

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Pembebanan Struktur**

Dalam melakukan analisis desain suatu struktur bangunan, perlu gambaran yang jelas mengenai perilaku dan beban yang bekerja pada struktur. Pembebanan pada struktur bangunan merupakan salah satu hal yang terpenting dalam perencanaan sebuah gedung. Kesalahan dalam perencanaan beban atau penerapan beban pada perhitungan akan mengakibatkan kesalahan yang fatal pada hasil desain bangunan tersebut. Untuk itu dalam perencanaan gedung, beban yang diperlukan dalam analisis strukturnya secara umum dapat dibedakan menjadi beban-beban yang bersifat statik dan dinamik.

##### **3.1.1 Beban Mati dan Hidup**

Beban hidup adalah semua beban terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung dan didalamnya termasuk beban-beban angin dapat berpindah sehingga dapat mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap. Menurut SKBI 1.3.53.1987 beban hidup pada lantai gedung yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2 Beban mati adalah semua beban yang berasal dari berat bangunan termasuk segala unsur tambahan tetap yang merupakan satu kesatuan dengannya. Dalam penelitian ini beban mati mengacu pada Tabel 1 yang terdapat di dalam SKBI 1.3.53.1987. Dalam menentukan kuat rencana suatu struktur, kuat minimal harus direduksi dengan faktor reduksi, agar kekuatan sesuai dengan sifat beban yang bekerja. Faktor reduksi beban hidup dalam penelitian ini mengacu pada Tabel 4 yang terdapat didalam SKBI 1.3.53.1987.

**Tabel 1.1 Beban Hidup Pada Lantai Dan Atap Gedung**

No.	Material	Berat	Keterangan
1	Lantai dan tangga rumah tinggal	200 kg/m <sup>2</sup>	Kecuali yang disebut no.2
2	-Lantai & tangga rumah tinggal sederhana -Gudang-gudang selain untuk toko, pabrik, bengkel	125 kg/m <sup>2</sup>	
3	-Sekolah, ruang kuliah -kantor -Toko, toserba -Restoran -Hotel, asrama -Rumah sakit	250 kg/m <sup>2</sup>	
4	Ruang olahraga	400 kg/m <sup>3</sup>	
5	Ruang dansa	500 kg/m <sup>2</sup>	
6	Lantai dan balkon dalam dari ruang peremuan	400 kg/m <sup>2</sup>	Masjid, gereja, rang pergelaran/rapat, bioskopyang tempat duduk tetap
7	Panggung penonton	500 kg/m <sup>2</sup>	Tempat duduk tidak tetap / penonton berdiri
8	Tangga, bordes, tangga dan gang	300 kg/m <sup>2</sup>	No.3
9	Tangga, bordes, tangga dan gang	500 kg/m <sup>2</sup>	No.4,5,6,7
10	Ruang pelengkap	250 kg/m <sup>2</sup>	No. 3,4,5,6,7
11	-Pabrik, bengkel, gudang -Perpustakaan, r.arsip, toko buku - Ruang alat dan mesin	400 kg/m <sup>2</sup>	Minimum
12	Gedung parker bertingkat: -Lantai bawah -Lantai tingkat lainnya Balkon menonjol bebas keluar	800 kg/m <sup>2</sup> 400 kg/m <sup>2</sup> 300 kg/m <sup>2</sup>	Minimum
13	Atap / bagiannya dapat dicapai orang , termasuk kanopi	100 kg/m <sup>2</sup>	Atap dak
14	Atap / bagiannya tidak dapat dicapai orang (diambil min): -beban hujan -beban terpusat	(40-0,8α) kg/m <sup>2</sup> 100 kg/m <sup>2</sup>	α= sudut atap, min 20 kg/m <sup>2</sup> , tak perlu ditinjauakan bila α>50
15	Balok/ gording tepi kantilever	200 kg/m <sup>2</sup>	

sumber : SKBI 1.3.53.1987

**Tabel 1.2 Berat Sendiri Bahan Bangunan**

No.	Material	Berat	Keterangan
1	Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>	
2	Batu alam	2600 kg/m <sup>3</sup>	
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung	1500 kg/m <sup>3</sup>	Berat tumpuk
4	Batu Karang	700 kg/m <sup>3</sup>	Berat tumpuk
5	Batu Pecah	1450 kg/m <sup>3</sup>	
6	Batu Tuang	7250 kg/m <sup>3</sup>	
7	Beton	2200 kg/m <sup>3</sup>	
8	Beton betulang	2400 kg/m <sup>3</sup>	
9	Kayu	1000 kg/m <sup>3</sup>	Kelas 1
10	Kerikil, Koral	1650 kg/m <sup>3</sup>	Kering udara sampai lembab, tanpa diayak
11	Pasangan bata merah	1700 kg/m <sup>3</sup>	
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200 kg/m <sup>3</sup>	
13	Pasangan batu cetak	2200 kg/m <sup>3</sup>	
14	Pasangan batu kaarang	1450 kg/m <sup>3</sup>	
15	Pasir	1600 kg/m <sup>3</sup>	Kering udara sampai lembab
16	Pasir	1800 kg/m <sup>3</sup>	Jenuh air
17	Pasir kerikil, koral	1850 kg/m <sup>3</sup>	Kering udara sampai lembab
18	Tanah, lempung dan lanau	1700 kg/m <sup>3</sup>	Kering udara sampai lembab
19	Tanah, lempung dan lanau	2000 kg/m <sup>3</sup>	Basah
20	Timah hitam	11400 kg/m <sup>3</sup>	

sumber : SKBI 1.3.53.1987

**Tabel 1.3 Koefisien Reduksi**

No.	Penggunaan Gedung	Koefisien perencanaan portal	Koefisien perencanaan gempa
1	Perumahan/Penghunian -Rumah tinggal -Asrama -Hotel -Rumah sakit	0,75	0,30
2	Pendidikan: -Sekolah -Ruang kuliah	0,90	0,50
3	Kantor: -Kantor -Bank	0,60	0,30
4	Perdagangan : -Toko -Toserba -Pasar	0,80	0,80
5	Penimpanan: -Gedung -Perpustakaan -Ruang arsip	0,80	0,80
6	Industri: -Pabrik -Bengkel	1,00	0,90
7	Tempat Kendaraan: -Garasi -Gedung parker	0,90	0,90
8	Gang & Tangga: -Perumahan/penghunian -Pendidikan, Kantor -Petemuan umum, perdagangan, penimpanan, industry,tempat kendaraan	0,75 0,75 0,90	0,30 0,50 0,50

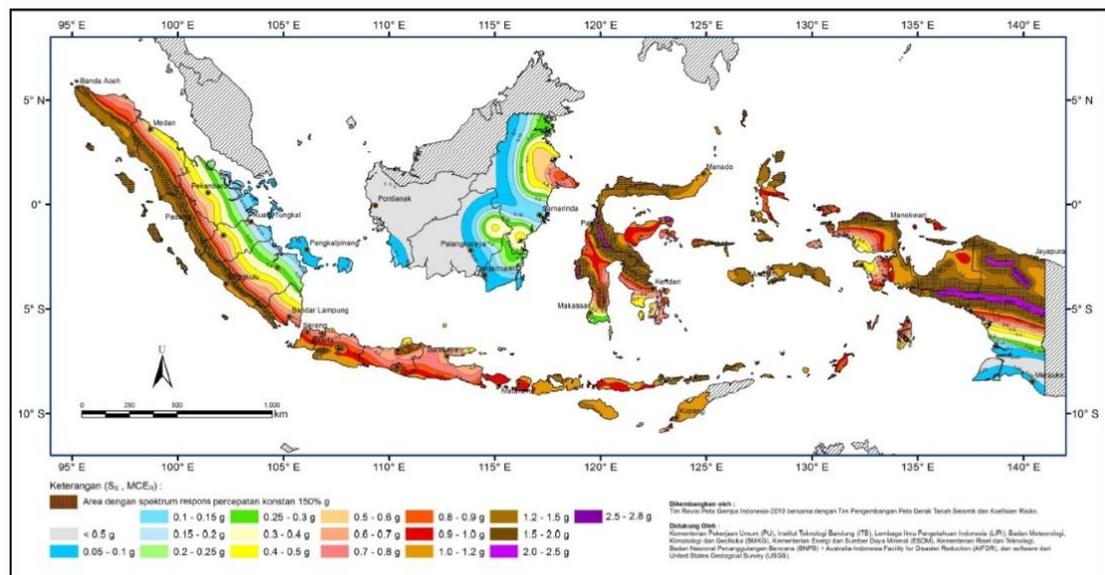
sumber : SKBI 1.3.53.1987

### 3.1.2 Beban Gempa

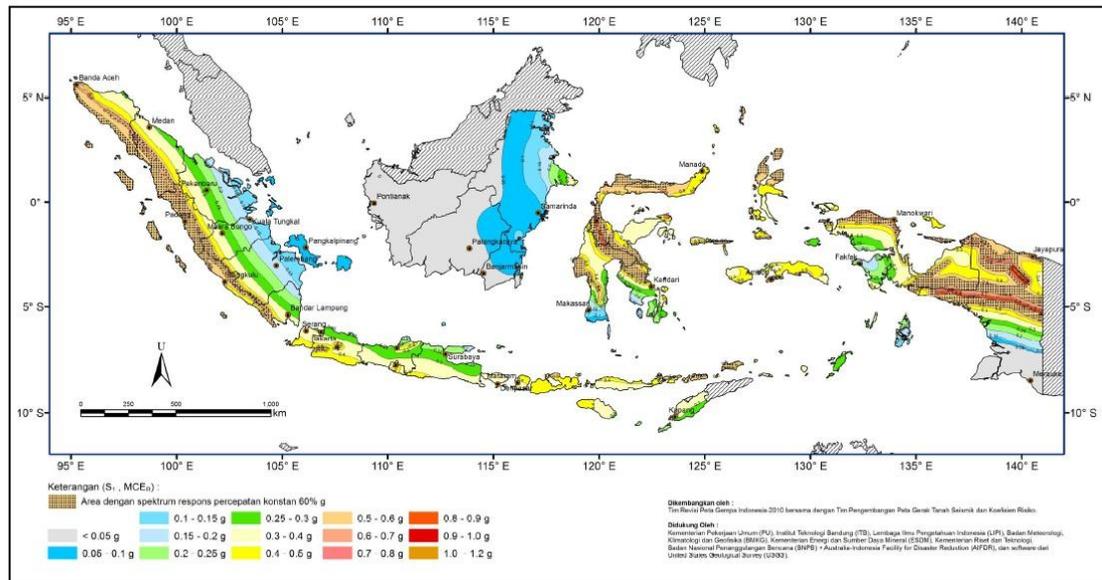
Beban dinamik adalah beban dengan variasi perubahan intensitas beban terhadap waktu yang cepat. Beban dinamis dapat berupa beban gempa. Gempa bumi adalah getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut

ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tapi salah satu faktor utamanya adalah benturan / pergeseran karak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi sehingga terjadi gempa.

Beban gempa dalam analisis struktur dapat menggunakan spektrum respons desain. Menurut SNI 03-1726-2012 untuk menentukan parameter percepatan batuan dasar pada perioda pendek ( $S_s$ ) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik ( $S_I$ ) harus ditetapkan dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun ( $MCE_R$ , 2% dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Nilai  $S_s$  dan  $S_I$  dapat dilihat pada Gambar 9 dan Gambar 10 berdasarkan perumusan gempa rencana pada SNI 03-1726-2012.

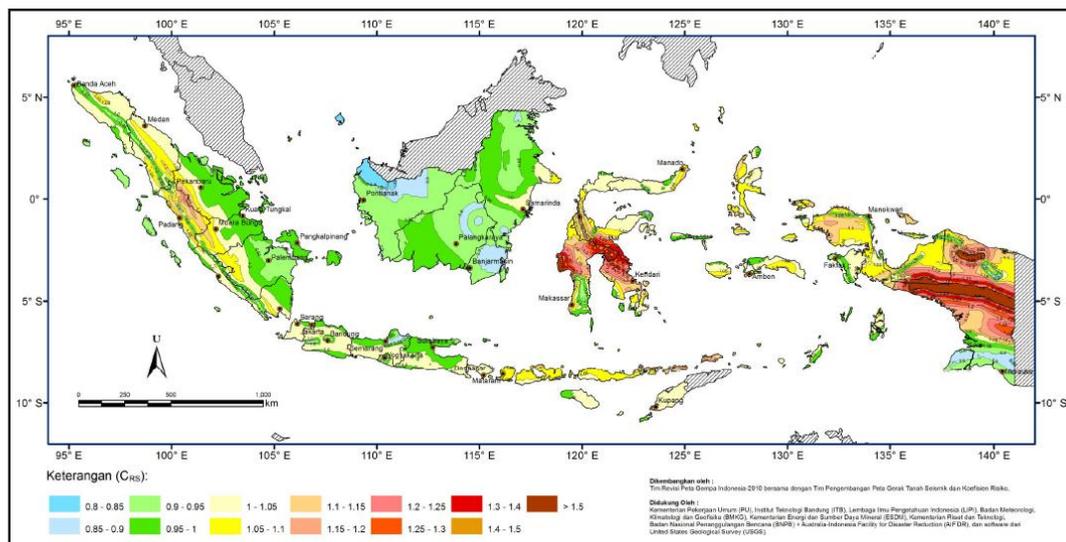


**Gambar 1.1  $S_s$ , Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) (Sumber : SNI 03-1726-2012, Gambar 9)**

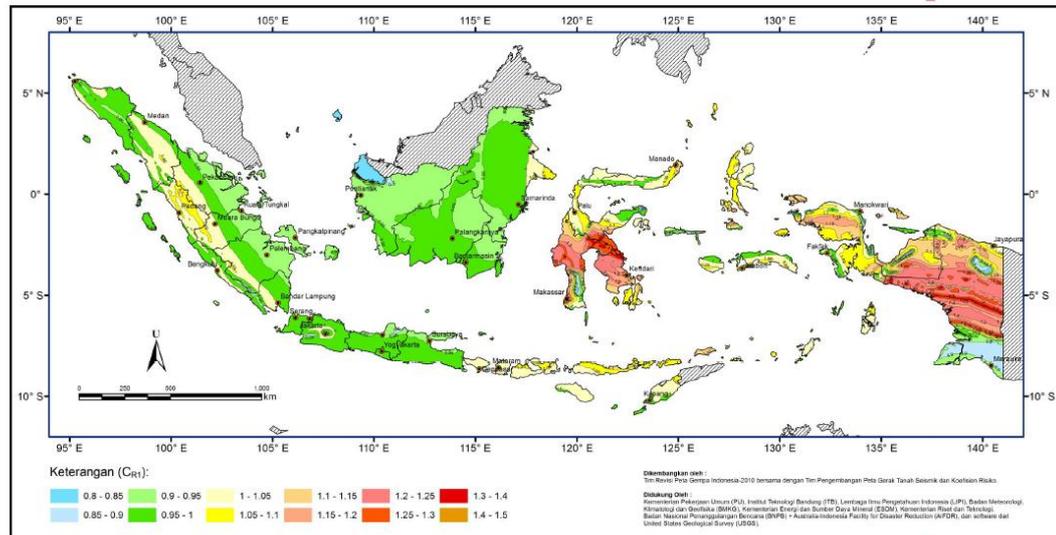


**Gambar 1.2  $S_I$ , Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) (Sumber : SNI 03-1726-2012, Gambar 10)**

Menentukan koefisien resiko terpetekan  $C_{RS}$  (periode pendek, 0,2 detik ) dan koefisien  $C_{RS1}$  (periode pendek 1 detik ), untuk lebih jelasnya dapat gambar dilihat pada Gambar 12 dan Gambar 13 berdasarkan perumusan gempa rencana pada SNI 03-1726-2012.



**Gambar 1.3  $S_I$ , Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) (Sumber : SNI 03-1726-2012, Gambar 12)**



**Gambar 1.4  $S_I$ , Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) (Sumber : SNI 03-1726-2012, Gambar 13)**

Menentukan faktor koefisien situs (*Site coefficient*),  $F_a$  dan  $F_v$  untuk wilayah yang ditinjau. Untuk penentuan respon spektra percepatan gempa dipermukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik  $F_a$  pada perioda 0,2 detik dan  $F_v$  perioda 1 detik, sesuai dengan jenis tanah bangunan yang ditinjau, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

**Tabel 1.4 Koefisien Situs,  $F_a$**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

CATATAN :

- Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier
- $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis repon situs-spesifik. ( SNI 03-1726-2012, Tabel-4)

**Tabel 1.5 Koefisien Situs,  $F_v$** 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada perioda 1 detik, $S_I$				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

CATATAN :

- (c) Untuk nilai-nilai antara  $S_I$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (d)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis repon situs-spesifik. ( SNI 03-1726-2012, Tabel-5)

Penentuan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{MI}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.1)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (3.2)$$

Koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  dapat dilihat pada Tabel 4 dan Tabel 6 berdasarkan perumusan gempa rencana pada SNI 03-1726-2012. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek,  $S_{DS}$  dan pada perioda 1 detik,  $S_{DI}$ , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (3.4)$$

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-spesifik tidak digunakan, maka kurva spectrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 13 pada SNI 03-1726-2012 dan mengikuti ketentuan di bawah ini.

1. Periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan berikut.

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

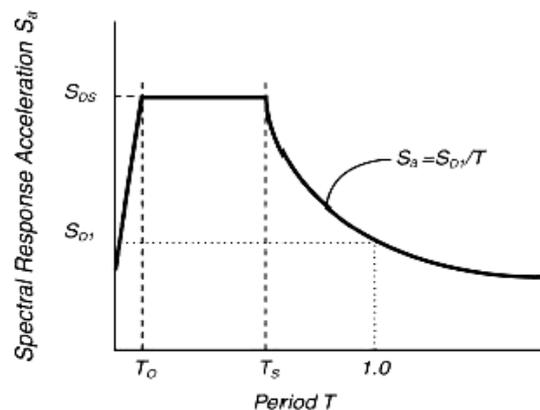
2. Periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_S$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Periode lebih besar dari  $T_S$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

Dalam persamaan di atas akan terbentuk grafik spektrum respon desain yang dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut ini.



**Gambar 1.5 Spektrum Respon Desain**  
( sumber : SNI 03-1726-2012 )

## 3.2 Analisis Struktur Linier Dinamik Respons Spektrum

### 3.2.1 Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketegangan struktur yang diijinkan, sesuai Tabel 1.6.

**Tabel 1.6 Faktor R, Cd, dan  $\Omega_0$  Untuk Sistem Penahan Beban Lateral**

Sistem penahan gaya seismic		R	$\Omega_0$	Cd	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m)				
					Kategori desain seismic				
					B	C	D	E	F
Sistem Dinding Penumpu	Dinding geser beton bertulang khusus	5	2,5	5	TB	TB	48	48	30
	Dinding geser beton bertulang biasa	4	2,5	4	TB	TB	TI	TI	TI
Sistem Rangka Bangunan	Dinding geser beton bertulang khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30
	Dinding geser beton bertulang biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Sistem Rangka Pemikul Momen	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
	Dinding geser beton bertulang biasa	6	2,5	5	TB	TB	TI	TI	TI
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan	Dinding geser beton bertulang khusus	6,5	2,5	5	TB	TB	48	30	30
	Dinding geser beton bertulang biasa	3	3	2,5	TB	48	TI	TI	TI
Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa		4,5	2,5	4	TB	TI	TI	TI	TI

sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan

gedung dan non gedung (SNI 03-1726-2012. Tabel-9)

### 3.2.2 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Untuk menentukan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 dapat dilihat pada Tabel 1.7 dan Tabel 1.8.

**Tabel 1.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Perioda Pendek**

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau 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
$0,5 < S_{DS}$	D	D

(SNI 03-1726-2012, Tabel-6)

**Tabel 1.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Perioda 1,0 Detik**

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau 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
$0,5 < S_{DS}$	D	D

(SNI 03-1726-2012, Tabel-7)

### 3.2.3 Perioda Fundamental Struktur

Perioda fundamental struktur ( $T$ ) tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ ) lihat Tabel 1.10. Pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental ( $T$ ) diijinkan secara langsung menggunakan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ). Perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.9)$$

Dimana  $h_n$  adalah tinggi puncak bagian utama struktur (m) dan koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan pada Tabel 3.9.

**Tabel 1.9 Nilai Parameter Pendekatan  $C_t$  Dan  $x$** 

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangkat pemikul momen rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

(SNI 03-1726-2012, Tabel-15)

Batasan nilai  $T_a$  adalah  $T_{a\ maks}$  yang ditentukan dengan rumus berikut:

$$T_{a\ maks} = C_u \times T_a \quad (3.10)$$

Dimana  $C_u$  adalah nilai yang sesuai pada Tabel 1.10.

**Tabel 1.10 Koefisien Untuk Batas Pada Periode Yang Dihitung**

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	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

(SNI 03-1726-2012, Tabel 14)

Untuk struktur dinding batu bata atau beton, periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik ditentukan menggunakan persamaan berikut.

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} \cdot h_n \quad (3.11)$$

Dimana  $h_n$  adalah ketinggian struktur, di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur ( m ) dan koefisien  $C_w$  dihitung dari persamaan 3.15

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{[1+0.83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2]} \quad (3.12)$$

Dengan :

$A_B$  = luas dasar struktur, dinyatakan dalam meter bujur sangkar ( $m^2$ ),

$A_i$  = luas badan dinding geser “i”, dinyatakan dalam meter bujur sangkar ( $m^2$ ),

$D_i$  = panjang dinding geser “i” dinyatakan dalam meter (m),

$h_i$  = tinggi dinding geser “i” dinyatakan dalam meter (m), dan

$x$  = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

Selanjutnya dalam menghitung periode getar alami dapat menggunakan rumus pada Persamaan 3.10, dapat juga menggunakan analisis SAP. Apabila periode getar dihitung menggunakan analisis SAP, maka harus digunakan batasan perioda struktur, dimana batasan ini hanya berlaku jika  $T$  dihitung dari analisis komputer yang “*substantiated*”.

Adapun syarat untuk menentukan perioda getar alami yang akan digunakan, yaitu:

1. jika  $T_c > C_u T_a \rightarrow$  gunakan  $T = C_u T_a$ ,
2. jika  $T_a < T_c < C_u T_a \rightarrow$  gunakan  $T = T_c$ , dan
3. jika  $T_c < T_a \rightarrow$  gunakan  $T = T_a$ .

### 3.2.4 Geser Dasar Seismik

Gaya dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.16.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.13)$$

Dengan :

$C_s$  = Koefisien respons seismic, dan

$W$  = Berat seismic efektif (berat total stuktur)

### 3.2.5 Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respon seismic ( $C_s$ ) harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.14.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Dengan :

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek seperti ditentukan dari persamaan 3.14,

$R$  = faktor modifikasi respons dalam Tabel 9 pada SNI- 1726- 2012, dan

$I_e$  = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 1 pada SNI-1726-2012.

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan Persamaan 3.17 tidak perlu melebihi berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (C_s \text{ upper bound}) \quad (3.15)$$

$C_s$  harus tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (C_s \text{ lower bound}) \quad (3.16)$$

### 3.2.6 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Geser dasar seismik ( $V$ ) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen ( $F_i$ ) yang menangkap tepat pada pusat massa ke- $i$ . Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (3.17)$$

dan,

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x \cdot h_x^k} \quad (3.18)$$

Dengan:

$F_i$  = gaya horizontal gempa,

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur ,

$W_i$  dan  $W_x$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$ ,

$h_i$  and  $h_x$  = tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$  (m), dan

$k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- a. untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$ ,
- b. untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$ , dan
- c. untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

### 3.2.7 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain semua tingkat ( $V_x$ ) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (3.19)$$

### 3.2.8 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan terdiri dari kombinasi dasar untuk desain kekuatan dan kombinasi dasar untuk desain tegangan ijin.

Kuat perlu  $U$  untuk menahan beban mati  $D$  paling tidak harus sama dengan

$$U = 1.4D \quad (3.20)$$

Kuat perlu  $U$  untuk menahan beban mati  $D$ , Beban hidup  $L$ , dan Juga beban atap  $A$  atau beban hujan  $R$ , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (A \text{ atau } R) \quad (3.21)$$

Bila ketahanan Struktur terhadap beban angin  $W$  harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban  $D, L$ , dan  $W$  berikut harus ditinjau untuk memenuhi nilai  $U$  ang terbesar, yaitu:

$$U = 1.2D + 1.0L \pm 1.6W + 0.5 (A \text{ atau } R) \quad (3.22)$$

Kombinasi beban juga harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup  $L$  yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisis yang paling bahaya, yaitu:

$$U = 0.9D \pm 1.6W \quad (3.23)$$

Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai:

$$U = 1.2D + 1.0L \pm 1.0E \quad (3.24)$$

Atau

$$U = 0.9D \pm 1.0E \quad (3.25)$$

Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012) yang terdapat pada Pasal 7.4. Kuat perlu yang digunakan berdasarkan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013. Berikut kuat perlu yang digunakan:

$$1. U = 1,4D \quad (3.26)$$

$$2. U = 1,2D + 1,6L \quad (3.27)$$

$$3. U = (1,2 + 0,2S_{DS})D + 0,5L + \rho Q_x + 0,3 \rho Q_y \quad (3.28)$$

$$4. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L + \rho Q_x - 0,3 \rho Q_y \quad (3.29)$$

$$5. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L - \rho Q_x + 0,3 \rho Q_y \quad (3.30)$$

$$6. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L - \rho Q_x - 0,3 \rho Q_y \quad (3.31)$$

$$7. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L + 0,3 \rho Q_x + \rho Q_y \quad (3.32)$$

$$8. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L + 0,3 \rho Q_x - \rho Q_y \quad (3.33)$$

$$9. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L - 0,3 \rho Q_x + \rho Q_y \quad (3.34)$$

$$10. U = (1,2 + 0,2 S_{DS})D + 0,5L - 0,3 \rho Q_x - \rho Q_y \quad (3.35)$$

$$11. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D + \rho Q_x + 0,3 \rho Q_y \quad (3.36)$$

$$12. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D + \rho Q_x - 0,3 \rho Q_y \quad (3.37)$$

$$13. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D - \rho Q_x + 0,3 \rho Q_y \quad (3.38)$$

$$14. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D - \rho Q_x - 0,3 \rho Q_y \quad (3.39)$$

$$15. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D + 0,3 \rho Q_x + \rho Q_y \quad (3.40)$$

$$16. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D + 0,3 \rho Q_x - \rho Q_y \quad (3.41)$$

$$17. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D - 0,3 \rho Q_x + \rho Q_y \quad (3.42)$$

$$18. U = (0,9 - 0,2 S_{DS})D - 0,3 \rho Q_x - \rho Q_y \quad (3.43)$$

dengan:

$D$  = beban mati (*dead load*),

$L$  = beban hidup (*live load*),

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

$\rho$  = faktor reduksi,

$E$  = beban gempa,

$E_x$  = pengaruh beban gempa horizontal, dan

$E_y$  = pengaruh beban gempa vertikal.

### 3.2.9 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_{ns} = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.44)$$

dengan:

$C_d$  = faktor amplifikasi defleksi,

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan dengan analisis elastis,  
dan

$I_e$  = faktor keutamaan gempa.

### 3.2.10 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin ( $\Delta_a$ ) seperti didapatkan dari Tabel 3.11 untuk semua tingkat.

**Tabel 1.11 Simpangan Antar Lantai Ijin, ( $\Delta a$ )**

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu-bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung (SNI 03-1726-2012. Tabel-16)

### 3.3 Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang

Proses perencanaan stuktur gedung bertulang harus dipikirkan dengan matang dan berbagai hal perlu ditinjau yang meliputi beberapa kriteria, yaitu 3s : *strength*, *stiffness*, dan *serviceability*. Perencanaan struktur gedung bertulang dapat dilakukan dengan program berbasis elemen hingga (*finite element*) misalnya SAP 2000. Hasil keluaran / *output* program SAP 2000 berupa gaya-gaya dalam, seperti momen, gaya geser, gaya aksial, torsi, dan *displacement* yang terjadi pada struktur. Gaya-gaya dalam yang dihasilkan akan digunakan untuk proses desain elemen struktur seperti balok, dan kolom, mulai dari estimasi dimensi sampai jumlah tulangan yang dibutuhkan untuk menerima gaya-gaya tersebut.

#### 3.3.1 Faktor Redudansi Kekuatan

Nilai faktor reduksi kekuatan akan berbeda untuk elemen lentur, geser, dan aksial. Nilai faktor reduksi kekuatan dicari berdasarkan mutu bahan, ukuran, diameter tulangan, dan letak tulangan secara teoritik. Pada kenyataannya di lapangan kemungkinan terjadi penyimpangan pemakaian mutu bahan yang bervariasi, mutu pelaksanaan yang tidak sempurna, ukuran elemen-elemen struktur yang kurang sesuai dan lain sebagainya menyebabkan nilai faktor reduksi kekuatan yang didapat secara teoritik dan lapangan berbeda. Oleh karena itu,

kekuatan tersedia dapat diambil sebesar kekuatan nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan  $\phi$ , sesuai Tabel 1.12.

**Tabel 1.12 Faktor Reduksi Kekuatan**

No.	Komponen Struktur	Faktor Reduksi ( $\phi$ )
1	Penampang terkendali tarik	0,90
2	Penampang terkendali tekan dengan tulangan spiral dengan tulangan lainnya	0,75
		0,65
3	Geser dan torsi	0,75
4	Tumpuan pada beton (kecuali untuk daerah angkur pasca tarik dan model serat dan pengikat)	0,65
5	Daerah angkur pasca tarik	0,85
6	Model strat dan pengikat, dan strat, pengikat, daerah pertemuan (nodal), dan daerah tumpuan	0,75
7	Penampang lentur dan komponen struktur pratarik	
8	Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang Transfer	0,75
9	Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran $\phi$ boleh ditingkatkan secara linier dari :	0,75 sampai 0,90

sumber : Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2013.hal.66)

### 3.3.2 Perencanaan Pelat

Pelat (*slab*) adalah komponen struktur yang merupakan sebuah bidang datar. Bidang datar tersebut sangat diperlukan untuk fungsi lantai bangunan. Pelat juga merupakan elemen struktur tipis yang menahan gaya-gaya transversal melalui aksi lentur ke masing-masing tumpuan, yang menahan beban merata pada ruangan. Pelat harus direncanakan kaku agar terasa mantap untuk berpijak kaki. Dengan adanya pelat yang datar dan kuat/kaku maka akan dapat bekerja dalam menahan beban secara bersama-sama dengan *frame*. Fungsi struktur lain pelat adalah meneruskan beban dari pelat lantai ke balok-balok pendukung yang bertumpu pada kolom. Pada perencanaan pelat lantai dapat dibedakan menjadi 2 tipe pelat yaitu pelat satu arah dan palat dua arah yang dapat dibedakan dari selisis bentang pelat tersebut.

### 3.3.2.1 Perencanaan Pelat Satu Arah

Pelat satu arah adalah pelat yang ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan, atau pelat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi memiliki  $\frac{L_y}{L_x} > 2$ , dimana  $L_y$  adalah bentang panjang dan  $L_x$  adalah bentang pendek pelat lantai.

Akibat beban merata yang bekerja pada pelat satu arah, akan terjadi kelengkungan, demikian juga momen lentur yang akan terdistribusi pada lajur pendek ( $L_x$ ) yang membentang diantara sisi-sisi yang ditumpu. Pada sisi panjang ( $L_y$ ), dianggap tidak terjadi kelengkungan, yang berarti tidak terdapat momen lentur. Bentuk permukaan/defleksi akibat beban yang bekerja seperti silinder.

Tebal minimum pelat lantai yang ditentukan dalam Tabel 1.13 berlaku untuk konstruksi satu arah yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar, dimana lendutan yang besar dapat menurunkan kelayakan dari struktur, kecuali bila perhitungan lendutan menunjukkan bahwa ketebalan yang lebih kecil dapat digunakan tanpa menimbulkan pengaruh yang merugikan. Nilai yang diberikan pada Tabel 3.13 harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu 420 MPa.

**Tabel 1.13 Tebal Minimum Pelat Satu Arah**

Tebal minimum, h				
Komponen struktur	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Balok atau pelat rusuk satu arah	L/20	L/18,5	L/21	L/8

### 3.3.2.2 Perencanaan Pelat Dua Arah

Pelat dua arah adalah pelat yang ditumpu pada keempat sisi nya, dengan perbandingan  $\frac{L_y}{L_x} \leq 2$ . Akibat beban merata yang bekerja maka terjadi aksi dua arah, dimana pelat akan melengkung seperti piring, yang berarti pada sembarang titik, pelat tersebut akan melengkung pada dua arah utama. Defleksi pada sembarang titik silang antara lajur sejajar arah pendek dan panjang sama besar, baik ditinjau dari arah bentang pendek maupun bentang panjang, maka kelengkungan pada batang pendek lebih besar dari batang panjang.

Defleksi yang terjadi akibat beban merata sebanding dengan dengan besarnya momen lentur, maka momen lentur pada bentang pendek lebih besar dibanding pada bentang panjang, selanjutnya kedua arah tersebut harus diberi tulangan untuk memikul momen lentur. Penulangan untuk pelat dengan tumpuan empat sisi, dibedakan antara daerah lapangan dan tumpuan . Tebal minimum pelat dua arah dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36 + 5\beta(\alpha m - 0,2)} \quad (3.45)$$

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36 + 9\beta} \quad (3.46)$$

Dalam menentukan tebal minimum pelat dua arah, harus memenuhi ketentuan sebagai berikut.

1. Untuk  $\alpha m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2, maka digunakan tebal pelat tidak kurang dari 120 mm,
2. Untuk  $\alpha m$  lebih besar dari 0,2, tapi tidak lebih dari 2,0, maka ketebalan pelat minimum harus memenuhi Persamaan 3.45, dan
3. Untuk  $\alpha m$  lebih besar dari 2,0, maka ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari Persamaan 3.46, dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Untuk mempermudah analisis dan perencanaan pelat dua arah, maka digunakan koefisien momen lentur pada jalur sebesar satu meter masing-masing pada arah x dan arah y.

$Ml_x$  : Momen lapangan maksimum per meter lebar pada arah x,

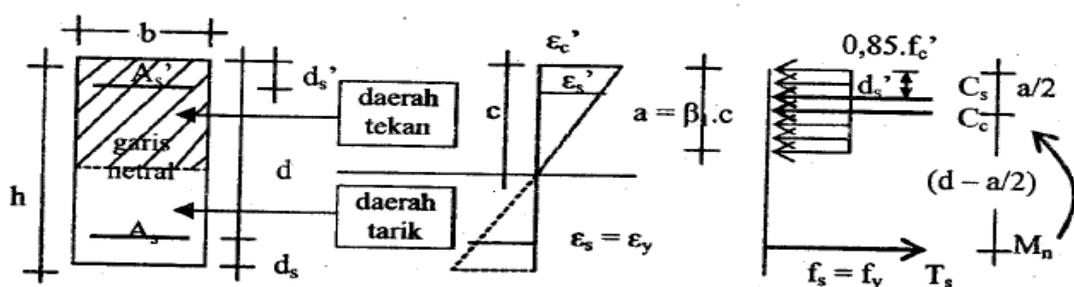
$Ml_y$  : Momen lapangan maksimum per meter lebar pada arah y,

$Mt_x$  : Momen tumpuan maksimum per meter lebar pada arah x, dan

$Mt_y$  : Momen tumpuan maksimum per meter lebar pada arah y.

### 3.3.3 Perencanaan Balok Beton Bertulang

Lentur pada balok merupakan akibat dari adanya regangan yang timbul akibat adanya beban luar. Bila bebannya semakin bertambah, pada akhirnya akan menyebabkan keruntuhan elemen struktur, yaitu saat beban luarnya mencapai kapasitas elemen. Pada kejadian momen lentur positif, regangan tekan terjadi pada bagian atas balok, dan bagian tarik terjadi pada bagian tampang balok. Perencanaan tulangan lentur balok dapat dilihat pada Pasal 10.2.7.3 dalam SNI 03-2847-2013. Berikut persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan tulangan lentur balok:



**Gambar 1.6 Distribusi Tegangan-Regangan Balok Tulangan Rangkap**

(sumber : Ali Asroni, 2010)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.47)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.48)$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.49)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{\varepsilon_s} \quad (3.50)$$

$$C_b = \frac{600d}{(600+f_y)} \quad (3.51)$$

$$\varepsilon_{CCCL} = \frac{d_t - c_b}{d - c_b} \cdot \varepsilon_y \quad (3.52)$$

$$\varepsilon_t = \frac{(d_t - c)}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.53)$$

Batas rasio tulangan  $\rho$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} \quad (3.54)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.55)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (3.56)$$

$$\rho_b = \frac{(0,85 \cdot f_c)}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{(600+f_y)} \right) \quad (3.57)$$

$$\rho_m = \left( \frac{\varepsilon_u + \frac{f_y}{\varepsilon_s}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} \right) \cdot \rho_b \quad (3.58)$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_m \cdot m \right) \quad (3.59)$$

$$R_m = \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 + \frac{1}{2} \cdot \rho_m \cdot m \right) \quad (3.60)$$

$$M_n = R_m \cdot b \cdot h^2 \quad (3.61)$$

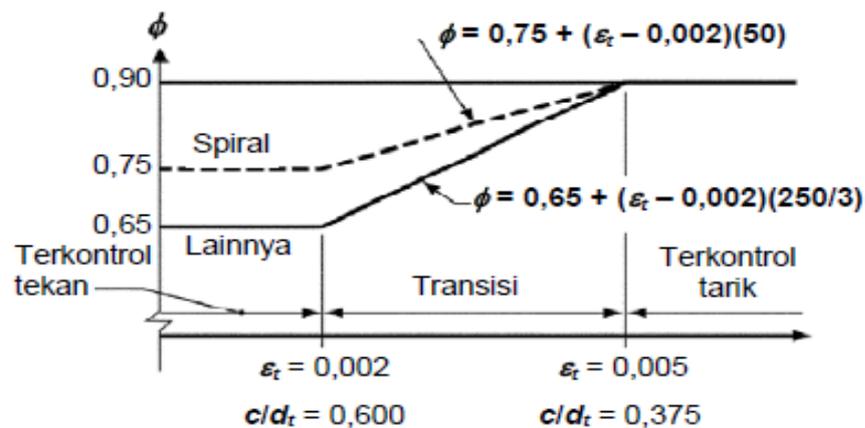
Desain balok tulangan rangkap adalah menunjukkan jumlah, komposisi dan penempatan sedemikian rupa sehingga balok mampu menyediakan tulangan yang lebih besar dan sama dengan kebutuhan kekuatan. Mengingat pada beban gempa arah beban dapat bolak-balik, maka komposisi tulangan untuk menahan momen negatif dan momen positif harus diatur sedemikian rupa.

Dalam perencanaan balok tulangan rangkap digunakan persamaan berikut:

$$R_1 = c \cdot R_b \quad (3.62)$$

$$M_{n2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{n1} \quad (3.63)$$

Untuk menentukan nilai  $\phi$  berdasarkan pada nilai  $\varepsilon_t$  yang dapat dilihat pada Gambar 1.7 berikut.



Interpolasi pada  $c/d_t$ :  
 Spiral  $\phi = 0,75 + 0,15[(1/(c/d_t) - (5/3))]$   
 Lainnya  $\phi = 0,65 + 0,25[(1/(c/d_t) - (5/3))]$

**Gambar 1.7 Grafik Variasi  $\phi$  Dengan Regangan Tarik Neto Dalam Baja Tarik Luar,  $\varepsilon_t$ , Dan  $c/d_t$ , Untuk Tulangan Mutu 420 Dan Baja Prategang**  
 (sumber : SNI 03-2847-2013)

Pada kondisi ini umumnya diasumsikan baja tulangan desak belum leleh dan baja tulangan tarik sudah leleh ada saat regangan beton sampai 0,003 , untuk mendapatkan nilai  $a$ , maka digunakan persamaan berikut :

$$A_s \cdot f_y = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + A_s' \cdot f_s \quad (3.64)$$

$$f_s = \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \varepsilon_c \cdot E_S \quad (3.65)$$

Dari persamaan diatas, maka didapat nilai a dengan cara polinomial, selanjutnya mencari nilai c dengan persamaan :

$$C = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.66)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.67)$$

Apabila nilai  $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ , Maka digunakan nilai  $f_y$  tetapi jika nilai  $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ , Maka digunakan nilai  $f_s$ , yang dapat dicari menggunakan persamaan :

$$f_s = \varepsilon_s' \cdot E_S \quad (3.68)$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan oleh tulangan desak dan tulangan tarik, dapat dihitung dengan persamaan :

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left( h - \frac{a}{2} \right) \quad (3.69)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s \cdot (h - d') \quad (3.70)$$

$$M_n = M_1 + M_2 \quad (3.71)$$

$$M_t = \phi \cdot M_n \quad (3.72)$$

### 3.3.3.1 Perencanaan Tulangan Longitudinal Balok

Hitungan antara suplai dan kebutuhan gaya geser balok :

$$V_t > V_u \quad (3.73)$$

$$\phi V_n > V_u \quad (3.74)$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} \quad (3.75)$$

$V_t$  adalah gaya geser tersedia.  $V_u$  adalah kebbutuhan gaya geser  $V_n$  adalah gaya geser nominal potongan balok dan  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk

geser. Kuat geser nominal  $V_n$  balok merupakan gabungan antara kuat geser bahan  $V_{cn}$  dan kuat geser nominal yang dapat dikerahkan oleh tulangan geser  $V_{sn}$ ,

$$V_{cn} + V_{sn} > \frac{V_u}{\phi} \quad (3.76)$$

$$V_{sn} = \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.77)$$

Pada stuktur bangunan tahan gempa , ujung-ujung balok dimungkinkan terjadi sendi pl atis. Hal ini berarti bahwa beton dianggap sudah rusak dan berarti  $V_{cn} = 0$  dan untuk balok lentur kuat geser nominal yang dapat dikerahkan oleh bahan beton adalah :

$$V_{cn} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.78)$$

$V_{cn}$  dalam N ,  $f'_c$  dalam MPa ,  $b_w$  dan  $h$  adalah lebar dan tinggi efektif balok dalam mm. namun demikian gaya geser yang harus ditahan oleh baha tidak boleh lebih dari :

$$V_{sn} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.79)$$

Selanjutnya untuk senkang vertikal gaya geser yang dapat dikerahkan oleh senkang adalah :

$$V_{sn} = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} \quad (3.80)$$

Dan  $A_s$  adalah luas potongan senkang dan  $s$  adalah jarak senkang vertikal.

### 3.3.3.2 Momen Kapasitas

#### 3.3.3.2.1 Momen Kapasitas Negatif ( $M_{kap}^-$ )

Momen negatif ( $M^-$ ) yang dihasilkan dari analisis struktur nilainya lebih besar dibanding dengan momen positif ( $M^+$ ). Pada perhitungan momen kapasitas negatif ( $M_{kap}^-$ ), tulangan desak dianggap sudah leleh. Pada umumnya saat tulangan tarik mencapai kekuatan maksimum (*overstrength*) regangan baja desak masih di daerah *yield plateau*. Oleh karena itu, tegangan baja desak belum mencapai maksimum. Nilai *yield overstrength factors* ( $\phi_o$ ) sebesar 1.2 untuk nilai  $f_y < 400$  MPa dan 1.4 untuk nilai nilai  $f_y \geq 400$  MPa. Berikut persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan momen kapasitas negatif ( $M_{kap}^-$ ).

$$T_s = C_c + C_s \quad (3.81)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \cdot \phi_o \quad (3.82)$$

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.83)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_y \quad (3.84)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.85)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.86)$$

Jika  $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$  maka baja desak sudah leleh.

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \quad (3.87)$$

$$M_1 = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (h - \frac{1}{2} a) \quad (3.88)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_y \cdot (h - d') \quad (3.89)$$

### 3.3.3.2.2 Momen Kapasitas Positif

Pada perhitungan momen kapasitas positif ( $M_{kap}^+$ ), tulangan desak dianggap belum leleh. Berikut persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan momen kapasitas positif ( $M_{kap}^+$ ).

$$T_s = C_c + C_s \quad (3.90)$$

$$T_s = A_s' \cdot f_y \cdot \phi_o \quad (3.91)$$

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.92)$$

$$C_s = A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d}{a} \quad (3.93)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.94)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.95)$$

$$f_s = \varepsilon_s' \cdot E_s \quad (3.96)$$

Jika  $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$  maka baja desak belum leleh.

$$M_{kap} = M_1 + M_2 \quad (3.97)$$

$$M_1 = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (h - \frac{1}{2} a) \quad (3.98)$$

$$M_2 = A_s \cdot f_s \cdot (h - d') \quad (3.99)$$

### 3.3.3.2.3 Perencanaan Tulangan Geser Balok

Hitungan antara suplai dan kebutuhan gaya geser balok :

$$V_t > V_u \quad (3.100)$$

$$\phi V_n > V_u \quad (3.101)$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} \quad (3.102)$$

$V_t$  adalah gaya geser tersedia.  $V_u$  adalah kebutuhan gaya geser  $V_n$  adalah gaya geser nominal potongan balok dan  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk geser. Kuat geser nominal  $V_n$  balok merupakan gabungan antara kuat geser bahan  $V_{cn}$  dan kuat geser nominal yang dapat dikerahkan oleh tulangan geser  $V_{sn}$ .

$$V_{cn} + V_{sn} > \frac{V_u}{\phi} \quad (3.103)$$

$$V_{sn} = \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.104)$$

Pada struktur bangunan tahan gempa, ujung-ujung balok dimungkinkan terjadi sendi platis. Hal ini berarti bahwa beton dianggap sudah rusak dan berarti  $V_{cn} = 0$  dan untuk balok lentur kuat geser nominal yang dapat dikerahkan oleh bahan beton adalah :

$$V_{cn} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.105)$$

$V_{cn}$  dalam N ,  $f'_c$  dalam MPa ,  $b_w$  dan  $h$  adalah lebar dan tinggi efektif balok dalam mm. namun demikian gaya geser yang harus ditahan oleh baha tidak boleh lebih dari :

$$V_{sn} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (3.106)$$

Selanjutnya untuk sengkang vertikal gaya geser yang dapat dikerahkan oleh sengkang adalah :

$$V_{sn} = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{s} \quad (3.107)$$

Dan  $A_s$  adalah luas potongan sengkang dan  $s$  adalah jarak sengkang vertikal.

### 3.3.4 Desain Kolom Beton Bertulang

Kolom adalah bagian dari elemen struktur gedung yang menerima beban aksial ( $P$ ) dan beban lentur momen ( $M$ ). Dalam rangka untuk mengetahui kemampuan kolom tersebut dalam menerima beban yang bekerja, maka perlu membuat diagram interaksi kolom yaitu diagram yang menggambarkan hubungan antara gaya aksial ( $P$ ) dan momen ( $M$ ). Diagram yang menunjukkan hubungan kemampuan teoritis aksial  $P_n$  dan lentur  $M_n$  penampang kolom.

#### 3.3.4.1 Diagram Interaksi $M_n - P_n$

Diagram interaksi  $M_n-P_n$  menunjukkan hubungan antara beban aksial dan momen lentur pada konsisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi  $M_n - P_n$  sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu. Berikut adalah persamaan yang digunakan dalam diagram interaksi  $M_n - P_n$  :

a. Kondisi beban sentris

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (3.108)$$

$$P_n, \text{ Maks} = 0,8 ( 0,85 \cdot f'_c (A_d - A_{st}) + A_{st} f_y ) \quad (3.109)$$

$$M_{n0} = 0 \quad (3.110)$$

b. Kondisi *balance*

$$C_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} h \quad (3.111)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b \quad (3.112)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \quad (3.113)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.114)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.115)$$

Menurut keseimbangan gaya-gaya vertikal, maka diperoleh:

$$P_{n0} = C_c + C_s - T_s \quad (3.116)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s \cdot (d - d' - d'') + T_s \cdot d'' \quad (3.117)$$

### c. Kondisi patah desak

Pada kondisi patah desak  $c > c_b$ , maka pada perhitungan ini diambil dari tebal beton desak

$$c = 1,2 c_b \quad (3.118)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (3.119)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.120)$$

$$\varepsilon_s = \frac{h - c}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.121)$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (3.122)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.123)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.124)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad (3.125)$$

Menurut keseimbangan gaya-gaya vertikal, maka diperoleh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.126)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s \cdot (d - d' - d'') + T_s \cdot d'' \quad (3.127)$$

d. Kondisi patah tarik

Pada kondisi patah tarik  $c < cb$ , maka pada perhitungan ini diambil tebal beton desak

$$c = 0,9 C_b \quad (3.128)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (3.129)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.130)$$

$$\varepsilon_s = \frac{h-c}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.131)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.132)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.133)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad (3.134)$$

Menurut keseimbangan gaya-gaya vertikal, maka diperoleh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.135)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s \cdot (d - d' - d'') + T_s \cdot d'' \quad (3.136)$$

e. Kondisi lentur murni

Keseimbangan gaya-gaya horizontal:

$$T_s = C_c + C_s \quad (3.137)$$

Dari persamaan diatas, dengan menggunakan persamaan polinomial tingkat dua atau persamaan ABC, maka didapatkan nilai a letak garis netral,

$$c = a \cdot \beta_1 \quad (3.138)$$

Kontrol regangan baja desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (3.139)$$

$$f_s = \varepsilon_s' \cdot E_s \quad (3.140)$$

Momen yang mampu dikerahkan,

$$M_1 = C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) \quad (3.141)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s \cdot (h - d') \quad (3.142)$$

$$M_n = M_1 + M_2 \quad (3.143)$$

f. Kondisi tarik murni

$$P_n - T = (A_s + A_s') \cdot f_s \quad (3.144)$$

### 3.3.4.2 Batas Kelengsingan Kolom

Dalam perilaku deformasi kolom akibat menahan beban horizontal, kolom dibedakan menjadi 2 macam, yaitu : kolom tidak dapat bergoyang dan kolom dapat bergoyang. SNI 03-2847-2013 memberikan suatu batasan syarat berikut:

1. untuk kolom yang dapat bergoyang (Pasal 10.10.1a)

$$\frac{k - L_U}{r} \leq 22 \quad (3.145)$$

$$r = \sqrt{I/A} \quad (3.146)$$

2. untuk kolom yang tidak bergoyang (Pasal 10.10.1b)

$$\frac{k - L_U}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_{21}} \right) \leq 40 \quad (3.147)$$

### 3.3.4.3 Pembesaran Momen

Faktor panjang efektif kolom (k) ini sangat dipengaruhi oleh derajat hambatan pada ujung-ujung kolom ( $\Psi$ ). Derajat hambatan  $\Psi$  dirumuskan sebagai berikut:

$$\Psi = \frac{\sum \left\{ \frac{E_c I_c}{l_c} \right\}}{\sum \left\{ \frac{E_s I_s}{l_s} \right\}} \quad (3.148)$$

#### 3.3.4.4 Analisis Penampang Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.3, luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$  dan pada kolom dengan sengkang tertutup bulat, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.

Tulangan transversal yang disyaratkan dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4 harus dipasang sepanjang  $l_o$  dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sembarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastik rangka. Panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

1. tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi,
2. seperenam bentang bersih komponen struktur, dan
3. 450 mm.

#### 3.3.4.5 *Strong Column Weak Beam (SCWB)*

Konsep perencanaan desain kolom kuat balok lemah atau yang lebih dikenal dengan istilah *Strong Column Weak Beam (SCWB)* adalah salah satu inovasi desain struktur dengan cara membuat sistem struktur yang fleksibel yang mampu berdeformasi saat terjadi gempa. Konsep “kolom kuat balok lemah” digunakan untuk memastikan tidak terjadinya sendi plastis pada kolom selama gempa terjadi. Konsep mekanis keruntuhan ini disebut mekanisme pergoyangan balok (*beam side sway mechanism*), SNI membatasi dengan  $\sum M_c \geq (6/5)\sum M_g$  yang merupakan batas minimum yang diizinkan untuk memenuhi konsep kolom kuat balok lemah tersebut. Pada saat struktur mendapat gaya lateral gempa, distribusi kerusakan sepanjang ketinggian bangunan dengan distribusi lateral *story drift* (simpangan antar lantai). Untuk mengetahui simpangan antar lantai tingkat desain digunakan kombinasi dasar untuk desain tegangan ijin sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.4.2.3.

### 3.3.4.6 Desain Tulangan Geser Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.3.2,  $\phi V_n$  kolom yang menahan pengaruh gempa,  $E$ , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari :

1. Geser yang terkait dengan pengembangan kekuatan momen nominal kolom pada setiap ujung terkekang dari panjang yang tak tertumpu akibat lentur kurvatur balik. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur tertinggi, dan
2. Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan  $E$ , dengan  $E$  ditingkatkan oleh  $\Omega_o$ . Perencanaan geser kolom, seperti juga pada balok harus memenuhi persamaan yaitu:

$$V_u < \phi V_n \quad (3.149)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.150)$$

$$V_u > \phi V_c \quad (3.151)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \sqrt{\frac{f'_c}{6}} b_w d \quad (3.152)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y d}{s} \quad (3.153)$$

## 3.4 Analisis Struktur Nonlinier Dengan Beban Dorong (*Pushover*)

### 3.4.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

Metode spektrum kapasitas ATC-40 merupakan salah satu cara untuk menentukan target perpindahan dan titik kinerja. Metode ini menggabungkan *capacity spectrum* dan *demand spectrum* yang mana disajikan dalam satu kurva, titik perpotongan antara *capacity spectrum* dan *demand spectrum* disebut *performance point* (titik kinerja).

*Capacity Spectrum Method (CSM)* merupakan salah satu cara untuk mengetahui kinerja suatu struktur. Konsep dasar dari analisis statik *pushover* nonlinier adalah memberikan pola pembebanan statik tertentu dalam arah lateral

yang ditingkatkan secara bertahap. Penambahan beban statis ini dihentikan sampai struktur tersebut mencapai simpangan target atau beban tertentu. Dari analisis statis *pushover* nonlinier ini didapatkan kurva kapasitas kemudian diolah lebih lanjut dengan metode tertentu salah satunya adalah *Capacity Spectrum Method (CSM)*.

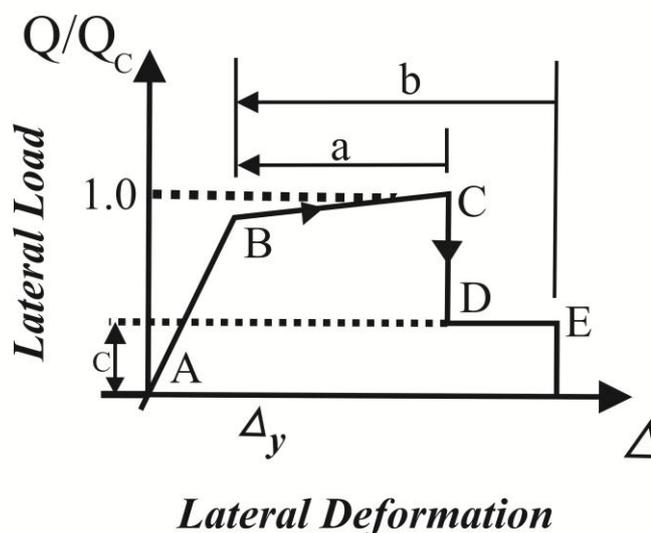
### 3.4.2 Pendefinisian Sendi Plastis Pada Analisis *Pushover*

Sendi plastis dapat terjadi pada suatu struktur portal berderajat kebebasan banyak *MDOF (Multi Degree of Freedom)*. Sendi plastis terjadi secara bertahap sampai bangunan gedung runtuh. Permodelan sendi dilakukan untuk memodifikasi perilaku *non linier force – deformation* pada elemen struktur. Karakter deformasi elemen struktur sangat penting untuk mensimulasikan pembentukan sendi plastis dalam proses pembentukan kurva kapasitas hasil analisis *pushover* (Cinitha et al, 2012)

Terdapat 2 metode sendi yang digunakan dalam sendi plastis yaitu *Hinge properties* kolom dan *Hinge Properties* Balok. Sendi plastis terjadi di ujung balok atau di dasar kolom/ dinding bawah (*beam sway*). Pola ini tidak begitu bahaya karena tidak ada efek *p-delta* (sangat kecil), sehingga diperlukan banyak sendi plastis untuk mencapai keruntuhan. Sendi plastis pada kolom (*column sway*). Pola ini terjadi maka keadaan bahaya karena *p-delta* akan memicu terjadi keruntuhan bangunan. Pendefinisian sendi plastis dapat menggunakan hasil analisis penampang komponen struktur dengan menggunakan *moment-curvature* maupun *load deformation*. Sendi plastis yang digunakan dalam analisis statik non linier merupakan grafik turunan dari grafik *moment-curvature* (Rethod & Dyavanal, 2014).

Perilaku Balok sebagai komponen struktur penahan lentur dapat didekati dengan menggunakan analisis *moment-curvature*. Hal ini seperti penggunaan kurva beban deformasi pada elemen struktur. Deformasi pada bangunan di asumsikan terjadi karena momen yang muncul akibat beban lateral pada saat terjadi gempa. Hubungan beban lateral dan deformasi dapat dilihat pada Gambar 3.8. Perhitungan *momen-curvature* untuk balok (M3-V3), kolom (P-M2-M3) dan kurva

*load deformation* untuk elemen struktur, diinputkan sebagai nilai *Hinge Properties* pada software SAP200 V14.



**Gambar 1.8 Grafik Antara Beban Lateral Dan Deformasi Dalam Permodelan Sendi Plastis Pada Analisis *Pushover***  
(sumber : ATC-40, 1996)

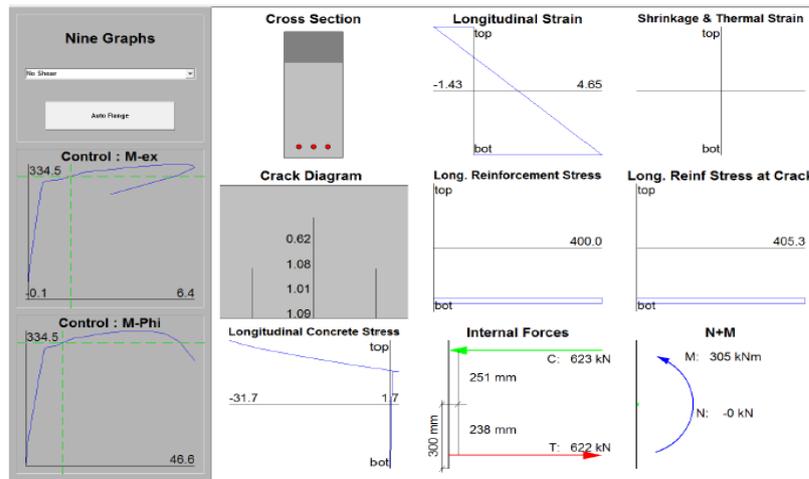
Dalam kurva hubungan *lateral load - lateral deformation* pada Gambar 3.8 ini, deformasi yang dinyatakan langsung menggunakan mengisap sebagai regangan, *curvature*, rotasi atau perpanjangan. parameter a dan b mengacu pada bagian-bagian dari deformasi. Yang terjadi setelah *yield*, yaitu deformasi plastik. Parameter a, b dan c didefinisikan secara numerik. Kurva ini digunakan saat deformasi lentur sendi plastis. Kebanyakan program komputer untuk analisis elastis akan langsung melaporkan rotasi sendi plastis lentur dalam formal, sehingga hasilnya dapat dibandingkan dengan mudah dengan batas respon (kriteria penerimaan). Dari Gambar 3.8 dapat dijelaskan sebagai berikut.

- Titik A-B terjadi bila struktur mengalami gempa atau gaya geser dasar ( $V_b$ ) dengan kondisi gempa tersebut kurang dari gempa rencana ( $V_n$ ), maka komponen masih dalam keadaan elastis .
- Titik B menunjukkan keadaan leleh pertama.
- Titik B-C terjadi bila  $V_b > V_y$ , struktur dalam keadaan plastis.

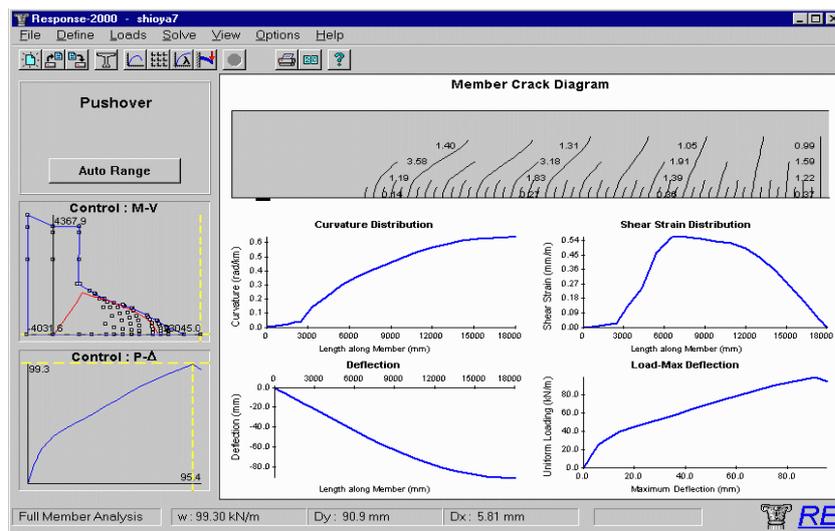
- d. Titik C menunjukkan batasan maksimum struktur dalam menahan gempa ( $V_b$ ).
- e. Titik C-D terjadi bila  $V$  terus meningkat maka akan terjadi degradasi pada struktur.
- f. Titik D menunjukkan bahwa struktur tidak mampu menahan gempa ( $V_b$ ), tetapi masih mampu menahan beban gravitasi, bila beban ditingkatkan struktur akan runtuh.
- g. Titik D-E menunjukan sisa perlawanan yang mungkin non-nol dalam beberapa kasus dan mungkin efektif nol. perlawanan sisa biasanya dapat diasumsikan sama dengan 20% dari kekuatan nominal. tujuan segmen ini adalah untuk memungkinkan pemodelan komponen yang telah kehilangan sebagian besar perlawanan gaya lateral mereka tapi itu masih mampu mempertahankan beban gravitasi
- h. Titik E adalah titik mendefinisikan kapasitas deformasi maksimum

### **3.4.3 Analisis Penampang Balok dan Kolom Menggunakan Response 2000**

Program Respons-2000 yang dikembangkan oleh Benz dan Vecchio merupakan salah satu program yang dapat digunakan untuk menganalisis balok atau kolom yang dibebani satu gaya tertentu terhadap tampang balok atau kolom tersebut. Dari Program Respons-2000 diperoleh besarnya beban maksimum hingga menjadi retakan awal, beban maksimum dan defleksi maksimum pada balok atau kolom. Hasil analisis balok dan kolom dengan Program Respons 2000 yang dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan Gambar 3.10 sebagai berikut.



Gambar 1.9 Contoh Hasil Analisis Balok Dengan Program Respons-2000 ( sumber : [www.ecf.utoronto.com/~bentz](http://www.ecf.utoronto.com/~bentz) )

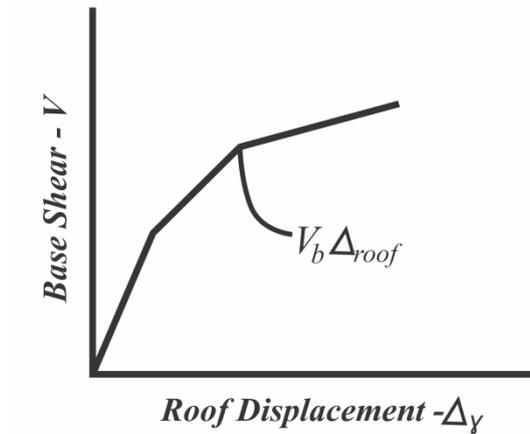


Gambar 1.10 Contoh Hasil Analisis Kolom Dengan Program Respons-2000 ( sumber : <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/manual2/sect4/sect4.htm> )

### 3.4.4 Kurva Kapasitas hasil analisis pushover

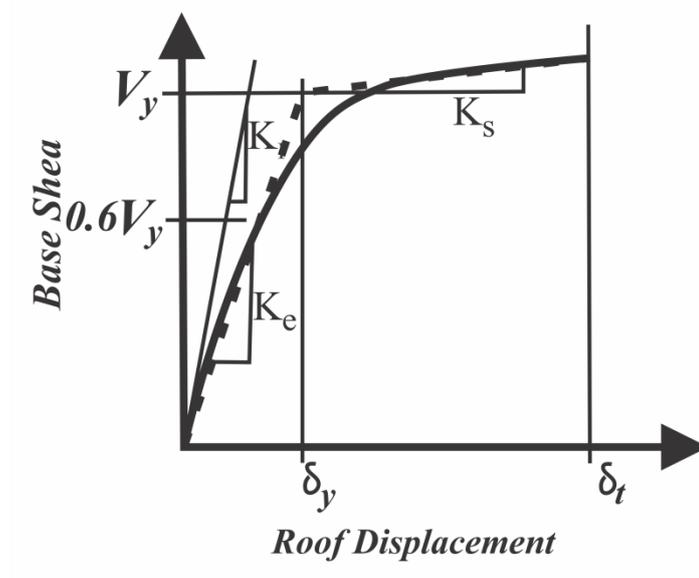
Kurva kapasitas merupakan hasil dari analisis *pushover*, berupa hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan perpindahan atap (*roof displacement*) akibat beban lateral. Kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya dorong total yang diberikan ke suatu struktur berderajat kebebasan banyak (*Multi Degree Of Freedom System, MDOF*). Hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan

perpindahan atap (*roof displacement*) pada kurva kapasitas dapat dilihat pada Gambar 3.11 dan Gambar 3.12 berikut.



**Gambar 1.11 Kurva Kapasitas**

(sumber : ATC-40, 1996)



**Gambar 1.12 Representasi Bilinier Dari Kurva kapasitas**

(sumber : ATC-40, 1996)