

LAPORAN PENELITIAN APLIKATIF-KREATIF

No: 10/PEN/SIPIL/2011



**STUDI AWAL ASCE 7-10 SEBAGAI STANDAR PERENCANAAN
KETAHANAN GEMPA DI INDONESIA**

Oleh :

Ima Muljati

Benjamin Lumantarna

Felix Suwadji

Lisayuri Limanto

Fandy Indra Sutanto

Albert Martinus Liemantara

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA
SURABAYA
Februari 2011**

HALAMAN PENGESAHAN

LAPORAN PENELITIAN PELAKSANAAN PENELITIAN APLIKATIF KREATIF

1	a. Judul Penelitian	Studi Awal ASCE 7-10 Sebagai Standar Perencanaan Ketahanan Gempa di Indonesia.
	b. Bidang Ilmu	Teknik Sipil/ <i>Earthquake Engineering</i>
2	Ketua Peneliti:	
	a. Nama Lengkap dan Gelar	Ima Muljati, S.T., M.T., M.Eng.
	b. NIP	93031
	c. Jurusan/Fakultas/Pusat Studi	Teknik Sipil/ Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
3	Alamat Ketua Peneliti	Jurusan Teknik Sipil, UK Petra Jl. Siwalankerto 121 – 131 Surabaya +62 31 2983398; imuljati@petra.ac.id
4	Jumlah Anggota Peneliti	5
	a. Nama Anggota Penelitian I	Prof. Ir. Benjamin Lumantarna, M.Eng., Ph.D.
	b. Nama Anggota Penelitian II	Felix Suwadji
	c. Nama Anggota Penelitian III	Lisayuri Limanto
	d. Nama Anggota Penelitian IV	Fandy Indra Sutanto
	e. Nama Anggota Penelitian V	Albert Martinus Liemantara
5	Lokasi Penelitian	Surabaya
6	Kerjasama dengan institusi lain	---
7	Jangka Waktu Penelitian	6 bulan
8	Biaya yang diusulkan	
	a. Sumber dari UK Petra	
	b. Sumber lainnya	Rp. 3,000,000
	Total	Rp. 3,000,000

Surabaya, 28 Februari 2011

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Daniel Tjandra, S.T., M.Eng.
NIP: 03010

Ketua Peneliti,

Ima Muljati, S.T., M.T., M.Eng.

Mengetahui,
Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

H. Handoko Sugiharto, M.T.
NIP:84028

PRAKATA

Penelitian ini merupakan bagian dari penelitian mengenai Standar Nasional Indonesia (SNI) khususnya SNI 03-1726-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung yang dilakukan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Kristen Petra. Tujuan utama penelitian ini adalah memberikan kontribusi aktif dalam penyempurnaan peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung di Indonesia.

Dalam kesempatan ini Penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada beberapa pihak yang telah terlibat, yaitu:

1. Tuhan Yang Maha Esa, atas perkenan dan hikmatnya sehingga penelitian ini boleh berlangsung dengan lancar.
2. Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Kristen Petra dan Kepala Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat Universitas Kristen Petra yang telah menyetujui pelaksanaan penelitian ini.
3. Ketua Jurusan Teknik Sipil UK Petra yang telah membantu proses seleksi dan administratif sehingga penelitian dapat terlaksana dengan baik.

Pada akhirnya penelitian ini tidak lepas dari beberapa kekurangan yang tidak bisa kami hindari. Untuk itu kami mohon maaf jika ada kesalahan, baik itu disengaja maupun tidak. Kami mengharapkan masukan dan semoga penelitian ini dapat berguna bagi semua pihak yang membutuhkan, terutama demi kemajuan dunia teknik sipil di Indonesia.

Surabaya, 28 Februari 2011

Penulis

STUDI AWAL ASCE 7-10 SEBAGAI STANDAR PERENCANAAN KETAHANAN GEMPA DI INDONESIA

ABSTRAK

Adanya data seismotektonik terbaru dan perkembangan peraturan ketahanan gempa di dunia serta adanya keinginan untuk memiliki standar perencanaan yang lebih baik mendorong dilakukannya revisi terhadap SNI 03-1726-2002. Revisi tersebut akan mengacu pada ASCE 7-10. Meskipun filosofi perencanaan ketahanan gempa tidak mengalami perubahan yang signifikan, ASCE 7-10 memuat ketentuan-ketentuan baru yang lebih detail dibandingkan SNI 1726-02. Muncul kekhawatiran apabila peraturan tersebut diadopsi secara utuh akan menimbulkan kesulitan bagi para perencana struktur Indonesia yang terbiasa dengan format SNI 03-1726-2002. Bermula dari masalah tersebut, penelitian ini mencoba memberikan pedoman perencanaan ketahanan gempa sesuai format SNI 1726-02 namun telah disesuaikan agar memenuhi ASCE 7-10. Beberapa pasal SNI 1726-02 yang masih berlaku akan tetap dipertahankan sedangkan pasal-pasal yang tidak relevan akan dihapus atau dimodifikasi agar sesuai dengan ASCE 7-10.

Kata kunci: SNI 03-1726-2002, ASCE 7-10, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Beton Bertulang

ABSTRACT

The latest seismotectonic data and the development of seismic provisions around the world as well as the need to have a better design procedure, enforcing the Ministry of Public Work of Indonesia to revise the Indonesian Seismic Code, SNI 03-1726-2002. The revision will be based on ASCE 7-10. Although there is no significant improvement in terms of seismic design philosophy, ASCE 7-10 consists of many new provisions involving more detailed calculation compare to SNI 1726-02. The condition brings some difficulties to Indonesian practioners. This study is aimed to serve a guideline which is maintain the simplicity of SNI 1726-02 format but updated with the new provisions defined in ASCE 7-10. Some relevant sections will be maintained while the others will be deleted or modified based on ASCE 7-10.

Key words: SNI 03-1726-2002, ASCE 7-10, Special Moment Resisting Frame

LATAR BELAKANG

Kejadian gempa besar yang melanda Indonesia dalam sepuluh tahun terakhir menunjukkan bahwa kerusakan struktur tidak hanya terjadi pada bangunan yang tidak direncanakan tahan gempa (*non-engineered buildings*) namun juga pada beberapa bangunan-bangunan yang direncanakan tahan gempa (Konstruksi, 2010). Adanya data

seismotektonik terbaru serta perlunya Indonesia memiliki peraturan perencanaan ketahanan gempa yang baik mendorong dilakukan revisi terhadap SNI 03-1726-2002.

Pada bulan Juli 2010, Kementerian Pekerjaan Umum Indonesia telah mengesahkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2010. Peta baru ini lebih mendetail karena memperhitungkan morfologi, kegempaan sesar dan tingkat aktivitas sesar. Peta baru ini juga telah mengacu pada *International Building Code* 2006 serta melibatkan analisis sumber gempa tiga dimensi dengan periode ulang 475 dan 2475 tahun untuk *peak ground acceleration* (PGA), respons spektral percepatan pada batuan dasar periode pendek 0,2 detik, dan periode 1 detik (Konstruksi, 2010).

Di sisi yang lain, kebutuhan revisi SNI 03-1726-2002 sangat mendesak mengingat beberapa negara kiblat peraturan gempa di dunia juga mengalami perubahan yang pesat. UBC 1997 yang menjadi dasar acuan SNI 03-1726-2002 telah berkembang menjadi IBC 2000, IBC 2006 dan terakhir menjadi IBC 2009. Sedangkan ASCE 7-02 yang mengadopsi dari NEHRP *National Earthquake Hazards Reduction Program* - NEHRP 2000 (FEMA 368, 2001), berkembang menjadi ASCE 7-05 yang menjadi acuan dari IBC 2006 (Tumilar, 2008). Oleh karena itu, pemahaman ASCE 7-05 dan IBC 2006 merupakan satu kesatuan yang tidak terpisahkan. Dengan diluncurkannya IBC 2009 maka terjadi perubahan pada ASCE 7-05 menjadi ASCE 7-10. Oleh sebab itu, pembaruan SNI 1726-2002 akan didasarkan pada ASCE 7-10 dan IBC 2009 .

Setelah dilakukan kajian awal terhadap isi ASCE 7-10, ternyata terdapat perbedaan yang signifikan antara SNI 1726-02 dan ASCE 7-10. ASCE 7-10 tidak menyediakan respon spektrum seperti halnya SNI 1726-02 melainkan harus dibuat berdasarkan percepatan puncak batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik dan periode 1 detik yang telah disediakan peta konturnya. Selain itu terdapat hal-hal baru yang sebelumnya belum tercantum dalam SNI 726-02.

Banyaknya perbedaan-perbedaan mendasar antara ASCE 7-10 dan SNI 03-1726-2002, menimbulkan kekhawatiran apabila peraturan ASCE 7-10 diadopsi secara utuh maka akan banyak perencana struktur yang mengalami kesulitan dalam penggunaannya. Oleh karena itu, diperlukan suatu pedoman perencanaan ketahanan gempa untuk struktur atas yang mampu menjembatani perubahan dari SNI 03-1726-2002 menuju ASCE 7-10. Penelitian ini memberikan pedoman perencanaan ketahanan gempa yang mengikuti format SNI 1726-02 dengan beberapa penyesuaian mengikuti ketentuan ASCE 7-10.

USULAN FORMAT SNI 1726-02 YANG DISESUIKAN ASCE 7-10

Bagian ini akan memberikan pasal-pasal SNI 1726 yang telah disesuaikan dengan ASCE 7-10. Pasal-pasal yang baru atau yang dimodifikasi diberi tanda garis hitam di sebelah kanan paragraf.

1. RUANG LINGKUP

Tidak ditinjau

2. ACUAN

Tidak ditinjau

3. ISTILAH DAN NOTASI

3.1. Istilah

Tidak ditinjau

3.2. Notasi

Tidak ditinjau

4. KETENTUAN UMUM

4.1. Gempa Rencana, Kategori Resiko

4.1.1. Gempa Rencana (Peta Zonasi Gempa 2010 dan SNI ps. 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 2500 tahun agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun.

4.1.2. Kategori Resiko (ASCE ps 1.5.1)

Gedung dan struktur lain harus diklasifikasikan berdasarkan resiko terhadap kehidupan, kesehatan, dan keselamatan manusia akibat kerusakan atau kegagalan menurut hunian atau penggunaannya, untuk tujuan penggunaan dari ketentuan mengenai gempa. Kategori Resiko didapatkan dari Tabel 4.1 berdasarkan Kategori Gedung dan Struktur. Setiap gedung atau struktur lain harus ditentukan berdasarkan Kategori Resiko yang tertinggi. Untuk merencanakan pengaruh Gempa Rencana pada gedung dan struktur lain yang diklasifikasikan menjadi Kategori Resiko, beban desain minimum untuk struktur tersebut harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan yang terdapat pada Tabel 4.2. Apabila peraturan atau standar lain yang menjadi referensi mengatur mengenai Kategori Gedung, nilai Kategori Resiko tidak boleh diambil lebih rendah daripada Kategori Gedung pada peraturan tersebut.

Tabel 4.1. Kategori Resiko untuk Gedung dan Struktur Lain
(ASCE Tabel 1.5-1)

Kategori Gedung dan Struktur	Kategori Resiko
Gedung dan struktur lain yang hanya menimbulkan resiko yang kecil terhadap kehidupan manusia saat mengalami kegagalan.	I
Gedung dan struktur lain yang tidak termasuk pada Kategori Resiko I, III, dan IV.	II
Gedung dan struktur lain yang kegagalannya dapat mengakibatkan resiko yang besar terhadap kehidupan manusia. Gedung dan struktur lain yang tidak termasuk pada Kategori Resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan kepada kehidupan masyarakat sehari-hari saat mengalami kegagalan. Gedung dan struktur lain yang tidak termasuk ke dalam Kategori Resiko IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi, fasilitas untuk manufaktur, proses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau pembuangan dari substansi seperti bahan bakar yang berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau peledak) yang mengandung racun atau substansi peledak yang jumlahnya melebihi yang ditentukan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan ancaman kepada masyarakat apabila terjadi kebocoran.	III
Gedung dan struktur lain yang didesain sebagai fasilitas yang penting. Gedung dan struktur lain yang kegagalannya dapat menimbulkan bahaya yang besar kepada masyarakat. Gedung dan struktur lain (termasuk, tetapi tidak dibatasi, fasilitas untuk manufaktur, proses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau pembuangan dari substansi seperti bahan bakar yang berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau peledak) yang mengandung substansi yang mengandung racun dalam jumlah besar yang jumlahnya cukup dan melebihi yang ditentukan oleh pihak yang berwenang dan akan berbahaya kepada masyarakat bila terjadi kebocoran dan cukup untuk menimbulkan ancaman kepada masyarakat bila terjadi kebocoran ^a . Gedung dan struktur lain yang memerlukan pemeliharaan fungsionalnya dari struktur dengan Kategori Resiko IV yang lain.	IV

^aGedung dan struktur lain yang menyimpan racun, racun dalam kadar tinggi, atau substansi peledak dapat diklasifikasikan ke Kategori Resiko yang lebih rendah jika dapat dibuktikan kepada pihak yang berwenang.

Tabel 4.2. Faktor Keutamaan Berdasarkan Kategori Resiko Gedung dan Struktur Lain untuk Beban Gempa (ASCE Tabel 1.5-2)

Kategori Resiko dari Tabel 4.1	Faktor Keutamaan <i>Gempa, I_e</i>
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

4.2. Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan (ASCE ps. 12.3.2 dan SNI ps. 4.2)

4.2.1 Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan yang ditunjukkan pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3. Kriteria Struktur Gedung Beraturan (ASCE Tabel 12.3-1, 12.3-2, dan SNI Pasal 4.2.1)

Tipe	Deskripsi	Referensi	Aplikasi KDG
1	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.	4.2.3.3	D, E, dan F
2	Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, dimensi horisontal dari sistem penahan gaya gempa di setiap tingkat tidak lebih dari 130% dari tingkat berikutnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.		
3	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.		
4	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.	4.2.3.1	E dan F
5	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.		
6	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.	4.2.3.2 4.2.3.3	B, C, D, E, dan F D, E, dan F
7	Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat serta tidak terjadi perubahan kekakuan efektif diafragma lebih dari 50% antara suatu tingkat dengan tingkat berikutnya	4.2.3.3	D, E dan F

keterangan:

- Referensi menunjukkan Pasal batasan dan ketentuan tambahan yang mengatur pada poin kriteria penentuan struktur beraturan tersebut.
- Aplikasi KDG menunjukkan batasan dan ketentuan tambahan tersebut hanya berlaku pada KDG tersebut.

4.2.2 Struktur gedung yang tidak memenuhi salah satu 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. Analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik, serta harus memenuhi batasan dan ketentuan tambahan untuk sistem struktur dengan iregularitas pada Pasal 4.2.3 berdasarkan jenis KDG (Kategori Desain Gempa) yang ditentukan Pasal 4.7.7 pada Tabel 4.3.

4.2.3 Batasan dan Ketentuan Tambahan (ASCE ps. 12.3.3)

4.2.3.1 Larangan Kekakuan Lateral yang Tidak Beraturan untuk KDG E-F

Struktur yang mempunyai iregularitas kekakuan lateral ekstrim, adanya tingkat lunak ekstrim, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya serta termasuk dalam KDG E-F, struktur tersebut tidak boleh digunakan.

4.2.3.2 Elemen Penahan Dinding dan Rangka yang Tidak Menerus

Kolom, balok, rangka batang, atau pelat lantai penahan dinding dan rangka yang tidak menerus harus direncanakan untuk menahan pengaruh beban gempa termasuk *overstrength factor* pada Pasal 4.8.3. Sambungan elemen tidak menerus tersebut pada elemen penahannya harus cukup untuk menyalurkan gaya yang harus direncanakan pada elemen tidak menerus tersebut.

4.2.3.3 Peningkatan Gaya Akibat Iregularitas untuk KDG D-F

Struktur dengan KDG D, E, F yang tidak memenuhi ketentuan struktur beraturan pada Tabel 4.3 dan mengalami torsi sesuai Pasal 5.4.6, gaya rencana yang ditentukan Pasal 5.9.2 harus ditingkatkan 25% untuk elemen-elemen sistem struktur penahan gaya gempa di bawah ini:

- Sambungan antara diafragma ke elemen vertikal dan ke elemen kolektor yang dijelaskan pada Pasal 5.9.3.
- Elemen kolektor dan sambungannya, termasuk sambungan-sambungan ke elemen vertikal dari sistem struktur penahan gaya gempa.

4.2.4 Faktor Redundansi (ASCE ps. 12.3.4)

Faktor redundansi (ρ) harus ditentukan kepada sistem struktur penahan gaya gempa pada tiap 2 arah orthogonal untuk semua jenis struktur yang sesuai dengan bagian ini.

4.2.4.1 Kondisi Ketika Nilai $\rho = 1,0$

Nilai dari ρ diijinkan untuk sama dengan 1,0 bila memenuhi persyaratan berikut :

1. Struktur yang termasuk Kategori Desain Gempa B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-Delta.
3. Desain dari komponen non-struktural.
4. Desain dari struktur non-gedung.
5. Desain dari elemen kolektor, sambungan lewatan dan sambungannya di mana kombinasi beban gempa dengan *overstrength factor* dari Pasal 4.8.3 digunakan.
6. Desain dari elemen atau sambungan di mana kombinasi beban gempa dengan *overstrength factor* dari Pasal 4.8.3 disyaratkan untuk desain.
7. Beban diafragma ditentukan menggunakan persamaan 4.27.
8. Struktur dengan sistem *damping* yang didesain sesuai dengan Pasal 18 pada ASCE 7-10.
9. Desain dari dinding struktural untuk gaya yang tegak lurus dengan bidang termasuk sistem penjangkarannya.

4.2.4.2 Faktor Redundansi untuk Kategori Desain Gempa D - F

Untuk struktur yang termasuk Kategori Desain Gempa D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3.

4.3. Daktilitas Struktur dan Pemilihan Sistem Struktur (SNI ps. 4.3.1 dan Draft SNI ps. 4.2)

4.3.1. Faktor daktilitas perpindahan struktur bangunan μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur bangunan akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur bangunan pada saat terjadinya pelelehan signifikan pertama δ_y , yaitu:

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (4.1) - (\text{SNI pers. 4.2-1})$$

Dalam pers. (1), $\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas perpindahan untuk struktur bangunan yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas perpindahan maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem struktur bangunan sesuai Tabel 4.4.

4.3.2. Apabila V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh suatu struktur bangunan yang berperilaku elastik penuh dan V_m adalah pembebanan maksimum yang dapat diserap oleh struktur bangunan yang berperilaku inelastik:

$$V_m = \frac{V_e}{R_d} \quad (4.2) - (\text{Draft SNI pers. 4.2-2})$$

4.3.3. Apabila V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur bangunan, maka berlaku hubungan sebagai berikut:

$$V_n = \frac{V_m}{\Omega_0} = \frac{V_e}{R_d \cdot \Omega_0} = \frac{V_e}{R} \quad (4.3) - (\text{Draft SNI pers. 4.2-3})$$

Sehingga, $R = R_d \Omega_0$.

Faktor kuat lebih total Ω_0 dapat juga dinyatakan sebagai

$$\Omega_0 = f_1 f_2 \quad (4.4) - (\text{SNI pers. 39})$$

dengan $f_1 = 1,6$ sebagai faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung pada struktur bangunan (Lihat Tabel 4.5).

Tabel 4.4. Parameter Respons Struktur
(Draft SNI Gempa 2010 Tabel 4.2-1)

Taraf kinerja struktur	μ	R	R_d	f_2	Ω_0
Elastik penuh	1,0	1,6	1,00	1,00	1,6
Daktail	1,5	2,4	1,41	1,09	1,7
	2,0	3,2	1,68	1,17	1,9
	2,5	4,0	2,00	1,26	2,0
	3,0	4,8	2,18	1,35	2,2
	3,5	5,6	2,43	1,44	2,3
	4,0	6,4	2,67	1,51	2,4
	4,5	7,2	2,77	1,61	2,6
	5,0	8,0	2,96	1,70	2,7

4.3.4. Nilai Koefisien Desain dan Sistem Stuktur Gedung (ASCE ps. 12.2.1)

Nilai koefisien desain meliputi nilai *Response Modification Coefficient* R , *System Overstrength Factor*, Ω_0 , *Deflection Amplification Factor*, C_d di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai-nilai yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam Tabel 4.5 berikut ditetapkan nilai R , Ω_0 , C_d yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung.

Tabel 4.5. Koefisien dan Faktor Desain pada Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa (ASCE Tabel 12.2-1)

Seismic Force-Resisting System	Requirements	R ^a	Ω_0^g	C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limit ^c				
					Kategori Desain Gempa				
					B	C	D	E	F
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{l,m}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^l	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^l	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate pracetak shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
6. Ordinary pracetak shear walls ^l	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1 and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65

Tabel 4.5. Koefisien dan Faktor Desain pada Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa
(ASCE Tabel 12.2-1) – Lanjutan

Seismic Force-Resisting System	Requirements	R ^a	Ω_0^e	C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limit ^c				
					Kategori Desain Gempa				
					B	C	D	E	F
16. Light frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¾	2	3¾	NL	NL	35 ^j	35 ^j	NP ^j
4. Special reinforced concrete shear walls ^{l,m}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^l	14.2 and 14.2.2.8	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^l	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate pracetak shear walls ^l	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
9. Ordinary pracetak shear walls ^l	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary concentrically braced Frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5 ½	NL	NL	160	160	100

Tabel 4.5. Koefisien dan Faktor Desain pada Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa (ASCE Tabel 12.2-1) - Lanjutan

Seismic Force-Resisting System	Requirements	R ^a	Ω ₀ ^e	C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limit ^c				
					Kategori Desain Gempa				
					B	C	D	E	F
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shearwalls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) wall: sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear wall	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP

Tabel 4.5. Koefisien dan Faktor Desain pada Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa (ASCE Tabel 12.2-1) - Lanjutan

Seismic Force-Resisting System	Requirements	R ^a	Ω_0^e	C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limit ^c				
					Kategori Desain Gempa				
					B	C	D	E	F
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35	NP	NP
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3.5	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Special reinforced concrete moment frames ⁿ	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^l	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5 ½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL

Tabel 4.5. Koefisien dan Faktor Desain pada Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa (ASCE Tabel 12.2-1) – Lanjutan

Seismic Force-Resisting System	Requirements	R ^a	Ω_0^g	C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limit ^c				
					Kategori Desain Gempa				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frame	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel special concentrically braced frames ^f	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^l	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ^l	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY CONCRETE REINFORCED SHEAR WALLS	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP

Tabel 4.5. Koefisien dan Faktor Desain pada Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa (ASCE Tabel 12.2-1) – Lanjutan

Seismic Force-Resisting System	Requirements	R ^a	Ω_0^g	C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limit ^c				
					Kategori Desain Gempa				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP ^j	NP ^j	NP ^j
3. Special reinforced concrete moment frames ⁿ	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frame	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frame	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

^a Faktor reduksi gaya gempa rencana, R, untuk digunakan di seluruh ketentuan yang ada di peraturan ini. Nilai R mengurangi gaya gempa hingga ke taraf *Strength Level* bukan taraf *Allowable Stress Level*.

^b *Deflection Amplification Factor*, C_d, untuk digunakan pada Pasal 5.7, 8.1, dan Pasal 7.

^c NL= *Not Limited* dan NP= *Not Permitted*. Untuk sistem satuan SI gunakan 30,5 m untuk 100ft dan 48,8 m untuk 160 ft.

^d Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) diperbolehkan untuk digunakan sebagai pengganti dari Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) pada KDG B atau C.

^e Apabila nilai *overstrength factor*, Ω_o , yang telah ditabelkan di atas lebih besar dari 2,5 maka nilai Ω_o dapat direduksi sebesar 0,5 untuk struktur-struktur dengan diafragma yang fleksibel.

^j Untuk *Steel ordinary concentrically braced frames* diperbolehkan untuk memiliki satu tingkat atau lebih dengan batasan ketinggian struktur, h_n, 60 ft (18,3 m) dan apabila beban mati pada atap dan struktur *penthouse* tidak melebihi 20 psf (0,96 kN/m²).

^k Peningkatan batasan ketinggian struktur, h_n, hingga 45 ft (13,7 m) diperbolehkan untuk fasilitas gudang penyimpanan satu tingkat.

^l Pada Pasal 2.2 ACI 318. *Shear Wall* didefinisikan sebagai *Structural Wall*.

^m Pada Pasal 2.2 ACI 318. Definisi dari "*special structural wall*" termasuk di dalamnya adalah konstruksi pracetak maupun *cast-in-place*.

ⁿ Pada Pasal 2.2 ACI 318. Definisi dari "*special moment frame*" termasuk di dalamnya adalah konstruksi pracetak maupun *cast-in-place*.

^o Sebagai kemungkinan lain, pengaruh beban gempa dengan *overstrength factor*, E_{mh}, diperbolehkan didasarkan atas perkiraan kekuatan sesuai dengan AISI S110.

^p *Cold-formed steel-special bolted moment frames* harus dibatasi ketinggiannya hanya untuk satu tingkat sesuai dengan AISI S110.

4.3.5. Kombinasi Sistem Struktur dalam Arah yang Berbeda (ASCE ps. 12.2.2)

Sistem struktur penahan gaya gempa yang berbeda diperbolehkan untuk digunakan sebagai penahan gaya gempa di sepanjang kedua arah sumbu orthogonal struktur. Apabila sistem yang berbeda digunakan, maka secara berturut-turut, nilai R , Ω_o , C_d harus digunakan untuk masing-masing sistem, termasuk syarat batasan sistem struktur seperti yang tercantum dalam Tabel 4.5.

4.3.6. Kombinasi Sistem Struktur dalam Arah yang Sama (ASCE ps. 12.2.3)

Apabila sistem struktur penahan gaya gempa yang berbeda digunakan dalam arah yang sama untuk menahan gaya gempa, selain dari kombinasi-kombinasi yang dianggap sebagai sistem ganda, maka harus digunakan batasan sistem struktur yang paling konservatif sesuai dengan Tabel 4.5 dan harus sesuai dengan persyaratan pasal ini.

4.3.6.1. Nilai-nilai Koefisien Desain (R , Ω_o , C_d) untuk Kombinasi Vertikal

Apabila suatu struktur memiliki sebuah kombinasi vertikal di dalam arah yang sama, maka ketentuan-ketentuan berikut ini harus diikuti:

1. Apabila sistem struktur pada tingkat yang lebih bawah memiliki nilai *Response Modification Coefficient*, R , yang lebih rendah daripada sistem di tingkat atasnya, maka nilai koefisien desain (R , Ω_o , dan C_d) untuk sistem pada tingkat di atasnya diperbolehkan untuk digunakan dalam menghitung gaya-gaya dan simpangan dari sistem pada tingkat yang lebih atas tersebut. Sedangkan untuk perencanaan sistem struktur pada tingkat di bawahnya tetap menggunakan koefisien desain milik sistem struktur di tingkat tersebut. Gaya yang disalurkan dari sistem struktur pada tingkat yang lebih atas ke sistem struktur pada tingkat yang lebih bawah harus ditingkatkan dengan mengalikannya dengan perbandingan nilai R terbesar terhadap R terkecil.
2. Apabila sistem struktur pada tingkat yang lebih atas memiliki nilai *Response Modification Coefficient*, R , yang lebih rendah, maka koefisien desain (R , Ω_o , dan C_d) untuk sistem struktur pada tingkat yang lebih atas tersebut digunakan untuk kedua sistem struktur, baik yang ada pada tingkat bawah maupun tingkat di atasnya.

Di samping itu, juga terdapat pengecualian pada struktur-struktur berikut ini yang tidak dianggap sebagai suatu sistem struktur yang termasuk kombinasi vertikal:

1. Struktur di atas lantai atap yang tidak lebih dari dua tingkat dan 10% dari berat total struktur.
2. Sistem struktur lainnya dengan berat yang sama atau kurang dari 10% dari berat total struktur.

4.3.6.2. Two Stage Analysis Procedure

Two-stage equivalent lateral force procedure diperbolehkan untuk digunakan pada struktur yang memiliki bagian atas yang lebih fleksibel dari pada bagian bawah yang lebih kaku. Prosedur ini dapat digunakan untuk perencanaan struktur yang memenuhi ketentuan-ketentuan berikut ini:

- a. Kekakuan dari bagian bawah struktur paling sedikit 10 kali dari kekakuan bagian atas struktur.
- b. Periode dari keseluruhan struktur tidak boleh lebih dari 1,1 kali periode dari bagian atas struktur yang dianggap sebagai struktur terpisah yang terjepit di dasarnya.
- c. Bagian atas struktur yang fleksibel harus didesain sebagai struktur terpisah dengan menggunakan nilai R dan ρ yang sesuai.
- d. Bagian bawah struktur yang kaku harus didesain sebagai sebuah struktur terpisah dengan menggunakan nilai R dan ρ yang sesuai. Reaksi-reaksi dari analisis bagian atas struktur dikalikan dengan rasio R/ρ bagian atas struktur terhadap R/ρ bagian bawah struktur. Perbandingan ini tidak boleh kurang dari 1,0.
- e. Bagian atas struktur dianalisis dengan analisis statik ekuivalen atau analisis ragam spektrum respons, dan bagian bawah struktur dianalisis dengan analisis statik ekuivalen.

4.3.6.3. Nilai-nilai Koefisien Desain (R, Ω_0, C_d) untuk Kombinasi Horizontal

Nilai dari *Response Modification Coefficient*, R , digunakan untuk desain di dalam arah yang dipertimbangkan tidak boleh lebih besar daripada nilai R terkecil dari semua sistem yang dimanfaatkan dalam arah itu. Nilai *Deflection Amplification Factor*, C_d , dan Ω_0 harus konsisten dengan R yang digunakan dalam arah yang ditinjau.

4.3.7. (SNI ps. 4.3.6)

Untuk jenis subsistem struktur gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 4.5, nilai koefisien desain meliputi nilai *Response Modification Coefficient*, R , *System Overstrength Factor*, Ω_0 , *Deflection Amplification Factor*, C_d harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong statik (*static push-over analysis*).

4.4. Perencanaan Beban Terfaktor dan Kuat Rencana

4.4.1. Ketentuan Dasar (SNI ps. 4.4.1)

Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai:

$$R_u = \phi R_n \quad (4.5) - (\text{SNI pers. 8})$$

$$Q_u = \gamma Q_n \quad (4.6) - (\text{SNI pers. 9})$$

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 Terfaktor dan Kuat Rencana harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit sebagai berikut:

$$R_u \geq Q_u \quad (4.7) - (\text{SNI pers. 10})$$

4.4.2. Kombinasi Beban Terfaktor dengan *Strength Design* (ASCE ps. 2.3)

Gedung dan struktur lainnya harus didesain dengan ketentuan kombinasi beban berikut ini, khususnya bagi elemen struktur yang didesain menurut standar atau spesifikasi material tertentu. Berikut adalah simbol-simbol yang digunakan:

- D = beban mati
- E = beban gempa
- L = beban hidup
- L_r = A atau R= beban hidup atap
- W = beban angin
- H = beban yang disebabkan tekanan tanah lateral, tekanan air tanah, atau tekanan *bulk materials*
- S = beban salju
- S_{DS} = Parameter Spektral Respons Percepatan Rencana pada periode pendek 0,2 detik
- Ω_0 = *overstrength factor*

Komponen-komponen struktur dan pondasi harus direncanakan supaya kuat rencananya sama atau lebih besar dari beban-beban terfaktor dengan kombinasi berikut ini:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5L_r$
3. $1,2D + 1,6L_r + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5L_r$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$, atau $(1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0,2S$, atau apabila beban gempa memperhitungkan pengaruh *overstrength factor* (E_m) menggunakan:
 $(1,2 + 0,2S_{DS})D + \Omega_0 Q_E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$, atau $(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + 1,6H$
7. $0,9D + 1,0E$, atau apabila beban gempa memperhitungkan pengaruh *overstrength factor* (E_m) menggunakan: $(0,9 - 0,2S_{DS})D + \Omega_0 Q_E + 1,6H$

keterangan:

1. Faktor beban L pada kombinasi beban 3, 4, 5 diijinkan untuk dikalikan dengan 0,5 untuk semua jenis Kategori Resiko kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan dan semua ruangan dengan nilai L_0 (beban hidup merata minimum) lebih besar daripada $4,79 \text{ kN/m}^2$ (500 kg/m^2).
2. Apabila beban akibat tekanan lateral tanah, H , diperhitungkan, maka beban tersebut diperhitungkan sebagai berikut:
 - Apabila pengaruh dari beban tekanan lateral tanah, H , menambah pengaruh dari variabel beban utama, maka pengaruh H diperhitungkan dengan faktor beban sebesar 1,6.
 - Apabila pengaruh dari beban tekanan lateral tanah, H , memberi perlawanan terhadap variabel beban utama, maka pengaruh H diperhitungkan dengan faktor

beban sebesar 0,9 (jika bebannya bersifat permanen) atau dengan faktor beban sebesar 0 (untuk kondisi lainnya).

3. Faktor beban H harus sama dengan nol pada kombinasi beban 7 jika gerakan struktur yang disebabkan oleh H berlawanan arah dengan gerakan struktur yang disebabkan oleh E . Apabila tekanan tanah lateral memberikan ketahanan terhadap gerakan struktur dari gaya-gaya lain, maka gaya tersebut tidak boleh dimasukkan ke dalam H tetapi harus dimasukkan ke dalam ketahanan desain.
4. Penggunaan pengaruh beban vertikal, E_v , sebesar $0,20S_{DS}D$.

4.4.3. (SNI ps. 4.4.3)

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.

4.5. Perencanaan Kapasitas (SNI ps. 4.5)

Struktur gedung harus memenuhi persyaratan “kolom kuat-balok lemah”, artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam 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.

4.6. Jenis Tanah dan Perambatan Gelombang Gempa (ASCE bab 20)

4.6.1. Pengklasifikasian Jenis Tanah

Tanah lokasi harus diklasifikasikan menurut Tabel 4.5 dan Pasal 4.6.3 berdasarkan profil tanah yang berada 100 ft (30 m) dari permukaan tanah lokasi. Apabila data spesifik mengenai lokasi tidak tersedia pada kedalaman 100 ft (30 m), karakteristik tanah diperbolehkan untuk diestimasi oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat dalam mempersiapkan data investigasi tanah berdasarkan kondisi geologi yang diketahui. *Site Class A* dan *B* tidak boleh ditentukan pada suatu lokasi jika terjadi perbedaan kedalaman lebih dari 10 ft (3 m) antara permukaan tanah keras dan dasar telapak atau rakit pondasi.

4.6.2. Site Response Analysis untuk Tanah dengan Site Class F

Site response analysis yang ditentukan pada Pasal 21.1 ASCE 7-10 harus dilakukan untuk tanah dengan *Site Class F*, kecuali perkecualian Pasal 4.6.3.1 dipenuhi.

4.6.3. Definisi Site Class

4.6.3.1. Site Class F

Apabila salah satu kondisi di bawah ini dipenuhi, lokasi harus diklasifikasikan sebagai *Site Class F* dan harus dilakukan evaluasi khusus di setiap lokasi sesuai dengan *site response analysis* yang ditentukan pada Pasal 21.1 ASCE 7-10.

1. Tanah yang rawan dan berpotensi gagal akibat gempa, seperti tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat sensitif, dan pasir yang tersedimentasi lemah.

Perkecualian: Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami fundamental $\leq 0,5$ detik, *site response analysis* tidak diperlukan untuk menentukan percepatan spektral untuk tanah yang berpotensi likuifaksi. Sebagai gantinya, *Site Class* dapat ditentukan menurut Pasal 4.6.2 dan nilai F_a dan F_v ditentukan dari Tabel 4.6 dan Tabel 4.7.

2. Lempung kadar organik tinggi dan/ atau tanah gambut, dengan $H > 10$ ft (3 m), di mana H = ketebalan dari tanah.
3. Lempung dengan plastisitas sangat tinggi [$H > 25$ ft (7.6 m) dengan $PI > 75$].
4. Lempung lunak/ tanah sedang yang sangat tebal [$H > 120$ ft (37 m)] dengan $s_u < 1000$ psf (50 kPa).

4.6.3.2. Tanah Liat Lunak, Site Class E

Apabila ketebalan total dari tanah liat lunak lebih besar dari 10 ft (3 m) di mana lapisan tanah liat lunak didefinisikan dengan kuat geser niralir $s_u < 500$ psf (25 kPa), kadar air $w \geq 40\%$, dan indeks plastisitas $PI > 20$, maka tanah harus diklasifikasikan sebagai *Site Class E*.

4.6.3.3. Site Class C, D, dan E

Keberadaan tanah *Site Class C, D, dan E* harus diklasifikasikan dengan menggunakan salah satu dari tiga metode dengan \bar{v}_s , \bar{N} , dan \bar{s}_u dihitung dalam semua kasus seperti yang diatur pada Pasal 4.6.4:

1. \bar{v}_s untuk kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah (metode \bar{v}_s).
2. \bar{N} untuk kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah (metode \bar{N}).

\bar{N}_{ch} untuk lapisan tanah non-kohefif ($PI < 20$) dalam kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah dan \bar{s}_u untuk lapisan tanah kohefif ($PI > 20$) dalam kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah (metode \bar{s}_u). Bila kriteria \bar{N}_{ch} dan \bar{s}_u berbeda, lokasi harus ditentukan sesuai dengan kategori tanah yang lebih lunak.

4.6.3.4. Kecepatan Rambat Gelombang Geser untuk Site Class B

Kecepatan gelombang rambat geser untuk batuan, *Site Class B*, harus dilakukan baik pengukuran pada lokasi maupun diestimasi oleh seorang ahli geoteknik atau ahli seismologi yang berkompeten dalam bidangnya, untuk batuan dengan kondisi *fracturing* dan pelapukan sedang. Pengukuran kecepatan rambat gelombang geser di lapangan harus dilakukan untuk batuan yang lebih lunak dengan tingkat *fracturing* atau pelapukan

yang lebih lanjut, bilamana tidak dilakukan pengukuran, maka situs tersebut diklasifikasikan sebagai *Site Class C*.

4.6.3.5. Kecepatan Rambat Gelombang Geser untuk *Site Class A*

Tanah keras, *Site Class A*, *category* harus didukung oleh pengukuran kecepatan rambat gelombang geser baik pada lokasi atau pada profil batuan yang bertipe sama pada formasi yang sama dengan derajat pelapukan dan retakan yang setara atau lebih tinggi. Apabila kondisi tanah keras diketahui menerus sampai kedalaman 100 ft (30 m), pengukuran kecepatan rambat gelombang geser pada permukaan boleh diekstrapolasi dalam mendapatkan \bar{v}_s .

Tabel 4.6. Pengklasifikasian Lokasi
(ASCE Tabel 20.3-1 dan SNI Tabel 4)

<i>Site Class</i>	\bar{v}_s	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Batuan Keras	> 5000 ft/s	NA	NA
B. Batuan	2500 – 5000 ft/s	NA	NA
C. Tanah yang sangat padat dan batuan lunak	1200 – 2500 ft/s	> 50	> 2000 psf
D. Tanah sedang	600 – 1200 ft/s	15-50	1000-2000 psf
E. Tanah liat lunak	< 600 ft/s	< 15	< 1000 psf
	Profil dengan ketebalan lebih dari 10 ft yang memiliki karakteristik sebagai berikut :		
	- <i>Plasticity Index</i> $PI > 20$,		
	- Kadar air alami tanah $w \geq 40\%$,		
	- Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 500$ psf		
F. Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

4.6.4. Definisi dari Parameter *Site Class*

Definisi yang dijelaskan pada bagian ini akan diaplikasikan ke tanah dengan kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah dari profil lokasi. Profil yang terdiri dari tanah berbeda-beda dan lapisan batuan harus dibagi menjadi beberapa lapisan dengan sebuah angka yang berkisar dari 1 sampai n di mana ada total n lapisan berbeda pada kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah. Ketika beberapa dari n lapisan kohesif dan yang lain non-kohesif, k adalah jumlah lapisan kohesif dan m adalah jumlah lapisan yang non-kohesif. Simbol i menunjukkan lapisan tertentu di antara 1 dan n.

4.6.4.1. \bar{v}_s , Kecepatan Rambat Rata-Rata Gelombang Geser

\bar{v}_s dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (4.8) - (\text{ASCE pers. 20.4-1})$$

keterangan:

d_i = ketebalan dari lapisan tertentu di antara 0 dan 100 ft (30 m)

v_{si} = kecepatan rambat gelombang geser dalam ft/s (m/s)

$\sum_{i=1}^k d_i = 100 \text{ ft (30 m)}$

4.6.4.2. \bar{N} , Tahanan Penetrasi Standar Lapangan Rata-rata dan \bar{N}_{ch} , Tahanan Penetrasi Standar Rata-rata untuk Lapisan Tanah Non-Kohesif

\bar{N} dan \bar{N}_{ch} dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.9) - (\text{ASCE pers. 20.4-2})$$

dengan catatan N_i dan d_i pada persamaan 4.9 adalah untuk tanah non-kohesif, tanah kohesif, dan lapisan batuan.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.10) - (\text{ASCE pers. 20.4-3})$$

dengan catatan N_i dan d_i pada persamaan 4.10 adalah untuk tanah non-kohesif saja dan $\sum_{i=1}^m d_i = d_s$, d_s adalah total ketebalan dari lapisan tanah non-kohesif pada kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah. N_i adalah tahanan penetrasi standar (ASTM D1586) tidak melebihi 100 pukulan/ft (305 pukulan/m) yang diukur secara langsung di lapangan tanpa koreksi. Jika ditemukan perlawanan lapisan batuan, maka nilai N_i tidak boleh diambil lebih dari 305 pukulan/m (100 pukulan/ft).

4.6.4.3. \bar{s}_u Kuat Geser Niralir Rata-rata

\bar{s}_u dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (4.11) - (\text{ASCE pers. 20.4-4})$$

keterangan:

$\sum_{i=1}^k d_i = d_c$

d_c = total ketebalan dari lapisan tanah kohesif pada kedalaman 100 ft (30 m) dari permukaan tanah

PI = Plasticity Index berdasarkan ASTM D4318

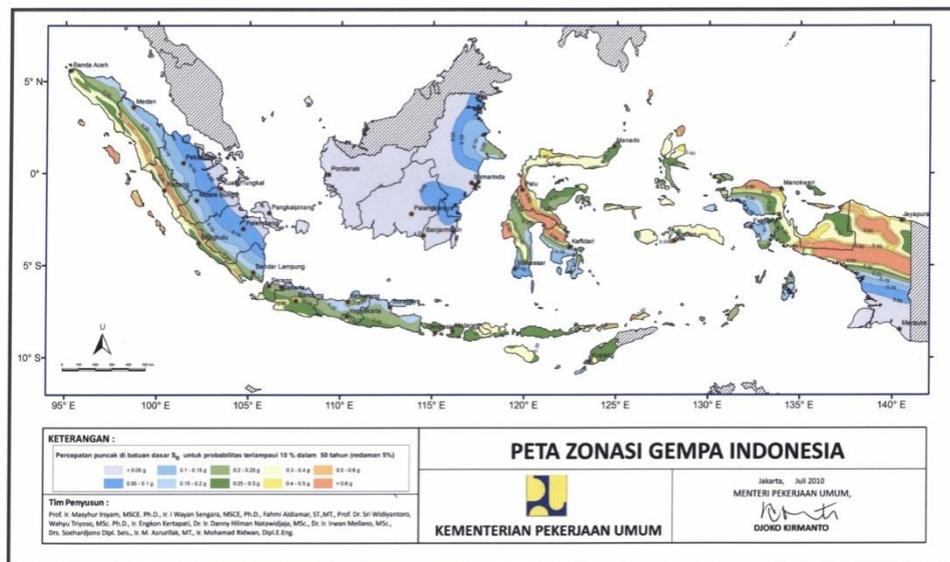
w = kadar air alami tanah dalam persentase sesuai ASTM D2216

s_{ui} = kuat geser niralir dalam lapisan tanah yang ditinjau dalam satuan psf (kPa), dengan tidak melebihi 5000 psf (240 kPa) seperti yang ditentukan dan sesuai dengan ASTM D2166 atau ASTM D2850

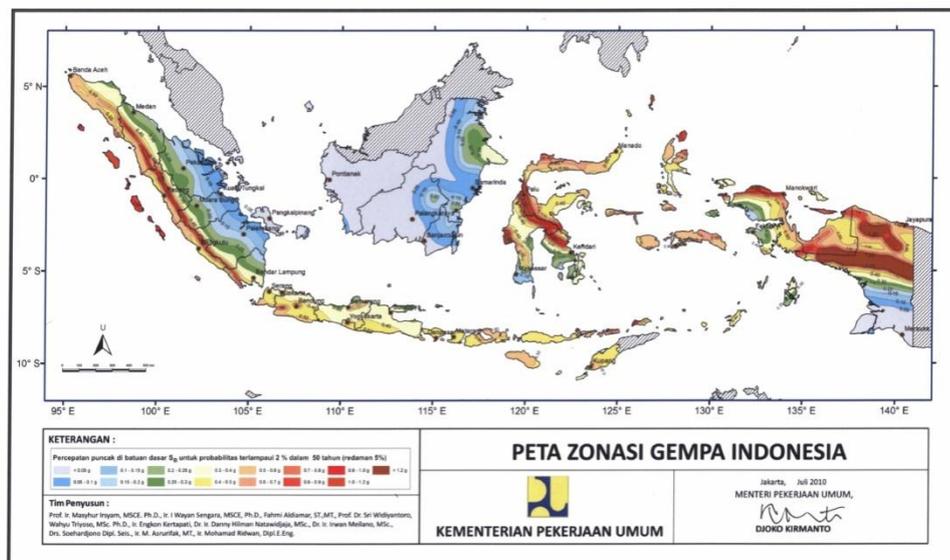
4.7. Spektrum Respons dan Kategori Desain Gempa (ASCE ps. 11.4 dan Peta Zonasi Gempa 2010)

4.7.1. Parameter Percepatan Terpetakan

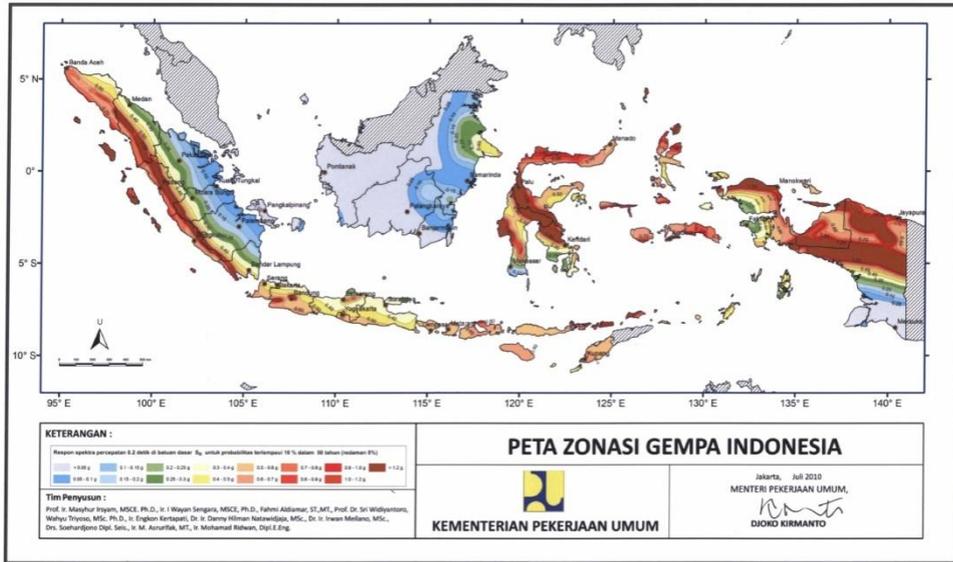
Parameter S_s dan S_1 harus ditentukan dari percepatan respons spektral pada 0.2 detik dan 1 detik yang didapatkan dari Peta Zonasi Gempa 2010 (Gambar 4.2-4.7).



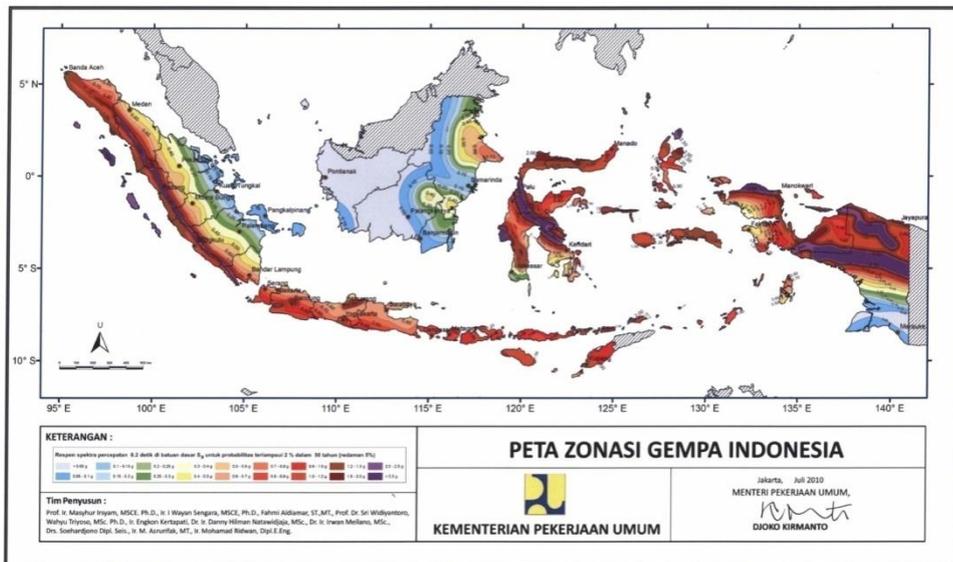
Gambar 4.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia pada Percepatan Puncak di Batuan Dasar S_B untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 50 tahun (redaman 5%)



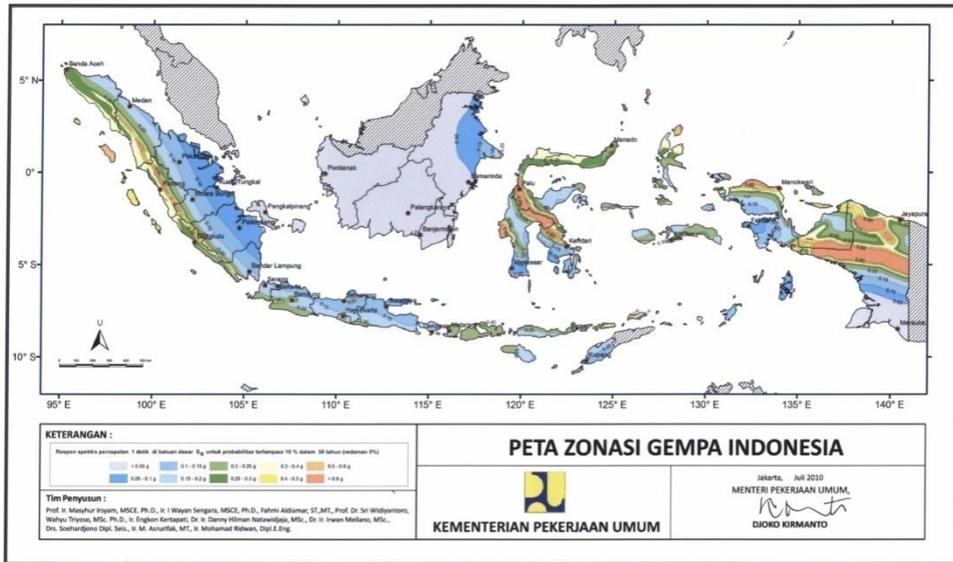
Gambar 4.2. Peta Zonasi Gempa Indonesia pada Percepatan Puncak di Batuan Dasar S_B untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%)



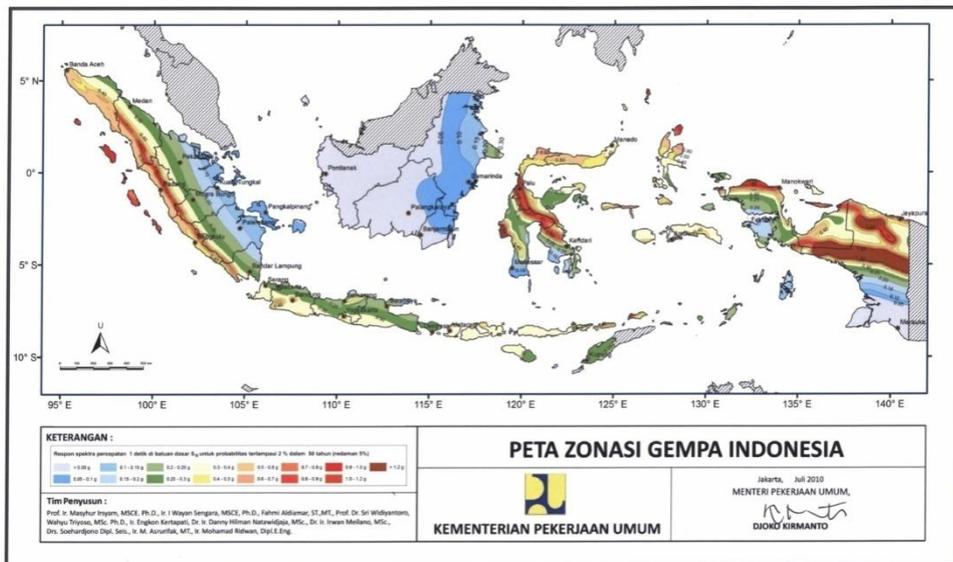
Gambar 4.3. Peta Zonasi Gempa Indonesia dengan Respon Spektra Percepatan 0,2 detik di Batuan Dasar S_b untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 50 tahun (redaman 5%)



Gambar 4.4. Peta Zonasi Gempa Indonesia dengan Respon Spektra Percepatan 0,2 detik di Batuan Dasar S_b untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%)



Gambar 4.5. Peta Zonasi Gempa Indonesia dengan Respon Spektra Percepatan 1 detik di Batuan Dasar S_B untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 50 tahun (redaman 5%)



Gambar 4.6. Peta Zonasi Gempa Indonesia dengan Respon Spektra Percepatan 1 detik di Batuan Dasar S_B untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%)

4.7.2. Site Class

Berdasarkan karakteristik tanah di lokasi yang ditinjau, lokasi harus diklasifikasikan sebagai *Site Class* A, B, C, D, E, atau F menurut persyaratan yang diatur dalam Pasal 4.6.

4.7.3. Site Coefficients dan Parameter respons spektral percepatan Berdasarkan Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R)

Parameter respons spektral percepatan berdasarkan MCE_R untuk periode pendek (S_{MS}) dan saat 1 detik (S_{M1}), disesuaikan dengan Site Class, harus ditentukan dengan persamaan 4.12 dan 4.13.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (4.12) - (ASCE \text{ pers. } 11.4-1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (4.13) - (ASCE \text{ pers. } 11.4-2)$$

keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan pada periode pendek berdasarkan MCE_R pada Peta Zonasi Gempa 2010

S₁ = parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik berdasarkan MCE_R pada Peta Zonasi Gempa 2010

Tabel 4.7. Site Coefficient, F_a (ASCE Tabel 11.4-1)

Parameter respons spektral percepatan pada Periode Pendek Berdasarkan Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R)					
Site Class	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s ≥ 1,25
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi				

Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai di antara S_s

Tabel 4.8. Site Coefficient, F_v (ASCE Tabel 11.4-2)

Parameter respons spektral percepatan pada Periode 1 detik Berdasarkan Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R)					
Site Class	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi				

Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai di antara S₁

4.7.4. Parameter Percepatan Spektral Rencana

Parameter respons spektral percepatan gempa rencana pada periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan dari persamaan 4.14 – 4.15.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (4.14) - (ASCE \text{ pers. } 11.4-3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (4.15) - (ASCE \text{ pers. } 11.4-4)$$

4.7.5. Spektrum Respons Gempa Rencana

Spektrum respons gempa rencana dibuat seperti ditunjukkan pada Gambar 4.7 dan urutan prosedurnya seperti berikut:

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , percepatan respons spektral rencana, S_a , harus diambil seperti dari persamaan 4.16 :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (4.16) - (ASCE \text{ pers. } 11.4-5)$$

2. Untuk periode yang lebih besar atau sama dengan T_0 dan kurang dari atau sama dengan T_s , percepatan respons spektral rencana, S_a , harus diambil sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode yang lebih besar dari T_s , percepatan respons spektral rencana, S_a , harus diambil seperti dari persamaan 4.17:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (4.17) - (ASCE \text{ pers. } 11.4-6)$$

keterangan:

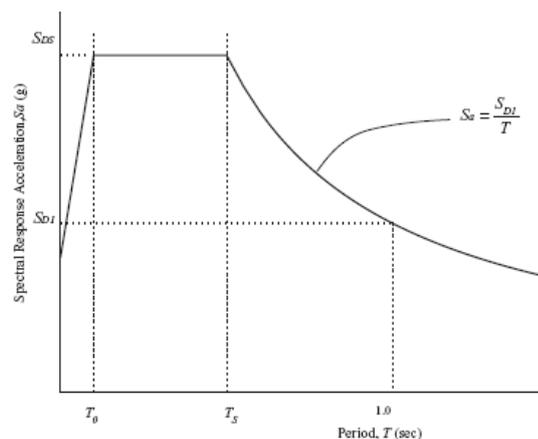
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan rencana pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan rencana pada periode 1 detik

T = waktu getar alami fundamental struktur (detik)

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$



Gambar 4.7. Spektrum Respons Gempa Rencana (ASCE Gambar 11.4-1)

4.7.6. Risk Targeted Maximum Considered (MCE_R) Spektrum Respons

Apabila spektrum respons MCE_R diperlukan, spektrum respons MCE_R dapat dibuat dengan mengalikan spektrum respons gempa rencana dengan 1,5.

4.7.7. Kategori Desain Gempa

Struktur-struktur harus dikategorikan ke dalam Kategori Desain Gempa tertentu sesuai dengan bagian ini. Kategori Desain Gempa didasarkan pada Kategori Resiko dan parameter respons spektral percepatan rencana, S_{DS} dan S_{D1} yang ditentukan berdasarkan Tabel 4.9 dan Tabel 4.10. Masing-masing gedung atau struktur harus dimasukkan ke dalam Kategori Desain Gempa yang memberikan pengaruh gempa yang terburuk, tanpa mempertimbangkan waktu getar alami fundamental dari struktur, T . Di samping itu, juga berlaku ketentuan seperti di bawah ini :

1. Struktur-struktur dengan Kategori Resiko I, II, dan III yang terletak pada lokasi dengan percepatan respons spektral pada periode 1 detik, S_{1s} , yang lebih besar atau sama dengan 0,75 harus dikelompokkan ke dalam KDG E.
2. Struktur-struktur dengan Kategori Resiko IV yang terletak pada lokasi dengan percepatan respons spektral pada periode 1 detik, S_{1s} , yang lebih besar atau sama dengan 0,75 harus dikelompokkan ke dalam KDG F.

Tabel 4.9. Kategori Desain Gempa berdasarkan Parameter Percepatan Respons pada Periode Pendek (ASCE Tabel 11.6-1)

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I, II, III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 4.10. Kategori Desain Gempa berdasarkan Parameter Percepatan Respons pada Periode 1 Detik (ASCE Tabel 11.6-2)

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I, II, III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

4.8. Pengaruh Beban Gempa dan Kombinasinya (ASCE ps. 12.4)

4.8.1. Penerapan

Semua elemen struktur termasuk yang bukan bagian sistem penahan gempa harus didesain menggunakan pengaruh beban gempa pada bagian ini kecuali dibebaskan oleh peraturan ini. Pengaruh beban gempa berupa gaya elemen struktur aksial, geser, dan lentur yang didapatkan dari pengaplikasian dari gaya gempa horisontal dan vertikal yang akan dijelaskan pada Pasal 4.8.2. Apabila diperlukan persyaratan yang spesifik, pengaruh beban gempa harus dimodifikasi untuk menghitung *overstrength* yang akan dijelaskan pada Pasal 4.8.3.

4.8.2. Pengaruh Beban Gempa

Pengaruh beban gempa harus sesuai dengan di bawah ini:

1. Pada penggunaan kombinasi beban ke-5 pada Pasal 4.4.2, nilai E harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E = E_h + E_v \quad (4.18) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-1)$$

2. Pada penggunaan kombinasi beban ke-7 pada Pasal 4.4.2, nilai E harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E = E_h - E_v \quad (4.19) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-2)$$

keterangan:

E_h = pengaruh gaya gempa horisontal yang dijelaskan pada Pasal 4.8.2.1

E_v = pengaruh gaya gempa vertikal yang dijelaskan pada Pasal 4.8.2.2

4.8.2.1. Pengaruh Beban Gempa Horisontal

Pengaruh beban gempa horisontal harus ditentukan dengan persamaan di bawah ini:

$$E_h = \rho Q_E \quad (4.20) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-3)$$

keterangan:

Q_E = pengaruh gaya gempa horisontal dari V atau F_p yang ditentukan pada Pasal 5.8, pengaruh ini harus dihasilkan dari penempatan gaya horisontal pada kedua arah dengan sudut yang tegak lurus satu sama lain secara bersamaan

ρ = faktor redundansi yang ditentukan pada Pasal 4.2.4

4.8.2.2. Pengaruh Beban Gempa Vertikal

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 pengaruh beban gempa vertikal.

Pengaruh beban gempa vertikal harus ditentukan dengan persamaan di bawah ini:

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (4.21) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-4)$$

keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan respon spektral desain pada periode pendek yang didapat pada Pasal 4.7.4

D = pengaruh beban mati

Perkecualian:

Pengaruh beban gempa vertikal dapat diabaikan apabila memenuhi salah satu kondisi di bawah ini:

1. Pada persamaan (4.18), (4.19), (4.22), dan (4.23) dimana S_{DS} sama dengan atau kurang dari 0,125
2. Pada persamaan 4.19 dimana terdapat kebutuhan akan bentuk struktur muka tanah pada pondasi

4.8.3. Beban Gempa dengan *Overstrength Factor*

4.8.3.1. Kombinasi Beban Gempa dengan *Overstrength Factor*

Apabila diperlukan persyaratan yang spesifik, kondisi yang membutuhkan *overstrength factor* ditentukan sesuai dengan ketentuan berikut ini:

1. Pada penggunaan kombinasi beban ke-5 pada Pasal 4.4.2, nilai E harus diambil sama dengan E_m dan ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E_m = E_{mh} + E_v \quad (4.22) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-5)$$

2. Pada penggunaan kombinasi beban ke-7 pada Pasal 4.4.2, nilai E harus diambil sama dengan E_m dan ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E_m = E_{mh} - E_v \quad (4.23) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-6)$$

keterangan:

E_m = pengaruh gaya gempa termasuk *overstrength factor*

E_{mh} = pengaruh beban gempa horisontal termasuk *overstrength factor* yang dijelaskan pada Pasal 4.8.3.2

E_v = pengaruh beban gempa vertikal yang dijelaskan pada Pasal 4.8.3.3

4.8.3.2. Beban Gempa Horisontal dengan *Overstrength Factor*

Pengaruh beban gempa horisontal dengan *overstrength factor* (E_{mh}) ditentukan di bawah ini:

$$E_{mh} = \Omega_o Q_E \quad (4.24) - (ASCE \text{ pers. } 12.4-7)$$

keterangan:

Q_E = pengaruh beban gempa horisontal dari V atau F_p yang ditentukan pada Pasal 5.9.2, 6.1.2. Apabila disyaratkan dalam Pasal 5.8, pengaruh ini harus dihasilkan dari penempatan gaya horisontal pada kedua arah dengan sudut yang tegak lurus satu sama lain secara bersamaan

Ω_o = *overstrength factor*

Perkecualian:

Nilai dari E_{mh} tidak perlu lebih besar dari gaya maksimum yang dapat terjadi pada elemen seperti ditentukan oleh analisis mekanisme plastis atau analisis respons non-linear secara rasional yang menggunakan nilai kekuatan material yang diharapkan.

4.8.4. Gaya *Upward* Minimum untuk Kantilever Horisontal pada KDG D–F

Pada struktur yang didesain pada KDG D, E, F, elemen struktur kantilever horisontal harus didesain untuk gaya *upward* minimum sebesar 0,2 kali dari beban mati sebagai tambahan untuk kombinasi beban yang terdapat pada Pasal 4.8.

5. PERENCANAAN UMUM STRUKTUR GEDUNG

5.1. Struktur Atas dan Struktur Bawah (SNI ps. 5.1)

5.1.1. Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah, sedangkan struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di bawah muka tanah, yang terdiri dari struktur besmen (kalau ada) dan/atau struktur fondasinya. Seluruh struktur bawah harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

5.1.2. Apabila tidak dilakukan analisis interaksi tanah-struktur, struktur atas dan struktur bawah dari suatu struktur gedung dapat dianalisis terhadap pengaruh Gempa Rencana secara terpisah, di mana struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada taraf lantai dasar. Selanjutnya struktur bawah dapat dianggap sebagai struktur tersendiri yang berada di dalam tanah yang dibebani oleh kombinasi beban-beban gempa yang berasal dari struktur atas, beban gempa yang berasal dari gaya inersia sendiri dan beban gempa yang berasal dari tanah sekelilingnya.

5.1.3. Pada gedung tanpa besmen, taraf penjepitan lateral struktur atas dapat dianggap terjadi pada bidang telapak fondasi langsung, bidang telapak fondasi rakit dan bidang atas kepala (pur) fondasi tiang.

5.1.4. Apabila penjepitan tidak sempurna dari struktur atas gedung pada struktur bawah diperhitungkan, maka struktur atas gedung tersebut harus diperhitungkan terhadap pengaruh deformasi lateral maupun rotasional dari struktur bawahnya.

5.1.5. Dalam perencanaan struktur atas dan struktur bawah suatu gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Untuk itu, terhadap Pengaruh Gempa Rencana unsur-unsur struktur bawah harus tetap berperilaku elastik penuh, tak bergantung pada tingkat daktilitas yang dimiliki struktur atasnya.

5.2. Struktur Penahan Beban Gempa (SNI ps 5.2)

5.2.1. Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun

bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

5.2.2. Dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari kombinasi dinding-dinding geser dan rangka-rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang dipikul oleh rangka-rangka terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari beban geser.

5.3. Lantai Tingkat Sebagai Diafragma (ASCE ps. 12.3.1)

5.3.1. Diafragma Kaku

Diafragma kaku umumnya terbuat dari pelat beton bertulang atau pelat beton dengan *deck* baja bergelombang. Struktur yang diafragmaanya diidealisasikan diafragma kaku tidak boleh mengalami iregularitas horisontal diskontinuitas diafragma.

5.3.2. Diafragma Fleksibel

Diafragma fleksibel umumnya terbuat dari dek baja tanpa lapisan beton di atasnya atau panel kayu struktural atau yang memenuhi kondisi berikut ini:

1. Terdapat pada struktur-struktur di mana elemen vertikalnya adalah rangka bresing baja, rangka bresing komposit baja beton, rangka beton, dinding geser yang terbuat dari beton, batu bata, atau baja beton komposit.
2. Pada bangunan rumah tinggal satu atau dua lantai.

5.4. Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat

5.4.1. (SNI ps. 5.4.1)

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

5.4.2. (SNI ps. 5.4.2)

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

5.4.3. *Inherent Torsion* (ASCE ps. 12.8.4.1)

Pada diafragma yang tidak fleksibel, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus diperhitungkan terhadap *inherent torsional moment* (M_t) yang disebabkan oleh eksentrisitas lokasi pusat massa terhadap pusat kekakuan. Untuk diafragma yang fleksibel, distribusi gaya gempa pada elemen vertikal harus memperhitungkan posisi eksentrisitas tersebut dan distribusi dari massa yang didukungnya.

5.4.4. Accidental Torsion (ASCE ps. 12.8.4.2)

5.4.4.1. Pada diafragma yang tidak fleksibel, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus diperhitungkan terhadap *inherent torsional moment* (M_t) yang disebabkan oleh eksentrisitas lokasi pusat massa terhadap pusat kekakuan dan ditambahkan dengan *accidental torsional moment* (M_{ta}). *Accidental torsional moment* disebabkan oleh asumsi perpindahan dari pusat massa pada masing-masing arah lokasi aktual tersebut dengan jarak 5% dari dimensi stuktur yang tegak lurus terhadap arah beban yang diterapkan.

5.4.4.2. Ketika beban gempa diaplikasikan bersamaan pada kedua arah orthogonal, persyaratan 5% perpindahan dari pusat massa tidak perlu diaplikasikan pada kedua arah orthogonal pada waktu yang sama namun harus diaplikasikan pada arah yang lebih berdampak besar. Untuk diafragma yang fleksibel, distribusi gaya gempa pada elemen vertikal harus memperhitungkan posisi eksentrisitas tersebut dan distribusi dari massa yang didukung.

5.4.5. Amplification of Accidental Torsional Moment (ASCE ps. 12.8.4.3)

Ketika memberikan distribusi beban gempa dengan analisis statik ekuivalen sesuai dengan Pasal 6.1.3.2, struktur harus memperhitungkan pengaruh rotasi M_{ta} pada setiap tingkat dengan mengalikan dengan *torsional amplification factor* (A_x) yang ditunjukkan pada Gambar 4.8 dan ditentukan dari persamaan berikut:

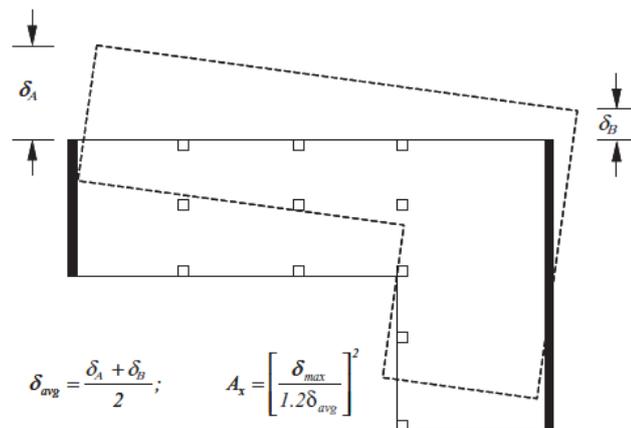
$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \tag{4.25} - (ASCE pers. 12.8-14)$$

keterangan:

δ_{max} = perpindahan maksimum pada tingkat x yang diasumsikan $A_x = 1$ (in atau mm)

δ_{avg} = perpindahan rata-rata dari perpindahan di lokasi ekstrim pada tingkat x yang diasumsikan $A_x = 1$ (in atau mm)

Torsional amplification factor (A_x) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak boleh lebih dari 3,0. Pengaruh beban yang lebih berbahaya yang terjadi atau diterima untuk masing-masing elemennya harus diperhitungkan untuk desain.



Gambar 4.8. *Torsional Amplification Factor* A_x

5.4.6. Pengaruh Torsi (ASCE Tabel 12.3-1 butir 1a dan 1b dan ps. 12.3.3.1)

Pengaruh torsi pada struktur harus diperhitungkan jika memenuhi salah satu ketentuan di bawah ini:

- a. Pengaruh torsi struktur terjadi di mana simpangan antar-tingkat maksimum yang dihitung dengan memasukkan *accidental torsion* dengan $A_x = 1,0$ pada salah satu ujung struktur tegak lurus terhadap sebuah sumbu lebih dari 1,2 kali dari nilai simpangan antar-tingkat rata-rata pada kedua ujung struktur.
- b. Pengaruh torsi struktur yang berlebihan terjadi di mana simpangan antar-tingkat maksimum yang dihitung dengan memasukkan *accidental torsion* dengan $A_x = 1,0$ pada salah satu ujung struktur tegak lurus terhadap sebuah sumbu lebih dari 1,4 kali dari nilai simpangan antar-tingkat rata-rata pada kedua ujung struktur.

Jika kondisi (a) di atas terjadi pada struktur dengan KDG D, E, F atau kondisi (b) pada struktur dengan KDG D, maka struktur harus memenuhi persyaratan Pasal 4.2.3.3. Jika kondisi (b) di atas terjadi pada struktur dengan KDG E dan F, maka struktur tidak boleh didesain. Ketentuan ini hanya digunakan pada struktur dengan diafragma kaku atau semi-kaku.

5.4.7. (SNI ps. 5.4.4)

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Pasal 5.4.3, 5.4.4, 5.4.5, 5.4.6 harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.5. Kekakuan Struktur (SNI ps. 5.5)

5.5.1. Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan dari unsur struktur perlu memperhatikan:

- Pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang sebagai berikut:

✓ untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka	: 75%
✓ untuk dinding geser beton bertulang kantilever	: 60%
✓ untuk dinding geser beton bertulang berangkai	
▪ komponen dinding yang mengalami tarikan aksial	: 50%
▪ komponen dinding yang mengalami tekanan aksial	: 80%
▪ komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal	: 40%
▪ komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang	: 20%
- Pada sistem rangka pemikul momen dari baja, kontribusi deformasi dari *panel zone* harus ditambahkan untuk simpangan antar-tingkat bangunan keseluruhan.

5.5.2. Modulus elastisitas beton E_c harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton yang dipakai, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar $E_s = 200$ GPa.

5.5.3. Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan unsur struktur yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 harus dipakai baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.6. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental (ASCE ps. 12.8.2)

Waktu getar alami fundamental struktur pada arah yang ditinjau harus ditentukan berdasarkan properti struktur dan karakteristik deformasi dari penahan gempa yang dihitung menggunakan analisis yang tepat Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. T tidak boleh melebihi hasil kali antara nilai koefisien pada batas atas *calculation period* (C_u) pada Tabel 4.10 dan nilai *approximate fundamental period* (T_a). Sebagai alternatif untuk menganalisis waktu getar alami fundamental, pengambilan nilai T diijinkan untuk langsung memakai nilai *approximate fundamental period*, T_a .

Approximate Fundamental Period

Approximate fundamental period (T_a) dalam satuan detik, ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \tag{4.26} - (ASCE \text{ pers. } 12.8-7)$$

keterangan:

h_n adalah tinggi struktur yang didefinisikan sebagai jarak vertikal dari taraf penjepitan lateral hingga tingkat tertinggi dari sistem struktur penahan gaya gempa, pada puncak atap atau untuk atap yang miring, tinggi struktur diukur dari taraf penjepitan lateral hingga ketinggian rata-rata atap. Nilai C_t dan x ditentukan dari Tabel 4.12.

Sebagai alternatif, T_a diijinkan untuk diambil dari persamaan berikut apabila struktur tidak melebihi 12 tingkat diukur dari taraf penjepitan lateral dimana sistem struktur penahan gaya gempa keseluruhan berupa sistem rangka pemikul momen dari beton ataupun baja dan juga rata-rata ketinggian lantai setidaknya sebesar 3 m (10 ft):

$$T_a = 0.1N \tag{4.27} - (ASCE \text{ pers. } 12.8-8)$$

keterangan:

N = jumlah tingkat di atas dasar struktur

Approximate fundamental period (T_a) untuk unsur-unsur struktur dan dinding geser dari beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut ini:

$$T_a = \frac{0.0019}{\sqrt{C_w}} h_n \tag{4.28} - (ASCE \text{ pers. } 12.8-9)$$

dan,

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[\frac{A_i}{1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right] \tag{4.29} - (ASCE \text{ pers. } 12.8-10)$$

keterangan:

- A_B = luas area dasar struktur (ft²)
- A_i = luas badan dinding geser ke-i (ft²)
- D_i = panjang dinding geser ke-i (ft)
- h_i = tinggi dinding geser ke-i (ft)
- x = jumlah dinding geser pada gedung yang efektif dalam menahan gaya lateral pada arah yang tidak menentu

Tabel 4.11. Koefisien Batas Atas pada *Calculation Period* (C_u)
(ASCE Tabel 12.8-1)

Parameter respons spektral percepatan Rencana pada Periode 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 4.12. Nilai Parameter *Approximate Period* C_t dan x
(ASCE Tabel 12.8-2)

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100% gaya gempa dan tidak ada komponen-komponen yang lebih kaku ikut serta dalam mencegah defleksi sistem rangka apabila dikenai gaya gempa:		
Sistem rangka pemikul momen baja	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Sistem rangka pemikul momen beton	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Rangka bresing eksentris baja yang sesuai dengan Tabel 12.2-1 bagian B1 atau D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
<i>Steel buckling-restrained braced frames</i>	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Semua sistem struktural yang lain	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^a Satuan *metric* ditunjukkan dalam tanda kurung.

5.7. Pengaruh P-Delta (ASCE ps. 12.8.7)

Struktur gedung yang mempunyai nilai koefisien stabilitas (θ) yang ditentukan persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,1 tidak perlu menganggap pengaruh P-Delta:

$$\theta = \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

(4.30) - (ASCE pers. 12.8-16)

keterangan:

- P_x = jumlah beban desain vertikal pada lantai x dan diatas lantai x (kip atau kN), perhitungan nilai P_x tidak menggunakan faktor beban diatas 1,0
 Δ = simpangan antar-tingkat rencana yang ditentukan pada Pasal 8.1 yang terjadi bersamaan dengan V_x (in atau mm)
 l_e = faktor keutamaan
 V_x = gaya geser gempa diantara lantai x dan x-1 (kip atau kN)
 h_{sx} = ketinggian tingkat dibawah lantai x (in atau mm)
 C_d = *Deflection Amplification Factor* pada Tabel 4.3

Nilai koefisien stabilitas $\theta/(1 + \theta)$ tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan oleh persamaan berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

(4.31) - (ASCE pers. 12.8-17)

keterangan:

β adalah rasio kebutuhan geser menuju kapasitas geser pada lantai tingkat x dan x-1. Nilai rasio ini diijinkan untuk diambil sebesar 1,0.

Apabila nilai θ bernilai lebih besar dari θ_{max} , struktur tersebut dapat menjadi tidak stabil dan harus didesain ulang.

5.8. Arah Pembebanan Gempa (SNI ps. 5.8)

5.8.1. Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

5.8.2. Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut Pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektivitas hanya 30%.

5.9. Diafragma dan Kolektor (ASCE ps. 12.8.10)

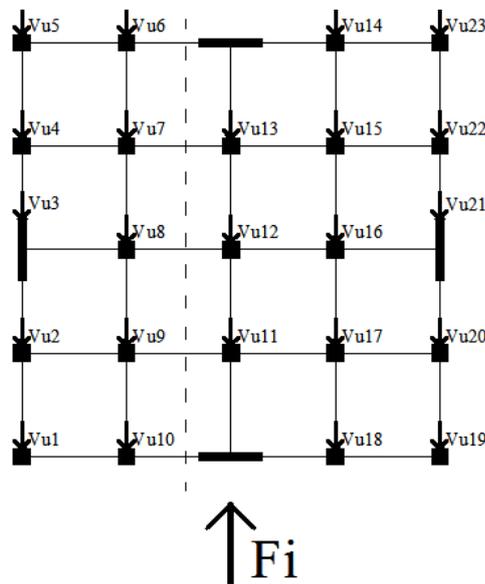
5.9.1. Penerapan

Diafragma harus direncanakan terhadap tegangan geser dan lentur yang terjadi akibat pengaruh gaya-gaya rencana. Apabila diskontinuitas diafragma terjadi, seperti adanya lubang bukaan atau *reentrant corner*, maka diafragma tersebut harus mampu

memiliki kapasitas geser dan tarik untuk menjamin bahwa disipasi gaya tepi terkombinasi dengan gaya lainnya dalam diafragma adalah dalam kapasitas geser dan tarik diafragma.

5.9.2. Diaphragm Design Forces

Lantai dan atap dan yang berfungsi sebagai diafragma harus direncanakan untuk menahan gaya gempa rencana dari analisis struktur seperti ilustrasi pada Gambar 4.9 dan sebesar gaya yang ditentukan sesuai dengan persamaan 4.32 sebagai berikut:



Gambar 4.9. Distribusi Gaya Geser dan Tributary Area Diafragma

$$F_{di} = \sum_1^{10} V_u - \frac{W'_i}{W_i} F_i \quad (4.32)$$

keterangan:

F_{di} = Gaya geser diafragma level i

V_u = Gaya geser yang ditahan oleh elemen vertikal penahan gaya lateral

W'_i = Berat tributary diafragma level i

W_i = Berat total diafragma level i

F_i = Gaya rencana yang diaplikasikan pada level i

Gaya yang ditentukan persamaan 4.32 tidak boleh kurang dari besarnya gaya yang ditentukan sesuai dengan persamaan 4.33 sebagai berikut :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} \cdot W_{px} \quad (4.33) - (ASCE \text{ pers. } 12.10-1)$$

keterangan :

F_{px} = gaya rencana diafragma

F_i = gaya rencana yang diaplikasikan pada level i

w_i = berat total diafragma level i

w_{px} = berat *tributary* diafragma pada level x

Gaya yang ditentukan dari persamaan 4.33 tidak boleh kurang dari:

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_e w_{px} \quad (4.34) - (ASCE \text{ pers. } 12.10-2)$$

Gaya yang ditentukan dari persamaan 4.33 tidak perlu lebih dari:

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_e w_{px} \quad (4.35) - (ASCE \text{ pers. } 12.10-3)$$

Apabila diafragma disyaratkan untuk menyalurkan gaya gempa rencana dari elemen vertikal penahan gaya gempa yang berada di atas diafragma ke elemen vertikal penahan gaya gempa yang berada di bawah diafragma yang disebabkan adanya pergeseran dari penempatan elemen vertikal atau adanya perubahan kekakuan lateral relatif elemen vertikal maka ketentuan-ketentuan berikut ini harus diperhatikan:

- a. Penggunaan *Overstrength Factor*, Ω_o , dalam gaya diafragma rencana seperti yang ditentukan dalam Pasal 4.8.3.
- b. Penggunaan faktor redundansi, ρ , yang diaplikasikan pada gaya diafragma rencana pada struktur-struktur yang termasuk ke dalam KDG D sampai F. Untuk gaya inersia pada persamaan 4.32, faktor redundansi, ρ , diambil sama dengan 1. Sedangkan untuk gaya transfer, nilai-nilai faktor redundansi, ρ , diambil sesuai Pasal 4.2.4.
- c. Penggunaan peningkatan gaya sebesar 25% dalam mendesain *connection of diaphragm, collectors* dan sambungannya sesuai Pasal 4.2.2.3.

5.9.3. Kolektor

Elemen-elemen kolektor harus direncanakan untuk mampu menyalurkan gaya gempa yang timbul di suatu bagian struktur menuju ke elemen yang memiliki tahanan terhadap gaya gempa tersebut.

5.9.3.1. Elemen Kolektor yang Memerlukan Kombinasi Beban dengan *Overstrength Factor* untuk KDG C-F

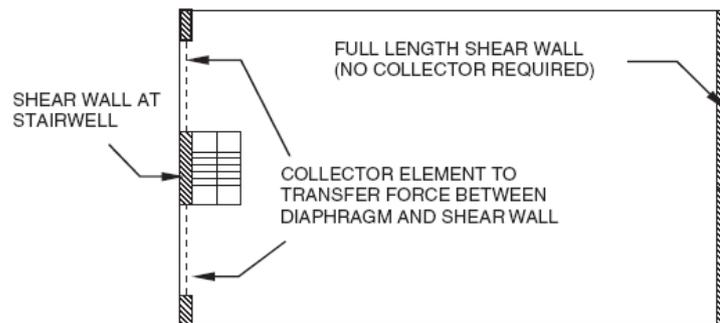
Pada struktur-struktur yang termasuk ke dalam KDG C, D, E, atau F, elemen kolektor dan sambungan menuju ke elemen vertikal harus direncanakan terhadap gaya maksimum dari ketiga gaya berikut ini:

1. Gaya yang dihitung dengan menggunakan *overstrength factor* seperti pada Pasal 4.8.3 dengan gaya gempa yang ditentukan melalui Analisis Statik Ekuivalen menurut Pasal 6.1 atau Analisis Ragam Spektrum Respons menurut Pasal 7.
2. Gaya yang dihitung dengan menggunakan pengaruh gaya gempa yang menggunakan *overstrength factor* menurut Pasal 4.8.3 dengan gaya gempa yang ditentukan dengan persamaan 4.33.

3. Gaya yang dihitung dengan menggunakan kombinasi beban menurut Pasal 4.4.2 kombinasi 5 dan 6 dengan gaya gempa yang ditentukan menurut persamaan 4.34. Gaya transfer seperti yang dijelaskan pada Pasal 5.9.2 harus diperhitungkan.

Perkecualian:

1. Gaya yang dihitung di atas tidak perlu melebihi gaya-gaya yang dihitung dengan menggunakan kombinasi beban menurut Pasal 4.4.2 kombinasi 5 dan 6 dengan gaya gempa yang ditentukan menurut persamaan 4.34.
2. Pada struktur atau bagian dari struktur tersebut yang diperkaku secara keseluruhan oleh *light-frame shear-walls*, elemen kolektor dan sambungan menuju ke elemen vertikal hanya perlu direncanakan untuk menahan gaya rencana yang dihitung dengan kombinasi beban menurut Pasal 4.4.2 kombinasi 5 dan 6 dengan gaya gempa yang ditentukan sesuai dengan Pasal 5.9.2.



Gambar 4.10. Elemen Kolektor

6. PERENCANAAN STRUKTUR BERATURAN

6.1. Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

6.1.1. (SNI ps. 6.1.1)

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, yang ditetapkan lebih lanjut dalam pasal-pasal berikut.

6.1.2. Beban Geser Dasar (ASCE ps. 12.8.1)

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen, V , yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan:

$$V = C_s W \quad (4.36) - (ASCE \text{ pers. } 12.8-1)$$

keterangan:

C_s = koefisien respons gempa yang ditentukan berdasarkan Pasal 6.1.2

W = berat efektif struktur ketika terjadi gempa

6.1.2.1. Perhitungan Koefisien Respons Gempa

Koefisien respons gempa, C_s ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.37) - (\text{ASCE pers. 12.8-2})$$

keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan respon spektral rencana pada periode pendek (0,2 detik) seperti yang telah ditentukan pada Pasal 4.7.4

R = *Response Modification Coefficient* yang ditentukan sesuai Tabel 3

I_e = Faktor Keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Pasal 4.1.2

C_s tidak perlu melebihi nilai berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.38) - (\text{ASCE pers. 12.8-3})$$

Dan tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (4.39) - (\text{ASCE pers. 12.8-5})$$

Sebagai tambahan, struktur yang terletak pada daerah yang memiliki nilai $S_1 \geq 0,6g$, C_s tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0.5 S_1 / (R/I_e) \quad (4.40) - (\text{ASCE pers. 12.8-6})$$

dengan catatan nilai R dan I_e ditentukan berdasarkan sistem struktur penahan gaya gempa yang digunakan dan

S_{D1} = parameter percepatan respon spektral rencana pada periode 1 detik seperti yang telah ditentukan pada Pasal 4.7.4.

T = periode bangunan seperti yang ditentukan pada Pasal 5.6

S_1 = parameter percepatan respon spektral MCE_R saat 1 detik seperti yang ditentukan pada Peta Zonasi Gempa 2010

6.1.2.2. Nilai Maksimum S_s dalam Menentukan C_s

Untuk bangunan beraturan dengan jumlah tingkat 5 atau kurang yang dihitung dari taraf penjepitan lateral seperti yang didefinisikan di dalam bagian definisi, dengan periode, T , sama dengan 0,5 atau kurang, C_s dapat dihitung dengan mengambil nilai S_s sebesar 1,5.

6.1.3. Distribusi Gaya Gempa Rencana

6.1.3.1. Distribusi Vertikal Gaya Geser Dasar (ASCE ps. 12.8.3)

Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen, V , menurut Pasal 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_x yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan:

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.41) - (\text{ASCE pers. 12.8-11})$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.42) - (\text{ASCE pers. 12.8-12})$$

keterangan:

- k = nilai eksponen yang tergantung dari periode struktur bangunan.
 Untuk struktur dengan periode $\leq 0,5$ detik, k = 1
 Untuk struktur dengan periode $\geq 2,5$ detik, k = 2
 Untuk struktur dengan periode antara 0,5 detik dan 2,5 detik diambil dari hasil interpolasi k = 1 dan k = 2.
- V = Beban geser dasar
- h_i dan h_x = ketinggian lantai tingkat diukur dari taraf penjepitan lateral pada lantai ke-i atau x.
- w_i dan w_x = *effective seismic weight* yang berada di lantai ke-i maupun x.
- n = jumlah lantai tingkat.

6.1.3.2. Distribusi Horizontal Gaya Geser Tingkat (ASCE ps. 12.8.4)

Gaya geser tingkat gempa rencana harus didistribusikan kepada elemen-elemen vertikal dari sistem struktur penahan gaya gempa pada suatu tingkat yang ditinjau berdasarkan kekakuan lateral relatif dari elemen vertikal penahan gaya gempa dan diafragma. Distribusi geser tingkat gempa rencana ini harus memperhitungkan pengaruh eksentrisitas dan pengaruh torsi yang ditentukan pada Pasal 5.4.

Gaya geser tingkat gempa rencana pada setiap lantai (V_x dalam kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.43) - (\text{ASCE pers. 12.8-13})$$

keterangan:

F_i = beban gempa nominal statik ekuivalen pada suatu lantai tingkat ke-i

6.1.4. Guling (ASCE ps. 12.8.5)

Struktur harus didesain mampu menahan pengaruh guling akibat beban gempa seperti yang ditentukan di Pasal 6.1.3.1.

6.1.5. (SNI ps. 6.1.5)

Pada tangki di atas menara, beban gempa nominal statik ekuivalen sebesar V harus dianggap bekerja pada titik berat massa seluruh struktur menara dan tangki berikut isinya.

6.2. Analisis Statik Ekuivalen (SNI ps. 6.3)

Mengingat pada struktur gedung beraturan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat, maka

pengaruh beban-beban gempa nominal statik ekuivalen tersebut dapat dianalisis dengan metoda analisis statik 3 dimensi biasa yang dalam hal ini disebut analisis statik ekuivalen 3 dimensi.

7. PERENCANAAN STRUKTUR TIDAK BERATURAN

7.1. Ketentuan untuk Analisis Respons Dinamik (SNI ps 7.1 dan ASCE ps. 12.9.4.1)

7.1.1. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memenuhi salah ketentuan yang disebut dalam Pasal 4.2, pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.

7.1.2. Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Apabila periode struktur, T melebihi nilai $C_u T_a$ pada arah yang ditinjau, nilai $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti periode T pada arah tersebut.

Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut:

$$V_t > 0,85V \quad (4.44) - (ASCE \text{ pers. } 12.8-18)$$

keterangan:

V = beban geser dasar yang diperoleh dengan hanya memperhitungkan pengaruh respons ragam pertama, melalui analisis statik ekuivalen sesuai Pasal 6.1.2.

V_t = beban geser dasar yang diperoleh dari penjumlahan beberapa respons ragam yang ditinjau.

7.1.3. Apabila tidak memenuhi persyaratan di atas, maka beban geser dasar akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons yang memperhitungkan pengaruh sejumlah respons ragam dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala:

$$\text{Faktor Skala} = 0.85 \frac{V_1}{V_t} \quad (4.45) - (ASCE \text{ pers. } 12.8-19)$$

7.2. Analisis Ragam Spektrum Respons (SNI ps 7.2 dan ASCE ps. 12.9.4.1, ps. 12.9.4.2)

7.2.1. Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metode analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 4.7 yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R , di mana

I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 4.2, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

7.2.2. Penjumlahan respons ragam yang disebut dalam Pasal 7.2.1 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau SRSS).

7.2.3. Untuk memenuhi persyaratan menurut Pasal 7.1.3, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala:

$$\text{Faktor Skala} = 0.85 \frac{V_1}{V_t} \quad (4.46) - (\text{ASCE pers. 12.8-19})$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja dan V_t adalah gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

7.2.4. (ASCE ps. 12.9.4.2)

Jika gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons (V_t) < $0,85 C_s W$ dan nilai C_s didapatkan dari persamaan 4.45, simpangan antar tingkat harus dikalikan dengan $0,85 \frac{C_s \cdot W}{V_t}$.

8. SIMPANGAN DAN DEFORMASI

8.1. Penentuan Simpangan Antar-Tingkat (ASCE ps. 12.8.6)

Nilai simpangan antar-tingkat, Δ , harus dihitung berdasarkan perbedaan defleksi dari pusat massa di atas dan di bawah pada tingkat yang ditinjau. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 4.10. Jika pusat massanya tidak lurus secara vertikal diperbolehkan menghitung defleksi pada bagian bawah tingkat yang ditinjau dari proyeksi vertikal pusat massa pada bagian atas tingkat yang ditinjau. Nilai simpangan antar-tingkat rencana, Δ , harus dihitung berdasarkan perbedaan maksimum antara defleksi titik atas dan bawah dari suatu tingkat di sepanjang sisi bangunan. Defleksi pada level x (δ_x) (*in.* atau *mm*) yang digunakan untuk menghitung nilai simpangan antar-tingkat rencana ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

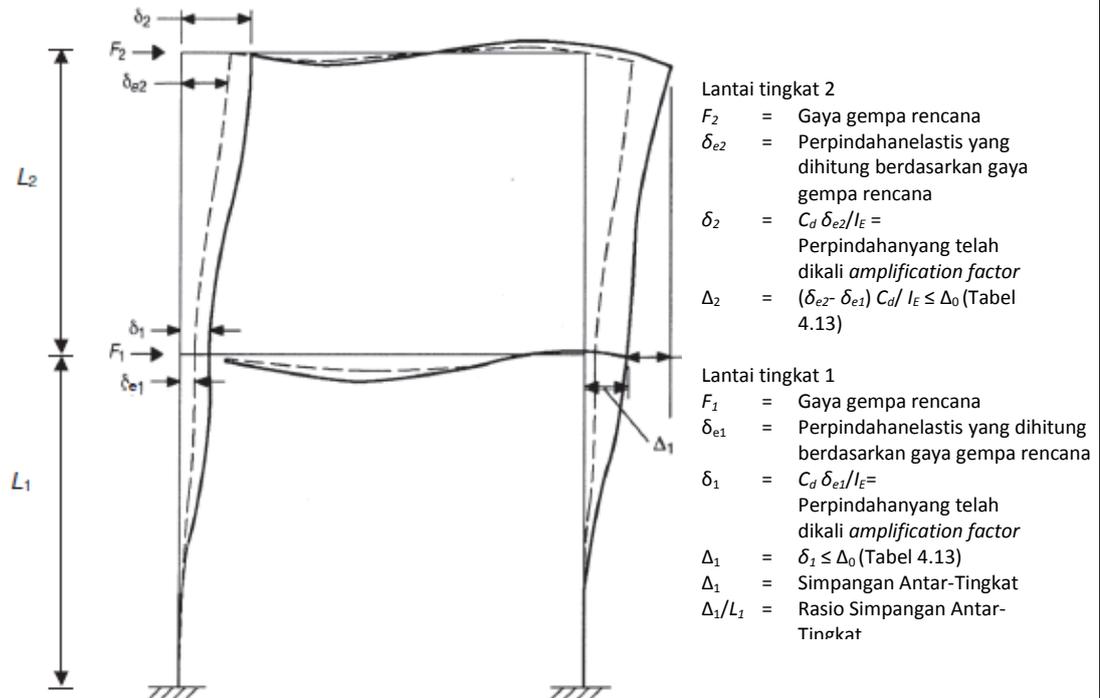
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (4.47) - (\text{ASCE pers. 12.8-15})$$

keterangan:

C_d = *Deflection Amplification Factor* pada Tabel 4.3

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang dibutuhkan sesuai dengan yang ditentukan bagian ini, berdasarkan analisis elastis

I_e = Faktor Keutamaan yang ditentukan pada Tabel 4.2



Gambar 4.11. Penentuan Simpangan Antar-Tingkat

8.1.1. Nilai Minimum Beban Geser Dasar untuk Menentukan Simpangan

Analisis elastik dari perhitungan simpangan pada sistem struktur penahan gaya gempa harus dilakukan berdasarkan beban gempa desain pada Pasal 6.1.

Perkecualian: persamaan 4.39 tidak perlu diperhitungkan dalam menentukan simpangan.

8.1.2. Periode untuk Memperhitungkan Simpangan

Untuk menentukan pembatasan simpangan antar-tingkat yang diatur di Pasal 8.2, diijinkan menggunakan simpangan elastik (δ_{xe}) akibat beban gempa rencana yang sesuai dengan nilai periode yang dihitung tanpa memperhitungkan batasan atas periode ($C_u T_a$) yang ditentukan di Pasal 5.6.

8.2. Batasan Simpangan Antar-Tingkat (ASCE ps. 12.12.1)

Simpangan antar-tingkat yang terjadi pada Pasal 8.1 dan Pasal 7 tidak boleh melebihi simpangan antar-tingkat yang diijinkan sesuai Tabel 4.13 untuk semua tingkat.

Tabel 4.13. Simpangan Antar-Tingkat yang Diiijinkan, $\Delta_a^{a,b}$
(ASCE Tabel 12.12-1)

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dinding geser dari bata, 4 tingkat atau kurang yang dihitung dari atas dasar dengan sistem dinding interior, partisi, langit-langit, dan dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar-tingkat.	0.025h _{sx}	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}
Struktur dinding geser kantilever dari bata	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}
Selain struktur dinding geser dari bata lainnya	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}
Struktur yang tidak diatur pada ketiga hal di atas	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}	0.010h _{sx}

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat dibawah tingkat x

^b Untuk sistem struktur penahan gaya gempa yang hanya terdiri dari rangka pemikul momen pada Kategori Desain Gempa D, E, dan F, nilai simpangan antar-tingkat yang diijinkan harus memenuhi ketentuan pada Pasal 8.2.1.

8.2.1. Rangka Pemikul Momen pada Struktur yang Didesain dengan Kategori Desain Gempa D sampai F

Untuk sistem struktur penahan gaya gempa yang hanya terdiri dari rangka pemikul momen, pada struktur yang didesain dengan KDG D, E, atau F simpangan antar-tingkatnya, Δ , tidak boleh melebihi Δ_a/ρ untuk setiap tingkat. ρ ditentukan pada Pasal 4.2.4.2.

8.3. Defleksi Diafragma (ASCE ps. 12.12.2)

Defleksi pada bidang diafragma seperti yang telah ditentukan oleh analisis struktur, tidak boleh melebihi defleksi yang diijinkan dari elemen-elemen yang bersebelahan. Defleksi yang diijinkan harus sedemikian rupa sehingga dapat mengijinkan elemen yang saling bersebelahan dapat mempertahankan kesatuan struktural dalam menerima pembebanan individual dan meneruskan beban yang telah ditentukan tersebut ke perletakan.

8.4. Pemisahan Struktural (Dilatasi) (ASCE ps. 12.12.3)

Setiap bagian struktur harus didesain dan dibangun untuk dapat bekerja sebagai satu kesatuan struktural yang utuh dalam menahan gaya gempa kecuali kalau terpisah secara struktural oleh jarak yang cukup untuk menghindari kerusakan akibat tumbukan seperti yang akan dijelaskan pada bagian ini.

Pemisahan harus mengijinkan respons perpindahan inelastis maksimum (δ_M). δ_M harus ditentukan pada lokasi kritis yang memperhitungkan perpindahan secara torsional dan translasi dari struktur termasuk amplifikasi torsional (A_x). Apabila dibutuhkan, nilai δ_M dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini :

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e} \quad (4.48) - (ASCE \text{ pers. } 12.12-1)$$

keterangan:

δ_{max} = perpindahan maksimum elastis pada lokasi kritis.

Struktur-struktur yang saling bersebelahan harus dipisahkan minimal sejauh δ_{MT} atau dengan karakteristik yang sama harus dipisahkan minimal selebar δ_{MT} yang ditentukan berdasarkan persamaan 4.49 berikut ini:

$$\delta_{MT} = \delta_{M1} + \delta_{M2} \quad (4.49) - (SNI \text{ Pasal } 8.2.4)$$

keterangan: δ_{M1} dan δ_{M2} adalah respons perpindahan inelastis maksimum dari struktur yang berdekatan pada ujung-ujung struktur yang saling bersebelahan tersebut. δ_{MT} tidak boleh ditetapkan kurang dari 75 mm.

δ_{MT} harus direncanakan detailnya dan dilaksanakan sedemikian rupa, sehingga senantiasa bebas dari kotoran atau benda-benda penghalang. Lebar sela pemisah juga harus memenuhi semua toleransi pelaksanaan.

8.5. Elemen yang Membentang Diantara Struktur (ASCE ps. 12.12.4)

Gravity connections atau perletakan pada elemen yang membentang di antara struktur atau bagian struktur yang tidak di desain terhadap pengaruh gempa harus didesain dengan memperhitungkan pengaruh perpindahan relatif maksimum. Perpindahan ini dihitung berdasarkan:

- a. Perpindahan yang terjadi pada lokasi perletakan yang dihitung berdasarkan persamaan 4.47 yang dikali dengan $1,5 R/C_d$, dan
- b. Memperhitungkan defleksi tambahan akibat rotasi diafragma termasuk *torsional amplification factor* yang dihitung berdasarkan Pasal 5.4.5 di mana struktur mengalami iregularitas torsional, dan
- c. Memperhitungkan deformasi diafragma, dan
- d. Mengasumsikan kedua struktur bergerak pada arah yang berlawanan dan menggunakan penjumlahan absolut dari perpindahan masing-masing struktur tersebut.

8.6. Kompatibilitas Deformasi untuk Kategori Desain Gempa D sampai F (ASCE ps. 12.12.5)

Pada struktur yang didesain dengan Kategori Desain Gempa D sampai F, setiap komponen struktur yang tidak termasuk ke dalam sistem struktur penahan gaya gempa pada arah yang ditinjau harus didesain mampu menahan terhadap pengaruh beban

gravitasi dan gaya gempa yang muncul dari perpindahan akibat simpangan antar-tingkat rencana (Δ) seperti yang telah ditentukan pada Pasal 8.1 (lihat juga pada Pasal 8.2).

Perkecualian: Elemen pada portal beton bertulang yang tidak didesain sebagai bagian dari sistem struktur penahan gaya gempa harus memenuhi peraturan yang berlaku. Pada saat menentukan momen dan gaya geser yang terjadi pada komponen yang tidak termasuk dalam sistem struktur penahan gaya gempa pada arah yang ditinjau, pengaruh perkuatan struktur dari komponen struktural dan non-struktural yang berada di antaranya harus dipertimbangkan dalam nilai yang rasional.

PENUTUP

Berdasarkan kajian yang telah dilakukan terhadap isi dari ketentuan perencanaan struktur tahan gempa dalam SNI 03-1726-2002 dan ASCE 7-10 dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

- a. Perbedaan-perbedaan yang terdapat pada SNI 03-1726-2002 dan ASCE 7-10 hanyalah perbedaan dalam hal detail persyaratannya saja bukan dalam hal filosofi perencanaan ketahanan gempa.
- b. Perbedaan detail persyaratan yang signifikan baik pada pokok bahasan yang sudah ada maupun yang belum ada pada SNI 1726-02 meliputi konsep kategori desain gempa, iregularitas struktur, faktor redundansi, kriteria pemilihan sistem struktur dan batasan ketinggian, spektrum respons rencana, pengaruh beban gempa vertikal, penggunaan *overstrength factor* pada kombinasi beban elemen-elemen tertentu, eksentrisitas rencana, pembatasan waktu getar alami fundamental, pengaruh P-delta, penentuan faktor respons gempa, distribusi vertikal gaya geser dasar, batasan simpangan antar-tingkat.

Beberapa saran yang dapat disampaikan adalah sebagai berikut:

- a. Dokumen usulan SNI 1726 yang baru ini masih terbatas pada prosedur perencanaan ketahanan gempa struktur atas, sehingga masih diperlukan usaha untuk melengkapinya dengan prosedur perencanaan ketahanan gempa struktur bawah dan komponen-komponen nonstruktural.
- b. Dalam penggunaan usulan SNI 1726 yang baru para pembaca disarankan melakukan peninjauan ke referensi yang asli untuk memperoleh informasi tambahan yang tidak disertakan di dalam usulan SNI 1726 yang baru.
- c. Dokumen usulan SNI 1726 yang baru ini diusulkan untuk segera diaplikasikan agar dapat mengurangi resiko kegagalan struktur akibat pengaruh gempa di Indonesia.

DAFTAR PUSTAKA

- ACI-ASCE Committee 442. (1988). *Response of Concrete Buildings to Lateral Forces*. ACI 442R-88, 1-36.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads For Building And Other Structures*.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *SNI 03-1726-2002: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *SNI 03-2847-2002: Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*.
- Beca Carter Hollings and Ferner Limited. (1980). *Indonesian Earthquake Study Volume 1 A Review of Existing Indonesian Seismic Provisions and Practices*. Wellington: Beca Carter Hollings and Ferner Limited.
- Beca Carter Hollings and Ferner Limited. (1980). *Indonesian Earthquake Study Volume 5 Seismic Design Loadings Code and Commentary*. Wellington: Beca Carter Hollings and Ferner Limited.
- Charleson, A. (2008). *Seismic Design from Architects Outwitting The Quake*. Massachusetts: Architectural Press.
- Computer and Structures, Inc., (2005). *ETABS v 9.07, Extended Three Dimensional Analysis of Building System*. Berkeley, California, USA: Author.
- Indonesia, Departemen Pekerjaan Umum. (1987). *Petunjuk Perencanaan Beton Bertulang dan Struktur Dinding Bertulang Untuk Rumah dan Gedung*. Indonesia: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Indonesia, Departemen Pekerjaan Umum. (2010). *Peta Zonasi Gempa Indonesia 2010*. Retrieved Agustus 30, 2010, from http://www.pu.go.id/satminkal/balitbang/sni/news_full.asp?no=99
- Paulay, T. and M.J.N. Priestly. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Taranath, B.S. (2005). *Wind and Earthquake Resistant Buildings Structural Analysis and Design*. New York: Marcel Dekker.
- Tim Konstruksi. (2010, Agustus). *Revisi Zona Gempa dan Efeknya Terhadap Struktur Konstruksi*. *Konstruksi*, 392, 18-27.
- Tumilar, S. (2008). *Petunjuk Penggunaan Ketentuan Seismik dan Angin Berdasarkan ASCE 7-05 dan IBC 2006*. Jakarta: HAKI