

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Beton Bertulang

Beton (*Concrete*) merupakan campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan campuran tambahan (*admixture*). Beton pada umumnya memiliki sifat yang kuat dalam menahan gaya tekan dan lemah terhadap gaya tarik. Tulangan (*Reinforcement*) merupakan elemen baja yang ditanamkan dalam beton memiliki jenis yang berulir dan polos. Baja memiliki sifat yang kuat dalam menahan gaya tekan maupun gaya tarik, tetapi memiliki harga yang relatif mahal. Dalam upaya untuk mengurangi pengeluaran biaya dalam pembangunan struktur maka digunakan beton bertulang yang merupakan beton struktural yang ditulangi dengan tidak kurang dari jumlah baja prategang atau tulangan nonprategang minimum yang ditetapkan dalam standar SNI 2847-2019.

Pasal 19.2.2.1 Modulus elastisitas beton E_c diizinkan untuk dihitung berdasarkan a) atau b):

a) Untuk nilai w_c di antara 1400 dan 2560 kg/m³

$$E_c = w_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (2.1)$$

b) Untuk beton normal (2200 – 2500 kg/m³)

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (2.2)$$

Pasal 20.2.2.2 Modulus elastisitas E_s untuk batang dan kawat nonprategang diizinkan untuk diambil sebesar 200.000 MPa.

Faktor reduksi untuk gaya atau elemen struktur untuk beton diatur dalam Tabel 2.1

Tabel 2.1 Nilai Faktor Reduksi

Gaya atau elemen struktur		ϕ
a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65-0,90 sesuai Tabel 2.2
b)	Geser	0,75

Gaya atau elemen struktur		ϕ
c)	Torsi	0,75
d)	Tumpu (bearing)	0,65
e)	Zona angkur pascatarik (post-tension)	0,85
f)	Bracket dan korbel	0,75
g)	Strut, ties, zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan strut-and-tie di Pasal 23	0,75
h)	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90
i)	Beton polos	0,6
j)	Angkur dalam elemen beton	0,45-0,75 sesuai Pasal 17

Tabel 2.2 Nilai Reduksi

Regangan tarik netto (ϵ_t)	Klasifikasi	ϕ	
		Jenis tulangan transversal	
		Spiral sesuai 25.7.3	Tulangan lainnya
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	0,65
$\epsilon_{ty} \leq \epsilon_t \leq 0,005$	Transisi	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$
$\epsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	0,90

Pasal 20.6.1.3.1 bahwa komponen struktur beton nonprategang yang dicor di tempat harus memiliki selimut beton sekurang-kurangnya seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.3

Tabel 2.3 Ketebalan Minimum Selimut Beton

Paparan	Komponen struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut (mm)
Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	Batang D19 hingga D57	50
		Batang D16, Kawat Ø13 atau D13 dan yang lebih kecil	40
Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Pelat, Pelat berusuk dan dinding	Batang D43 dan D57	40
		Batang D36 dan yang lebih kecil	20
	Balok, kolom, pedestal dan batang tarik	Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat, spiral dan sengkang pengekan	40

2.1.1 Balok

Balok adalah bagian struktur yang membentang secara horizontal yang umumnya berfungsi untuk memikul beban-beban yang berada di atasnya atau biasa disebut gaya aksial. Pasal 9.3.1.1 tinggi balok minimum untuk balok nonprategang diatur pada Tabel 2.4

Tabel 2.4 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi perletakan	Minimum h
Perletakan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18,5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

Pasal 9.5.1 kekuatan rencana balok harus memenuhi setiap kombinasi beban terfaktor yang dipakai sesuai pengaruh beban yang harus diperhitungkan meliputi :

1.1.1.1 Gaya Momen

Pasal 22.2.2 Regangan maksimum untuk serat tekan terjauh pada beton diasumsikan sama dengan 0,003. Untuk perhitungan kuat lentur nominal berbentuk persegi panjang menggunakan distribusi blok tegangan ekuivalen. Tegangan beton $0,85f_c'$ terdistribusi rata terhadap zona tekan ekuivalen yang di batasi ujung

penampang dan garis yang paralel terhadap sumbu netral yang terletak pada jarak a dari serat tekan terjauh seperti Persamaan 2.3.

$$a = \beta_1 c \dots\dots\dots (2.3)$$

c adalah jarak dari serat tekan terjauh sampai ke sumbu netral

Nilai β_1 dinyatakan dalam Tabel 2.5

Tabel 2.5 Nilai β_1 untuk Distribusi Tegangan Beton Ekuivalen

f_c' (MPa)	β_1
$17 \leq f_c' \leq 28$	0,85
$28 < f_c' < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7}$
$f_c' \geq 55$	0,65

Keruntuhan balok lentur berdasarkan desain regangan dapat dibagi menjadi 3, yaitu :

a) Keruntuhan tekan (*over-reinforced*)

Pada keruntuhan ini beton hancur sebelum tulangan baja mengalami kelelahan. Hal ini terjadi karena penulangan yang diberikan melebihi batasan tertentu sehingga tercipta suatu kondisi *over-reinforced*. Keruntuhan ini sangat dihindari oleh karena sifatnya yang tiba-tiba (*brittle*).

b) Keruntuhan tarik (*under-reinforced*)

Pada keruntuhan ini tulangan baja leleh sebelum beton mengalami keruntuhan. Kondisi ini terjadi karena penulangan bersifat *under-reinforced* yaitu dimana penulangan tidak melebihi batasan tertentu. Kondisi ini merupakan kondisi yang sangat diinginkan karena dimungkinkan pelelehan pada tulangan baja terlebih dahulu dan bersifat daktail (dapat berdeformasi inelastic tanpa kehilangan kekuatan yang berarti dan dapat kembali ke bentuk awalnya) sehingga ada peringatan ketika lendutan membesar sebelum runtuh menjadikan kondisi ini lebih aman.

c) Keruntuhan seimbang (*balanced*)

Kondisi dimana beton dan tulangan baja leleh terjadi dalam waktu yang sama.

Untuk memastikan bahwa penulangan sesuai dengan kondisi *under-reinforced* maka, SNI membatasi penulangan lentur pada suatu balok dengan Pasal 9.6.1 sebagai berikut:

- Batas bawah

$$\rho_{min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} b_w d \dots\dots\dots (2.5)$$

- Batas atas

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \dots\dots\dots (2.7)$$

- Perlu

$$Rn = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \dots\dots\dots (2.9)$$

2.1.1.2 Gaya Geser

Kekuatan geser satu arah nominal dalam dihitung dengan Persamaan 2.10

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.10)$$

Ukuran dimensi desain penampang untuk memenuhi syarat gaya geser harus memenuhi Persamaan 2.11

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,066\sqrt{f_c'} b_w d) \dots\dots\dots (2.11)$$

Kekuatan geser beton nonprategang tanpa gaya aksial dihitung dengan Persamaan 2.12

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.12)$$

Kekuatan geser beton nonprategang dengan gaya aksial dihitung dengan Persamaan 2.13

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.13)$$

Tabel 2.6 Faktor Modifikasi λ

Beton	Komposisi Agregat	λ
Beton ringan dengan semua agregat ringan	Halus: ASTM C330M Kasar: ASTM C330M	0,75
Beton ringan, agregat halus campuran	Halus: Kombinasi ASTM C330M dan C33M Kasar: ASTM C330M	0,75 s/d 0,85

Beton	Komposisi Agregat	λ
Beton ringan dengan pasir ringan	Halus: ASTM C33M Kasar: ASTM C330M	0,85
Beton ringan dengan pasir ringan, dan agregat kasar campuran	Halus: ASTM C33M Kasar: Kombinasi ASTM C330M dan C33M	0,85 s/d 1
Beton normal	Halus: ASTM C33M Kasar: ASTM C33M	1

Kekuatan untuk tulangan geser dihitung dengan Persamaan 2.12

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \dots\dots\dots (2.12)$$

2.1.1.3 Gaya Torsi

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.7

Jika $T_u < \phi T_{th}$ maka diperbolehkan mengabaikan pengaruh torsi.

Nilai $\sqrt{f_c'}$ yang digunakan untuk menghitung T_{th} dan T_{cr} tidak boleh melebihi 8,3 MPa.

Nilai λ harus sesuai dengan Tabel 2.6

Perhitungan ambang torsi nonprategang dihitung dengan Persamaan 2.13.

$$T_{th} = 0,083\lambda\sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.13)$$

Perhitungan retak torsi nonprategang dihitung dengan Persamaan 2.14.

$$T_{cr} = 0,33\lambda\sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.14)$$

Tulangan f_y dan f_{yt} untuk tulangan torsi longitudinal dan transversal tidak boleh melebihi batas Tabel 2.7 untuk tulangan spiral polos nonprategang dan Tabel 2.8 untuk tulangan ulir nonprategang.

Tabel 2.7 Nilai f_y dan f_{yt} Maksimum Tulangan Polos

Penggunaan	Aplikasi	f_y atau f_{yt} maks. yang diizinkan untuk perhitungan desain, (MPa)	Spesifikasi ASTM yang sesuai	
			Batang polos	Kawat polos
Kekangan lateral dari batang longitudinal; atau kekangan beton	Spiral pada sistem gempa khusus	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Spiral	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Geser	Spiral	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsi pada balok nonprategang	Spiral	420	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

Tabel 2.8 Nilai f_y dan f_{yt} Maksimum Tulangan Ulir

Penggunaan	Aplikasi	f_y atau f_{yt} maks. yang diizinkan untuk perhitungan desain, (MPa)	Spesifikasi ASTM yang sesuai			
			Batang ulir	Kawat ulir	Kawat yang dilas	Batang ulir yang dilas
Lentur; gaya aksial; dan susut dan suhu	Sistem seismik khusus	420	Mengacu pada 20.2.2.5	Tidak diizinkan	Tidak diizinkan	Tidak diizinkan
	lainnya	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ⁽¹⁾
Kekangan lateral dari batang longitudinal atau kekangan beton	Sistem seismik khusus	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M ⁽²⁾ , A1022M ⁽²⁾	Tidak diizinkan
	Spiral	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	Tidak diizinkan	Tidak diizinkan
	Lainnya	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	Tidak diizinkan
Geser	Sistem seismik khusus	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M ⁽²⁾ , A1022M ⁽²⁾	Tidak diizinkan
	Spiral	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	Tidak diizinkan	Tidak diizinkan
	geser friksi	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	Tidak diizinkan
	senggang, senggang ikat, senggang pengekang	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M Kawat las polos	Tidak diizinkan
		550	Tidak diizinkan	Tidak diizinkan	A1064M, A1022M Kawat las ulir	Tidak diizinkan
Torsi	Longitudinal dan transversal	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	Tidak diizinkan

Perhitungan kekuatan torsi nominal untuk komponen struktur prategang dan nonprategang, nilai T_n diambil dari nilai terkecil antara Persamaan 2.15 dan Persamaan 2.16.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots (2.15)$$

$$T_n = \frac{2A_o A_\ell f_y}{s} \cot \theta \dots\dots\dots (2.16)$$

2.1.2 Pelat

Pelat dibagi menjadi 2 jenis yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat didefinisikan satu arah jika rasio antara panjang dan lebar pelat yang bertumpu pada balok lebih dari atau sama dengan 2 ($L/B \geq 2$), sehingga pelat dua arah adalah pelat yang rasio antara panjang dan lebar pelatnya kurang dari 2 ($L/B < 2$).

2.1.2.1 Pelat satu arah

Pasal 7.3.1 ketebalan minimum pelat diatur sebagai berikut:

Ketebalan minimum pada pelat satu arah nonprategang harus memenuhi ketinggian minimum sesuai dengan Tabel 2.9

Tabel 2.9 Tinggi Minimum Pelat Satu Arah Nonprategang

Kondisi tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Untuk f_y lebih dari 420 MPa, persamaan pada Tabel 2.9 harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y / 700)$

Untuk pelat nonprategang ϵ_t harus sekurang-kurangnya 0,004

Batasan tulangan lentur minimum pelat satu arah nonprategang harus disediakan sesuai Tabel 2.10

Tabel 2.10 Luas Tulangan Minimum Pelat Satu Arah Nonprategang

Tipe tulangan	f_y (MPa)	As min	
Batang ulir	< 420	$0,0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014A_g$

2.1.2.2 Pelat dua arah

Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior tidak boleh kurang dari a) atau b) atau dari perhitungan Tabel 2.11

a) Ketebalan minimum pelat dua arah tanpa drop panel adalah 125 mm.

b) Ketebalan minimum pelat dua arah dengan drop panel adalah 100 mm.

Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior diatur pada Tabel 2.11 dengan satuan mm.

Tabel 2.11 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior

f_y (MPa)	Tanpa drop panel			Dengan drop panel		
	Panel eskterior		Panel interior	Panel eskterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok interior di antara tumpuan pada semua sisinya dihitung sesuai Tabel 2.12

Tabel 2.12 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Dengan Balok Interior

α_m	h minimum (mm)	
$\alpha_m \leq 0,2$	Tabel 2.11 berlaku	
$0,2 < \alpha_m \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$
		125
$\alpha_m > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$
		90

$$\alpha = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_p} \dots \dots \dots (2.17)$$

2.1.3 Kolom

Kolom adalah bagian dari struktur yang berbentuk memanjang secara vertikal dan pada umumnya berfungsi untuk memikul gaya melintang. Kekuatan rencana yang perlu dipertimbangkan dalam mendesain kolom adalah:

2.1.3.1 Gaya Aksial

Kekuatan aksial untuk kolom beton komposit nonprategang dapat dihitung dengan Persamaan 2.18. Jika kolom menggunakan tulangan transversal persegi maka kekuatan aksial nominal yang digunakan adalah Persamaan 2.19, apabila kolom menggunakan tulangan transversal spiral maka menggunakan Persamaan 2.20.

$$P_o = 0,85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \dots \dots \dots (2.18)$$

$$P_n = 0,80 P_o \dots \dots \dots (2.19)$$

$$P_n = 0,85 P_o \dots \dots \dots (2.20)$$

2.1.3.2 Torsi dan Gaya Geser

Untuk peninjauan momen torsi dan gaya geser sama seperti pada balok.

2.1.4 Fondasi

Fondasi yang digunakan dalam perencanaan ini adalah fondasi tiang pancang. Daya dukung fondasi tiang pancang dapat dihitung berdasarkan data boring (SPT) atau data sondir (CPT).

2.1.4.1 Daya Dukung Fondasi Tiang Berdasar Hasil SPT

Kapasitas daya dukung ultimit tiang berdasarkan data SPT dapat ditentukan menggunakan persamaan Mayerhoff (1956), sebagai berikut :

$$q_u = 40.N_b.A_p + 0,2.N_s.A_s \dots \dots \dots (2.21)$$

Dengan,

q_u = Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang (ton)

N_b = Harga N-SPT pada elevasi dasar tiang

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

N_s = Harga N-SPT rata-rata

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

2.1.4.2 Daya Dukung Fondasi Tiang Berdasar Hasil Uji Sondir (CPT)

Kapasitas daya dukung ultimit tiang berdasarkan data sondir dihitung berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun *cleef* (*friction pile*) berikut sebagai berikut :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \cdot P}{3} + \frac{O.L.C}{5} \dots \dots \dots (2.22)$$

Dengan,

- Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kg)
 p = Nilai konus dari hasil sondir (kg/cm^2)
 O = Keliling tiang pancang (cm)
 L = Panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)
 C = harga *cleef* rata-rata (kg/cm^2)

Data sondir kurang disarankan untuk perhitungan fondasi dalam, karena terdapat beberapa kekurangan-kekurangan, contohnya data sondir tidak dapat menembus batuan ataupun tanah keras. Selain itu kedalaman yang dapat dicapai dengan sondir terbatas, karena jika dipaksa untuk menembus tanah yang terlalu dalam maka alat sondir tersebut dapat terangkat ataupun rusak dan masih terdapat kekurangan-kekurangan lainnya. Maka dari itu, perhitungan pada tugas akhir ini lebih menyarankan untuk menggunakan data boring (SPT).

2.1.4.3 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

Untuk menentukan efisiensi kelompok tiang dapat dihitung dengan rumus *Converse - Labarre*:

$$E_g = 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right) \dots\dots\dots (2.23)$$

Dengan,

- E_g = Efisiensi kelompok
 n = Jumlah tiang setiap deret
 m = Jumlah deret tiang
 θ = arc tan (D/S)
 D = Diameter tiang (m)
 S = Jarak antar tiang (m)

Jarak optimal antar tiang pancang berkisar $2,5D \leq S \leq 3,0D$

2.2 Pembebanan

2.2.1 Kombinasi Pembebanan

Persamaan kekuatan terfaktor yang digunakan dalam metode desain kekuatan dirancang melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut:

- a) $U = 1,4 D$
- b) $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

$$c) U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$d) U = 1,2D + W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$e) U = 0,9D + W$$

$$f) U = 1,2D + E_v + E_h + L$$

$$g) U = 0,9D - E_v + E_h$$

Pengaruh beban seismik horizontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$E_h = \rho Q_E$$

$$E_v = 0,2S_D S_D$$

Prosedur Kombinasi Ortogonal mengatur bahwa pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya seismik pada struktur dianggap terpenuhi jika elemen struktur dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan berikut: 100 % gaya untuk satu arah ditambah 30 % gaya untuk arah tegak lurus.

2.2.2 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Berikut beberapa berat sendiri material komponen bangunan yang ditampilkan pada Tabel 2.13 dan Tabel 2.14.

Tabel 2.13 Berat Jenis Bahan Bangunan

No.	Material	Berat	
		(kg/m ³)	(kN/m ³)
1	Beton	2.200	22
2	Beton Bertulang	2.400	24
3	Baja Tulangan	7.850	78,5

Tabel 2.14 Berat Sendiri Material Komponen Bangunan

No.	Material	Berat	
		(kg/m ²)	(kN/m ²)
1	Adukan semen per cm tebal	21	0,21
2	Penutup lantai keramik per cm tebal	24	0,24
3	Dinding batako berlubang tebal 10 cm	120	1,2
4	Plumbing dan instalasi listrik	25	0,25
5	Plafon dan rangka	18	0,18

No.	Material	Berat	
		(kg/m ²)	(kN/m ²)
6	Kaca setebal 3mm – 4mm	10	0,1

2.2.3 Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

Tabel 2.15 Beban Hidup Terdistribusi Merata Berdasarkan SNI 1727-2013

No.	Hunian atau Penggunaan	Merata (kN/m ²)
1	Garasi/parkir mobil penumpang saja	1,92
2	Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama	4,79
3	Koridor di atas lantai pertama	3,83
4	Kantor	2,40
5	Ruang pertemuan	4,79
6	Ruang makan dan restoran	4,79
7	Tempat bowling, billiard dan penggunaan sejenis	3,59
8	Ruang Pasien	1,92
9	Mushola	4,79
10	Toilet	2,00
11	Beban lantai atap	0,96
12	Tangga	4,79

Tabel 2.16 Beban Hidup yang Bekerja pada Bangunan

No.	Hunian atau Penggunaan	Merata (kN/m ²)
1	Parkir mobil	1,92
2	R. maintenance & pompa	2,00
3	Toilet	2,00
4	Tangga	4,79
5	Koridor lantai pertama	4,79
6	Bank hall	4,79
7	CS	4,79
8	Teller	2,40
9	Back office	2,40
10	Pantry	2,50
11	Cash center	2,40
12	Cast vault	4,79

No.	Hunian atau Penggunaan	Merata (kN/m ²)
13	SDB lounge	2,40
14	SDB vault	4,79
15	Koridor di atas lantai pertama	3,83
16	Ruang kerja bisnis	4,79
17	Private teller	2,40
18	Meeting room	4,79
19	Kantin	4,79
20	Ruang santai	2,40
21	Ruang hiburan	3,59
22	Ruang direktur	2,40
23	Ruang kabag operasional	2,40
24	Nego room	2,40
25	Ruang kesehatan	1,92
26	Ruang serbaguna	4,79
27	Musholla	4,00
28	Tempat wudhu	2,50
29	Break out area	3,83
30	Ruang server	4,79
31	Ruang filling	2,40
32	Ruang security	2,40
33	Ruang komunikasi	4,79
34	Doc. vault	4,79
35	Doc lounge	2,40
36	Gudang arsip	4,79
37	Lantai atap	0,96

2.2.4 Beban Angin

Beban angin yang digunakan dalam desain Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) untuk bangunan tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh lebih kecil dari 0,77 kN/m² dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 0,38 kN/m² dikalikan dengan luas atap bangunan gedung yang terproyeksi pada bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan.

2.3 Gempa

2.3.1 Faktor Keutamaan dan Resiko Struktur Bangunan

Menentukan terlebih dahulu jenis pemanfaatan bangunan yang akan dibangun yang kemudian dapat ditentukan kategori resiko untuk bangunan tersebut. Untuk

penentuan jenis pemanfaatan dan kategori risiko dapat ditentukan berdasarkan Tabel 2.16

Tabel 2.17 Jenis Pemanfaatan dan Kategori Risiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah 	III

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>- Pusat telekomunikasi</p> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

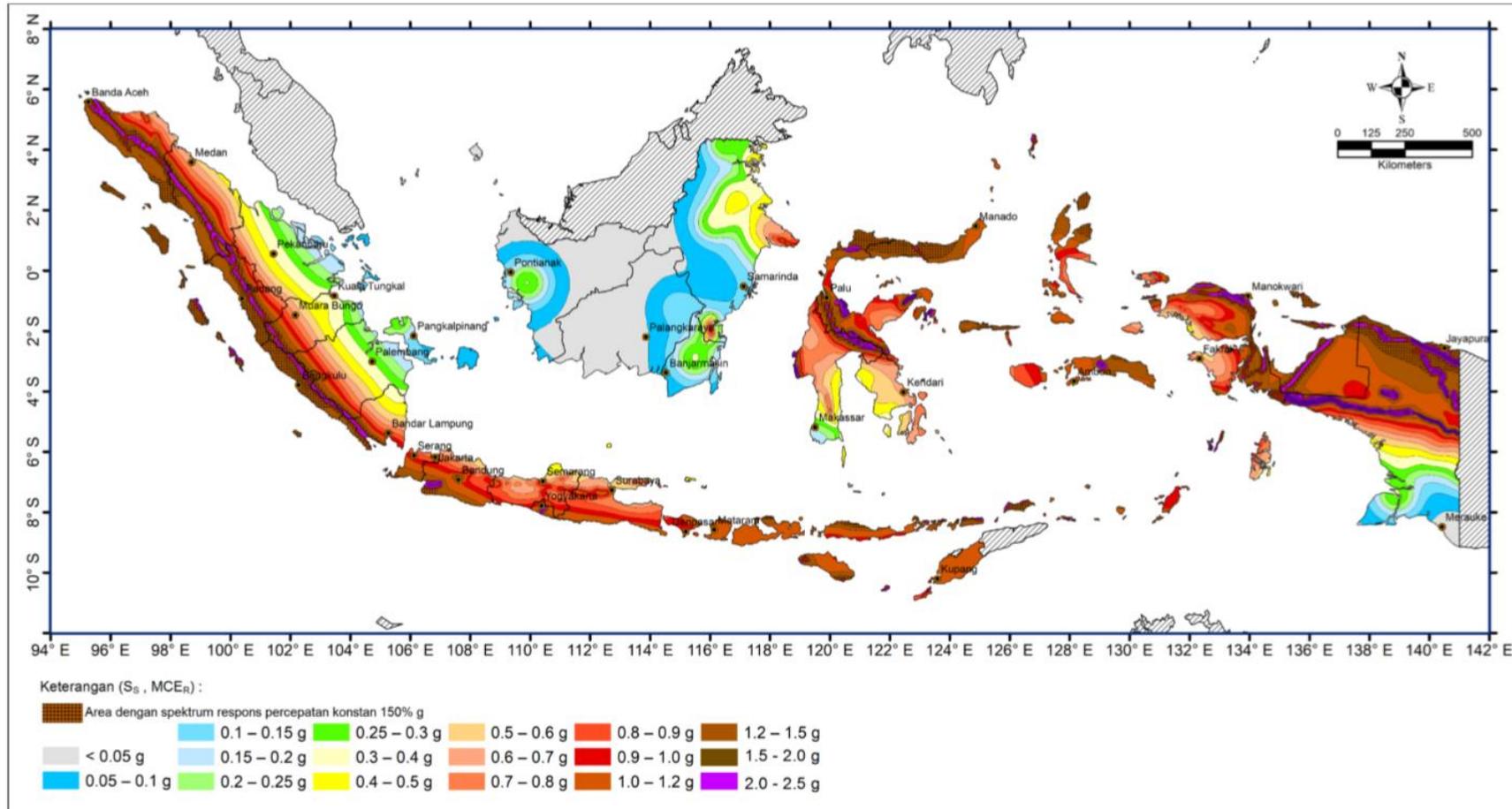
Setelah mendapatkan kategori resiko maka dapat ditentukan faktor keutamaan gempa.

Tabel 2.18 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa (I_e)
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

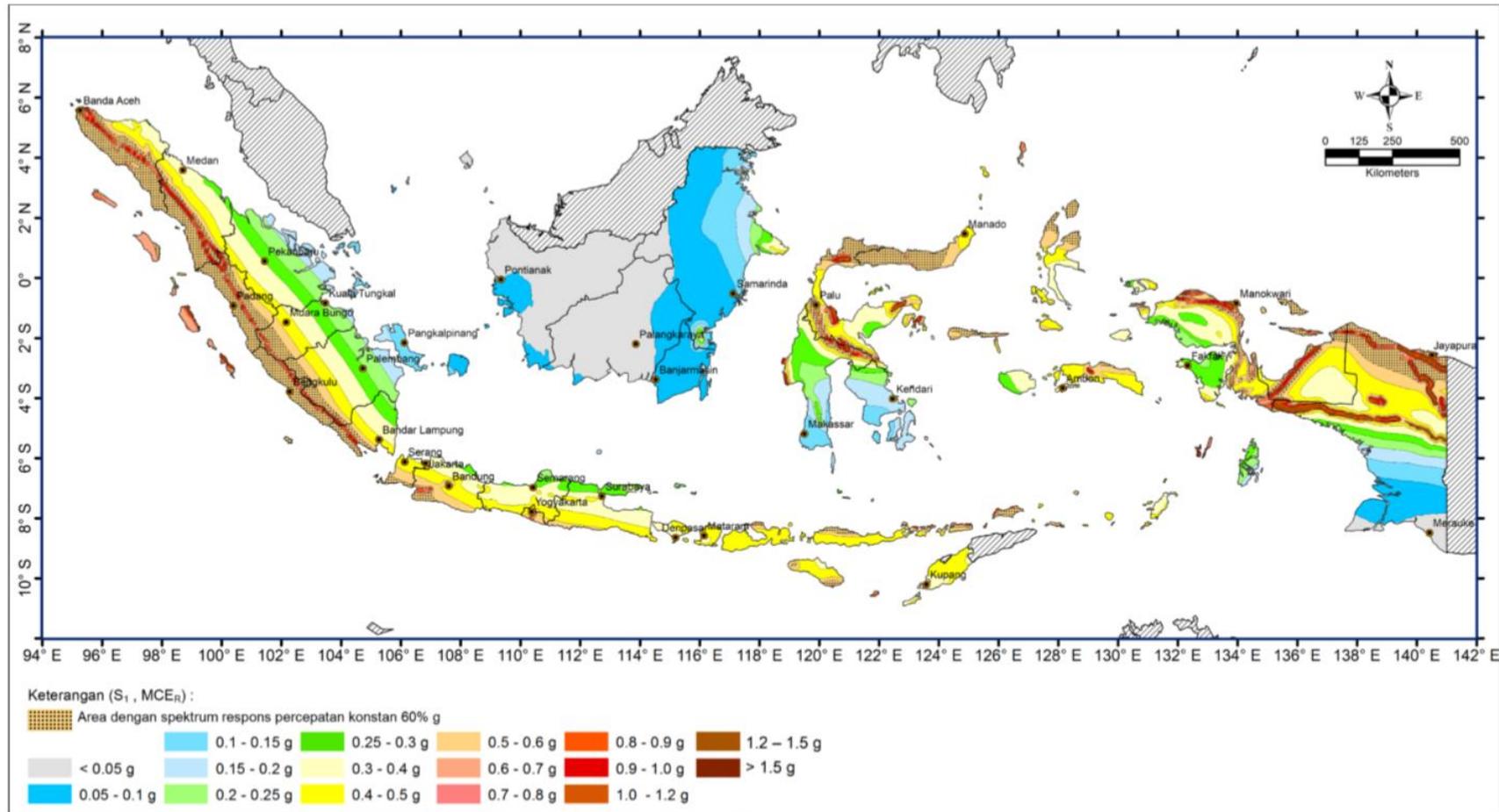
2.3.2 Menentukan Parameter Percepatan Gempa

Parameter percepatan batuan dasar pada perioda pendek disebut S_s dan parameter percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik disebut S_1 harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R 2 persen dalam 50 tahun) dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Berikut adalah peta percepatan spektrum dengan respon 0,2 detik dan peta percepatan spektrum dengan respon 1 detik dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.



Gambar 2.1 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) Wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%) probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

SNI 1726:2019



Gambar 2.2 Parameter gerak tanah S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) Wilayah Indonesia untuk spektrum respons 1-detik (redaman kritis 5%) probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

2.3.3 Menentukan Kelas Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan aplikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus di klasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.18 berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas.

Tabel 2.19 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w > 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

2.3.4 Kecepatan Rata-Rata Gelombang Geser

Nilai v_s harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 2.25

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \dots\dots\dots (2.25)$$

2.3.5 Tahanan Penetrasi Standar Lapangan Rata-Rata dan Tahanan Penetrasi Standar Rata-Rata untuk Lapisan Tanah Nonkohesif

Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata yaitu nilai \bar{N} ditentukan dengan Persamaan 2.26

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots (2.26)$$

Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata untuk lapisan tanah nonkohesif yaitu nilai \bar{N}_{ch} ditentukan dengan Persamaan 2.27

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots (2.27)$$

2.3.6 Kuat Geser Niralir Rata-Rata

Nilai \bar{S}_u harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 2.28

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \dots\dots\dots (2.28)$$

2.3.7 Menentukan Koefisien Situs dan Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER 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). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Persamaan 2.29 dan Persamaan 2.30.

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (2.29)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.30)$$

Faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dapat ditentukan menggunakan Tabel 2.19 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) dapat ditentukan menggunakan Tabel 2.20

Tabel 2.20 Koefisien Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik (S _s)					
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s = 1,25	S _s ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	Situs perlu investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik					

Tabel 2.21 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik (S ₁)					
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ = 0,5	S ₁ ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	Situs perlu investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik					

2.3.8 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek S_{DS} dihitung dengan Persamaan 2.31 dan pada periode 1 detik S_{D1} dihitung dengan Persamaan 2.32.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.31)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.32)$$

2.3.9 Spektrum Respons Desain

Parameter periode ditentukan dengan Persamaan 2.33, Persamaan 2.34, dan Gambar 2.4

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.34)$$

T_L = Gambar 2.4

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari Persamaan 2.35.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.35)$$

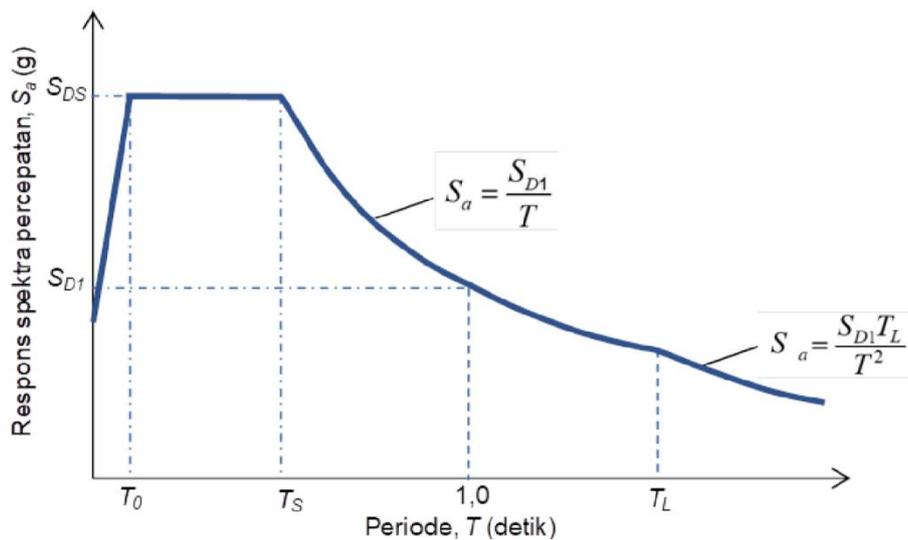
Untuk perioda lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum percepatan desain S_a sama dengan S_{DS} .

Untuk perioda lebih besar dari T_s , tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Persamaan 2.36.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.36)$$

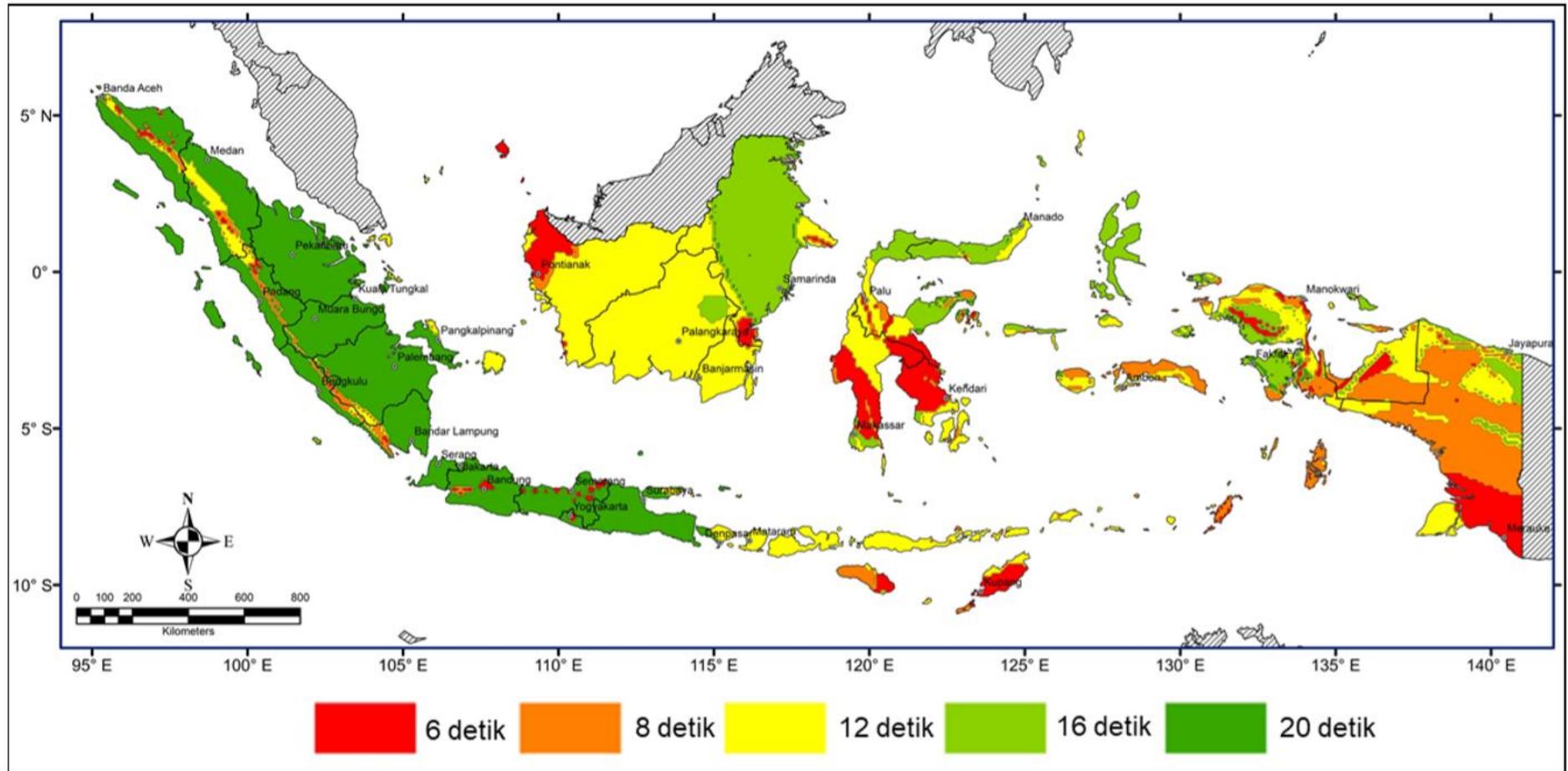
Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan 2.37

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \dots\dots\dots (2.37)$$



Gambar 2.3 Spektrum respons desain

SNI 1726:2019



Gambar 2.3 Peta transisi periode panjang T_L , Wilayah Indonesia

2.3.10 Kategori Desain Seismik

Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III berlokasi di mana parameter respon spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan dengan kategori desain seismik E, sedangkan untuk kategori risiko IV berlokasi di mana parameter respon spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan dengan kategori desain seismik F.

Tabel 2.22 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai	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
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.23 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

2.3.11 Faktor R, C_d , Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Berdasarkan kategori desain seismik yang didapatkan dari Tabel 2.21 dan Tabel 2.22 maka dapat ditentukan sistem penahan gaya seismik yang dapat digunakan melalui ketentuan pada Tabel 2.23.

Tabel 2.24 Faktor R, C_d dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons (R)	Faktor kuat lebih sistem (Ω_0)	Faktor pembesaran defleksi (C_d) ^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
(C.5) Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
(C.6) Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4^{1/2}$	TB	TB	TI	TI	TI
(C.7) Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2^{1/2}$	TB	TI	TI	TI	TI

2.3.12 Periode Fundamental

Periode fundamental struktur T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung C_u dari Tabel 2.24 dan periode fundamental pendekatan T_a , yang dihitung dari persamaan berikut :

$$T_{maks} = C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (2.38)$$

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \dots\dots\dots (2.39)$$

dengan : h_n = ketinggian struktur, di atas dasar sampai tingkat tertinggi (m)

C_t & x = ditentukan berdasarkan Tabel 2.25

Tabel 2.25 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons 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

Tabel 2.26 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan		

Tipe Struktur	C_t	x
dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rang baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m, periode fundamental pendekatan T_a , boleh ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = 0,1 \cdot N \dots\dots\dots (2.39)$$

dengan : N = jumlah tingkat

2.3.13 Geser Seismik

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

$$V = C_s W \dots\dots\dots (2.40)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \dots\dots\dots (2.41)$$

dengan : C_s = koefisien respons spektrum

W = berat seismik efektif

S_{DS} = parameter percepatan spektrum desain pada periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s dari persamaan 2.41 tidak perlu melebihi :

untuk $T < T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.42)$$

untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.43)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.44)$$

2.3.14 Simpangan Antar Tingkat

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

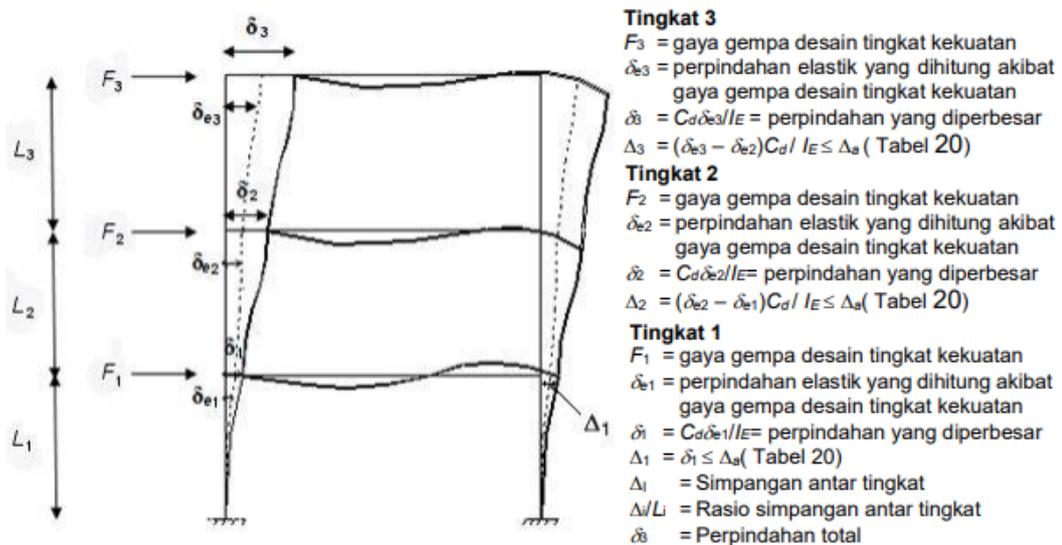
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots \dots \dots (2.45)$$

Keterangan :

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral berdasarkan Tabel 2.23

δ_x = simpangan di tingkat-x yang ditentukan dengan analisis

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.17



Gambar 2.4 Simpangan antar tingkat

Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) seperti yang didapatkan dari Tabel untuk semua tingkat.

Tabel 2.27 Simpangan Antar Tingkat Izin (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 didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.12.1.1 dan Pasal 7. Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang didesain untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ_a/ρ untuk semua tingkat. Untuk ρ adalah sebesar 1,3 untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D, E, atau F.

2.3.15 P-Delta

Efek P-Delta adalah efek sekunder berupa geser dan momen pada elemen-elemen struktur, yang disebabkan oleh aksi beban-beban vertikal yang dipicu oleh perpindahan horizontal struktur yang dihasilkan dari berbagai kondisi pembebanan. 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 perhitungan bila koefisien stabilitas (θ) kurang dari 0,1. Nilai koefisien stabilitas (θ) ditentukan oleh persamaan berikut:

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

Keterangan :

P_x = beban desain vetikal total pada dan di atas tingkat x, bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0.

Δ = simpangan antarlantai tingkat desain

I_e = faktor keutamaan gempa

V_x = gaya geser seismik

h_{sx} = tinggi tingkat

C_d = faktor pembesaran defleksi

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

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

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat dan x – 1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional.

Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan $1,0/(1 - \theta)$. Jika θ lebih besar dari θ_{max} , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah suatu sistem struktur yang didesain dan diberi detailing yang cukup guna menahan beban gempa bumi. SRPMK digunakan pada daerah yang termasuk ke dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D, E dan F. Berikut adalah persyaratan Pasal-Pasal SNI 2847-2019 yang mengatur tentang desain komponen struktur terhadap gempa yang akan dipaparkan pada Tabel 2.27.

Tabel 2.28 Persyaratan Struktur Tahan Gempa SNI 2847-2019

Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika dinyatakan sebaliknya	Kategori Desain Seismik			
	A (Tidak ada)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Pernyataan analisis dan desain	Tidak ada	18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Material		Tidak ada	Tidak ada	18.2.5 hingga 18.2.8
Komponen sistem rangka pemikul momen		18.3	18.4	18.6 hingga 18.9
Dinding struktural dan balok kopel		Tidak ada	Tidak ada	18.1
Dinding struktural pracetak		Tidak ada	18.5	18.5, 18.11
Diafragma dan rangka batang (trusses)		Tidak ada	Tidak ada	18.12
Fondasi		Tidak ada	Tidak ada	18.13
Komponen struktur rangka pemikul momen yang tidak ditetapkan sebagai sistem pemikul gaya seismik		Tidak ada	Tidak ada	18.14
Angkur		Tidak ada	18.2.3	18.2.3

2.4.1 Persyaratan Material SRPMK

Persyaratan material beton pada SRPMK berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 19.2.1.1 yaitu :

Tabel 2.29 Persyaratan Material Beton SRPMK

Kegunaan	Jenis Beton	Nilai f_c' minimum (MPa)	Nilai f_c' maksimum (MPa)
Umum	Berat normal dan berat ringan	17	Tidak ada batasan
Sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding struktural khusus	Berat normal	21	Tidak ada batasan
	Berat ringan	21	35

Persyaratan material tulangan pada SRPMK yaitu tulangan longitudinal ulir nonprategang yang menahan momen akibat beban gempa, gaya aksial atau keduanya pada rangka momen khusus harus memenuhi :

- a) ASTM A706M, Mutu 420 atau
- b) ASTM A615M, Tulangan Mutu 280 dan ASTM A615M tulangan Mutu 420 dengan syarat :
 - Kekuatan leleh aktual berdasarkan tes pabrik tidak melebihi nilai f_y lebih dari 125 MPa
 - Rasio dari kekuatan tarik aktual terhadap kekuatan leleh setidaknya sebesar 1,25

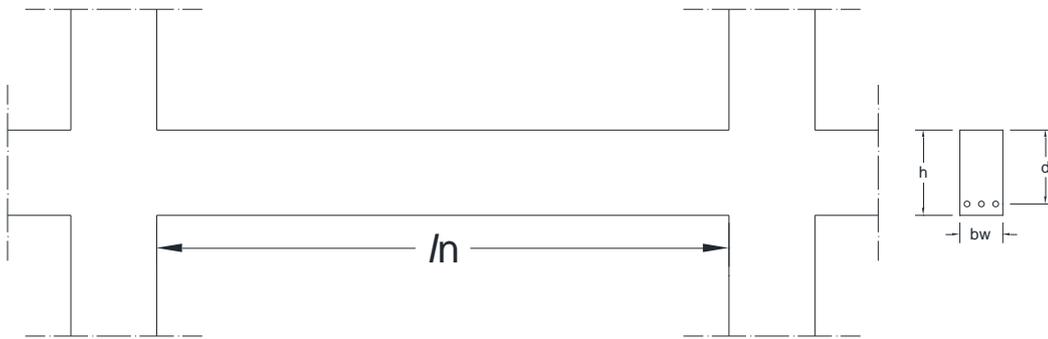
2.4.2 Persyaratan Balok SRPMK

2.4.2.1 Persyaratan Dimensi Balok SRPMK

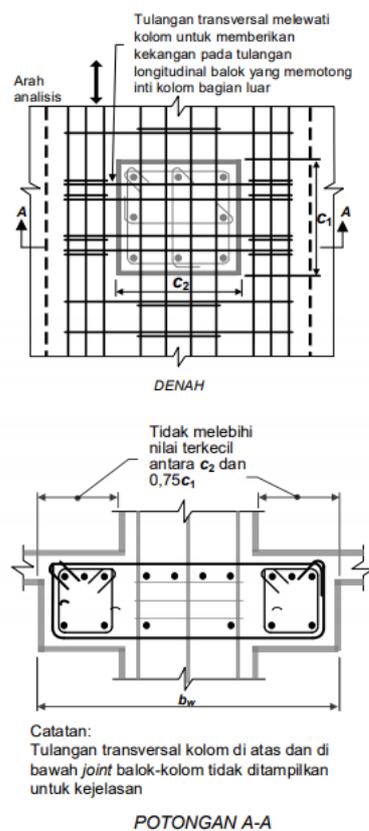
Balok harus memenuhi (a) hingga (c):

- a) Bentang bersih, l_n , harus minimal $4d$
- b) Lebar penampang b_w , harus sekurang-kurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm

- c) Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.



Gambar 2.5 Bentang bersih dan penampang balok



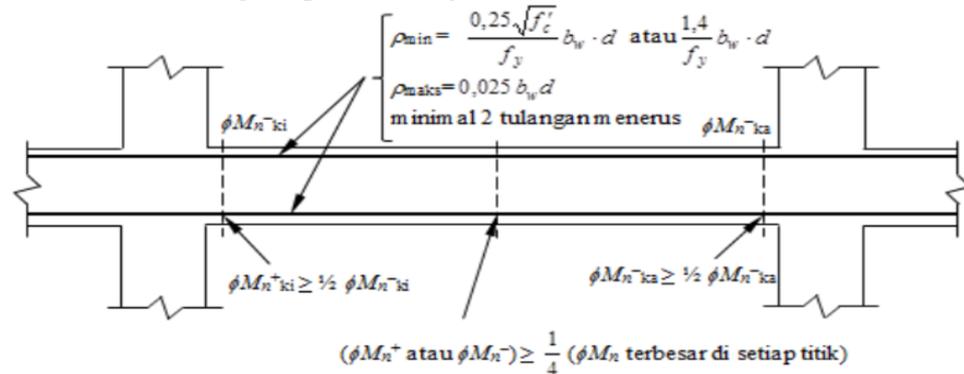
Gambar 2.6 Lebar efektif maksimum balok lebar (*wide beam*) dan persyaratan tulangan transversal

2.4.2.2 Tulangan Longitudinal Balok SRPMK

Persyaratan tulangan longitudinal untuk balok SRPMK meliputi :

- Balok-balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang
- Tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari Persamaan 2.4 dan 2.5, dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025

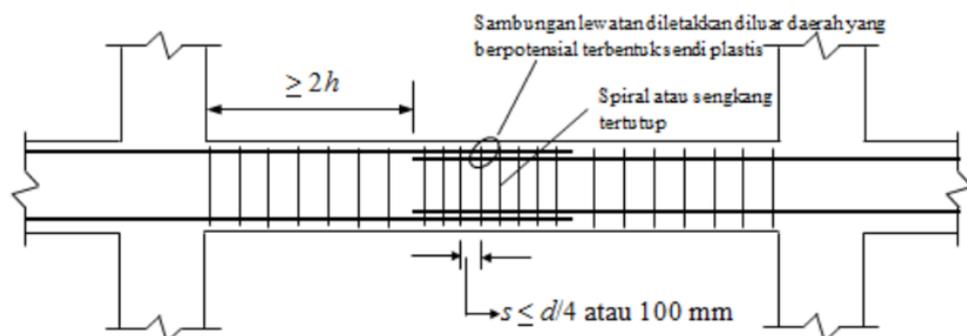
- Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut.



Gambar 2.7 Persyaratan tulangan longitudinal

Persyaratan sambungan lewatan tulangan longitudinal untuk SRPMK meliputi :

- Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung-lewatkan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$ dan 100 mm.
- Tidak boleh di dalam joint.
- Tidak boleh di dalam jarak dua kali tinggi balok dari muka joint.
- Tidak boleh di dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik



Gambar 2.8 Persyaratan sambungan lewatan

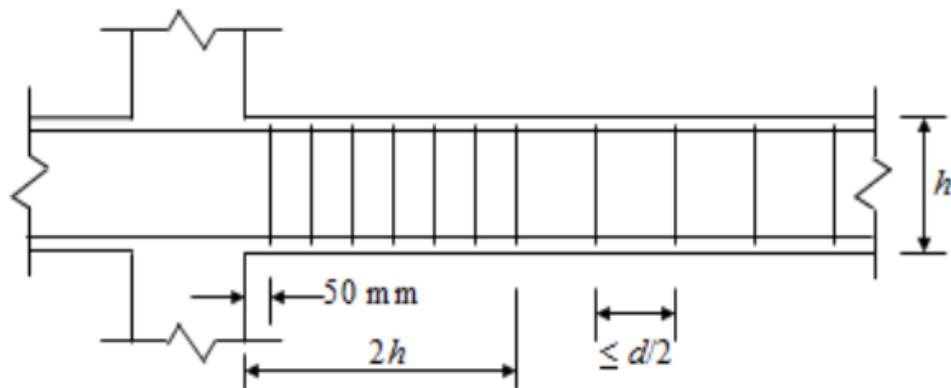
2.4.2.3 Tulangan Transversal Balok SRPMK

Pemasangan sengkang pengegang pada balok:

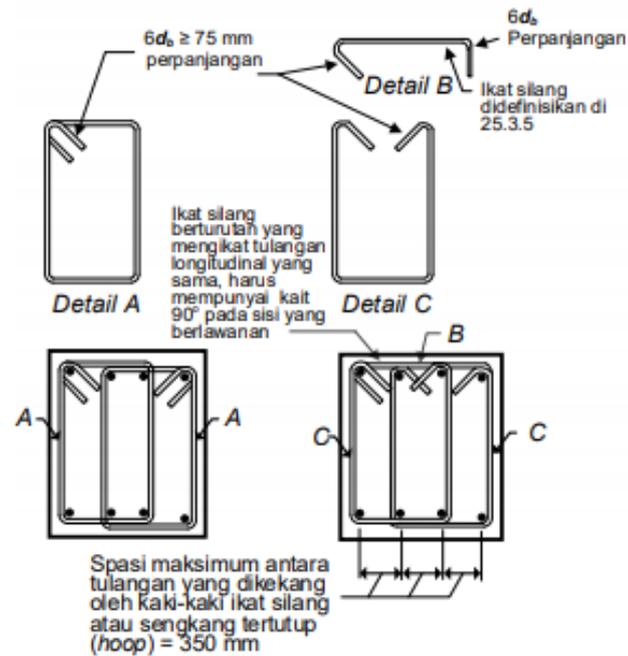
- 1) Sengkang pengegang harus dipasang sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung balok dan juga sepanjang jarak yang sama dengan

dua kali tinggi balok pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi

- 2) Sengkang pengekang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari a) hingga c):
 - a) $d/4$
 - b) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama
 - c) 150 mm
- 3) Bila sengkang pengekang tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok.
- 4) Sengkang pengekang pada balok diizinkan terdiri dari dua batang tulangan: yaitu sebuah sengkang yang mempunyai kait gempu pada kedua ujungnya dan ikat silang sebagai penutup. Ikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan longitudinal yang sama harus memiliki kait 90 derajat yang dipasang selang-seling pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur.



Gambar 2.9 Jarak tulangan sengkang



Gambar 2.10 Pendetailan tulangan sengkang

Tabel 2.30 Diameter sisi dalam bengkokan minimum dan geometri kait standar untuk sengkang, ikat silang, dan sengkang pengekuat

Tipe Kait standar	Ukuran batang	Diameter sisi dalam bengkokan minimum	Perpanjangan lurus ^[1] ℓ _{ext} , mm	Tipe kait standar
Kait 90 derajat	D10 hingga D16	4d _b	Terbesar dari 6d _b dan 75 mm	
	D19 hingga D25	6d _b	12d _b	
Kait 135 derajat	D10 hingga D16	4d _b	Terbesar dari 6d _b dan 75 mm	
	D19 hingga D25	6d _b		
Kait 180 derajat	D10 hingga D16	4d _b	Terbesar dari 4d _b dan 65 mm	
	D19 hingga D25	6d _b		

2.4.2.4 Kekuatan Geser Balok SRPMK

Gaya geser desain (V_e) harus dihitung dari tinjauan gayagaya pada bagian balok di antara kedua muka joint. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} harus

diasumsikan bekerja pada muka-muka joint dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya. Momen-momen ujung (M_{pr}) berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar $1,25f_y$ dimana f_y kekuatan leleh yang disyaratkan

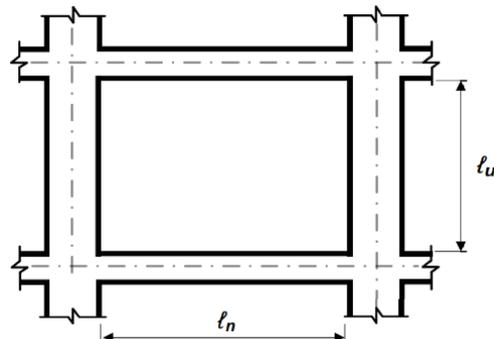
Tulangan transversal sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua ujung balok dan dimana pelelehan lentur mungkin terjadi didesain dengan mengasumsikan $V_c = 0$ apabila :

- a) Gaya geser akibat gempa bernilai setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum, dan
- b) Gaya tekan aksial terfaktor termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

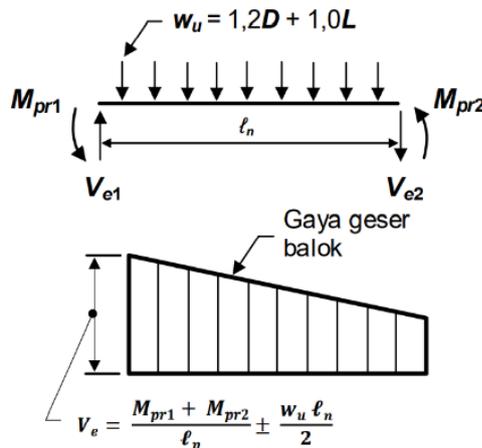
$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.46)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f_c' b} \dots\dots\dots (2.47)$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2} \dots\dots\dots (2.48)$$



Gambar 2.11 Bentang bersih kolom dan balok



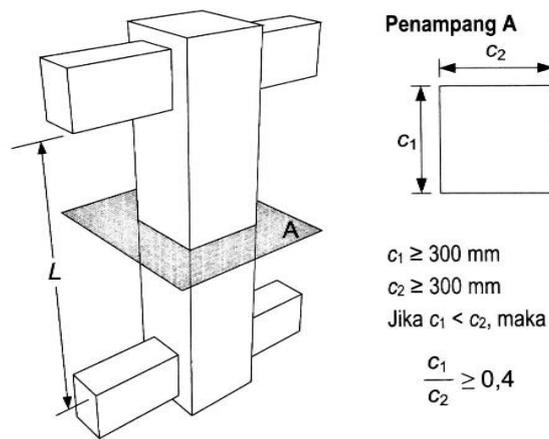
Gambar 2.12 Diagram gaya geser desain (V_e) balok

2.4.3 Persyaratan Kolom SRPMK

2.4.3.1 Persyaratan Dimensi Kolom SRPMK

Kolom-kolom harus memenuhi a) dan b):

- a) Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- b) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.



Gambar 2.13 Dimensi kolom

2.4.3.2 Tulangan Longitudinal Kolom SRPMK

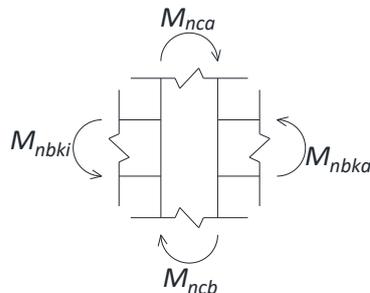
Luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \dots\dots\dots (2.49)$$

$\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

$\sum M_{nb}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.



Gambar 2.14 Momen kolom dan momen balok

2.4.3.3 Tulangan Transversal Kolom SRPMK

Tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_o dari masing-masing muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang l_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara a) hingga c):

- Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
- Seperenam tinggi bersih kolom
- 450 mm

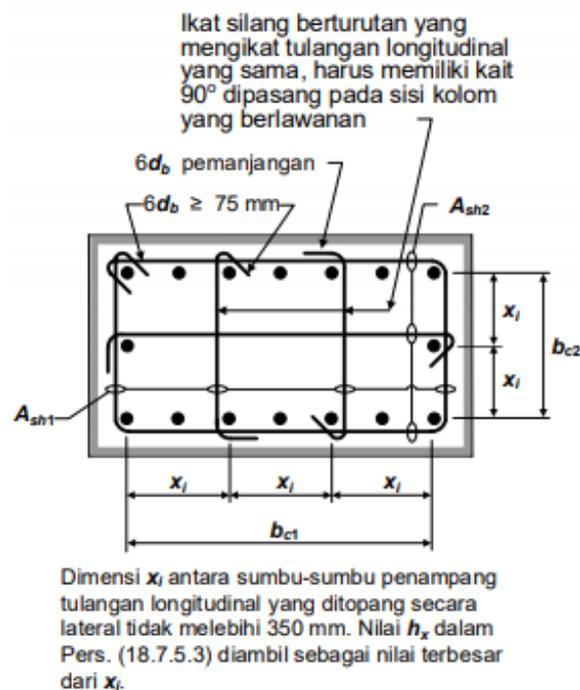
Spasi tulangan transversal pada sepanjang l_o tidak melebihi nilai terkecil dari (a) hingga (c):

- Seperempat dimensi terkecil penampang kolom
- Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- s_o , yang dihitung dengan

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \dots \dots \dots (2.50)$$

Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

Di luar panjang l_o , kolom harus diberi tulangan spiral atau sengkang dengan spasi tidak melebihi nilai terkecil dari $6d$ dan 150mm.



Gambar 2.15 Penampang kolom dan persyaratan tulangan transversal

Jumlah tulangan transversal harus sesuai Tabel 2.30

Tabel 2.31 Luas Tulangan Transversal

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
$A_{sh}/s_b c$ untuk sengkang pengegang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengegang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

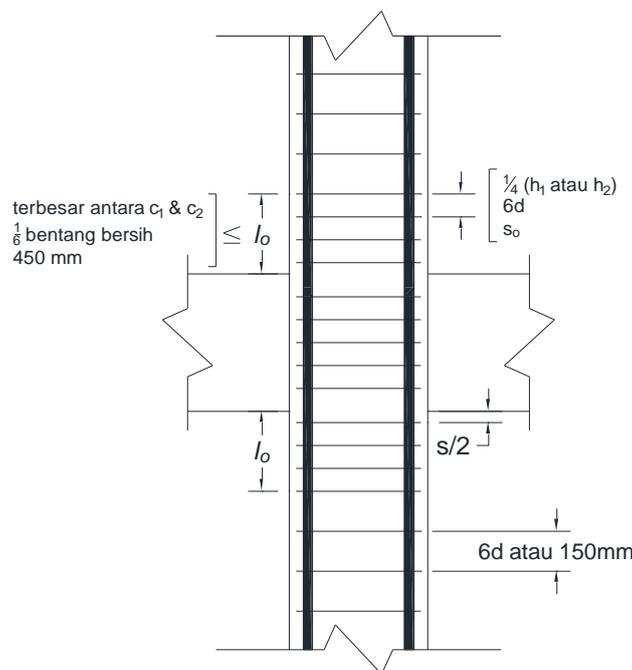
faktor kekuatan beton k_f

$$k_f = \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0 \dots\dots\dots (2.51)$$

faktor keefektifan pengeangan k_n

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana n_l adalah jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom.



Gambar 2.16 Spasi antar tulangan transversal

2.4.3.4 Kekuatan Geser Kolom SRPMK

Gaya geser desain (V_e) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka-muka joint pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}). Geser kolom tersebut di atas tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan M_{pr} balok yang merangka ke joint. Nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur.

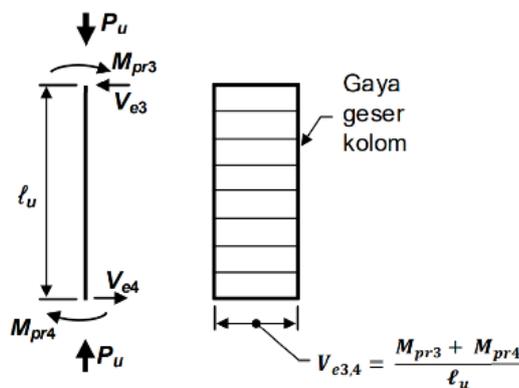
Tulangan transversal sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua ujung balok dan dimana pelelehan lentur mungkin terjadi didesain dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila a) dan b) terjadi:

- a) Gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang l_o .
- b) Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.53)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f_c' b} \dots\dots\dots (2.54)$$

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \dots\dots\dots (2.55)$$

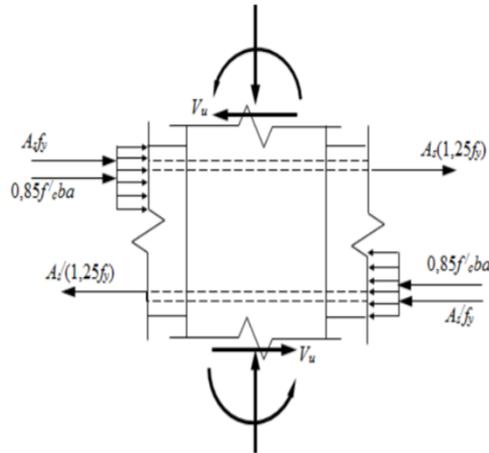


Gambar 2.17 Diagram gaya geser desain (V_e) kolom

2.4.4 Joint SRPMK

Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka joint harus dihitung dengan mengasumsikan tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$. Tulangan longitudinal balok yang dihentikan di dalam suatu kolom harus diteruskan ke muka terjauh dari inti kolom terkekang dan harus disalurkan dalam tarik. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui joint balok-kolom, dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari

20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal (normalweight). Untuk beton ringan (lightweight), dimensinya tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan.



Gambar 2.18 Gaya-gaya pada hubungan balok kolom

1.1.1.1 Tulangan Transversal

- Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup (seperti pada lokasi sendi plastis kolom) harus disediakan pada daerah joint.
- Bila pada keempat sisi joint terdapat balok yang merangka pada kolom dengan lebar setiap balok setidaknya 3/4 dari lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan diizinkan untuk direduksi 1/2, dan spasi diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm.
- Tulangan longitudinal balok yang berada di luar inti kolom harus dikekang oleh tulangan transversal yang menembus kolom.

2.4.4.2 Kuat Geser

Kuat geser nominal joint (V_n) untuk beton normal tidak melebihi dari :

a. untuk joint terkekang balok 4 sisi

$$1,7\lambda \sqrt{f_c' A_j} \dots\dots\dots (2.56)$$

b. untuk joint terkekang balok 3 sisi atau 2 sisi berlawanan

$$1,2\lambda \sqrt{f_c' A_j} \dots\dots\dots (2.57)$$

c. untuk kasus lainnya

$$1,0\lambda \sqrt{f_c' A_j} \dots\dots\dots (2.58)$$

Keterangan :

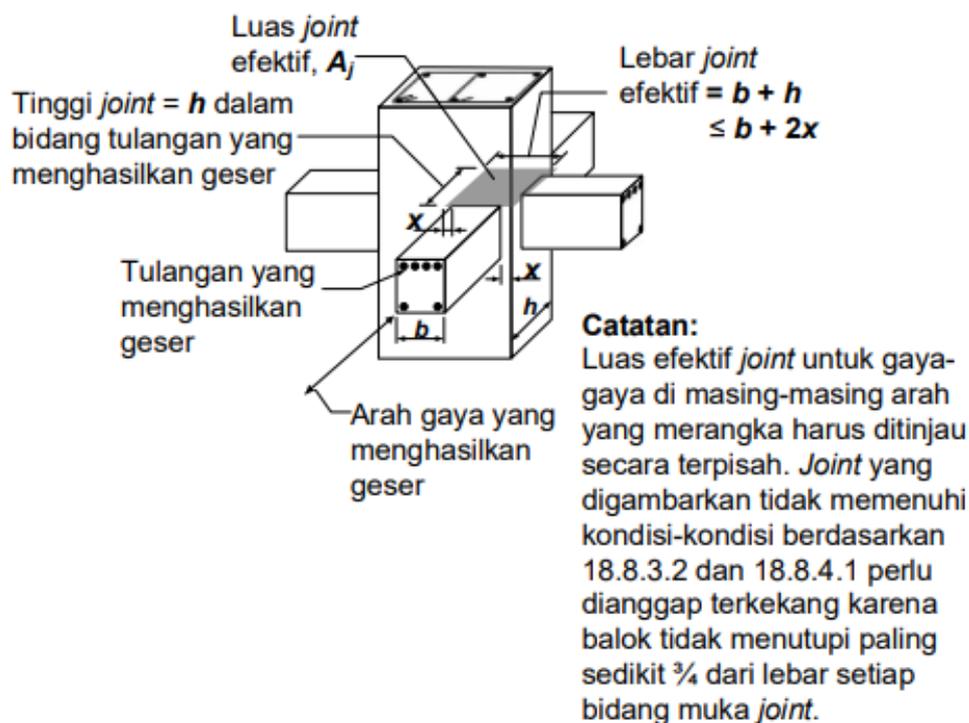
Suatu muka joint dianggap terkekang oleh balok apabila lebar balok tersebut paling tidak $3/4$ dari lebar efektif joint

$$A_j = h \times b_j \dots\dots\dots (5.59)$$

h = tinggi joint = lebar kolom

b_j = lebar joint efektif, lebar joint efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- lebar balok + tinggi joint
- lebar balok + 2 kali jarak terkecil dari sisi balok ke sisi kolom



Gambar 2.19 Luas efektif hubungan balok kolom

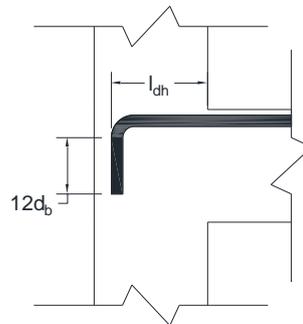
2.4.4.3 Penyaluran Tulangan Tarik

Panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik berdiameter 10 hingga 36 mm, yang memiliki kait standar 90° , diambil dari nilai terbesar antara :

- $8d_b$ ($10d_b$ untuk beton ringan)
- 150 mm (190 mm untuk beton ringan), atau
- $f_y d_b / (5,4 \lambda \sqrt{f_c'})$ (untuk beton ringan $\lambda = 0,75$)

Untuk tulangan berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, panjang penyaluran tulangan tarik l_{dh} , tidak boleh diambil lebih kecil daripada :

- $2,5l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm.
- $3,25l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm.



Gambar 2.20 Penyaluran tulangan tarik