menurut pasal 2.4.5. Dimana suatu lokasi gedung terletak pada batas wilayah sehingga kepastian wilayahnya tidak jelas, maka gedung tersebut harus dianggap terletak di dalam yang mensyaratkan nilai koefisien gempa dasar yang lebih besar.</p>

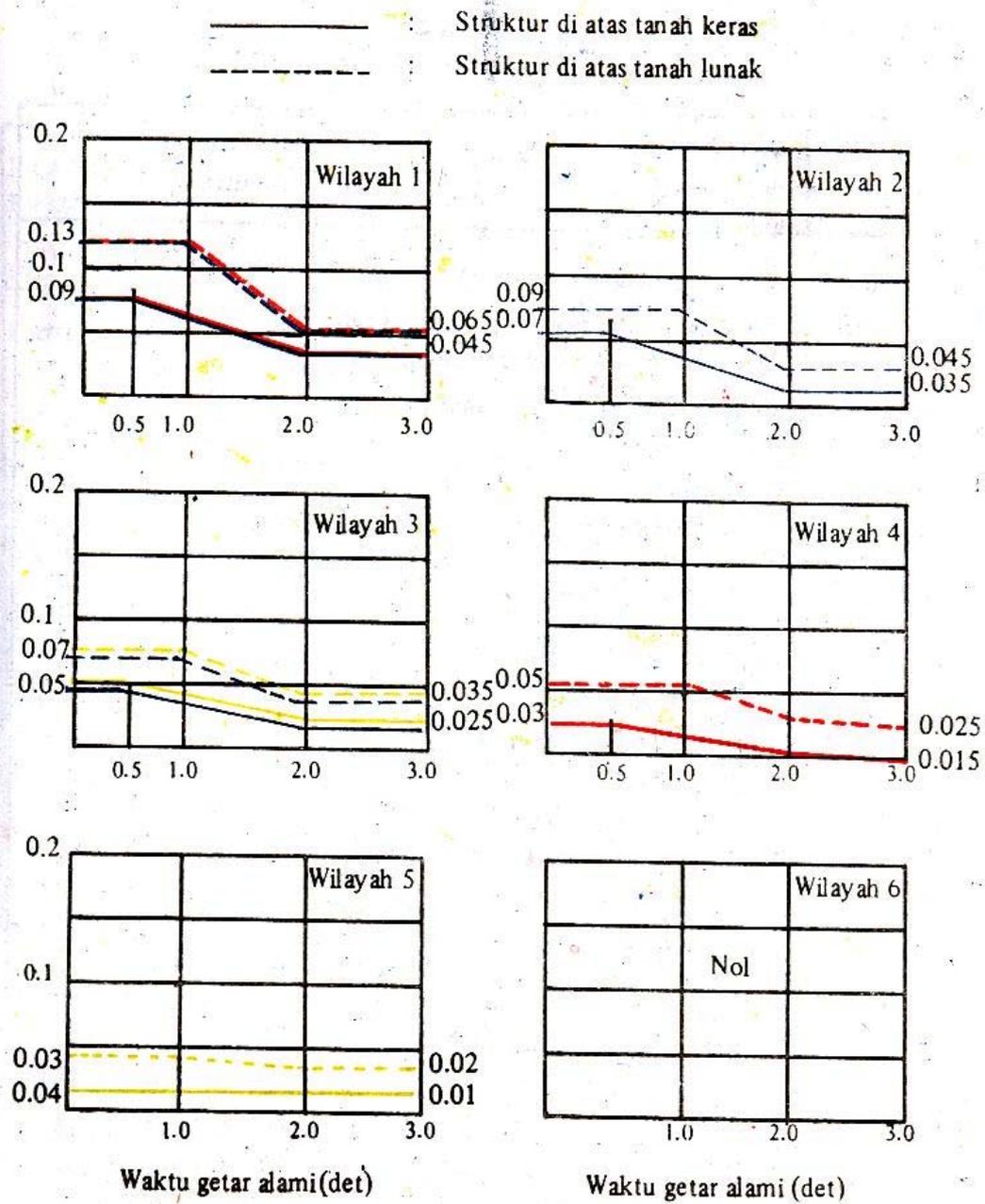


Gambar 2. Respons Spektrum Gempa Rencana



- | | | | |
|---|--------------------------|---|--------------------------|
|  | Wilayah Gempa - 1 |  | Wilayah Gempa - 4 |
|  | Wilayah Gempa - 2 |  | Wilayah Gempa - 5 |
|  | Wilayah Gempa - 3 |  | Wilayah Gempa - 6 |

Gambar 2.2.
Pembagian wilayah gempa untuk Indonesia



Gambar 2.3.
Koefisien gempa dasar untuk berbagai wilayah gempa

Penjelasan :

Pada SNI 2002, Indonesia terbagi dalam 6 wilayah gempa dengan wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 adalah wilayah dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian wilayah gempa ini sebenarnya sudah ada pada standar lama (SKBI 1987), juga dibagi dalam 6 wilayah gempa dengan peta zoning yang berbeda. Akan tetapi dalam SKBI 1987 wilayah dengan kegempaan paling tinggi ada pada wilayah 1, dan wilayah gempa 6 merupakan daerah bebas gempa. Pada SKBI 1987 tidak dijelaskan bagaimana cara pengklasifikasian wilayah gempa di Indonesia, sedangkan pada SNI 2002 dijelaskan bahwa pembagian wilayah gempa di Indonesia merupakan hasil perataan hasil studi beberapa kelompok peneliti independen tentang analisis probabilistik bahaya gempa (*probabilistic seismic hazard analysis*). Data-data yang dipergunakan untuk analisis ini antara lain :

- ✓ Lokasi sumber gempa yang didapat dari sejarah kegempaan Indonesia.
- ✓ Distribusi magnitudo gempa di daerah sumber gempa (diagram frekuensi Magnitudo Gutenberg-Ritcher).
- ✓ Fungsi atenuasi dari usulan Fukushima & Tanaka (1990), Youngs (1997), Joyner & Boore (1997) dan Crouse (1991) yang didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar.
- ✓ Model matematik kejadian gempa yang mengikuti fungsi Poisson.

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
Pasal 4.7.2. Apabila percepatan puncak muka tanah A_0 tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam Pasal 4.6.1, percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing Wilayah Gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam Tabel 5.	

Tabel 5. Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah A_0 ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,38	

Penjelasan :

Wilayah gempa yang digunakan dalam SNI 2002 dicirikan oleh nilai Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar di masing-masing wilayah yang telah ditetapkan berturut-turut sebesar 0,03 g, 0,10 g, 0,15 g, 0,20 g, 0,25 g dan 0,30 g. Dengan percepatan batuan dasar tersebut, maka ditetapkanlah percepatan puncak muka tanah (A_0) untuk tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak menurut Tabel 5. Menurut NEHRP 1997 batuan dasar identik dengan S_1 , tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak masing-masing identik dengan S_2 , S_3 dan S_4 .

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.7.3.</p> <p>Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah A_0 untuk Wilayah Gempa 1 yang ditetapkan dalam Gambar 1. dan Tabel 5. ditetapkan juga sebagai percepatan minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung untuk menjamin kekekaran (robustness) minimum dari struktur gedung tersebut.</p>	

Penjelasan :

Pasal ini menjelaskan bahwa suatu struktur gedung harus diberi suatu kekekaran minimum. Jadi beban gempa yang disyaratkan tersebut merupakan pengaruh dari gempa bukan dari gempa rencana.

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.7.4.</p> <p>Untuk menentukan pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan menurut Pasal 6.1.2., gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.1.3. dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.2.1., untuk masing-masing Wilayah Gempa ditetapkan Spektrum Respons Gempa Rencana C-T seperti ditunjukkan dalam Gambar 2. Dalam gambar tersebut C adalah Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Untuk $T = 0$ nilai C tersebut menjadi sama dengan A_0, di mana A_0 merupakan percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5.</p> <p>Pasal 4.7.5.</p> <p>Mengingat pada kisaran waktu getar alami pendek $0 \leq T \leq 0,2$ detik terdapat ketidak-pastian, baik dalam karakteristik gerakan tanah maupun dalam tingkat daktilitas strukturnya, Faktor Respons Gempa C menurut Spektrum Respons Gempa Rencana yang ditetapkan dalam Pasal 4.7.4., dalam kisaran waktu getar alami pendek tersebut, nilainya tidak diambil kurang dari nilai maksimumnya untuk jenis tanah yang bersangkutan</p> <p>Pasal 4.7.6.</p> <p>Dengan menetapkan percepatan respons maksimum A_m sebesar</p> $A_m = 2,5 A_0 \quad (16)$ <p>dan waktugetar alami sudut T_c sebesar 0,5 detik, 0,6 detik dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah</p>	

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987					
<p>Lunak, maka dengan memperhatikan Pasal 4.7.4. dan Pasal 4.7.5., Faktor Respons Gempa C ditentukan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut :</p> <p>- untuk $T \leq T_c$:</p> $C = A_m \quad (17)$ <p>- untuk $T > T_c$:</p> $C = \frac{A_r}{T} \quad (18)$ <p>dengan</p> $A_r = A_m \cdot T_c \quad (19)$ <p>Dalam Tabel 6., nilai-nilai A_m dan A_r dicantumkan untuk masing-masing Wilayah Gempa dan masing-masing jenis tanah.</p>						
<p>Tabel 6. Spektrum respons gempa rencana</p>						
Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5 \text{ det.}$		Tanah Sedang $T_c = 0,6 \text{ det.}$		Tanah Lunak $T_c = 1,0 \text{ det.}$	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,90	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95

Penjelasan :

Respons spektrum dalam SKBI 1987 menggambarkan hubungan antara waktu getar alami (T) dengan koefisien gempa dasar (C), di mana koefisien C merupakan pembagian respons percepatan elastis struktur dengan perkalian faktor *overstrength* struktur (f_1) dan faktor perbandingan antara perpindahan lateral struktur pada saat terjadinya pelelehan pada sejumlah besar sendi plastis dalam elemen utama dan perpindahan lateral pada saat leleh pertama (f_2). Untuk Indonesia nilai f_1 diusulkan sebesar 1,6 dan nilai f_2 diperkirakan sebesar 2,0 untuk struktur portal daktail pada umumnya (Kusuma, 1993). Pada SNI 2002 dijelaskan

untuk $T=0$ mengandung arti bahwa struktur sangat kaku sehingga gerakan struktur pada saat terjadi gempa sama persis dengan gerakan tanah sehingga C identik dengan A_0 , sedangkan untuk $0 \leq T \leq 0,2$, nilai C meningkat secara linear dari A_0 sampai A_m , dimana nilai A_m berkisar antara $2A_0$ dan $3A_0$. Pada standar ini diambil nilai $A_m=2,5A_0$ yang merupakan nilai rata-rata yang dianggap layak dalam perencanaan. Selain itu nilai tersebut juga mengacu pada NEHRP 1997 yang juga mempergunakan $F_a=2,5A_a$, dimana F_a sebanding dengan A_m dan A_a sebanding dengan A_0 . Untuk $0,2 \leq T \leq T_c$, nilai $C=A_m$ dan untuk $T > T_c$, nilai C mengikuti fungsi hiperbola $C= A_r/T$ (dalam NEHRP 1997 A_r identik dengan A_v).

2.8. Pengaruh Gempa Vertikal

SNI 03-1726-2002	SKBI 1.3.53.1987
<p>Pasal 4.8.1.</p> <p>Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentuk panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentuk panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal C_v dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.</p> <p>Pasal 4.8.2.</p> <p>Faktor Respons Gempa vertikal C_v yang disebut dalam Pasal 4.8.1 harus dihitung menurut persamaan :</p> $C_v = \psi A_0 I \quad (20)$ <p>di mana koefisien ψ bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 7., dan A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5., sedangkan I adalah Faktor Keutamaan gedung menurut Tabel 1.</p>	<p>Pasal 2.3.3. Pengaruh Gempa Vertikal</p> <p>Pengaruh komponen vertikal dari gerakan gempa tidak perlu ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, kecuali seperti yang disyaratkan dalam Bab 3.</p>

Tabel 7. Koefisien ψ untuk menghitung faktor respons gempa vertikal C_v

Wilayah gempa	ψ
1	0,5
2	0,5
3	0,5
4	0,6
5	0,7
6	0,8

Penjelasan :

Pengalaman dari Gempa Northridge (1994) dan Gempa Kobe (1995) telah menunjukkan bahwa banyak unsur-unsur bangunan yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi, mengalami kerusakan berat akibat percepatan vertikal gerakan tanah. Pasal ini menyebutkan unsur-unsur apa saja yang harus ditinjau terhadap pengaruh percepatan vertikal gerakan tanah tersebut. Analisis respons dinamik yang sesungguhnya dari unsur-unsur tersebut terhadap gerakan vertikal tanah akibat gempa sangat rumit, karena terjadi interaksi antara respons unsur dan respons struktur secara keseluruhan. Karena itu, di dalam pasal ini masalahnya disederhanakan dengan meninjau pengaruh percepatan vertikal gerakan tanah akibat gempa sebagai beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen. Komponen vertikal gerakan tanah akibat gempa akan relatif semakin besar apabila semakin dekat letak pusat gempa dari lokasi yang ditinjau. Dalam pasal ini percepatan vertikal gerakan tanah ditetapkan sebagai perkalian suatu koefisien ψ dengan percepatan puncak muka tanah A_0 . Karena semakin tinggi kegempaan suatu wilayah gempa, semakin dekat wilayah itu letaknya terhadap daerah sumber gempa, maka koefisien ψ nilainya meningkat dari 0,5 sampai 0,8 untuk Wilayah Gempa yang meningkat dari 1 sampai 6, sesuai Tabel 7. Pers. 20 menunjukkan, bahwa dalam arah vertikal struktur dianggap sepenuhnya mengikuti gerakan vertikal dari tanah, tidak bergantung pada waktu getar alami dan tingkat daktilitasnya. Dalam persamaan ini faktor reduksi gempa dianggap sudah diperhitungkan. Sedangkan pada SKBI 1987, pengaruh komponen vertikal dari gerakan gempa tidak perlu diperhitungkan dalam merencanakan struktur gedung, kecuali yang di syaratkan dalam Bab 3 SKBI 1987, yaitu mengenai

syarat-syarat perencanaan tahan gempa untuk unsur-unsur sekunder yang akan dibahas lebih lanjut pada Bab 7.

Untuk memperjelas penggunaan faktor respons gempa vertikal (C_v) dalam memperhitungkan komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh gempa rencana dapat dilihat pada contoh analisis berikut :

- ✓ Sebuah balkon yang terdapat pada suatu struktur bangunan apartemen di Surabaya yang berdiri di atas tanah lunak. Hitunglah faktor respons gempa vertikal (C_v)?

Surabaya termasuk Wilayah Gempa 2

→ $\psi = 0,5$ (Tabel 7. SNI 2002)

→ $A_0 = 0,2$ (bangunan berdiri di atas tanah lunak) (Tabel 5. SNI 2002)

$I = I_1 \times I_2 = 1 \times 1 = 1$ (gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran) (Tabel 1. SNI 2002)

$$C_v = \psi \cdot A_0 \cdot I$$

$$C_v = 0,5 \times 0,2 \times 1 = 0,1$$

Nilai C_v ini nantinya akan dikalikan dengan beban gravitasi yang digunakan untuk memperhitungkan pengaruh gempa vertikal.