

## BAB III LANDASAN TEORI

### 3.1 Konsep Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Tahan Gempa

Perencanaan struktur tahan gempa harus memperhitungkan pengaruh gempa setempat yang pernah terjadi terhadap struktur yang akan direncanakan. Hal ini bertujuan mengantisipasi apabila terjadi gempa serupa, struktur dapat bertahan tanpa mengalami kerusakan yang berarti. Untuk menetapkan pergerakan tanah (*ground motion*) yang akan digunakan pada perancangan suatu struktur, idealnya diperlukan studi tentang sejarah gempa sesuai dengan letak struktur tersebut akan didirikan (Kramer, 1996).

Sistem struktur perlu ditinjau dari 3 taraf beban gempa agar tetap mempunyai kinerja yang baik saat terjadi gempa. Taraf beban Gempa terdiri dari gempa ringan, gempa sedang, dan gempa kuat. Taraf beban tersebut diuraikan seperti dalam Tabel 3.1.

**Tabel 3.1 Taraf Beban Gempa Untuk Umur Rencana Rata-Rata 50 Tahun**

Taraf Beban Gempa	Umur Rencana (tahun)	$R_N$ (%)	$T_R$ (tahun)	Keterangan
Ringan	50	92	20	Struktur dan non-struktur tidak boleh rusak (terjadi deformasi secara inelastis jika terjadi gempa kuat.
Ringan	50	92	20	
Sedang	50	50	75	Struktur tidak boleh rusak, untuk non-struktur boleh rusak (sudah tidak elastis) namun kerusakan masih ringan dan dapat diperbaiki dengan biaya terbatas.
Kuat	50	2	2500	Struktur dapat rusak berat namun struktur harus tetap berdiri/tidak runtuh serta masih dapat diperbaiki.

(Sumber: <https://www.slideshare.net/soewignjoanugroho/aplikasi-sni-gempa-1726-2012>, 2017)

### 3.2 Beban Gravitasi

Beban gravitasi dibagi menjadi beban mati dan beban hidup. Beban mati dan beban hidup akan dijabarkan seperti berikut ini.

#### 1. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian suatu gedung yang bersifat tetap dan bagian yang tak terpisahkan dari gedung (PPIUG, 1983). Standar beban mati yang digunakan pada penelitian ini adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983. Komponen gedung menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut ini.

**Tabel 3.2 Beban Mati**

Nama	Berat Volume (kg/m <sup>3</sup> )	Berat Jenis (kg/m <sup>2</sup> )
Baja	7850	
Batu alam	2600	
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500	
Batu karang	700	
Batu pecah	1450	
Besi tuang	7250	
Beton	2200	
Beton bertulang	2400	
Kayu	1000	
Kerikil, koral	1650	
Pasangan bata merah	1700	
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200	
Pasangan batu cetak	2200	
Pasangan batu karang	1450	
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600	
Pasir (jenuh)	1800	

**Lanjutan Tabel 3.2 Beban Mati**

Nama	Berat Volume (kg/m <sup>3</sup> )	Berat Jenis (kg/m <sup>2</sup> )
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850	
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700	
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000	
Timah hitam (timbel)	1400	
Adukan semen		21
Aduka kapur, semen merah atai tras		17
Aspal		14
Dinding pasangan bata merah (satu batu)		450
Dinding pasangan bata merah (setengah batu)		250
Dinding pasangan batako berlubang (20 cm/HB 20)		200
Dinding pasangan batako berlubang (10 cm/HB 10)		120
Dinding pasangan batako tanpa berlubang (20 cm/HB 20)		300
Dinding pasangan batako tanpa berlubang (10 cm/HB 10)		200

(Sumber: PPIUG 1983)

## 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna bangunan gedung atau struktur lainnya yang tidak termasuk beban kkonstruksi dan beban lingkungan (SNI 1727, 2013). Standar beban hidup yang digunakan untuk

penelitian ini adalah SNI 1727-2013. Komponen beban hidup menurut SNI 1727-2013 dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut ini.

**Tabel 3.3 Beban Hidup Minimum**

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ruang kantor</li> <li>• Ruang komputer</li> </ul>	50 (2,4) 100 (4,79)	2000 (8,9) 2000 (8,9)
Ruang pertemuan <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kursi tetap</li> <li>• Lobi</li> <li>• Kursi dapat dipindahkan</li> <li>• Panggung pertemuan</li> <li>• Lantai podium</li> </ul>	100 (4,79) 100 (4,79) 100 (4,79) 100 (4,79) 150 (7,18)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban Hidup untuk daerah yang dilayani	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lantai pertama</li> <li>• Lantai lain</li> </ul>	100 (4,79) Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5 SNI 1727 2013	
Garasi/parkir	40 (1,92)	
Gedung perkantoran: Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2000 (8,90)
Kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,9)
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya pemeliharaan		

(Sumber: SNI 1727 2013)

### 3.3 Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu, massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah dan wilayah kegempaan sesuai dengan struktur bangunan tersebut didirikan. Massa dari struktur bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang besarnya sangat tergantung dari besarnya massa struktur. Berikut ini akan dijelaskan mengenai arah pembebanan gempa, kombinasi pembebanan, dan metode analisis.

#### 3.3.1 Arah Pembebanan Gempa

Arah pengaruh gempa rencana yang sembarang dapat disimulasikan terhadap struktur gedung, dengan cara pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa, tetapi efektifitasnya hanya 30%. Hal ini telah ditetapkan pada SNI 03-1726-2002 pasal 5.8.1 ataupun SNI 03-1726-2012 pasal 7.5.

#### 3.3.2 Kombinasi Pembebanan

Pada penelitian ini ada 2 kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012, kombinasi pembebanan tersebut akan dijelaskan sebagai berikut ini.

##### 1. Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Berdasar pada SNI 03-1726-2002, faktor-faktor dan kombinasi pembebanan untuk beban mati, beban hidup, dan beban gempa adalah sebagai berikut.

- a.  $1,4D$
- b.  $1,2D + 1,6L$
- c.  $1,2D + 1,0L + 1,0EQ_x + 0,3EQ_y$
- d.  $1,2D + 1,0L + 1,0EQ_x - 0,3EQ_y$
- e.  $1,2D + 1,0L - 1,0EQ_x + 0,3EQ_y$
- f.  $1,2D + 1,0L - 1,0EQ_x - 0,3EQ_y$
- g.  $1,2D + 1,0L + 0,3EQ_x + 1,0EQ_y$

- h.  $1,2D + 1,0L + 0,3EQ_x - 1,0EQ_y$
- i.  $1,2D + 1,0L - 0,3EQ_x + 1,0EQ_y$
- j.  $1,2D + 1,0L - 0,3EQ_x - 1,0EQ_y$
- k.  $0,9D + 1,0EQ_x + 0,3EQ_y$
- l.  $0,9D + 1,0EQ_x - 0,3EQ_y$
- m.  $0,9D - 1,0EQ_x + 0,3EQ_y$
- n.  $0,9D - 1,0EQ_x - 0,3EQ_y$
- o.  $0,9D + 0,3EQ_x + 1,0EQ_y$
- p.  $0,9D + 0,3EQ_x - 1,0EQ_y$
- q.  $0,9D - 0,3EQ_x + 1,0EQ_y$
- r.  $0,9D - 0,3EQ_x - 1,0EQ_y$

dengan:

D =Beban mati diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga dan peralatan layan tetap,

L =Beban hidup yang ditimbulkan oleh pengguna bangunan termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan dan lain – lain,

E =Bebaan gempa.

## 2. Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati, beban hidup, dan beban gempa sama dengan SNI 03-1726-2002, namun pada kombinasi pembebanan SNI 03-1726-2012 bersarnya beban gempa harus didesain menggunakan pengaruh beban gempa yang ditentukan seperti berikut ini.

$$E = E_H + E_V \quad (3.1)$$

$$E = (\rho EQ) \pm (0,2S_D D) \quad (3.2)$$

Nilai  $\rho$  merupakan faktor redudansi yang harus dikenakan pada sistem penahan gempa dalam masing-masing kedua arah orthogonal untuk semua struktur sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.3.4. Faktor redudansi ditentukan berdasarkan kategori desain seismik dan  $S_{DS}$ . Setelah dilakukan substitusi kombinasi pembebanannya menjadi seperti berikut.

- a.  $1,4D$
- b.  $1,2D + 1,6L$
- c.  $(1,2 + 0,2S_D)D + 1,0L + (1,0EQ_x \cdot \rho) + (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- d.  $(1,2 + 0,2S_D)D + 1,0L + (1,0EQ_x \cdot \rho) - (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- e.  $(1,2 + 0,2S_D)D - 1,0L + (1,0EQ_x \cdot \rho) + (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- f.  $(1,2 + 0,2S_D)D - 1,0L + (1,0EQ_x \cdot \rho) - (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- g.  $(1,2 + 0,2S_D)D + 1,0L + (0,3EQ_x \cdot \rho) + (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- h.  $(1,2 + 0,2S_D)D + 1,0L + (0,3EQ_x \cdot \rho) - (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- i.  $(1,2 + 0,2S_D)D - 1,0L + (0,3EQ_x \cdot \rho) + (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- j.  $(1,2 + 0,2S_D)D - 1,0L + (0,3EQ_x \cdot \rho) - (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- k.  $(0,9 - 0,2S_D)D + (1,0EQ_x \cdot \rho) + (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- l.  $(0,9 - 0,2S_D)D + (1,0EQ_x \cdot \rho) - (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- m.  $(0,9 - 0,2S_D)D - (1,0EQ_x \cdot \rho) + (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- n.  $(0,9 - 0,2S_D)D - (1,0EQ_x \cdot \rho) - (0,3EQ_y \cdot \rho)$
- o.  $(0,9 - 0,2S_D)D + (0,3EQ_x \cdot \rho) + (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- p.  $(0,9 - 0,2S_D)D + (0,3EQ_x \cdot \rho) - (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- q.  $(0,9 - 0,2S_D)D - (0,3EQ_x \cdot \rho) + (1,0EQ_y \cdot \rho)$
- r.  $(0,9 - 0,2S_D)D - (0,3EQ_x \cdot \rho) - (1,0EQ_y \cdot \rho)$

dengan:

D =Beban mati diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga dan peralatan layan tetap,

L =Beban hidup yang ditimbulkan oleh pengguna bangunan termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan dan lain – lain,

E =Bebaan gempa,

=faktor redudansi yang harus dikenakan pada sistem penahan gempa dalam masing-masing kedua arah orthogonal untuk semua struktur.

### 3.4 Ketentuan Umum Bangunan Gedung Terhadap Gempa

Ketentuan umum bangunan gedung terhadap gempa mempunyai beberapa parameter, yaitu wilayah gempa, koefisien modifikasi respons ( $R$ ), repons spektrum gempa rencana, dan waktu geter alami fundamental dengan penjelasan menurut SNI

03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012. Parameter – parameter tersebut akan dijelaskan sebagai berikut ini.

#### 3.4.1 Koefisien Modifikasi Respons (R)

Koefisien modifikasi respons berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 akan dijelaskan sebagai berikut ini.

##### 1. SNI 03-1726-2002

Nilai modifikasi respons sesuai sistem struktur yang digunakan sebagaimana yang ditunjukkan dalam Tabel 3.4 dibawah ini.

**Tabel 3.4 Nilai Faktor reduksi Untuk Sistem Ganda dan Sistem Rangka Pemikul Momen**

Uraian Sistem Pemikul Beban Gempa		R <sub>m</sub>
Sistem Ganda	Beton bertulang dengan SPRMK beton bertulang (dinding geser)	8,5
Sistem Rangka Pemikul Momen	Betin bertulang dengan SRPMK beton bertulang	8,5

(Sumber: SNI 03-1726-2002, Pasal 4.3.6)

##### 2. SNI 03-1726-2012

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan menahan gaya gempa di setiap arah ortogonal struktur. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Koefisien modifikasi respons yang sesuai (R), dan faktor pembesaran defleksi (C<sub>d</sub>) seperti dalam Tabel 3.5 akan digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya disain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat disain.



**Tabel 3.5 Faktor  $R$  dan  $C_d$  untuk Sintem Penahan Gaya Seismik**

Sistem Penahan – Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons ( $R^a$ )	Faktor Pembesaran Defleksi ( $C_d$ )	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur (m) <sup>c</sup>				
			Kategori Disain Seismik				
			B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
Sistem rangka pemikul momen							
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI

(Sumber: SNI 03-1726-2012, Pasal 7.22)

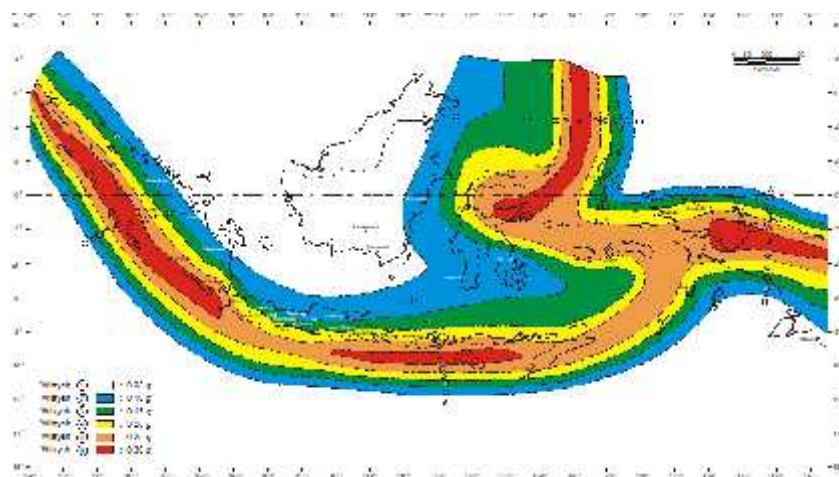
### 3.4.2 Respons Spektrum Gempa Rencana

Respons spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 akan dijelaskan sebagai berikut ini.

#### 1. SNI 03-1726-2002

##### a. Wilayah gempa

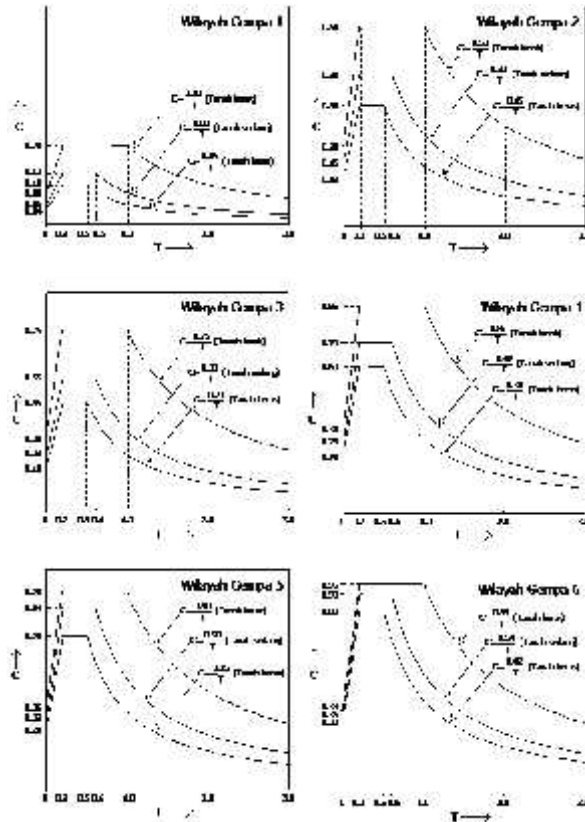
Indonesia terbagi dalam 6 wilayah gempa seperti Gambar 3.1 berikut ini.



**Gambar 3.1 Wilayah Gempa Indonesia dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar dengan Periode Ulang 500 Tahun**

(Sumber: SNI 03-1726-2002)

- b. Respons spektrum ditetapkan oleh Spektrum Respons Gempa Rencana C-T, seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.2 dibawah ini.



**Gambar 3.2 Respons Spektrum Gempa Rencana**  
(Sumber: SNI 03-1726-2002)

Dalam Gambar 3.2, C adalah Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Dengan menetapkan percepatan respons maksimum  $A_m$  sebesar,

$$A_m = 2,5 A_0 \quad (3.3)$$

dengan:

$A_0$  = percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh gempa rencana.

Waktu getar alami sudut  $T_c$  sebesar 0,5 detik, 0,6 detik, dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak. Dengan memperhatikan SNI 03-1726-2002 pasal 4.7.4 dan pasal 4.7.5, Faktor Respons Gempa C ditentukan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut ini.

a. Untuk  $T \leq T_c$

$$C = A_{III} \quad (3.4)$$

b. Untuk  $T > T_c$

$$C = \frac{A_r}{T} \quad (3.5)$$

dengan:

$$A_r = A_{III} \cdot T_c \quad (3.6)$$

Nilai – nilai  $A_m$  dan  $A_r$  diperoleh dari Tabel 3.6 untuk masing – masing wilayah gempa dan jenis tanah.

**Tabel 3.6 Spektrum Respons Gempa Rencana**

Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5$ detik		Tanah Keras $T_c = 0,6$ detik		Tanah Keras $T_c = 1,0$ detik	
	$A_m$	$A_r$	$A_m$	$A_r$	$A_m$	$A_r$
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,95	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95

(Sumber: SNI 03-1726-2002, Pasal 4.7.6)

## 2. SNI 03-1726-2012

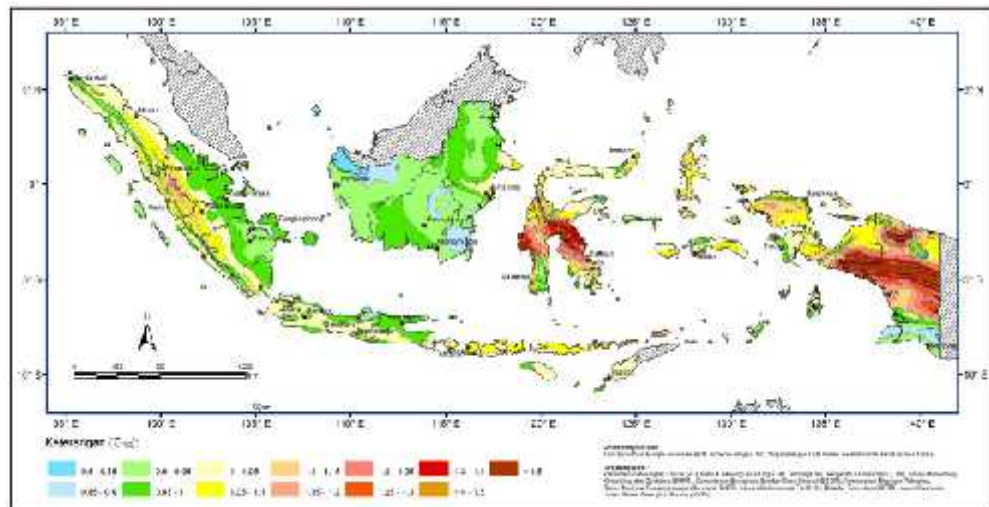
Respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur  $T$ , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*spectral displacement, SD*) kecepatan maksimum (*spectral velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*spectral acceleration, SA*) massa struktur *single degree of freedom* (SDOF), (Widodo, 2001). Tahapan pembuatan respons spektrum desain sesuai dengan SNI 03-1726 akan dijelaskan sebagai berikut ini.

a. Menentukan lokasi bangunan yang akan dibangun

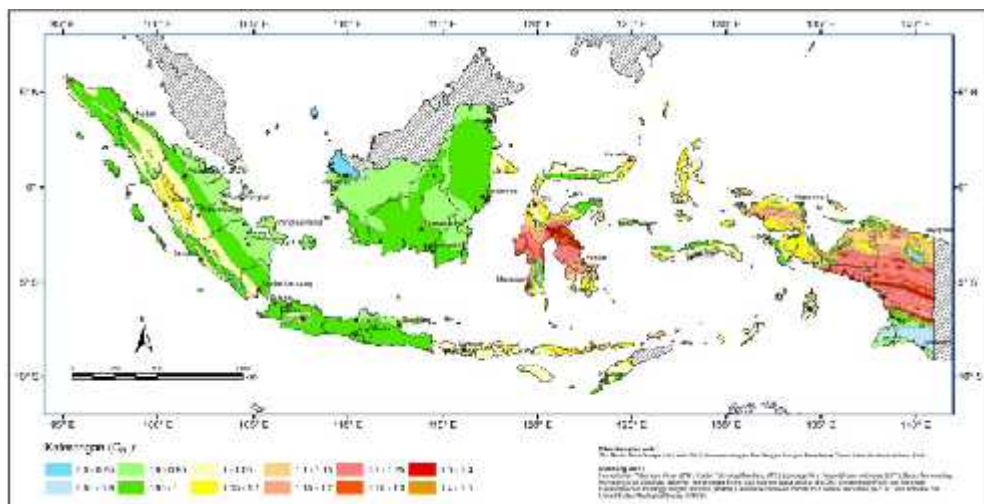
b. Menentukan parameter respons spektral percepatan ( $S_s$  dan  $S_1$ )

Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang mempertimbangkan resiko - tertarget  $MCE_R$  untuk parameter respons spektral





**Gambar 3.5  $C_{RS}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respons Spektral 0,2 Detik**  
(Sumber: SNI 03-1726-2012)



**Gambar 3.6  $C_{RS}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respons Spektral 1 Detik**  
(Sumber: SNI 03-1726-2012)

d. Menentukan klasifikasi jenis tanah

Percepatan maksimum dan respons spektrum pada permukaan tanah dipadatkan setelah menentukan klasifikasi site (jenis tanah). Profil di situs harus diklasifikasi berdasarkan Tabel 3.7 sebagai berikut.

**Tabel 3.7 Klasifikasi Situs yang Berkorelasi Atas Penyelidikan Tanah**

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/d)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	175	< 15	< 50
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas PI $\leq$ 20, 2. Kadar air (w) $\leq$ 40 %, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs ( <i>Site Specific Response Analysis</i> ))	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik sebagai berikut : 1. Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifasi, tanah lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah Lempung organik tinggi atau gambut (dengan ketebalan > 3m) 2. Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m		

Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai  
(Sumber: SNI 03-1726, Pasal 5.3)

e. Menentukan faktor amplifikasi ( $F_a$  dan  $F_v$ )

Faktor amplifikasi parameter respons spektrum percepatan permukaan tanah untuk periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1 dt ( $F_v$ ) diperoleh dari Tabel 3.8 dan Tabel 3.9

**Tabel 3.8 Faktor Amplifikasi Periode Pendek ( $F_a$ )**

Klasifikasi site	$S_s$				
	$S_s$ 0,25	$S_s$ 0,5	$S_s$ 0,75	$S_s$ 1,0	$S_s$ 1,25
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak ( $S_C$ )	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang ( $S_D$ )	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak ( $S_E$ )	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus ( $S_F$ )	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan: untuk nilai – nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier  
(Sumber: SNI 03-1726-2012, pasal 6.2)

**Tabel 3.9 Faktor Amplifikasi Periode 1 Detik ( $F_v$ )**

Klasifikasi site	$S_1$				
	$S_1$ 0,1	$S_1$ 0,2	$S_1$ 0,3	$S_1$ 4,0	$S_1$ 0,5
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak ( $S_C$ )	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang ( $S_D$ )	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak ( $S_E$ )	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus ( $S_F$ )	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan: untuk nilai – nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier  
(Sumber: SNI 03-1726-2012, pasal 6.2)

f. Menentukan parameter respons spektrum percepatan ( $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$ )

Parameter respons spektrum percepatan periode pendek ( $S_{MS}$ ) dapat dihitung dengan cara mengalikan koefisien amplifikasi periode pendek  $F_a$  dengan respons spektrum percepatan periode pendek ( $S_S$ ). Parameter respons spektrum percepatan periode panjang 1 detik ( $S_{M1}$ ) dapat dihitung dengan cara mengalikan koefisien-koefisien amplifikasi periode panjang 1 detik  $F_v$  dengan respons spektrum percepatan periode panjang 1 detik ( $S_1$ ).

$$S_M = F_a \times S_S \quad (3.7)$$

$$S_M = F_v \times S_1 \quad (3.8)$$

g. Menentukan parameter respons spektrum percepatan desain ( $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ )

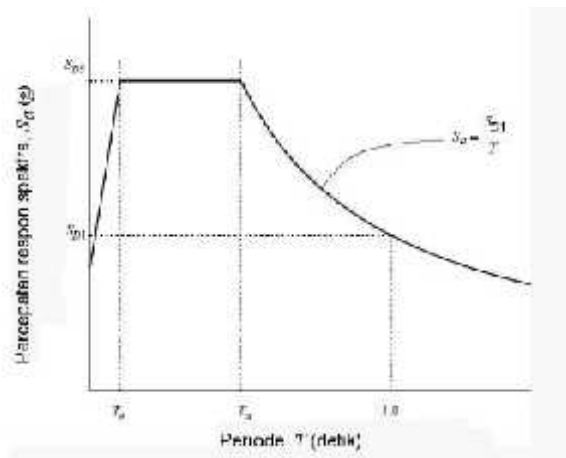
$S_{DS}$  adalah parameter respons spektrum percepatan desain untuk periode pendek, sedangkan  $S_{D1}$  adalah parameter respons spektrum percepatan desain untuk periode panjang 1 dt. Konstanta  $\mu$  tergantung pada perencanaan bangunan yang ditetapkan, berdasarkan SNI 03-1726-2012 nilai  $\mu$  adalah 2/3.

$$S_D = \mu S_M \quad (3.9)$$

$$S_D = \mu S_M \quad (3.10)$$

h. Membuat respons spektrum desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 3.7 dan mengikuti ketentuan di bawah ini.



**Gambar 3.7 Bentuk Umum Respons Spektrum Desain**  
(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Keterangan:

1) Untuk periode ( $T$ ) <  $T_0$  respons spektrum percepatan  $S_a$  dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.11)$$

2) Untuk periode ( $T$ ) yang nilainya antara  $T_0$  sampai  $T_S$  maka respons spektrum percepatan  $S_a = S_{DS}$ .

3) Untuk periode ( $T$ ) >  $T_S$ , respons spektrum percepatan  $S_a$  didapat berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (3.12)$$

4) Nilai  $T_0$  dan  $T_S$  didapat dengan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{DS}}{S_D} \quad (3.13)$$

$$T_S = \frac{S_{DS}}{S_D} \quad (3.14)$$

i. Percepatan Tanah Puncak

Percepatan tanah puncak dapat dihitung dengan:

$$PGA_M = F_P \cdot PGA \cdot I/R \quad (3.15)$$

keterangan :



$PGA_M = MCE_G$  percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh situs.

$PGA$  = percepatan tanah puncak terpetakan pasal 14 SNI 03-1726-2012

$F_{PGA}$  = koefisien situs dari Tabel 8 SNI 03-1726-2012

j. Koefisien respons seismik ( $C_S$ )

Koefisien respons seismik dapat dihitung dengan:

$$C_S = \frac{S_D}{(R/I_E)} \quad (3.16)$$

keterangan :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain periode pendek,

$R$  = faktor reduksi gempa yang didapat berdasarkan Tabel 3.5.

Namun demikian nilai  $C_S$  tidak perlu lebih besar dari,

$$C_S = \frac{S_D}{T \times (R/I_E)} \quad (3.17)$$

Tetapi nilai  $C_S$  juga tidak boleh kurang dari,

$$C_S = 0,004 \times S_D \times I_E \quad (3.18)$$

Untuk nilai  $S_1 = 0,60$  g, nilai  $C_S$  tidak boleh kurang dari,

$$C_S = \frac{0,5 S_1}{(R/I_E)} \quad (3.19)$$

keterangan :

$S_{D1}$  = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode 1,0 detik,

$T$  = periode fundamental struktur,

$S_1$  = parameter percepatan spektrum respons maksimum.

### 3.4.3 Waktu Getar Alami Fundamental

Analisis dalam penelitian ini akan digunakan nilai waktu getar alami fundamental  $T$  berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 sebagai berikut.

1. SNI 03-1726-2002

Menurut SNI 03-1726-2002 yang mengacu pada UBC 1997, untuk estimasi awal nilai  $T_1$  menggunakan persamaan empiris sebagai berikut ini.

$$T = C_t \times (h_n)^{3/4} \quad (3.20)$$

dengan:

$C_t = 0,0853$  (struktur portal baja) ;  $0,0731$  (portal beton bertulang) ;  $0,0488$  (sistem struktur lain),

$h_n$  = tinggi total struktur gedung (dalam meter).

Dalam pasal 5.6, pembatasan nilai maksimum waktu getar alami fundamental ditentukan sesuai dengan persamaan (3.20), untuk mencegah gedung yang terlalu fleksibel.

$$T_1 < \zeta n \quad (3.21)$$

dengan:

= koefisien wilayah gempa (ditetapkan menurut tabel 3.9)

$n$  = jumlah tingkat

Koefisien wilayah gempa yang membatasi waktu getar alami fundamental dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut.

**Tabel 3.10 Koefisien yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung**

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

(Sumber: SNI 03-1726-2002, Pasal 5.6)

2. SNI 03-1726-2012

SNI 03-1726-2012 memberikan rekomendasi nilai periode fundamental pendekatan yang sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Waktu getar alami struktur  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan

karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. T harus memenuhi syarat.

$$T_1 < C_u T_a \quad (3.22)$$

dengan:

$C_u$  = koefisien batas atas periode yang dihitung (Tabel 3.11),

$T_a$  = waktu getar alami pendekatan.

Waktu getar alami pendekatan  $T_a$ , dalam detik harus ditentukan dari persamaan sebagai berikut ini.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.23)$$

dengan:

$h_n$  = ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur,

$x$  = diperoleh dari Tabel 3.12

$C_t$  = koefisien yang dapat dilihat pada Tabel 3.12.

**Tabel 3.11 Nilai  $C_u$  Untuk Batas Pada Waktu Getar Yang Dihitung**

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 detik ( $S_{D1}$ )	Koefisien $C_u$
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

(Sumber: SNI 03-1726-2012, Pasal 7.8.2.1)

**Tabel 3.12 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$**

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka naja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup> (0,028)	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup> (0,016)	0,9
Rangka baja dengan <i>bracing</i> eksentris	0,0731 <sup>a</sup> (0,03)	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup> (0,02)	0,75

(Sumber: SNI 03-1726-2012, Pasal 7.8.2.1)

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan waktu getar alami pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik, dari persamaan (3.27) berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dari tinggi tingkat paling sedikit 3 meter:

$$T_a = 0,1 N \quad (3.24)$$

dengan:

N = jumlah tingkat.

### 3.5 Analisis Gempa Dinamik Riwayat Waktu (*Time History*)

Analisis riwayat waktu linier menurut SNI 03-1726-2002 adalah salah satu analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastic penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data masukan. Metode riwayat waktu memerlukan data akselerogram gempa sesuai letak bangunan yang di tinjau. Data tersebut masih jarang di Indonesia. Sehingga data akselerogram luar negeri dapat digunakan. Akselerogram gempa luar negeri tidak sama dengan respons spektrum wilayah di Indonesia. Keadaan geologi menjadi faktor perbedaan hal tersebut. Maka, perlu dilakukan proses normalisasi agar sesuai dengan respon spektrum wilayah di Indonesia.

Analisis dalam penelitian ini akan menggunakan metode riwayat waktu (*time history*) berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 seperti berikut ini.

#### 1. SNI 03-1726-2002

SNI 03-1726-2002 menjelaskan bahwa analisis dinamik *time history* menggunakan akselerogram gempa yang dijadikan sebagai gerakan tanah masukan. Akselerogram gempa masukan tersebut harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang terjadi di suatu lokasi yang memiliki kemiripan kondisi geologi, topografi dan seismotekniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk perencanaan struktur gedung melalui analisis dinamik *time history* terhadap pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan

harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncaknya A menjadi seperti berikut ini.

$$A = \frac{A_0 \cdot I}{R} \quad (3.25)$$

dengan:

$A_0$  = percepatan puncak muka tanah, yang besarnya sudah ditentukan dalam

Tabel 3.13, berdasarkan percepatan puncak batuan dasar lokasi,

R = faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan,

I = Faktor Keutamaan Bangunan.

**Tabel 3.13 Percepatan Puncak Muka Tanah  $A_0$**

Wilayah	Percepatan Puncak Batuan Dasar ('g')	Percepatan Puncak Muka Tanah $A_0$ ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	evaluasi khusus disetiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,38	

(Sumber: SNI 03-1726-2002)

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respon ragam pertama, maka gaya geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala.

$$F \quad S = \frac{0,8 \cdot V_1}{V_t} \geq 1 \quad (3.26)$$

dengan:

$V_1$  = gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam pertama saja,

$V_t$  = gaya geser dasar maksimum yang diperoleh dari hasil analisis dinamik yang sudah dilakukan.

2. SNI 03-1726-2012

Gempa dinamis dapat dianalisis dengan metode riwayat waktu. Metode riwayat waktu dibagi menjadi analisis secara linier dan non-linier berdasarkan pasal 11 SNI 03-1726-2012. Nilai rata-rata spektrum SRSS didapatkan dari gerak tanah tiga dimensi perlu diskalakan pada rentang perioda dari  $0,2T$  hingga  $1,5T$ . Nilai rata-rata spectrum SRSS dari semua pasang komponen horizontal tidak boleh kurang dari nilai ordinat terkait pada spektrum respons yang digunakan dalam desain. Ketentuan tersebut dapat dilihat di SNI-1726-2012 pasal 6.4 atau 6.9. Parameter-parameter respons individual harus dikalikan dengan besaran skalar sebagai berikut ini.

a) Parameter respons gaya harus dikalikan dengan  $I_e / R$ ,

dengan:

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI-1726-2012 pasal 4.1.2,

$R$  = Koefisien Modifikasi Respons yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.2.1.

b) Besaran simpangan antar lantai harus dikalikan dengan  $C_d/R$ ,

dengan:

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi seperti yang tercantum pada SNI-1726 2012 Tabel 9.

Apabila gaya geser dasar maksimum dari hasil analisis yang telah diskalakan ( $V_i$ ) kurang dari 85 persen, maka nilai gaya geser dasar maksimum menggunakan nilai minimum  $C_s$ . Hal tersebut mengakibatkan gaya-gaya elemen struktur yang diskalakan ( $Q_{Ei}$ ) harus diperbesar dengan faktor skalanya. Apabila nilai gaya geser dasar maksimum hasil analisis yang telah diskalakan ( $V_i$ ) kurang dari  $0,85C_sW$ , dengan catatan nilai  $C_s$  ditentukan dari Persamaan 25 (SNI 03-1726-2012), maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan  $0,85C_sW / V_i$  (SNI 03-1726-2012 pasal 11.1.4, 2012).

Gerak tanah yang digunakan lebih dari tujuh, maka gaya-gaya elemen struktur yang digunakan dalam kombinasi beban berdasarkan SNI-1726-2012 pasal 7.4.2.1 dan simpangan antar lantai yang digunakan dalam evaluasi simpangan

antar lantai sesuai dengan pasal 7.12.1. Sedangkan gerak tanah yang digunakan kurang dari tujuh, maka gaya-gaya elemen struktur dan simpangan antar lantai harus diambil sebagai nilai maksimum dari nilai gaya dalam elemen struktur ( $Q_{Ei}$ ) dan simpangan antar lantai ( $\delta_i$ ) yang diskalakan.

### 3.6 Kinerja Struktur

Kinerja struktur bangunan pada penelitian ini adalah seberapa besar performa struktur bangunan akibat beban gempa. Cara untuk mengetahui kinerja struktur dari suatu bangunan yaitu menentukan nilai simpangan antar tingkat agar sesuai dengan syarat Peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.

#### 3.6.1 Kinerja Batas Layan ( $\delta_s$ )

Kinerja batas layan  $\delta_s$  struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Hal tersebut dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan. Untuk memenuhi persyaratan, simpangan antar tingkat tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut ini.

$$\Delta_s = \frac{0,0}{R} h_f \text{ atau } 30 \text{ mm (dipilih yang kecil)} \quad (3.27)$$

#### 3.6.2 Kinerja Batas Ultimit ( $\delta_m$ )

Dalam analisis ini akan memperhitungkan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 sebagai berikut ini.

##### 1. SNI 03-1726-2002

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung. Sesuai pasal 4.3.3, simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali sebagai berikut ini (SNI 03-1726-2002 pasal 8.2, 2002).

$$\Delta_{im} = \xi \cdot \Delta_s \quad (3.28)$$

dengan:

$$\xi = 0,7 R \text{ (untuk struktur gedung beraturan)}$$

= R (untuk struktur gedung tidak beraturan)

Untuk memenuhi persyaratan, batasan simpangan antar tingkat maksimum ( $\Delta_{max}$ ) dapat dihitung dan tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut ini.

$$\Delta_m = 0,02 \cdot h_j \quad (3.29)$$

dengan:

R = faktor reduksi gempa struktur gedung pada Tabel 3.3

= faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

## 2. SNI 03-1726-2012

Simpangan antar lantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.6, dihitung sebagai defleksi pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat x harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_e}{I_e} \quad (3.30)$$

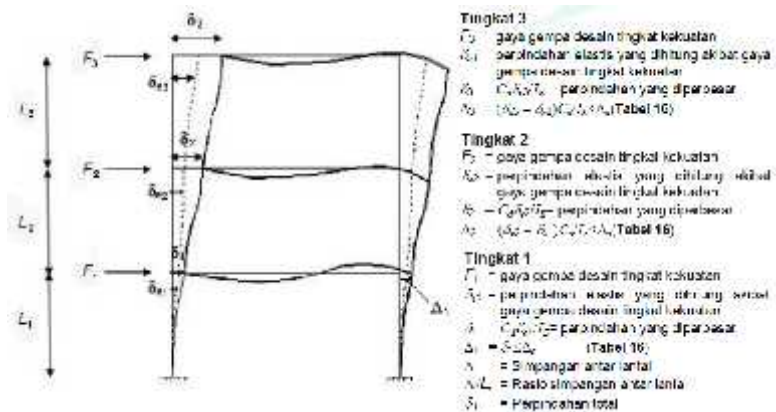
dengan:

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi, untuk rangka beton bertulang pemikul momen khusus adalah 4,5,

$I_e$  = faktor keutamaan gempa yaitu 1.

Untuk memenuhi syarat kinerja batas ultimit, simpangan antar lantai tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat. Penentuan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Gambar 3.9.





**Gambar 3.9 Penentuan Simpangan Antar Lantai**  
 (Sumber: SNI 03-1726-2012, Pasal 7.9)

### 3.7 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Adapun gaya gempa yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dengan persamaan :

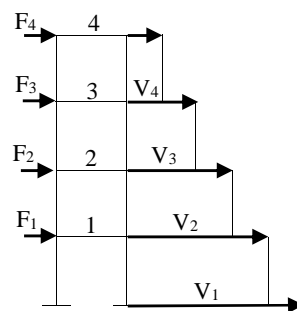
Geser tingkat desain gempa disemua tingkat  $V_x$  harus ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \tag{3.31}$$

keterangan :

$F_i$  = gaya horizontal gempa

Ilustrasi untuk menjelaskan persamaan di atas dapat dilihat pada Gambar 3.10 di bawah ini.



**Gambar 3.10 Ilustrasi Distribusi Horizontal Gaya Gempa**

Berdasarkan ilustrasi di atas, gaya horizontal tingkat ( $F_x$ ) dapat diperoleh menggunakan persamaan seperti berikut ini.

$$F_x = V_x - V_{x+1} \tag{3.32}$$