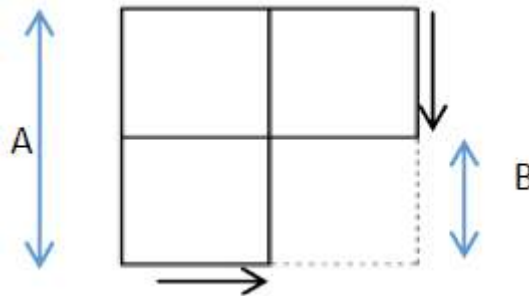


BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Defenisi Coakan Sudut (Ketidakberaturan Sudut Dalam)

Dalam peraturan yang dikeluarkan Badan Standarisasi Nasional (BSN) di dalam SNI 03-1726-2012 pasal 7.3.3 menjelaskan tentang struktur yang pada kedua proyeksi denah memiliki denah sudut dalam lebih besar dari 15 persen pada arah yang ditentukan maka dapat disimpulkan sebagai bangunan dengan ketidakberaturan horizontal sudut dalam. Artinya struktur yang dikatakan sebagai struktur tidak beraturan dalam hal ini adanya coakan (ketidakberaturan sudut) apabila panjang B melebihi 15% dari panjang A, begitu pula sebaliknya untuk arah bidang sumbu lainnya.



Gambar 2.1 Pemodelan Coakan

Pada struktur yang memiliki sudut dalam akan memiliki titik pusat massa maupun kekakuan yang berbeda dan dapat menyebabkan masalah ketidakberaturan lain yaitu terjadinya torsi pada bangunan tersebut saat gaya gempa terjadi. Hal ini yang membutuhkan perhatian khusus agar perencanaan dimensi maupun kekuatan struktur dapat dibuat untuk memikul gaya-gaya gempa pada titik tangkap bangunan tersebut.

2.2 Sistem Struktur

SNI 1726-2012 telah mengatur jenis-jenis sistem struktur, dalam penelitian ini digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Suatu struktur dapat dikategorikan sebagai struktur dengan sistem rangka pemikul momen khusus apabila memenuhi persyaratan yang dispesifikasikan dalam SNI 2847-2016, dimana dalam peraturan itu disebutkan bahwa struktur harus memenuhi SNI 2847-2016 pasal 21.1.3 sampai 21.1.7 dan pasal 21.5 sampai 21.8.

Sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.2.1, koefisien modifikasi respons (R) dan koefisien lain harus dipilih sesuai dengan sistem struktur yang digunakan sesuai dengan nilai yang tertera pada tabel 9 hal 34 pada SNI 1726-2012. Nilai koefisien modifikasi respons (R) untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) bangunan beton bertulang sesuai dengan tabel 9 pada SNI 1726-2012 adalah 8 (delapan), nilai ini dan beberapa koefisien lain seperti faktor keutamaan bangunan (I) akan digunakan baik pada metode statik ekuivalen dan analisis dinamis sebagai faktor pengali yang akan mempengaruhi hasil simpangan analisis.

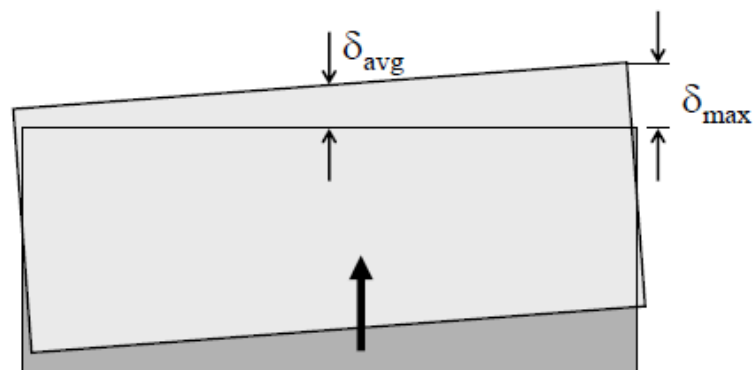
2.3 Struktur Bangunan Gedung Tidak Beraturan

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan berdasarkan kriteria berikut :

2.3.1 Ketidakberaturan Horizontal

2.3.1.1 Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, disebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

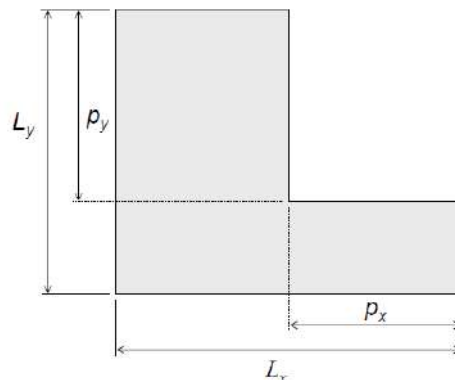


Gambar 2.2 Ketidakberaturan Torsi

2.3.1.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan. Resiko kegagalan yang mungkin terjadi pada ketidakberaturan ini adalah Efek cambuk, dimana kegagalan ini terjadi akibat perbedaan kekakuan yang cukup signifikan antara bagian bangunan daerah sayap dan bagian bangunan daerah inti. Akibat pola respon demikian maka akan terjadi distorsi pada daerah join. Dengan

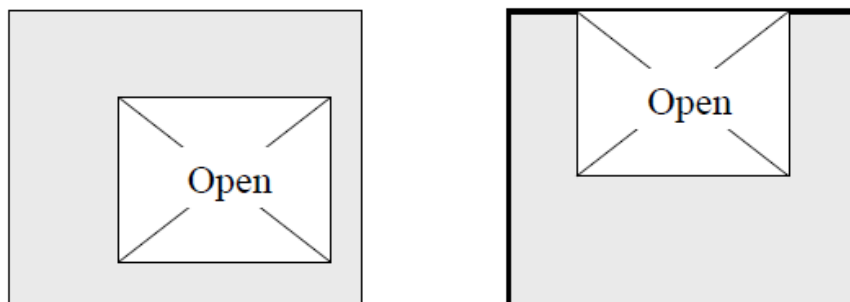
mempertimbangkan resiko kegagalan bangunan yang mungkin akan timbul oleh masalah ini, maka SNI 2012 membatasi besarnya daerah tonjolan pada daerah sayap.



Gambar 2.3 Kriteria Ketidakberaturan Sudut Dalam

2.3.1.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

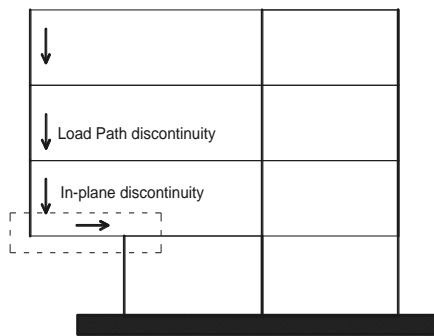
Didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat lainnya.



Gambar 2.4 Kriteria Ketidakberaturan Diskontinuitas

2.3.1.4 Ketidakberaturan Elemen Vertikal

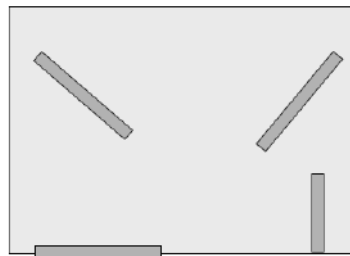
Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral. Distribusi elemen vertikal mempengaruhi dua hal utama yakni; (1) menentukan pusat kekakuan bangunan dan selanjutnya berpengaruh terhadap besar kecilnya eksentrisitas, (2) menentukan kontinuitas dari pendistribusian gaya.



Gambar 2.5 Kriteria Ketidakberaturan Elemen Vertikal

2.3.1.5 Ketidakberaturan Non Paralel Sistem Struktur

Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.

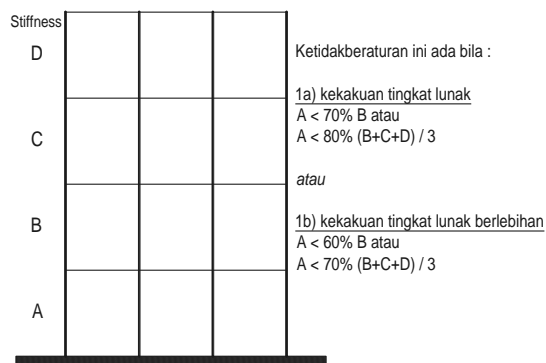


Gambar 2.6 Kriteria Ketidakberaturan Non Paralel Sistem Struktur

2.3.2 Ketidakberaturan Vertikal

2.3.2.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

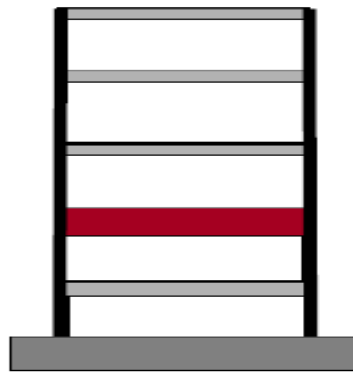
Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



Gambar 2.7 Kriteria Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak

2.3.2.2 Ketidakberaturan Massa Bangunan

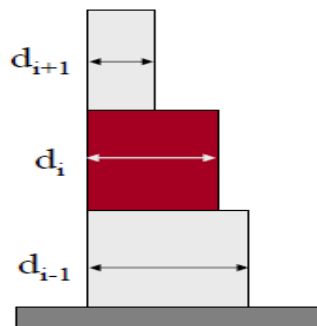
Bangunan yang sederhana dicirikan dengan sebaran massa yang merata pada semua lantai bangunan. Jika massa suatu lantai bangunan berubah atau membesar secara berarti dibandingkan dengan lantai-lantai bangunan terdekat maka pada lantai tersebut akan timbul gaya lateral yang jauh lebih besar dari lantai lantai terdekat, dan hal ini akan berpengaruh pada respon bangunan, khususnya deformasi lateral dan *drift*. Untuk mencegah hal-hal yang merugikan. SNI 03-1726-2012 mengatur tentang ketidakberaturan berat (massa) lantai bangunan. Ketidakberaturan massa bangunan dinyatakan ada bila masa bangunan suatu tingkat lebih dari 150% massa bangunan pada tingkat yang berdekatan.



Gambar 2.8 Kriteria Ketidakberaturan Massa Bangunan

2.3.2.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Bangunan

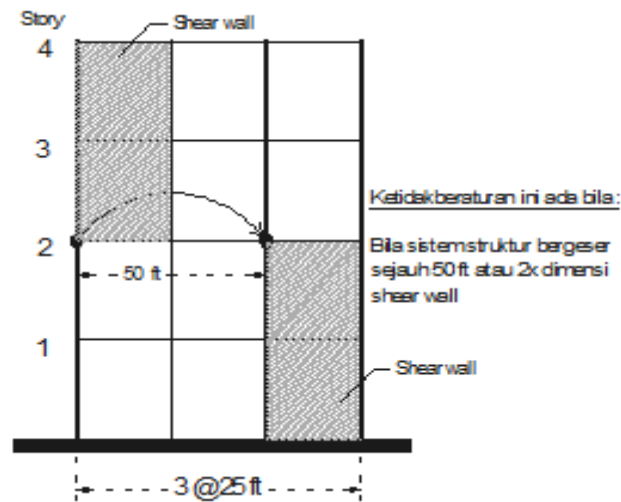
Ketidakteraturan Massa didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Sedangkan ketidakberaturan vertikal menggambarkan bentuk dan pola struktur yang tidak beraturan dalam arah vertikal yang tidak sederhana, dalam SNI 03-1726-2002 dikenal dengan loncatan bidang muka atau *setback* sedangkan dalam SNI 03-1726 2012 dikenal dengan ketidakberaturan geometri vertikal.



Gambar 2.9 Kriteria Ketidakberaturan Geometri Vertikal Bangunan

2.3.2.4 Ketidakberaturan Diskontinuitas Sistem Struktur Dalam Arah Vertikal

Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan tingkat di bawahnya.

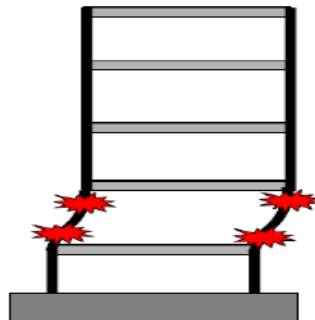


Gambar 2.10 Kriteria Ketidakberaturan Diskontinuitas Arah Vertikal

2.3.2.5 Ketidakberaturan Diskontinuitas Kuat Lateral Elemen Struktur Vertikal

Diharapkan kekuatan elemen struktur vertikal merata di sepanjang tinggi gedung. Kalaupun terjadi perubahan kekuatan geser, sebaiknya makin kebawah kekuatan elemen struktur makin besar agar sejalan dengan fakta bahwa baik gaya gravitasi maupun gaya lateral akan membesar dengan pola piramida.

Ketidakberaturan kuat lateral tingkat dinyatakan ada jika kuat lateral tingkat dari suatu tingkat lebih kecil dari 80% kuat lateral tingkat yang berada di atasnya. Dan dinyatakan sebagai ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya.



Gambar 2.11 Ketidakberaturan Diskontinuitas Kuat Lateral Elemen Struktur Vertikal

2.4 Estimasi Dimensi Struktur

2.4.1 Balok

Dalam perencanaan dimensi balok digunakan dua sumber yaitu Vis dan Gideon serta SNI 03-2847-2013, penetapan dimensi awal balok, dapat ditetapkan berdasarkan tebal minimum dalam tabel 2.1 dan tabel 2.2 di bawah ini.

Tabel 2.1 Estimasi Dimensi Balok Induk

Tinggi Balok (h)	Lebar Balok (b)
1/15 – 1/10 Panjang bentang	1/2 - 2/3 Tinggi Balok

Sumber: Gideon Hadi Kusuma dan Vis, W.C., (1994)

Tabel 2.2 Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah lendutan tidak dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Dua tumpuan sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat massif satu arah	ℓ/20	ℓ/24	ℓ/28	ℓ/10
Balok atau pelat rusuk satu arah	ℓ/16	ℓ/18,5	ℓ/21	ℓ/8

CATATAN
 Panjang bentang dalam mm.
 Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut :
 a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis di antara 1440kg/m³ sampai 1840kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan (1,65 – (0,0003)Wc) tetapi tidak kurang dari 1,09.
 b) Untuk fy selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan (0,4 + fy/700).

Sumber : Tabel 9.5(a) SNI 03-2847-2013

2.4.2 Kolom

Dimensi awal kolom dapat diestimasi berdasarkan rasio inersia kolom terhadap tinggi kolom dan rasio inersia balok terhadap panjang balok berdasarkan persamaan 2.1 di bawah.

$$\frac{I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}} \dots\dots\dots (2.1)$$

Atau jika lebar penampang kolom sama dengan tinggi penampang kolom maka persamaan 2.2 dapat ditulis :

$$\frac{\frac{1}{12}(hc)^4}{L_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12}(bw)(ht)^3}{L_{balok}} \dots\dots\dots (2.2)$$

Dimana :

I_{kolom} = Inersia kolom (mm^4)

I_{balok} = Inersia balok (mm^4)

h_c = tinggi penampang kolom (mm)

h_t = tinggi penampang balok (mm)

b_c = lebar penampang kolom (mm)

b_w = lebar penampang balok (mm)

L_{kolom} = tinggi kolom (mm)

L_{balok} = panjang balok (mm)

Yang dimaksud dengan panjang balok dari dimensi balok pada persamaan di atas adalah bentangan balok terpanjang yang menumpu pada kolom yang akan dihitung.

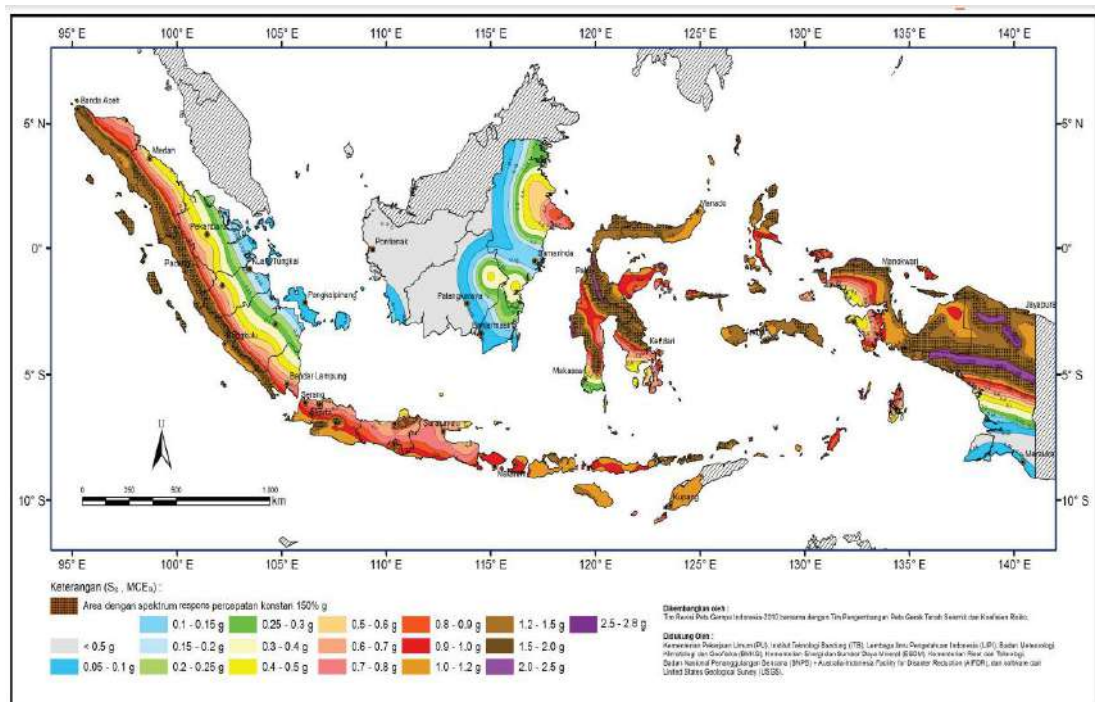
2.5 Pengaturan Level Beban Gempa

2.5.1 Spektrum Respon Desain

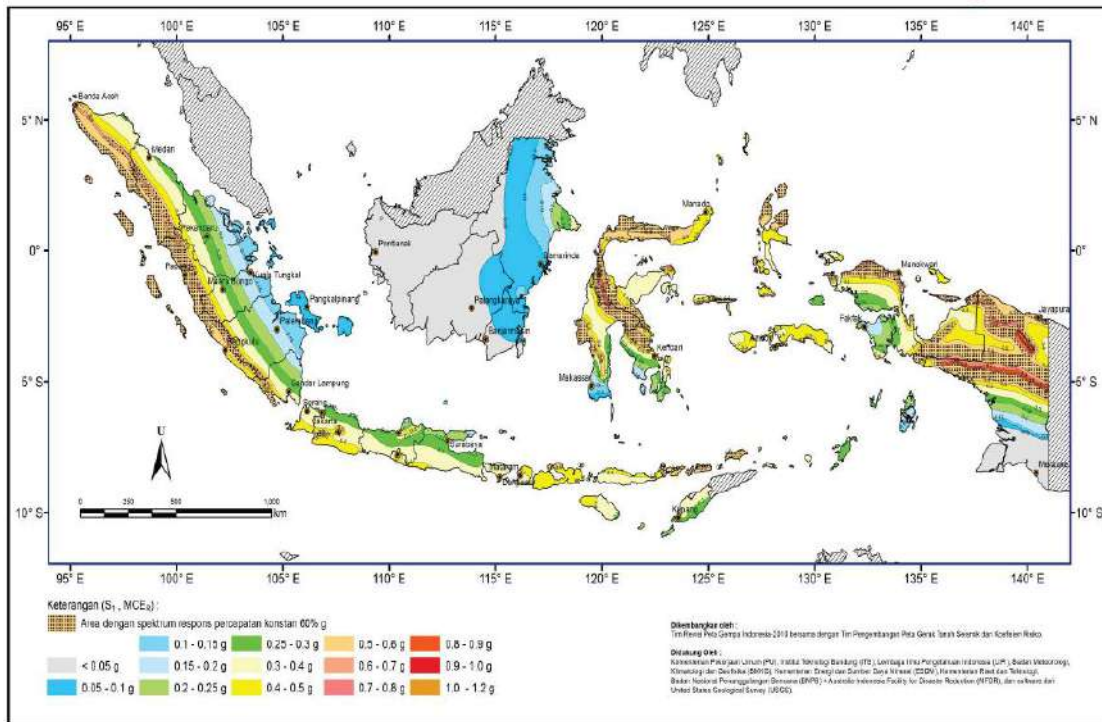
Respon desain merupakan kurva yang menggambarkan hubungan periode getar struktur dengan percepatan gempa desain. Kurva ini digunakan untuk menentukan nilai percepatan gempa yang akan digunakan dalam proses desain berdasarkan fungsi dari jenis tanah dasar (kelas situs) dan zona gempa atau parameter respon spektra MCER.

2.5.1.1 Wilayah Gempa

Wilayah Gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.12 dan Gambar 2.13



Gambar 2.12 Gempa Maksimum Yang di Pertimbangkan Resiko-Tertarget MCE_R (S_s)



Gambar 2.13 Gempa Maksimum Yang di Pertimbangkan Resiko-Tertarget $MCE_R (S_1)$

2.5.1.2 Kelas Situs

Proses perencanaan ketahanan gempa sangat dipengaruhi oleh lokasi serta kondisi tanah. Penentuan kelas situs dari suatu wilayah ditentukan berdasarkan data tanah hasil penelitian. Berdasarkan sifat-sifat tanah maka SNI gempa 2012 mengklasifikasikan kelas situs sebagai kelas situs SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (Tanah khusus). Kelas situs tanah dapat dilihat di SNI 1726-2012 pasal 5.3 tabel 3.

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	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
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik-situs yang mengikuti SNI 1726-2012 pasal 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki karakteristik berikut: -Rawan dan berpotensi gagal runtuh seperti mudah likuifaksi -Lempung sangat organik dan/atau gambut ($H > 3\text{m}$) -Lempung berplastisitas sangat tinggi ($H > 7,5\text{m}$ dengan $PI > 75$) -Lempung lunak/setengah teguh ($H > 35\text{m}$)		

Catatan : N/A tidak dapat dipakai
 Sumber : SNI 03-1726-2012

2.5.1.3 Koefisien-koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respon spektra percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 2.3 dan tabel 2.4 berikut.

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respon spektra percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 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 ^b				

Sumber : Tabel 4 SNI 03-1726-2012

Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respon spektra percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_1				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
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	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Keterangan :

(a) Nilai-nilai F_a dan F_v yang tidak terdapat dalam Tabel dapat dilakukan interpolasi linier

(b) S_s merupakan situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik.

Sumber : Tabel 5 SNI 03-1726-2012

Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan rumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_A S_s \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.4)$$

2.5.1.4 Parameter Percepatan Spektra Desain

Parameter percepatan spektra desain untuk periode pendek (0,2 detik) S_{DS} dan periode panjang (1 detik) S_{D1} harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.5)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.6)$$

2.5.1.5 Prosedur Pembuatan Respon Spektra Desain

Kurva spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.14 dengan mengikuti ketentuan dibawah ini :

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right] \dots\dots\dots (2.7)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.8)$$

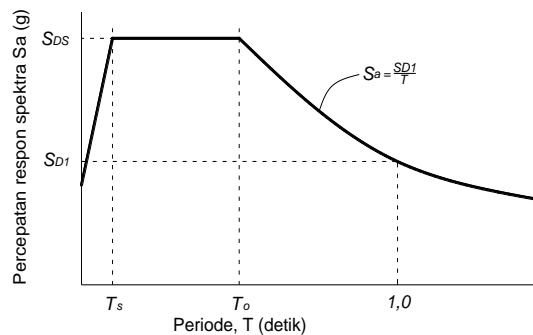
di mana :

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.10)$$

Keterangan parameter-parameter diatas sama seperti yang telah disebutkan sebelumnya. Gambar 2.14 menunjukkan respon spektra desain yang telah dibuat berdasarkan parameter-parameter yang ada.



Gambar 2.14 Spektrum Respon Desain

Sumber : SNI 03-1726-2012

2.5.2 Koefisien Gempa (Cs)

Koefisien gempa atau koefisien respon seismik (C_s) merupakan fungsi dari besaran spektrum respon desain (S_a), Koefisien modifikasi respon/koefisien reduksi (R), dan faktor keutamaan (I). SNI 03-1726-2012, mengatur nilai koefisien respon seismik berdasarkan persamaan berikut ini :

- Untuk $T \leq T_0$

$$C_s = \frac{S_{DS}(0.4+0.6T/T_0)}{R/I_e} \dots\dots\dots (2.11)$$

- Untuk $T_0 < T \leq T_s$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} \dots\dots\dots (2.12)$$

- Untuk $T > T_s$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I_e)} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dari persamaan 2.11, 2.12 dan 2.13 di atas dapat dilihat bahwa, faktor R bersifat memperkecil nilai C_s sedangkan faktor I_e bersifat memperbesar nilai C_s .

2.5.3 Faktor Modifikasi Respon (R)

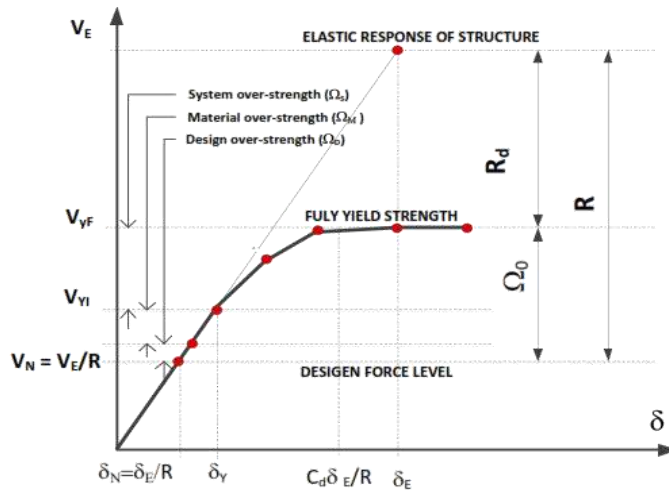
Dalam perencanaan ketahanan gempa selain faktor kekuatan (*strength*) dan kekakuan (*stiffness*), factor daktilitas (*ductility*) juga menjadi faktor yang sangat penting. Mengingat bangunan yang direncanakan tidak perlu di buat sangat kuat sehingga masih bersifat elastik, maka kekuatan gempa rencana dapat diturunkan atau dikurangi hingga level tertentu melalui suatu reduksi yang disebut dengan faktor modifikasi respon (R).

$$R = V_E/V_N \dots\dots\dots (2.14)$$

Gambar 2.15 menunjukkan hubungan antara $V_E, V_N, V_{YF}, R_d, \Omega_0$, dan R . Dari gambar tersebut faktor R dapat dinyatakan dalam bentuk lain.

$$R = R_d \times \Omega_0 \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana Ω_0 merupakan *factor over strength* dan R_d adalah faktor daktilitas struktur. *Factor over strength* merupakan faktor kuat lebih struktur yang menggambarkan hubungan antara kekuatan rencana yang ditetapkan dalam tahap desain (V_N) dengan kekuatan yang tercapai pada saat struktur mencapai kuat leleh penuh (*fully yield strength*).



Gambar 2.15 Hubungan R, R_d, Ω₀, dan C_d
 Sumber : SNI 03-1726-2012

2.5.4 Kategori Desain Seismik

Dalam SNI 03-1726-2012, ditetapkan bahwa resiko suatu bangunan ditentukan oleh dua aspek utama yakni :

1. Intensitas guncangan tanah dan efek gempa yang mungkin terjadi pada bangunan
2. Fungsi bangunan termasuk jumlah jiwa yang akan terpengaruh akibat kegagalan bangunan dan persyaratan efektifitas penggunaan bangunan (sesuai dengan peruntukannya) setelah mengalami gempa.

Tabel 2.6 SDC berdasarkan nilai S_{D1} pada daerah gempa sangat kuat

Nilai S _{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
S _{D1} ≥ 0,757g	E	F

Sumber : Tabel 6 SNI 03-1726-2012

Tabel 2.7 SDC berdasarkan nilai S_{DS} pada daerah gempa kecil – kuat

Nilai S _{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
S _{DS} < 0,167g	A	A
0,167 ≤ S _{DS} < 0,33g	B	C
0,33 ≤ S _{DS} < 0,50g	C	D
0,50 ≤ S _{DS}	D	D

Sumber : Tabel 6 SNI 03-1726-2012

Tabel 2.8 SDC berdasarkan nilai S_{D1} pada daerah gempa kecil – kuat

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167g$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133g$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20g$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : Tabel 7 SNI 03-1726-2012

Tabel 2.9 Hubungan Kategori Desain Seismik dan Resiko Kegempaan

Kode	Tingkat resiko kegempaan (SNI 03-2847-2002)		
	Rendah	Menengah	Tinggi
SNI 03-1726-2012	KDS A,B	KDS C	KDS D,E,F
Sistem Struktur	SRPMB / M / K SDSB / K	SRPMM / K SDSB / K	SRPMK SDSK

Sumber : Widodo, 2012

Keterangan :

SRPMK : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

SDS : Sistem Dinding Struktur

B; M; K : Biasa; Menengah; Khusus

Tabel 2.10 Faktor koefisien modifikasi respon. Faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi dan batas tinggi sistem struktur

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R^a	Faktor Kuat-Lebih Sistem, Ω_0^g	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d^b	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur (m) ^c				
				Kategori Disain Seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
B. Sistem rangka pemikul momen								
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber : Tabel 9 SNI 03-1726-2012

Keterangan :

TB = Tidak Dibatasi

TI = Tidak Diiijinkan

2.5.5 Fungsi Bangunan dan Faktor Keutamaan

SNI 03-1726-2012 mengelompokkan bangunan gedung berdasarkan semakin pentingnya suatu bangunan maka semakin tinggi faktor keutamaannya. Nilai faktor kepentingan dari masing-masing bangunan tersebut berkisar antara 1 sampai 1,5. SNI 03-1726-2012 pasal 4.1.2 menjelaskan kelompok-kelompok bangunan tersebut dan nilai faktor kepentingannya. Secara ringkas dapat dilihat pada tabel 2.11

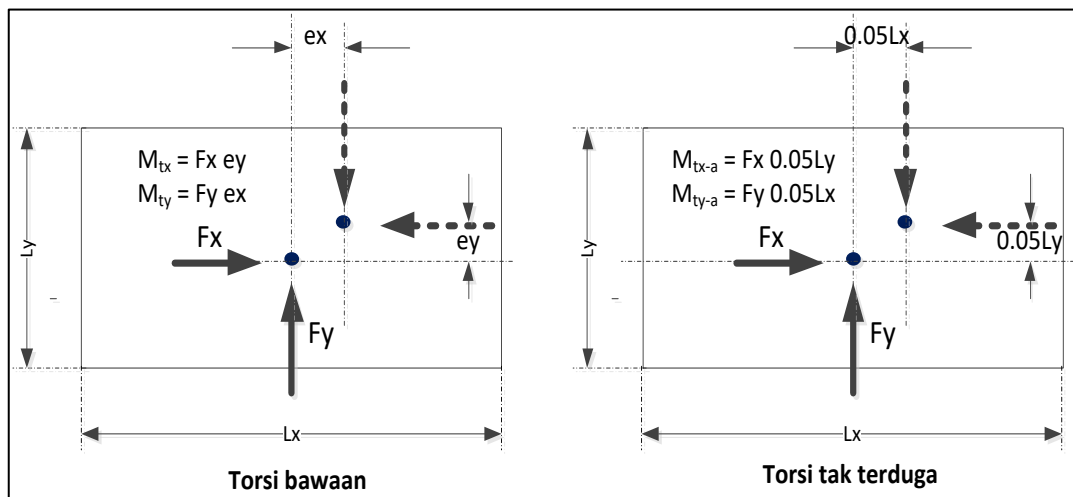
Tabel 2.11 Fungsi Bangunan dan Faktor Kepentingan (Ie)

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa (Ie)
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatas untuk: (perumahan, rumah toko, gedung perkantoran, gedung apartemen/ rumah susun, pusat perelanjaan/ mall, bangunan industri, fasilitas manufaktur dan pabrik)	II	1

Sumber : Tabel 1 SNI 03-1726-2012

2.5.6 Gaya Geser Torsi

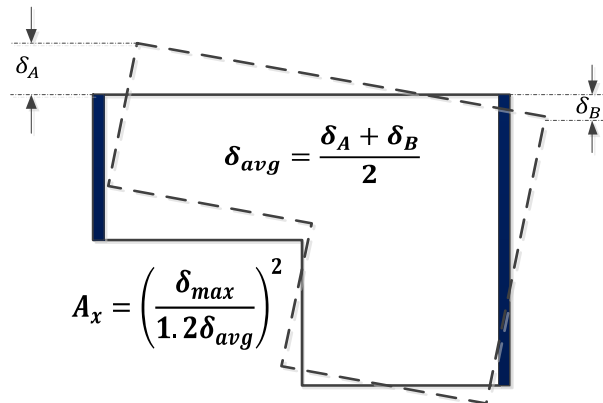
Gaya geser torsi yang terjadi pada bangunan disebabkan oleh adanya perbedaan pusat massa dan kekakuan. Untuk sistem lantai kaku gaya torsi harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan, M_t , sebagai akibat adanya eksentrisitas antara pusat massa dengan pusat kekakuan dan juga gaya torsi tak terduga (M_{ta}).



Gambar 2.16 Gaya torsi yang terjadi pada lantai bangunan

Sumber : SNI 03-1726-2012

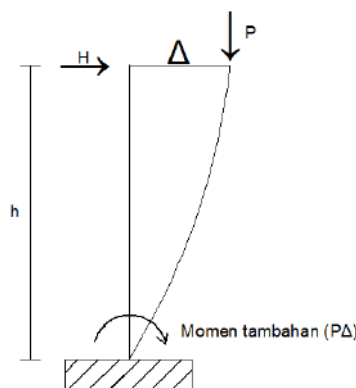
Gaya torsi seperti yang ditunjukkan dalam gambar 2.16 harus diberikan kepada semua kategori desain gempa (SDC) mulai dari SDC A sampai dengan F, kecuali untuk bangunan dengan kategori desain gempa (SDC) C, D, E, F yang memiliki ketidakberaturan horisontal 1-a dan 1-b. Untuk kasus ini, gaya torsi harus dikalikan dengan koefisien amplifikasi torsi A_x . Besar koefisien amplifikasi dapat dihitung dengan formula yang ditunjukkan dalam gambar 2.17



Gambar 2.17 Koefisien amplifikasi torsi
 Sumber : SNI 03-1726-2012

2.5.7 Pengaruh P-Delta

Pada kolom bekerja gaya aksial (P) akibat berat sendiri dan beban tambahan yang dipikul kolom dan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa. Akibat gaya lateral kolom akan mengalami defleksi lateral (Δ) dengan demikian gaya aksial yang bekerja bergeser terhadap titik awal dalam arah lateral. Pada keadaan tersebut kolom akan mendapat momen lentur tambahan (momen sekunder). Kondisi struktur yang seperti ini disebut sebagai efek P-delta. Gambar 2.18 menunjukkan efek p-delta pada kolom.



Gambar 2.18 Efek P-Delta
 Sumber : SNI 03-1726-2012

Pengaruh P-Delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti yang ditentukan oleh persamaan 2.16 sama atau kurang dari 0,1

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots (2.16)$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertikal total pada dan diatas tingkat-x

Δ = Simpangan antar lantai tingkat desain

I_e = Faktor Keutamaan gempa

V_x = Gaya geser desain seismik yang bekerja antar tingkat-x dan x-1

H_x = Tinggi tingkat dibawah tingkat-x

C_d = Faktor Pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser tingkat antara tingkat-x dan x-1. Rasio ini diijinkan untuk secara konservatif diambil sebesar 1. Jika koefisien stabilitas lebih besar dari 0,1 dan kurang dari θ_{max} maka perpindahan dan gaya komponen struktur diijinkan untuk dikalikan dengan $1/(1-\theta)$. Apabila θ lebih besar 0,25 struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

2.6 Metode Analisis

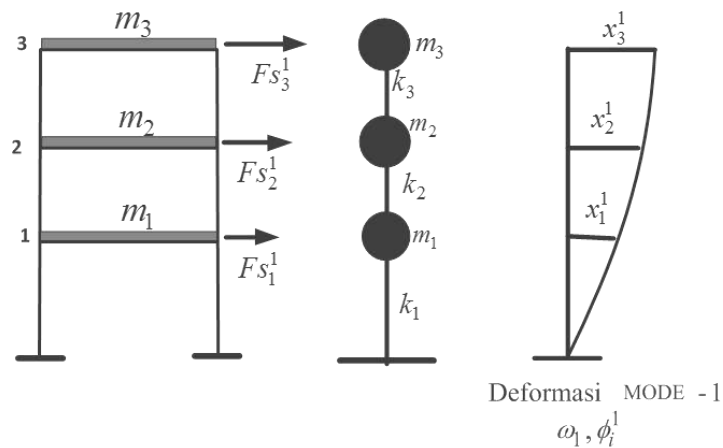
SNI 03-1726-2012 merekomendasikan 3 metode yang dapat digunakan untuk melakukan analisis gaya dalam pada suatu sistem struktur. Ketiga metode yang direkomendasikan tersebut adalah: metode analisis gaya lateral ekuivalen (*static equivalen*), analisis spektrum respon ragam (respon spektrum) dan metode analisis riwayat respon gempa (respon riwayat waktu), uraian selengkapnya dapat dilihat pada pasal 7.6 dan Tabel 13 SNI 03-1726-2012.

2.6.1 Metode Statik Ekuivalen

2.6.1.1 Konsep Dasar Metode Statik Ekuivalen

Respon struktur terhadap beban gempa sangat dipengaruhi oleh karakteristik bangunan, khususnya konfigurasi vertikal dan horisontal bangunan. Pada bangunan dengan sederhana, respon akhir ditentukan atau dominan dipengaruhi oleh respon ragam

pertama, sedangkan pada bangunan yang kompleks respon akhir struktur ditentukan juga oleh ragam-ragam yang lebih tinggi.



Gambar 2.19 Model Gaya Dinamis Lateral

Sumber : SNI 03-1726-2012

2.6.1.2 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan berikut :

$$V = C_S \cdot W \dots \dots \dots (2.18)$$

Dimana :

C_S = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan

W = berat seismik efektif

2.6.1.3 Koefisien Respon Seismik

Koefisien respons seismik, C_S , harus ditentukan sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1 dengan Persamaan sebagai berikut :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I_e} \right]} \dots \dots \dots (2.19)$$

Dimana :

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respon

I_e = Faktor keutamaan gedung

Nilai C_S yang dihitung sesuai Persamaan 2.20 tidak perlu melebihi persamaan berikut ini,

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \left[\frac{R}{I_e} \right]} \dots \dots \dots (2.20)$$

Dan C_S harus tidak kurang dari,

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.21)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_S harus tidak kurang dari,

$$C_S = \frac{0,5 S_1}{\left[\frac{R}{I_e} \right]} \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana :

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada periode 1 detik

T = Periode fundamental struktur (detik) seperti pada persamaan 2.24

S_1 = Parameter percepatan spektrum respon maksimum yang dipetakan

2.6.1.4 Periode Fundamental Struktur

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2, periode fundamental struktur T dibatasi oleh batas maksimum dan batas minimum yaitu:

$$T_1 = 0.1 \times N \dots\dots\dots (2.23)$$

$$T_{a(min)} = C_t h_n^x \dots\dots\dots (2.24)$$

$$T_{a(max)} = C_u T_{a(min)} \dots\dots\dots (2.25)$$

Dimana :

N = Jumlah tingkat

h_n = ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t , x dan C_u ditentukan dari tabel 2.12 dan tabel 2.13

Tabel 2.12 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respon spektral desain pada 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

Sumber : Tabel 14 SNI 03-1726-2012

Tabel 2.13 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75

Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75
-------------------------------	---------------------	------

Sumber : Tabel 15 SNI 03-1726-2012

2.6.1.5 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.3 dengan persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \dots\dots\dots (2.26)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana :

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- V = gaya lateral desain total geser didasar struktur, dalam (kN)
- w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x
- h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dinyatakan dalam meter (m)
- K = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :
 - untuk struktur yang memiliki $T = 0,5$ detik atau kurang; $k = 1$.
 - untuk struktur yang memiliki $T = 2,5$ detik atau lebih; $k = 2$.
 - untuk struktur yang memiliki antara $0,5$ dan $2,5$ detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

2.6.1.6 Distribusi Horisontal Gaya Gempa

Dalam SNI 03-1726-2012, gaya geser tingkat desain gempa disemua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari Persamaan :

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \dots\dots\dots (2.28)$$

Dimana :

- F_i = bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di tingkat ke- i

2.6.2 Metode Respon Spektrum (Metode Dinamis)

Metode analisis ragam spektrum respon mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing-masing ragam getarnya. Dalam SNI 03-1726-2012 Pasal 6.3, spektrum respon gempa rencana harus didesain dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data dan parameter yang ada pada respon spektrum desain.

2.6.2.1 Analisa Ragam Spektrum Respon

Perhitungan respon dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, dapat dilakukan dengan metode analisa ragam spektrum respon dengan memakai spektrum respon gempa rencana yang nilai koordinatnya dikalikan I_e/R , dimana I_e adalah faktor keutamaan, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam menurut metode ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

2.6.2.2 Parameter Respon Terkombinasi

Penjumlahan respons ragam yang disebut di atas untuk gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination atau CQC*) seperti dalam persamaan 2.29. Waktu getar alami harus dianggap berdekatan. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root The Sum of Squares atau SRSS*) seperti dalam persamaan 2.30

$$r^2 = \sum_i^n \sum_j^n [r_i \rho_{ij} r_j] \dots\dots\dots (2.29)$$

Dimana :

- r = Respon gabungan
- r_i = Respon mode ke i
- r_j = Respon mode ke j
- ρ_{ij} = Fungsi dari frekuensi dan koefisien redaman

$$r = \sqrt{\{r_1\}^2 + \{r_2\}^2 + \dots\dots + \{r_{n-1}\}^2 + \{r_n\}^2} \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana :

- r = Respon gabungan
- r_1 = Respon mode ke 1
- r_n = Respon mode ke n

2.6.2.3 Skala Nilai Desain Untuk Respon Terkombinasi

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam satu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama.

$$V_D = 0.85 V_S \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana V_s adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam pertama yang didapat dari prosedur gaya lateral ekuivalen terhadap pengaruh gempa rencana. Oleh karena itu, gaya geser tingkat nominal akibat gaya rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yaitu.

$$\text{Faktor pengali} = \frac{0,85 \times V_S}{V_D} \dots\dots\dots (2.32)$$

Dimana :

- V_s = geser dasar prosedur gaya lateral ekuivalen,
- V_D = geser dasar dari kombinasi ragam yang disyaratkan

2.6.2.4 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai pada peraturan ini hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain Δ harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa ditingkat atasnya.

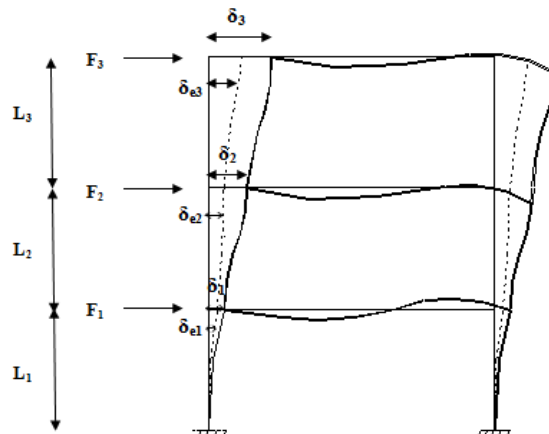
Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.33)$$

Di mana :

- δ_x = Defleksi pusat massa di tingkat x
- C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 9 SNI 1726-2012
- δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan pada Pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis
- I_e = Faktor keutamaan ditentukan sesuai dengan Pasal 4.1.2 SNI 1726-2012

Penentuan simpangan antara lantai dapat dilihat pada Gambar 2.20



Gambar 2.20 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Sumber : SNI 03-1726-2012

Keterangan Gambar :

Tingkat 3

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e3} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kuat

δ_3 = $C_d \delta_{e3} / I_E$ = perpindahan yang diperbesar

Δ_3 = $(\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d / I_E \leq \Delta_a$

Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kuat

δ_2 = $C_d \delta_{e2} / I_E$ = perpindahan yang diperbesar

Δ_2 = $(\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I_E \leq \Delta_a$

Tingkat 1

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kuat

δ_1 = $C_d \delta_{e1} / I_E$ = perpindahan yang diperbesar

Δ_1 = $\delta_1 \leq \Delta_a$

Δ_i = Simpangan Antar Lantai

Δ_i / L_i = Rasio Simpangan Antar Lantai

δ_3 = Perpindahan Total

Simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.13 untuk semua tingkat.

Tabel 2.14 Simpangan Antarlantai Ijin, Δ_a

Struktur	Kategori Risiko		
	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 didisain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

h_{sx}^c adalah tinggi tingkat di bawah Tingkat x.

Sumber : Tabel 16 SNI 03-1726-2012

Untuk sistem penahan gaya gempa berupa rangka momen pemikul yang didesain dengan kategori desain seismik D, E, F maka simpangan antar tingkat desain pada tabel diatas harus dibagi dengan faktor reduksi (Δ/ρ).

2.6.3 Pembebanan Pada Struktur

Beban yang bekerja pada struktur gedung dapat dikelompokan berdasarkan arah kerjanya sesuai dengan pengaruhnya beban pada struktur dibagi menjadi 2 (dua) yaitu :

2.6.3.1 Beban Vertikal (Beban Gravitasi)

Beban ini ditentukan berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembangunan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG)1987 dan terdiri dari :

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari bangunan tersebut. Beban mati dibagi menjadi dua bagian yakni :

a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban. Beban mati struktural yang diperhitungkan di dalam studi ini adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar 2400 kg/m^3 .

b. Beban Mati Tambahan atau *Superimposed Dead Load (SIDL)*

Beban mati tambahan merupakan berat elemen non struktural yang secara permanen membebani struktur.

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat hunian dan termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat dipindahkan.

2.6.3.2 Beban Horizontal (Beban Gempa)

Beban gempa adalah salah satu beban horizontal yang bekerja pada bangunan yang dipengaruhi dari gerakan tanah akibat pergeseran yang terjadi pada permukaan kulit bumi. Beban gempa yang ditinjau adalah sebesar 100% untuk satu arah ditambah 30% untuk arah tegak lurus.

2.6.4 Kombinasi Pembebanan

Dalam SNI 03-1726-2012 Pasal 7.4 disebutkan, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal, adalah

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 ((\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 ((\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 ((\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 ((\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

Dari enam kombinasi diatas dapat dipecah menjadi 18 kombinasi secara berkebalikan :

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
4. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
5. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
6. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
7. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$
8. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
9. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
10. $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$
11. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
12. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
13. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$

14. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
15. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$
16. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
17. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
18. $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$

Keterangan :

DL = Beban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah - x

EY = Beban gempa arah - y

R = Faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horisontal dari V, yaitu gaya geser desain total didasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horisontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

Kombinasi yang terdapat beban gempa didalam persamaanya harus didesain berdasarkan pengaruh beban sismik yang ditentukan seperti berikut ini :

1. Untuk pengaruh kombinasi beban (3) dan (4) E harus didefinisikan sebagai

$$E = E_h + E_v \dots\dots\dots (2.34)$$

2. Untuk pgunan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sebagai

$$E = E_h - E_v \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana :

E = pengaruh beban seismik

E_h = pengaruh beban seismik horisontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

Pengaruh beban seismik horisontal E_h harus ditentukan dengan rumus berikut ini,

$$E_h = \rho Q_E \dots\dots\dots (2.36)$$

di mana :

Q = pengaruh beban seismik horisontal dari V atau F_p

ρ = faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

Pengaruh beban seismik vertikal E_v harus ditentukan dengan rumus berikut ini,

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \dots\dots\dots (2.37)$$

2.6.5 Aplikasi Program ETABS 2016

ETABS 2016 merupakan salah satu program analisa struktur yang lengkap namun sangat mudah untuk dioperasikan. Program ETABS 2016 menyediakan fitur dan model terintegrasi yang lengkap untuk desain struktur baja dan beton bertulang. Pengguna diberi kemudahan untuk membuat, menganalisis, dan memodifikasi model struktur yang direncanakan dengan memakai *user interface* yang sama. Dalam lingkungan pemakaian yang interaktif maka dapat dievaluasi penampang struktur berdasarkan *design-code* internasional seperti: *U.S.A (ACI 1999, AASHTO 1997), Canadian (CSA 1994), British (BSI 1989), European (CEN 1992), dan New Zealand (NZS 3101-95)*.

2.6.5.1 Pembuatan Model Struktur

Pemodelan struktur dilakukan melalui New Model dan 3D frames, pada kotak dialog ini juga dapat dilakukan pemilihan satuan yang akan dipakai untuk analisis melalui *initialize Model from Defaults with Units*, selanjutnya dilakukan penerjemahan geometri portal melalui *Edit Grid* pada kotak dialog 3D Frame dan dilakukan *Edit Grid Default* dengan menempatkan sumbu global portal pada koordinat 0,0 dan melakukan input data geometri dengan grid X,Y,Z dengan masing-masing sebagai lebar, panjang dan tinggi portal.

2.6.5.2 Pendefinisian

1. Pendefinisian Material

Pendefinisian material dilakukan dengan maksud untuk menerjemahkan jenis material yang akan digunakan pada elemen-elemen struktur dengan sifat-sifat material tersebut. Penentuan jenis material dilakukan pada kotak dialog *Material Property Data*.

2. Pendefinisian Dimensi elemen struktur

Dilakukan untuk mendefinisikan dimensi penampang elemen balok, kolom, dinding geser serta plat lantai dengan berbagai pilihan bentuk penampang.

3. Jenis Pembebanan

Jenis pembebanan yang tersedia dalam ETABS 2016 adalah beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin dan lain-lain. Penentuan jenis pembebanan dilakukan pada kotak dialog *Load Patern*.

4. Kombinasi Pembebanan

Jenis pembebanan yang dipakai berdasarkan SNI 03-1726-2012 yang akan diterjemahkan dengan faktor skala beban.

2.6.5.3 Analisis Model

Tahapan analisis adalah tahapan dimana semua data terkait dalam proses analisis sudah diinput dengan benar. Analisis digunakan untuk menentukan respon struktur dari berbagai variasi tipe beban. Analisis yang akan digunakan pada penelitian ini adalah menggunakan analisa 3D, tipe analisis ini dipilih pada kotak dialog *Analyze Option*.

2.6.5.4 Penampilan Gaya-Gaya Dalam dan Respon Struktur

Gaya-gaya dalam dan respon struktur merupakan hasil dari proses analisis yang akan ditampilkan setelah dilakukan *Run Program*.

2.7 Pendetailan Elemen Struktur

2.7.1 Desain Balok

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4, balok harus memenuhi pasal 21.3.4.1 sampai 21.3.4.3. Berikut ini penjelasannya:

1. Pasal 21.3.4.1, kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari sepertiga kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint.
2. Pasal 21.3.4.2, pada kedua ujung balok, sengkang harus disediakan sepanjang panjang tidak kurang dari $2h$ diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :
 - a. $d/4$,
 - b. Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,
 - c. 24 kali diameter sengkang, dan 300 mm.
3. Pasal 21.3.4.3, sengkang harus dispasikan tidak lebih dari $d/2$ sepanjang balok.

2.7.2 Desain Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.3.5, kolom harus ditulangi secara spiral sesuai dengan pasal 7.10.4 yang menjelaskan tentang tulangan spiral untuk komponen struktur tekan, atau harus memenuhi pasal 21.3.5.2 hingga 21.3.5.6.

1. Pasal 21.3.5.2, pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang panjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o maksimum dari nilai yang terkecil dari :
 - a. Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,
 - b. 24 kali diameter sengkang ikat,
 - c. Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur, dan 300 mm.
 Panjang l_o minimum dari nilai yang terbesar dari :
 - a. Seperenam tinggi bersih kolom,
 - b. Dimensi terbesar penampang kolom, dan 450 mm.
2. Pasal 21.3.5.3, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s_o/2$ dari muka joint.
3. Pasal 21.3.5.4, di luar panjang l_o , spasi tulangan transversal harus memenuhi pasal 7.10 tentang tulangan transversal pada komponen struktur tekan dan pasal 11.4.5.1 yang menjelaskan bahwa spasi tulangan geser dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur tidak boleh melebihi $d/2$ komponen struktur non-prategang dan $0,75h$ pada komponen struktur prategang, ataupun 600 mm.
4. Pasal 21.3.5.5, tulangan transversal joint harus memenuhi pasal 11.10 tentang penyaluran momen ke kolom.
5. Pasal 21.3.5.6, kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku tak menerus, seperti dinding, harus disediakan dengan tulangan transversal dengan spasi (s_o). Bila gaya desain harus diperbesar, maka $(A_g f_c'/10)$ yang merupakan batas terhadap gaya tekan aksial (P_u) harus ditingkatkan menjadi $(A_g f_c'/4)$.

2.7.3 Desain Kapasitas

2.7.3.1 Faktor Peningkat Kuat Lentur Balok

Untuk memperhitungkan adanya kemungkinan peningkatan kuat lentur penampang balok didaerah sendi plastis, *Drift* Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung menentukan faktor penambahan kekuatan (*Over Strength Factor*) ϕ_o sebesar 1,25. Selanjutnya kapasitas penampang balok dapat dihitung sebesar :

$$M_{kap,b} = \phi_o M_{nt} \dots\dots\dots (2.38)$$

2.7.3.2 Faktor Pengaruh Beban Dinamis pada Kolom

Pada mekanisme daktail yang dikehendaki untuk portal rangka terbuka, sebagian besar sendi plastis terjadi pada ujung-ujung akhir bentang balok. Bila daerah sendi plastis

ini sudah direncanakan penulangannya, maka momen kapasitas balok dapat diperhitungkan sebagai momen rencana yang bekerja pada kolom. Untuk mencapai maksud ini dapat digunakan persamaan :

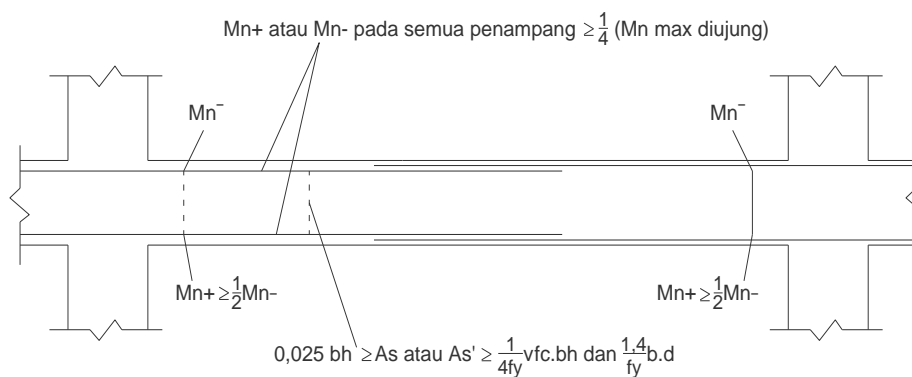
$$\Sigma M_g \geq (6/5)\Sigma M_g \dots\dots\dots (2.39)$$

2.7.4 Perencanaan Balok

2.7.4.1 Perencanaan Lentur

Persyaratan kuat lentur berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.2.2)

Kuat lentur positif balok pada muka kolom harus lebih besar atau sama dengan setengah kuat lentur negatifnya. Kuat lentur negatif dan positif pada setiap penampang di sepanjang bentang harus tidak kurang dari seperempat kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.



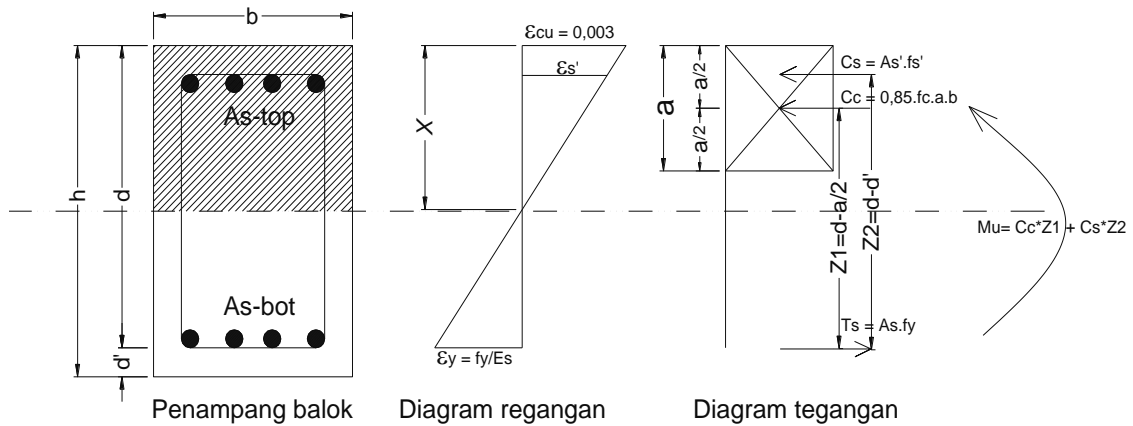
Gambar 2.21 Persyaratan Tulangan Lentur

Sumber : SNI 03-2847-2013

2.7.4.2 Analisa Penampang

Analisa penampang bertujuan untuk menghitung kemampuan pikul (momen nominal) dari suatu penampang. Untuk dapat menentukan kekuatan penampang diperlukan data dimensi penampang, mutu bahan dan tulangan terpasang. Analisa penampang menggunakan prinsip keseimbangan statis dimana prinsip ini dibentuk oleh gaya-gaya yang bekerja pada penampang (Cc) yang bekerja pada daerah tekan dan gaya desak tulangan (Cs) yang bekerja pada pusat tulangan tekan. serta gaya tarik (Ts) bekerja pada pusat tulangan tarik. Cc merupakan resultan gaya dalam yang terjadi pada bagian penampang beton yang tertekan. Sedangkan Cs dan Ts merupakan gaya dalam yang terjadi pada pusat tulangan terpasang. Kedua komponen gaya tersebut harus memenuhi syarat keseimbangan gaya.

$$C_c + C_s = T_s \dots\dots\dots (2.40)$$



Gambar 2.22 Diagram tegangan dan regangan pada balok

Sumber : SNI 03-2847-2013

Analisa penampang mengacu pada Gambar 2.22. Berikut merupakan persamaan-persamaan yang digunakan dalam analisa penampang :

Luas tulangan terpasang ($A_{s_{top}}$ dan $A_{s_{bot}}$)

$$A_{s_{bot}} = 1/4 \times \pi \times d^2 \times n_{bot} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$A_{s_{top}} = 1/4 \times \pi \times d^2 \times n_{top} \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana d dan n merupakan diameter tulangan dan jumlah tulangan yang terpasang

Gaya tarik (T_s)

$$T_s = A_{s_{bot}} \times f_y \dots\dots\dots (2.43)$$

Gaya tekan beton (C_c)

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b_w \times a \dots\dots\dots (2.44)$$

dimana a merupakan tinggi blok tegangan yang harganya akan diestimasi sampai konsep keseimbangan terjadi ($C_c + C_s = T_s$)

Menghitung jarak dari sumbu netral (x)

$$x = a / \beta_1 \dots\dots\dots (2.45)$$

Regangan baja desak ($\epsilon_{s'}$) dan regangan baja tarik (ϵ_y)

$$\epsilon_{s'} = ((x-d')/x)\epsilon_{cu} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s \dots\dots\dots (2.47)$$

Jika $\epsilon_{s'}/\epsilon_y < 1$ maka tegangan baja desak $f_{s'} = \epsilon_{s'} \times E_s$ dan jika $\epsilon_{s'}/\epsilon_y > 1$ maka $f_{s'} = f_y$

Gaya tekan baja (C_s)

$$C_s = A_{s_{top}} \times f_{s'} \dots\dots\dots (2.48)$$

Momen Nominal terpasang (M_n terpasang)

$$M_n = \left(C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) + \left(C_s \times (d-d') \right) \dots\dots\dots (2.49)$$

2.7.4.5 Perencanaan lentur

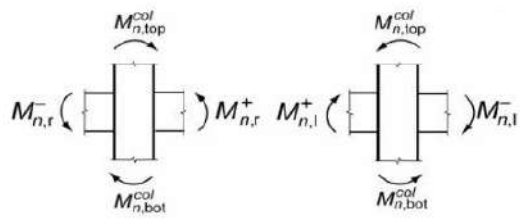
Dalam SNI 03-2847-2013, kuat lentur kolom SRPMK harus memenuhi ketentuan kolom kuat balok lemah sesuai persamaan 2.63

$$\Sigma M_k \geq (6/5) \Sigma M_b \dots\dots\dots (2.63)$$

Dengan : ΣM_k = jumlah Momen kolom pada joint

ΣM_b = jumlah Momen balok pada joint

Ilustrasi konsep gaya yang diperhitungkan dalam perencanaan tulangan memanjang kolom seperti gambar berikut.



Gambar 2.23 Momen Desain Kolom

Sumber: *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames*, Moehle 2008.

Sesuai dengan konsep kolom kuat balok lemah (KKBL), dari gambar di atas dapat diformulasikan sebagai berikut :

$$M_{n\ top} + M_{n\ bot} \geq (6/5) (M_{n+,r} + M_{n-,l}) \dots\dots\dots (2.64)$$

Gaya normal/aksial yang bekerja pada kolom ditentukan dengan menjumlahkan aliran beban yang bekerja pada setiap kolom akibat beban gempa dan gaya normal akibat beban gravitasi seperti formula berikut :

$$P_u = V_l + V_r + P \dots\dots\dots (2.65)$$

Di mana :

V_l, r = Gaya geser kiri dan kanan pada kolom akibat gempa

P = Gaya normal akibat beban gravitasi yang ditentukan berdasarkan beban akibat berat semua elemen bangunan yang berada pada bidang yang dipikul oleh kolom.

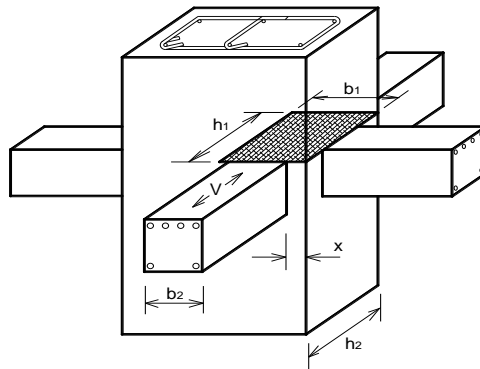
2.7.5 Hubungan Balok-Kolom (Join)

Panjang join yang diukur paralel terhadap tulangan lentur balok yang menyebabkan geser di joint sedikitnya 20 kali db.

1. Penulangan transversal untuk join

Harus ada tulangan lateral yang terpasang dalam join, untuk join interior jumlah tulangan lateral yang dibutuhkan setidaknya setengah tulangan lateral yang dibutuhkan

pada joint eksterior, spasi vertikal sengkang boleh diperbesar hingga 150 mm dan tidak boleh lebih kecil dari 75 mm. Berikut gambar dimensi joint dan luasnya.



Gambar 2.24 Geser Pada Hubungan Balok-Kolom

Sumber : SNI 03-2847-2013

Keterangan: h_1, b_1 : tinggi pada joint bidang tulangan penyebab geser dan lebar efektif joint
 h_2, b_2 : tinggi tampang kolom dan lebar balok
 V : arah gaya geser yang disebabkan oleh tulangan terpasang

2. Kuat geser pada joint

Kuat geser nominal hubungan balok kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada persamaan-persamaan berikut ini :

- a. Untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$V_c = 1,7 \sqrt{f'_c} A_j \dots\dots\dots (2.66)$$

- b. Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisi atau dua sisi yang berlawanan

$$V_c = 1,25 \sqrt{f'_c} A_j \dots\dots\dots (2.67)$$

- c. Untuk Hubungan lainnya

$$V_c = 1,0 \sqrt{f'_c} A_j \dots\dots\dots (2.68)$$

Dengan gaya T dan C mewakili momen negatif pada ujung-ujung balok dan gaya geser kolom atas yang hubungannya saling berlawanan yang berpotensi dapat menimbulkan retak dan dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

Geser akibat kolom atas

$$V_u = M_{nt} + M_{nb} / h_n \dots\dots\dots (2.69)$$

Gaya geser joint untuk hubungan interior

$$V_u = T_1 + C_2 - V_u = f_y A_{st} + f_y A_{sb} - V_u \dots\dots\dots (2.70)$$

Gaya geser joint untuk hubungan eksterior

$$V_u = T - V_u = A_{st} f_y - V_u \dots\dots\dots (2.71)$$

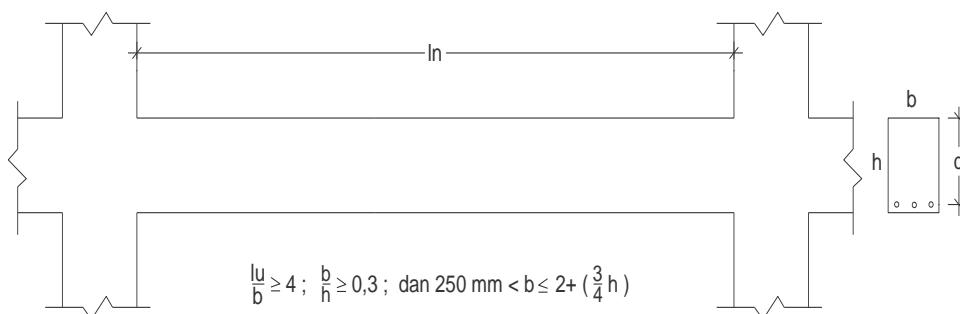
2.7.6 Konsep Pendetailan Elemen Struktur SRPMK

Untuk menjamin komponen struktur beton bertulang agar tetap dapat bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatannya.

2.7.6.1 Detailing Komponen Struktur Lentur SRPMK

Komponen struktur lentur didefinisikan sebagai komponen struktur dimana gaya aksial tekan terfaktor yang bekerja pada penampangnya tidak melebihi $A_g \times f'_c$, dengan A_g adalah luas penampang komponen struktur. Secara geometri ada beberapa persyaratan yang harus dipenuhi untuk komponen lentur, yaitu :

1. Persyaratan geometri
 - a. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya (lentur).
 - b. Perbandingan lebar terhadap tinggi komponen struktur, tidak boleh kurang dari 0,3
 - c. Lebar penampang haruslah lebih besar atau sama dengan 250 mm dan lebar penampang harus lebih kecil atau sama dengan lebar kolom ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang tidak melebihi tiga per empat tinggi komponen struktur lentur.



Gambar 2.25 Ketentuan Dimensi Penampang Balok

Sumber : SNI 03-2847-2013

2. Persyaratan tulangan lentur

Ada beberapa persyaratan tulangan lentur yang perlu diperhatikan pada perencanaan komponen lentur SRPMK, diantaranya adalah :

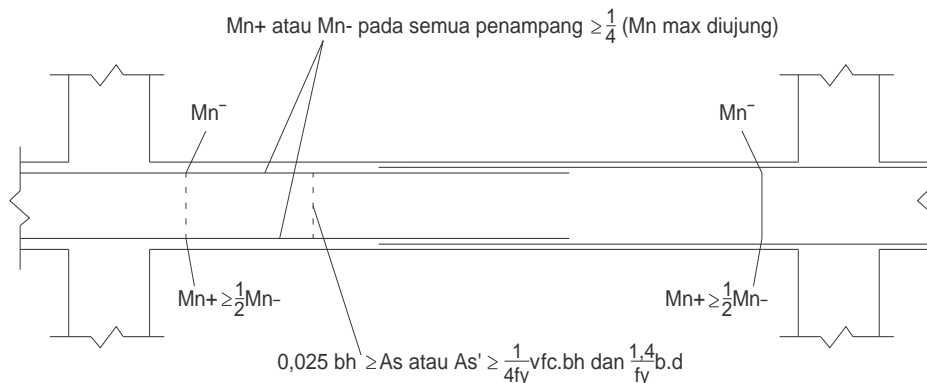
- a. Masing-masing luas tulangan atas dan bawah harus lebih besar dari luas tulangan minimum yang dipersyaratkan yaitu

$$A_{s,\min} = \frac{b_w d}{4f_y} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (2.72)$$

$$A_{s,\min} = \frac{1,4b_w d}{f_y} \dots\dots\dots (2.73)$$

- b. Rasio tulangan lentur maksimum (ρ_{maks}) dibatasi sebesar 0,025.

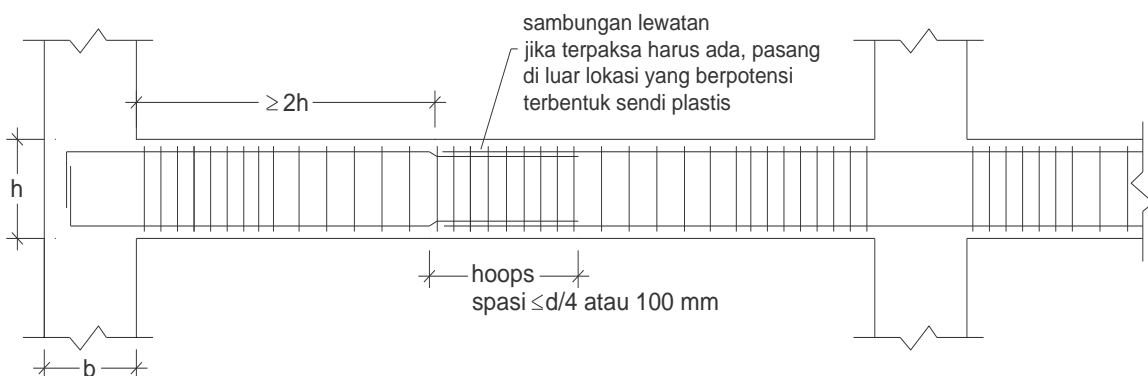
- c. Sedikitnya dipasang dua tulangan diatas dan dibawah di tiap potongan secara menerus.
- d. Kuat lentur positif balok pada muka kolom harus lebih besar atau sama dengan setengah kuat lentur negatifnya. Kuat lentur negatif dan positif pada setiap penampang di sepanjang bentang harus tidak kurang dari seperempat kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.



Gambar 2.26 Persyaratan Tulangan Lentur

Sumber : SNI 03-2847-2013

- 3. Persyaratan sambungan lewatan
 - a. Sambungan lewatan untuk penyambungan tulangan lentur harus diberi tulangan spiral atau sengkang tertutup disepanjang sambungan tersebut.
 - b. Sambungan lewatan tidak boleh ditempatkan pada :
 - a) Daerah hubungan balok kolom
 - b) Daerah hingga jarak dua kali tinggi balok h dari muka kolom, dan
 - c) Dan lokasi-lokasi yang berdasarkan hasil analisis, memperlihatkan kemungkinan terjadinya sendi plastis.



Gambar 2.27 Persyaratan Sambungan Lewatan

Sumber : SNI 03-1726-2012

c. Panjang penyaluran

Pasal 12.2.2 SNI 03-2847-2013, Panjang penyaluran tulangan dihitung dengan menggunakan persamaan seperti dalam tabel berikut :

Tabel 2.15 Persamaan panjang penyaluran untuk masing-masing tipe tulangan

Kondisi	Batang D-19 & Lebih Kecil Atau Kawat Ulir	Batang D-22 Atau Lebih Besar
Spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari d_b , selimut bersih tidak kurang dari d_b dan sengkang atau pengikat sepanjang l_d tidak kurang dari minimum tata cara atau spasi bersih batang tulangan atau kawat yang disalurkan atau disambungkan tidak kurang dari $2d_b$ dan selimut bersih tidak kurang dari d_b	$\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1\lambda \times \sqrt{f_c}} \times d_b$	$\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7\lambda \times \sqrt{f_c}} \times d_b$
Kasus - kasus yang lain	$\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.4\lambda \times \sqrt{f_c}} \times d_b$	$\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.1\lambda \times \sqrt{f_c}} \times d_b$

Sumber : Tabel 10 SNI 03-2847-2013

Dimana :

λ_d = panjang penyaluran, mm $\lambda_d > 300$ mm

d_b = diameter batang tulangan, mm.

Ψ_τ = faktor lokasi penulangan.

1,3 jika tulangan berada diatas beton setebal > 300 mm.

1,0 untuk tulangan lain.

Ψ_ϵ = Faktor pelapis.

1,5 jika batang atau kawat tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari $3.d$ atau spasi bersih kurang dari $6.d$

1,2 jika batang kawat tulangan berlapis epoksi lainnya

1,0 jika tulangan tanpa pelapis.

λ = bila beton ringan digunakan λ tidak boleh melebihi 0,75

Kecuali bila F_{ct} ditetapkan. Bila beton normal $\lambda = 1$

4. Persyaratan tulangan transversal

Tulangan transversal pada komponen lentur dibutuhkan terutama untuk menahan geser. Beberapa persyaratan harus dipenuhi untuk pemasangan tulangan sengkang tertutup, diantaranya :

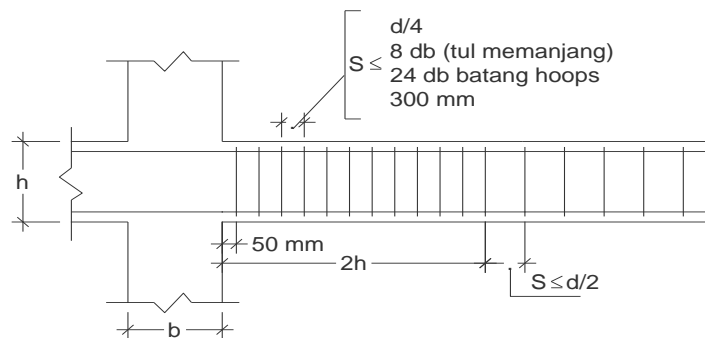
a. Sengkang tertutup harus dipasang

a) Pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan.

b) Di sepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang yang berpotensi membentuk sendi plastis

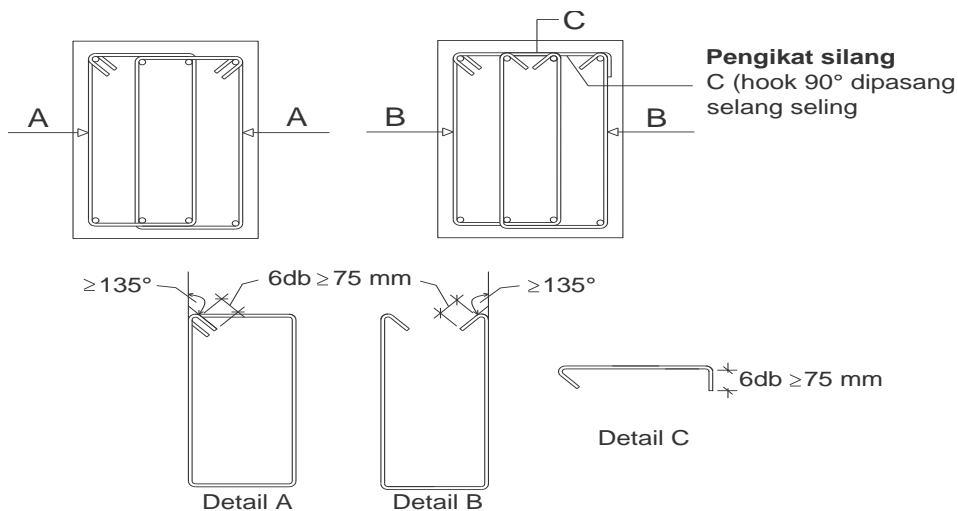
b. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari pada 50 mm dari

- muka kolom perletakan.
- c. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi
 - a) $d/4$ dengan d adalah tinggi efektif penampang komponen lentur
 - b) delapan kali diameter terkecil tulangan lentur
 - c) 24 kali diameter batang tulangan sengkang tertutup, dan
 - d) 300 mm
 - d. Sengkang diluar daerah ujung balok harus dipasang dengan spasi maksimum $d/2$



Gambar 2.28 Persyaratan Tulangan Transversal

Sumber : SNI 03-2847-2013



Gambar 2.29 Sengkang Tertutup (Hoops) Tunggal Dan Rangkap

Sumber : SNI 03-2847-2013

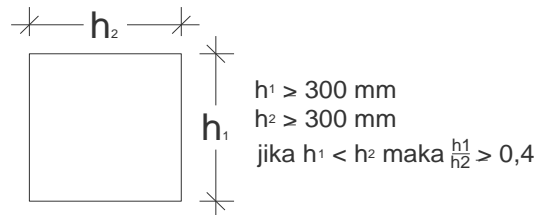
2.7.6.2 Detailing Komponen Struktur SRPMK yang Menerima Kombinasi Lentur dan Beban Aksial

Komponen struktur kolom yang menerima kombinasi lentur dan beban aksial. Besaran beban aksial yang bekerja pada komponen struktur kolom dibatasi tidak kurang

dari $0,1A_g.f'_c$. Beberapa persyaratan geometri juga harus dipenuhi oleh komponen struktur kolom sistem rangka pemikul momen khusus, diantaranya :

1. Persyaratan Geometri

- a. Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm
- b. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.



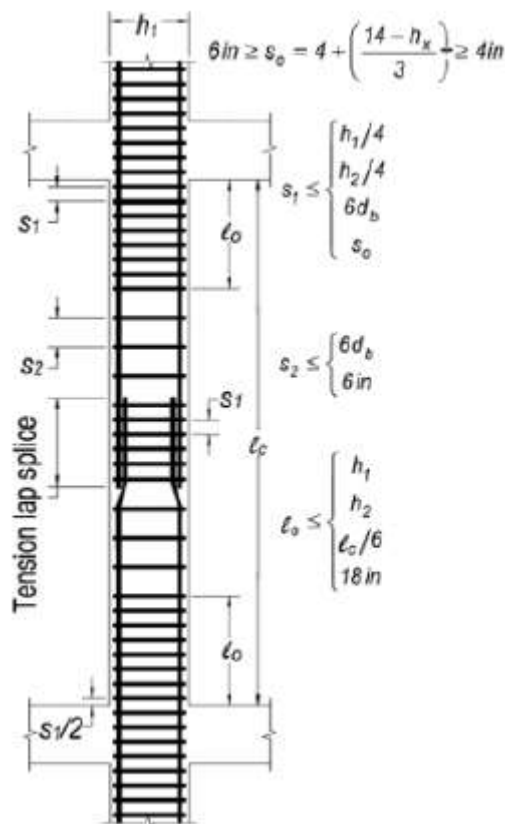
Gambar 2.30 Persyaratan Geometri Kolom

Sumber : SNI 03-2847-2013

2. Persyaratan tulangan lentur

Rasio penulangan dibatasi minimum tidak boleh kurang dari 0,01 dan maksimum tidak boleh lebih dari 0,04.

3. Persyaratan sambungan lewatan

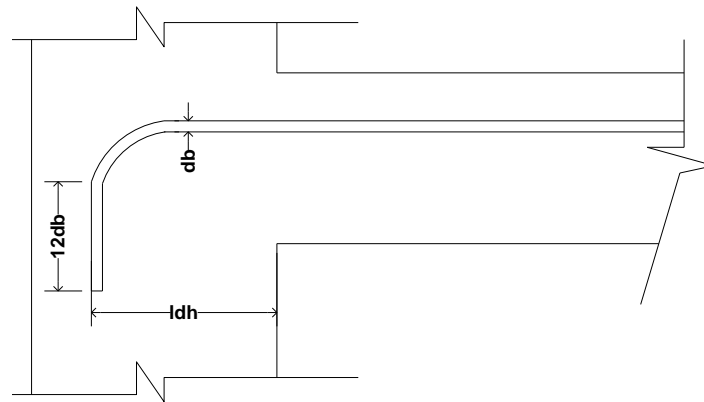


Gambar 2.31 Persyaratan Tulangan Geser dan Sambungan Lewatan Pada Kolom

Sumber : SNI 03-2847-2013

- a. Untuk memenuhi pasal 21.6(3(3)) SNI 2847-2013, sambungan lewatan kolom hanya boleh dipasang ditengah tinggi kolom yang direncanakan sebagai sambungan tarik dan harus dengan tulangan sengkang tertutup sesuai tulangan transversal pada daerah l_0 .
 - b. Sesuai Pasal 14.17.2.2 SNI 2847-2013, sambungan lewatan yang digunakan adalah sambungan lewatan kelas B, karena semua sambungan tulangan disalurkan pada lokasi yang sama. Dengan demikian panjang lewatan kelas B = $1,3l_d$.
 - c. sesuai Pasal 14.17.2.4 SNI 2847-2013, sambungan lewatan kolom $1,3l_d$ harus dikurangi lagi agar panjang sambungan tidak masuk pada daerah l_0 dengan cara dikalikan dengan 0,83, sehingga panjang sambungan lewatan kolom adalah sebesar $0,83*1,3l_d$.
4. Persyaratan tulangan transversal
- a. Perlu dipasang panjang l_0 dari muka hubungan balok kolom dikedua ujung kolom dimana lentur boleh kemungkinan dapat terjadi. Panjang l_0 harus tidak boleh lebih kecil dari :
 - a) Tinggi penampang komponen
 - b) Seperenam panjang bentang bersih
 - c) 500 mm
 - b. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari pada 50 mm dari muka kolom perletakan.
 - c. Spasi untuk tulangan tranversal pengekang harus tidak boleh lebih dari
 - a) Seperempat dimensi terkecil komponen struktur
 - b) enam kali diameter tulangan longitudinal
$$150 \geq s_x = 100 + \frac{350-h_x}{3} \geq 100 \dots\dots\dots (2.74)$$
 - d. Sesuai pasal 23.4(4(3)) SNI 2847-2013 tulangan pengikat silang tidak boleh dipasang dengan spasi lebih dari pada 350 mm di daerah tegak lurus tulangan memanjang kolom.

Panjang penjangkaran tulangan memanjang didalam inti join adalah sebesar 12 kali diameter tulangan terkait.



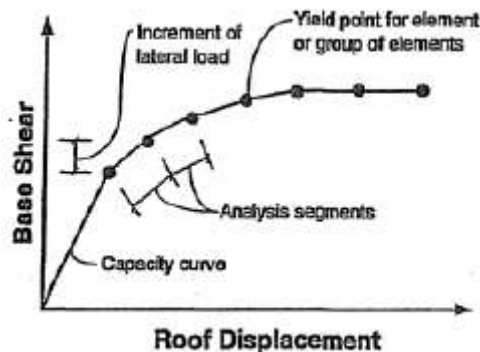
Gambar 2.33 Persyaratan Tulangan Memanjang pada Join
 Sumber : SNI 03-2847-2013

2.8 Analisis Beban Dorong (*PUSHOVER*)

2.8.1 Analisis Beban Dorong (*Static Pushover Analysis*)

Analisis beban dorong statik (*Static Pushover Analysis*) merupakan analisis perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara barangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elastoplastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

Analisis Pushover menghasilkan kurva Pushover, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar (V) versus perpindahan titik acuan pada atap (D).



Gambar 2.34 Kurva Pushover
 Sumber : Applied Technology Council (ATC 40)

Redaman efektif dan periode efektif merupakan fungsi dari daktalitas struktur yang digunakan untuk menentukan perpindahan maksimum menggunakan persamaan berikut :
 Nilai β_{eff} berdasarkan parameter :

$$\beta_{eff} = 4,9 (\mu-1)^2 + 1,1 (\mu-1)^3 + \beta_0, \text{ untuk } 1 < \mu < 4 \dots\dots\dots (2.80)$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0,32 (\mu-1) + \beta_0, \text{ untuk } 4 < \mu < 6,5 \dots\dots\dots (2.81)$$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0,64 (\mu-1)-1}{[0,64 (\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right) + \beta_0 \text{ untuk } \mu > 6,5 \dots\dots\dots (2.82)$$

Nilai T_{eff} berdasarkan parameter :

$$T_{eff} = [0,20 (\mu-1)^2 - 0,038 (\mu-1)^3 + 1] T_0, \text{ untuk } 1 < \mu < 4 \dots\dots\dots (2.83)$$

$$T_{eff} = [0,28 + 0,13 (\mu-1) + 1] T_0, \text{ untuk } 4 < \mu < 6,5 \dots\dots\dots (2.84)$$

$$T_{eff} = \left\{ 0,89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0,05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0, \text{ untuk } \mu > 6,5 \dots\dots\dots (2.85)$$

Dimana :

β_0 = Damping awal 5%

T_0 = Periode awal bangunan

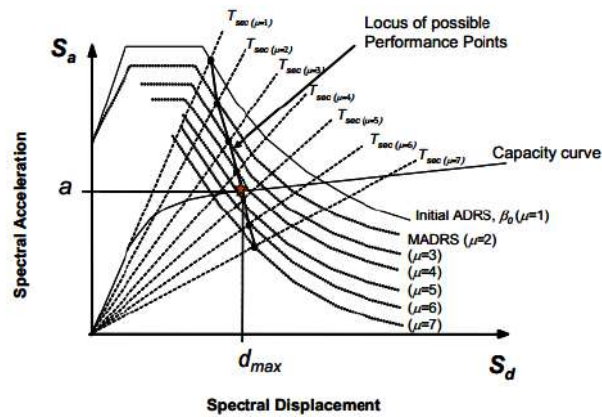
Untuk menghasilkan perpotongan antara kurva kapasitas dengan respon spektrum yang telah direduksi berdasarkan nilai damping efektif dalam penentuan target perpindahan, maka metode *Equivalent Linearization* memodifikasi respons spectrum tersebut dengan suatu faktor modifikasi, M yang kemudian menghasilkan kurva *Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum (MADRS)*, berdasarkan persamaan :

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 \dots\dots\dots (2.86)$$

Di mana nilai T_{sec} ditentukan berdasarkan persamaan :

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \dots\dots\dots (2.87)$$

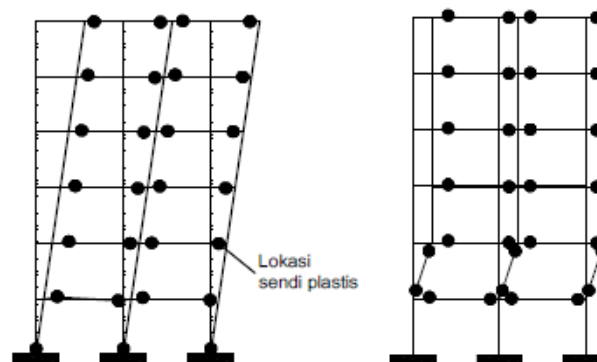
Berdasarkan parameter-parameter diatas, dalam penentuan target perpindahan selanjutnya, dapat menggunakan solusi secara grafik dimana, target perpindahan dapat dihasilkan dari perpotongan kemiringan nilai T_{sec} pada kurva *MADRS* yang telah disesuaikan dengan masing-masing nilai damping efektif dengan kurva kapasitas dari struktur, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.36 berikut ini.



Gambar 2.36 Lokasi Target Perpindahan Menggunakan MADRS
 Sumber : FEMA-440, 2005

2.8.3 Mekanisme Sendi Plastis

Struktur gedung apabila menerima beban gempa pada tingkatan/kondisi tertentu, akan terjadi sendi plastis (*hinge*) pada balok pada gedung tersebut. Sendi plastis merupakan bentuk ketidakmampuan elemen struktur (balok dan kolom) menahan gaya dalam. Dalam pembahasan ini menggunakan program ETABS 2016.



Gambar 2.37 Sendi Plastis terjadi pada balok dan kolom

Tabel 2.16 Tingkat kerusakan struktur akibat terbentuknya sendi plastis dalam program ETABS

Keterangan	Simbol	Penjelasan
B	●	Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti terjadinya pelepasan pertama pada struktur
IO	●	Terjadinya kerusakan yang kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama pada saat belum terjadi gempa
LS	●	Terjadi kerusakan mulai dari kecil hingga tingkat sedang. Kerusakan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan
CP	●	Terjadi kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuan berkurang

C	●	Batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung
D	●	Terjadi degradasi dan hampir <i>collapse</i>
E	●	Struktur hancur

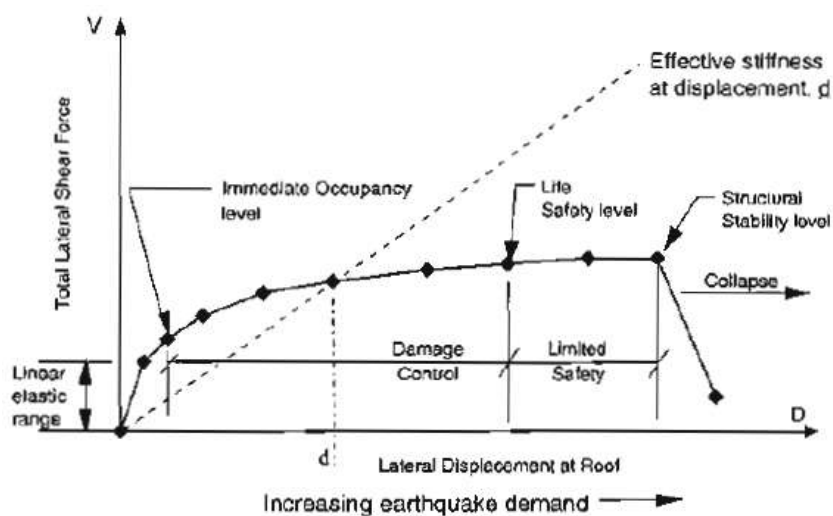
2.8.4 Kriteria Struktur Tahan Gempa

Kriteria Struktur Tahan Gempa Bangunan pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Tren perencanaan yang terkini yaitu *performance based seismic design* (perencanaan tahan gempa berbasis kinerja).

Kriteria Struktur Tahan Gempa Bangunan pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Trend perencanaan yang terkini yaitu *performance based seismic design* (perencanaan tahan gempa berbasis kinerja).

Menurut ATC-40 yang menjadi acuan bagi perencanaan berbasis kinerja maka kategori kriteria-kriteria struktur tahan gempa adalah sebagai berikut :

1. SP-1 Immediate Occupancy (Penggunaan Sedang)
2. SP-2 Damage Control (Kontrol Kerusakan)
3. SP-3 Life Safety (Aman untuk Dihuni)
4. SP-4 Limited Safety (Keamanan Terbatas)
5. SP-5 Structural Stability (Stabilitas Struktur)
6. SP-6 Not Considered (Tidak Diperhitungkan)



Gambar 2.38 Kurva Level Kinerja

Konsep *Performance Based Seismic Design* adalah konsep yang menetapkan tingkat kinerja (*performance level*) yang diharapkan setelah struktur dilanda gempa dengan intensitas tertentu. Menurut ATC-40, kinerja bangunan terhadap beban gempa dapat dibagi menjadi 6 kategori level struktur yaitu :

1. *Immediate Occupancy*, SP-1: Bila terjadi gempa, hanya sedikit kerusakan struktural yang terjadi. Karakteristik dan kapasitas sistem penahan gaya vertikal dan lateral pada struktur masih sama dengan kondisi dimana gempa belum terjadi, sehingga bangunan aman dan dapat langsung dipakai.
2. *Damage Control*, SP-2: Dalam kategori ini, pemodelan bangunan baru dengan beban gempa rencana dengan nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10%.
3. *Life Safety*, SP-3: Bila terjadi gempa, mulai muncul kerusakan yang cukup signifikan pada struktur, akan tetapi struktur masih dapat menahan gempa. Komponen-komponen struktur utama tidak runtuh. Bangunan dapat dipakai kembali jika sudah dilakukan perbaikan, walaupun kerusakan yang terjadi kadangkala membutuhkan biaya yang tidak sedikit.
4. *Limited Safety*, SP-4: Kondisi bangunan tidak sebaik level *life safety* dan tidak seburuk level *structural stability*, termasuk ketika level *life safety* tidak efektif atau ketika hanya beberapa kerusakan struktur kritis yang dapat dikurangi.
5. *Structural Stability*, SP-5: Level ini merupakan batas dimana struktur sudah mengalami kerusakan yang parah. Terjadi kerusakan pada struktur dan nonstruktur. Struktur tidak lagi mampu menahan gaya lateral karena penurunan.
6. *Not Considered*, SP-6: Pada kategori ini, struktur sudah dalam kondisi runtuh, sehingga hanya dapat dilakukan evaluasi seismik dan tidak dapat dipakai lagi.