BAB II
LANDASAN TEORI

2.1 Struktur Beton Bertulang

Beton merupakan gabungan beberapa material yang terdiri dari kerikil, pasir, dan campuran semen dan air sebagai bahan pengikatnya. Dalam beberapa kasus tertentu *admixtures* ditambahkan untuk memperbaiki sifat-sifat dari beton, yakni untuk meningkatkan *workability*, *durability*, serta waktu pengerasan beton. Ada beberapa faktor yang mempengaruhi kekuatan beton, yaitu rasio semen dan air dimana semakin rendah rasio tersebut akan meminimalkan rongga-rongga (*void*) pada beton, jenis semen, umur beton, kekuatan dan tekstur agregat, dan *admixtures* atau zat tambah untuk meningkatkan kekuatan beton (Ulza, 2021).

Beton bertulang adalah gabungan antara beton polos dan tulangan baja. Beton polos merupakan bahan yang kuat terhadap tekan dan lemah terhadap tarik. Sedangkan tulangan baja merupakan bahan yang memiliki kekuatan terhadap tarik yang besar, sehingga tulangan baja akan melengkapi kelemahan dari beton yang lemah terhadap tarik. Oleh karena itu, dengan adanya kelebihan masing-masing bahan tersebut, diharapkan dapat saling bekerja sama dalam menahan gaya-gaya yang bekerja, gaya tekan ditahan oleh beton sedangkan gaya tarik ditahan oleh tulangan baja (Liang & Koespiadi, 2019).

2.2 Pembebanan Struktur

Beban yang bekerja pada struktur dapat diklasifikasikan menjadi beban gravitasi yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban lateral yang meliputi beban gempa dan beban angin. Perencanaan pembebanan menggunakan acuan SNI 1727-2020 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Menurut Indarto (2005) dalam melakukan analisis desain struktur bangunan, hal yang perlu diperhatikan yaitu membedakan atau memisahkan antara beban yang bersifat statis dan dinamis.

1. Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus menerus pada suatu struktur. Beban ini bersifat tetap (*steady states*). Beban statis umumnya dapat dikategorikan menjadi beban mati dan beban hidup
2. Beban dinamik adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Beban ini bersifat tidak tetap (*unsteady state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Beban dinamik terdiri dari beban gempa dan angin

2.2.1 Beban Mati (D)

Beban mati adalah beban yang berasal dari berat semua komponen gedung atau bangunan yang bersifat permanen selama masa layan struktur tersebut, termasuk juga kedalaman jenis beban mati adalah unsur-unsur tambahan mesin serta peralatan tetap yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut (Rangan, 2023). Pengelompokan beban mati desain minimum yang tercantum dalam Tabel C3.1-1 SNI 1727:2020 digunakan sebagai acuan dalam perhitungan.

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penggunaaan dan penghunian selama masa layan gedung tersebut. Beban pada lantai yang berasal dari barang atau peralatan yang dapat dipindahkan atau tidak tetap yang dapat diganti selama masa hidup gedung tersebut (Hanafie et al., 2023). Besarnya beban yang diperhitungkan mengacu pada tabel pengelompokan beban hidup merata dan terpusat yang tercantum dalam Tabel 4.3-1(SNI 1727: 2020).

2.2.3 Beban Angin

Beban angin adalah beban yang yang timbul sebagai akibat dari adanya tekanan dari gerakan angin. Beban angin sangat tergantung pada lokasi dan ketinggian dari struktur bangunan (Hanafie et al., 2023). Beban angin yang digunakan pada desain tidak boleh lebih kecil dari 16 lb/ft^2 (0,77 kN/m^2) dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 8 lb/ft^2 (0,38 kN/m^2) dikalikan dengan luas atap bangunan gedung terproyeksi ke bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan.

2.2.3.1 Kecepatan Angin Dasar (V)

Kecepatan angin dasar (V) yang digunakan dalam menentukan beban angin desain pada bangunan gedung ditentukan dari data BPS kecepatan angin per bulan Kota Bandung.

2.2.3.2 Faktor Arah Angin (K_d)

Ketentuan besarnya faktor arah angin (K_d) tercantum dalam Tabel 26.6-1 SNI 1727:2020.

2.2.3.3 Eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur arah melawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas yang telah dibangun. Berikut merupakan jenis-jenis kategori kekasaran permukaan tanah:

1. Kekasaran permukaan B

   Daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang berjarak dekat seukuran tempat tinggal keluarga-tunggal atau lebih besar dalam jumlah banyak.
2. Kekasaran permukaan C

   Dataran terbuka dengan penghalang tersebar yang memiliki tinggi umumnya kurang dari 30 ft (9,1m). Kategori ini mencakup daerah terbuka datar dan padang rumput.
3. Kekasaran permukaan D

   Permukaan datar, area tanpa halangan dan permukaan air. Kategori ini termasuk hamparan lumpur halus.

   Kategori eksposur yang didefinisikan dalam Pasal 26.7.3 terdiri dari:

1. Eksposur B

   Untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30 ft (9,1 m). Eksposur B berlaku apabila kekasaran permukaan B, berlaku di arah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500 ft (457 m).
2. Eksposur C

Eksposur C berlaku untuk semua kasus di mana Eksposur B atau Eksposur D tidak berlaku.

3. Eksposur D

   Eksposur D berlaku apabila kekasaran permukaan D, berlaku di arah melawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5000 ft (1524m) atau 20 kali tinggi bangunan gedung atau struktur dan dipilih yang terbesar dari nilai tersebut. Selain itu eksposur D juga berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah dekat dari situs dalam arah melawan angin adalah B atau C, dan situs yang berada dalam jarak 600 ft (182 m) atau 20 kali tinggi bangunan atau tinggi struktur dan dipilih yang terbesar.

2.2.3.4 Faktor Topografi (K_{zt})

Menurut pasal 26.8.2, efek peningkatan kecepatan angin pada daerah perkotaan secara umum tidak menimbulkan perubahan mendadak pada topografi sehingga nilai K_{zt} = 1,0.

2.2.3.5 Faktor Elevasi Permukaan Tanah (K_e)

Faktor elevasi permukaan tanah (K_e) yang tercantum dalam Tabel 26.9-1 SNI 1727:2010. Untuk semua jenis kasus boleh diambil nilai K_e = 1.

2.2.3.6 Tekanan Kecepatan

Berdasarkan kategori eksposur yang telah ditentukan, koefisien eksposur tekanan kecepatan, nilai K_z atau K_h, diperoleh dari persamaan (2.1) dan persamaan (2.2). Dengan α dan Z_g mengacu pada Tabel 26.11-1 SNI 1727:2020 yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 dibawah.

Tabel 2.1 Konstanta Eksposur Dataran

Eksposur	**α**	**Z_g (m)**
B	7,0	365,76
C	9,5	274,32
D	11,5	213,36

(Sumber: SNI 1727:2020)

Untuk 15 ft (4,6 m) $\leq z \leq z_g$

$$K_z = 2{,}01\left(\frac{Z}{Z_g}\right)^{2/\propto} \quad (2.1)$$

Untuk z < 15 ft (4,6 m)

$$K_z = 2{,}01\left(\frac{15}{Z_g}\right)^{2/\propto} \quad (2.2)$$

Tekanan kecepatan (q_z) pada ketinggian z di atas tanah dihitung dengan persamaan berikut:

$$q_z = 0{,}00256K_zK_{zt}K_dV^2 \text{(lb/ft}^2\text{); V dalam mi/h} \quad (2.3)$$

$$q_z = 0{,}613K_zK_{zt}K_dV^2 \text{(N/m}^2\text{); V dalam m/s} \quad (2.4)$$

Tekanan angin desain untuk bangunan gedung pada semua ketinggian dalam (N/m^2) ditentukan oleh persamaan berikut:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (2.5)$$

2.2.3.7 Faktor Efek Hembusan Angin (G)

Faktor efek hembusan angin (G) untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85.

2.2.3.8 Koefisien Tekanan Internal (GC_{pi})

Koefisien tekanan internal (GC_{pi}) ditentukan pada Tabel 26.13-1 SNI 1727:2020 berdasarkan klasifikasi ketertutupan pada bangunan gedung dengan nilai tanda plus dan minus menandakan angin datang dan pergi.

2.2.4 Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban atau gaya-gaya yang terjadi pada struktur akibat gerakan tanah oleh gempa (Hanafie et al., 2023). Semua gaya yang terjadi pada struktur akibat beban gempa tergantung dari berat material, kekakuan material, konfigurasi dari struktur, waktu getar atau periode getar struktur, kondisi tanah dasar, wilayah kegempaan, dan perilaku gempa (Siswanto & Salim, 2018).

Perhitungan beban gempa adalah proses untuk menentukan besarnya gaya-gaya yang dihasilkan oleh getaran tanah akibat gempa bumi pada struktur bangunan. Perhitungan ini penting untuk merancang struktur yang aman dan tahan

gempa dan memenuhi standar peraturan (Sila et al., 2023). Standar yang digunakan dalam analisis perhitungan beban gempa adalah SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung. Ada dua metode untuk analisis struktur dengan aspek kegempaan yaitu analisis statik ekivalen dan analisis dinamik.

1. Analisis Statik Ekivalen

   Analisis statik ekivalen merupakan metode pendekatan untuk mempresentasikan pengaruh beban dinamik gempa menjadi beban statik yang berupa gaya terpusat yang terdistribusi pada tiap tingkat struktur bangunan sesuai besaran massa pada tingkat yang ditinjau (Lesmana, 2020).

2. Analisis Dinamik

   Analisis dinamik adalah analisis struktur yang pembagian gaya geser gempa di seluruh tingkat diperoleh dengan memperhitungkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik untuk perencanaan struktur tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya yang bekerja pada struktur, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa (Prawirodikromo, 2012). Analisis dinamik terbagi menjadi dua yaitu:

   a. Analisis Respon Spektrum

      Metode respons spektrum merupakan metode gempa yang diperoleh dari rekaman riwayat percepatan dari model *Single Degree of Freedom* (SDOF) yang dibebani beban gempa yang berupa *ground motion*. Rekaman riwayat yang diambil merupakan plot dari nilai maksimum (percepatan, kecepatan, dan perpindahan) dari periode yang berbeda-beda sehingga membentuk sebuah kurva yang disebut respons spektrum (Lesmana, 2020). Metode analisis respon spektrum diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.

   b. Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*)

      Metode *Linear Time History Analysis* (LTHA) merupakan metode analisis beban gempa dengan menggunakan rekaman gempa asli (*ground motion*) yang diperoleh secara langsung dari alat peredam gempa

(*seismograph*) (Lesmana, 2020). Metode ini diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.2.

2.2.4.1 Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Setiap bangunan memiliki jenis pemanfaatan yang berbeda-beda, ada yang digunakan sebagai tempat tinggal, tempat jual beli, tempat hiburan, dan sebagainya. Berdasarkan SNI 1726:2019 untuk penggolongan kategori risiko bangunan gedung bergantung pada fungsi bangunan yang digunakan. Pengelompokkan kategori risiko bangunan tercantum dalam Tabel 3 SNI 1726-2019.

Faktor keutamaan gempa adalah nilai yang digunakan untuk menyesuaikan beban gempa rencana sesuai dengan kategori risiko bangunan yang direncanakan. Semakin tinggi kategori risiko bangunan, semakin besar nilai faktor keutamaan gempa. Pengaruh beban gempa rencana terhadap berbagai kategori risiko bangunan harus dikalikan dengan faktor keutamaan gempa (I_e). Besar nilai faktor keutamaan gempa (I_e) berdasarkan kategori risiko bangunan tercantum dalam Tabel 4 SNI 1726:2019 yang dapat dilihat pada Tabel 2.2 dibawah.

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	**Faktor Keutamaan Gempa (I_e)**
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1727:2020)

2.2.4.2 Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726:2019 Pasal 5.3, jenis tanah mempengaruhi beban gempa yang diterima oleh bangunan gedung. Klasifikasi kelas situs ditentukan berdasarkan profil tanah pada kedalaman 30 m dari tanah asli. Semakin buruk tanah yang ditempati oleh gedung, akan semakin besar beban gempa yang diterima oleh gedung tersebut. Hubungan nilai parameter-parameter tanah dengan klasifikasi situs tercantum pada Tabel 5 SNI 1726:2019.

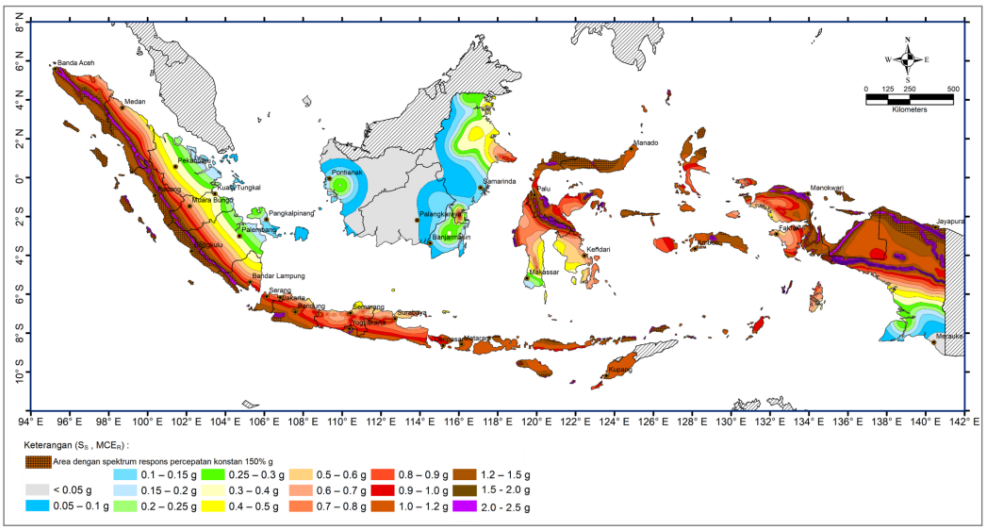
2.2.4.3 Penentuan Parameter Percepatan Gempa

Parameter ini ditentukan berdasarkan lokasi situs dimana bangunan hendak dibangun dan ditentukan berdasarkan peta bahaya gempa wilayah dimana struktur tersebut berada.

2.2.4.3.1 Parameter Percepatan Terpetakan

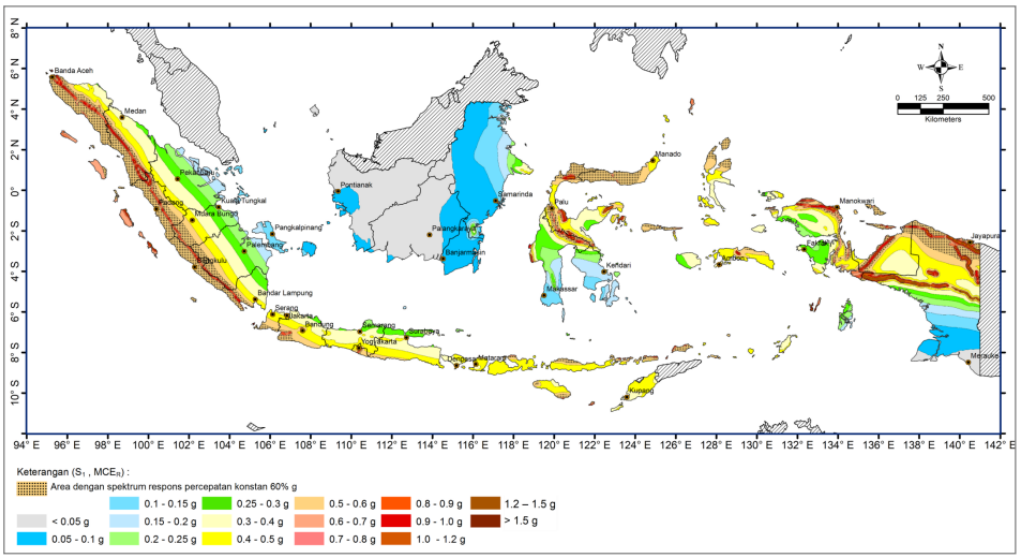
Parameter ini digunakan dalam analisis risiko gempa bumi untuk menentukan seberapa besar percepatan yang diharapkan terjadi pada lokasi tertentu selama gempa berlangsung. Parameter ini mengacu pada peta percepatan yang telah dikembangkan untuk wilayah tertentu. Peta percepatan adalah peta yang dibuat berdasarkan data sejarah gempa, geologi, dan geofisika dari wilayah tertentu yang bertujuan untuk menunjukkan seberapa besar percepatan dapat terjadi di wilayah tertentu selama proses gempa bumi terjadi.

Menurut SNI 1726:2019 dalam perencanaan beban gempa, terdapat dua parameter percepatan yang diperhitungkan yaitu parameter respons spektral percepatan gempa *Maximum Considered Earthquake Risk Targeted* (MCER) terpetakan untuk periode pendek (S_S) dan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik (S_1). Nilai S_S dan S_1 diperoleh dari peta pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 dengan cara menandai koordinat lokasi bangunan yang direncanakan.



Gambar 2.1 Peta Parameter Gerak Tanah (S_s)

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 2.2 Peta Parameter Gerak Tanah (S_1)

(Sumber: SNI 1726:2019)

Nilai parameter S_S dan S_1 dapat diperoleh juga melalui *website* https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/.

2.2.4.3.2 Koefisien Situs

Level bahaya gempa ditentukan dari nilai gempa paling besar yang dipertimbangkan (MCE_R) dan nilai percepatan respon spektral paling besar yang dipertimbangkan (S_{MS}). Nilai S_S dan S_1 diperbesar dengan faktor amplifikasi untuk menentukan respon spektral di permukaan tanah. Untuk S_S digunakan faktor F_a dan untuk S1 digunakan nilai F_v yang tercantum dalam Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan Tabel 2.4.

Tabel 2.3 Koefisien Situs (F_a)

Kelas Situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, Ss**					
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,0	Ss = 1,25	Ss ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,80	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

Kelas Situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, Ss**					
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	SS					

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 2.4 Koefisien Situs (F_a)

Kelas Situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1**					
	$S_1 \leq 0{,}10$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}30$	$S_1 = 0{,}40$	$S_1 = 0{,}50$	$S_1 \geq 0{,}6$
SA	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
SB	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
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	SS					

(Sumber: SNI 1726:2019)

2.2.4.3.3 Paramater Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perhitungan sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.6)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.7)$$

Dengan:

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik.

2.2.4.3.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.8)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.9)$$

2.2.4.4 Spektrum Respon Desain

Setelah seluruh faktor percepatan spektral ditentukan, maka dapat didesain grafik respon spektrum. Kurva respon spektrum yang di desain harus mengacu pada Gambar 2.3 seperti yang dicontohkan dalam SNI 1726:2019 dan harus mengikuti beberapa ketentuan sebagai berikut:

1. Periode yang lebih kecil dari T_0, spektrum respons percepatan desain (S_a) diambil dari persamaan berikut:

$$S_a = S_{DS}\left(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{T_0}\right) \quad (2.10)$$

$$T_0 = 0{,}2\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.11)$$

2. Untuk nilai Periode (T) yang $\geq T_0$ dan $\leq T_0$, spektrum respons percepatan desain (S_a) bernilai = S_{DS}.

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.12)$$

3. Untuk nilai T yang $\geq T_s$, tetapi $\leq T_L$, respon spektral percepatan desain (S_a) dihitung dengan rumus:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.13)$$

4. Periode yang lebih besar dari T_L, respons spektral percepatan desain (S_a) diperoleh dari persamaan:

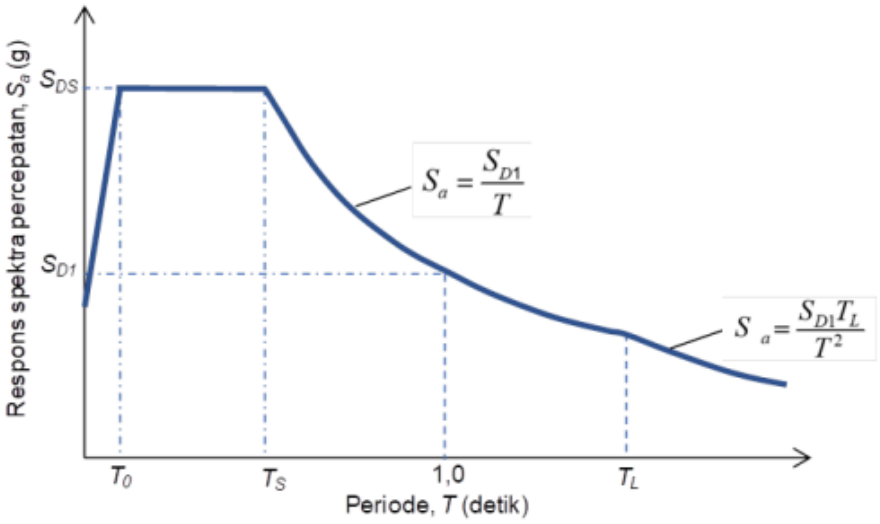
$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (2.14)$$

Keterangan:

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

S_{D1} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = Periode getar struktur



Gambar 2.3 Spektrum Respons Desain

(Sumber: SNI 1726:2019)

2.2.4.5 Kategori Desain Seismik (KDS)

Menurut SNI 1726:2019, suatu struktur harus memiliki Kategori Desain Seismik (KDS). KDS bergantung pada kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desain S_{DS} dan S_{D1}. Jika struktur masuk kedalam dua kategori KDS, maka harus dipilih nilai yang paling besar dari dua jenis KDS tersebut. KDS

berdasarkan S_{DS} dapat dilihat pada tabel Tabel 2.5 dan untuk KDS berdasarkan S_{D1} dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (S_{DS})

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

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik (S_{D1})

Nilai S_{DS}	**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
$0{,}20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2019)

2.2.4.6 Pemilihan Sistem Struktur

Sistem struktur adalah kombinasi dari berbagai elemen struktur yang disusun sedemikian rupa sehingga membentuk satu kesatuan struktur yang dapat memikul beban-beban yang direncanakan (Krismahardi, Widi, n.d.). Menurut SNI beton, sistem struktur dasar penahan beban lateral secara umum dapat dibedakan menjadi dua yaitu sistem rangka pemikul momen dan sistem dinding struktural. Dari sistem struktur yang dipilih, didapatkan beberapa parameter seperti nilai

koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), dan faktor kuat lebih (Ω) dengan mencocokkan jenis KDS, tinggi bangunan, dan dipilih jenis pemikul struktur yang diizinkan.

2.2.4.6.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem rangka pemikul momen adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan join-joain nya menahan semua gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. Menurut SNI 1726:2019 sistem ini dibagi menjadi tiga yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
   Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 18.3. Sistem rangka ini hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
   Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 18.3. Sistem rangka ini hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS C.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
   Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 18.2.3 sampai Pasal 18.2.8 dan Pasal 18.6 sampai Pasal 18.8. Sistem rangka ini hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D, E, atau F.

2.2.4.6.2 Sistem Dinding Struktural (SDS)

SDS adalah dinding yang diproporsikan untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang ditimbulkan gempa. Suatu dinding geser (*shearwall*) pada dasarnya merupakan dinding struktural. Dinding struktural dibedakan menjadi dua tipe yaitu:

1. Dinding Struktural Beton Biasa (SDSB)
   Sistem dinding ini hanya boleh digunakan untuk struktur bangunan yang dikenakan KDS C.
2. Dinding Struktural Beton Khusus (SDSK)

Sistem dinding ini harus digunakan untuk struktur bangunan yang dikenakan KDS D, E, atau F.

2.2.4.6.3 Sistem Ganda (*Dual System*)

Pada praktiknya sistem struktur penahan gempa dapat dibuat sebagai sistem ganda, yaitu kombinasi dari sistem rangka penahan momen dan sistem dinding struktural. SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.8 menyatakan, terdapat pembagian peran dalam memikul beban lateral gempa antara struktur rangka dan struktur dinding. Struktur rangka harus mampu memikul sekurang-kurangnya 25 % dalam menahan beban gempa dan dinding geser dari sistem struktur harus mampu menahan sekurang-kurangnya 75 % beban gempa.

2.2.4.7 Periode Fundamental Struktur

Dalam menganalisis perilaku struktur, periode fundamental struktur (T) diberi batasan tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.7 dan periode fundamental pendekatan (T_a).

Tabel 2.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain pada 1 detik, S_{D1}	**Koefisien C_u**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

(Sumber: SNI 1726:2019)

Nilai T_a diperoleh dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.15)$$

Dengan:

h_n = Ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Nilai x dan C_T diperoleh dari Tabel 2.8 dibawah.

Tabel 2.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_T	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,08
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,09
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726:2019)

2.2.4.8 Partisipasi Massa Rasio

SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1 menyatakan, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

2.2.4.9 Berat Seismik Struktur

Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2, berat seismik efektif struktur (W) harus menyertakan seluruh beban mati dan minimum 25% beban hidup.

2.2.4.10 Karakteristik Respon Dinamik

SNI 1726:2019 menyatakan karakteristik respon dinamik dari struktur untuk mode 1, mode 2, dan mode 3 masing-masing harus memiliki pola gerak

dominan. Pada umumnya mode 1 dan mode 2 terjadi translasi dan mode 3 rotasi. Untuk mengetahui karakteristik tersebut dapat di cek dari hasil *output* analisis pada *software* ETABS.

2.2.4.11 Gaya Geser Dasar Seismik

Nilai gaya geser dasar seismik (V) ditentukan dengan persamaan:

$$V = C_s W \tag{2.16}$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik

Nilai C_s dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \tag{2.17}$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan (2.17) tidak boleh melebihi ketentuan berikut:

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \tag{2.18}$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \tag{2.19}$$

C_s harus kurang dari:

$$C_s = 0{,}044 S_{DS} I_e \geq 0{,}01 \tag{2.20}$$

Struktur yang berada di daerah di mana $S_1 \geq 0{,}6g$, maka C_s harus lebih dari:

$$C_s = \frac{0{,}5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \tag{2.21}$$

Gaya gempa lateral (F_x) di sebarang tingkat ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \tag{2.22}$$

Dengan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \tag{2.23}$$

2.2.4.12 Penskalaan Gempa

SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1 mensyaratkan gaya geser yang diperoleh dari analisis respon spektrum (V_t) harus lebih besar sama dengan 100 % dari gaya gempa yang diperoleh dari analisis statik ekivalen (V). Apabila syarat tersebut tidak terpenuhi, maka harus dilakukan penyesuaian skala terhadap V_t. Penyesuaian skala baru terhadap beban gempa respon spektrum dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

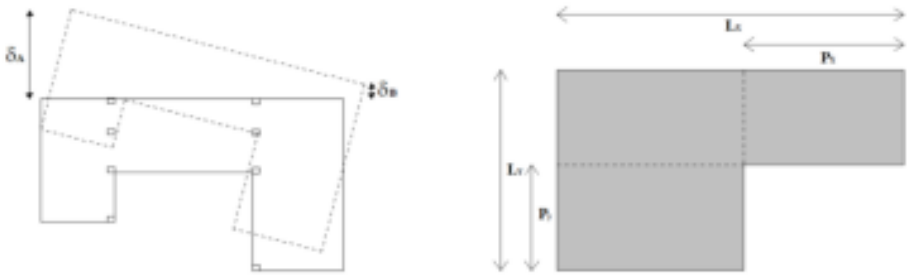
$$\text{Faktor skala} = \frac{g}{R} I_e \tag{2.24}$$

$$\text{Faktor koreksi} = \frac{V}{V_t} \tag{2.25}$$

$$\text{Faktor skala baru} = \frac{g}{R} I_e \frac{V}{V_t} \tag{2.26}$$

2.2.4.13 Ketidakberaturan Struktur

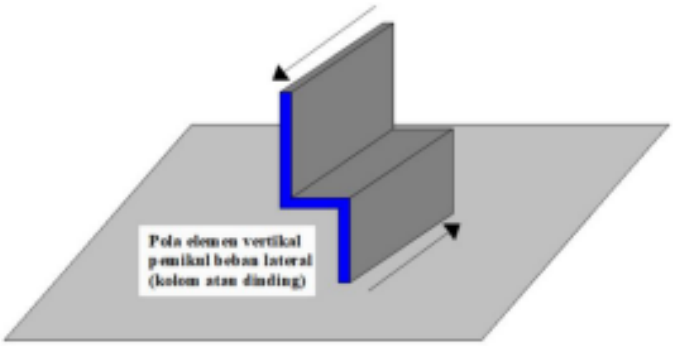
Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2, struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria pada pasal tersebut. Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan horizontal apabila struktur tersebut mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan yang tercantum dalam Tabel 13 SNI 1726:2019 dan harus memenuhi persyaratan yang dirujuk pada tabel tersebut. Beberapa tipe ketidakberaturan horizontal pada struktur dapat dilihat pada Gambar 2.4. Struktur dikategorikan memiliki ketidakberaturan vertikal apabila struktur tersebut mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan yang tercantum pada Tabel 14 SNI 1726:2019. Beberapa tipe ketidakberaturan vertikal pada struktur dapat dilihat pada Gambar 2.5.



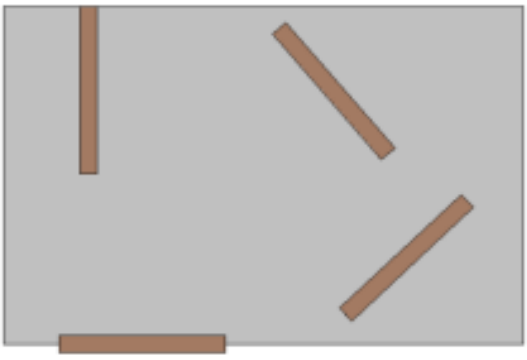
(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

(b) Ketidakberaturan 2

(c) Ketidakberaturan 3



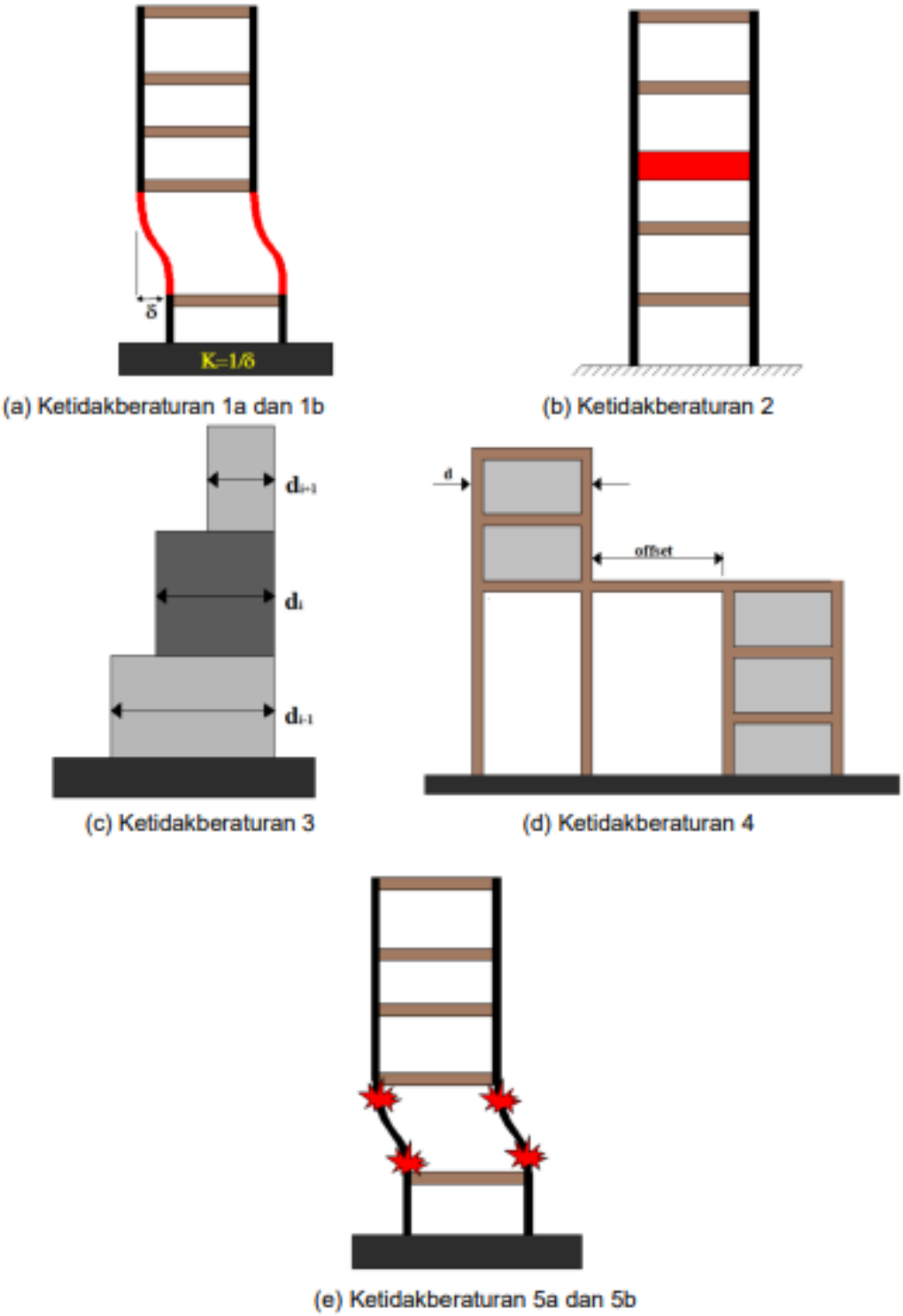
(d) Ketidakberaturan 4



(e) Ketidakberaturan 5

Gambar 2.4 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 2.5 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

(Sumber: SNI 1726:2019)

2.2.4.14 Analisis Riwayat Waktu Linear (*Linear Time History Analysis*)

2.2.4.14.1 Menentukan *Ground Motion* (GM)

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.2.3, setidaknya diperlukan 3 GM yang harus dipilih untuk analisis dari beberapa kejadian gempa dengan kemiripan magnitude dan jarak sumber gempa yang ditinjau. Jumlah GM yang digunakan pada masing-masing gempa melibatkan 2 GM yang saling tegak lurus (x dan y).

2.2.4.14.2 Proses *Spectra Matching*

Dalam menyelesaikan proses spectra *matching*, digunakan *software* bantuan *SeismoMatch*. Sebelum melakukan *spectra matching*, dilakukan penentuan *range* periode yang dijadikan *focus matching*. *Range* tersebut diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.9.2.3.1 dimana disebutkan bahwa setiap setiap komponen dari gerak tanah harus di *matching* dalam rentang $0{,}8T_{lower}$ sampai dengan $1{,}2\ T_{upper}$. T_{lower} adalah periode getar pada saat 90% partisipasi massa aktual telah terpenuhi pada masing-masing respons dua arah ortogonal. T_{upper} adalah nilai yang lebih besar diantara dua nilai periode getar fundamental ortogonal. Bila proses *matching* telah dilakukan, SNI 1726:2019 Pasal 7.9.2.3.1 mensyaratkan dalam rentang periode $0{,}8T_{lower}$ sampai dengan $1{,}2\ T_{upper}$, nilai rata-rata hasil *spectra matching* tidak boleh kurang dari 10% spektrum target.

2.2.4.14.3 Penentuan Gaya Geser Dasar Elastik dan Inelastik

Untuk tiap gerak tanah yang dianalisis, gaya geser dasar elastik maksimum, V_{EX} dan V_{EY} untuk arah x dan arah y, harus ditentukan. Untuk setiap gerak tanah yang dianalisis, gaya geser dasar inelastik maksimum, V_{IX} dan V_{IY} untuk arah x dan arah y ditentukan dengan persamaan:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX} I_e}{R_x} \tag{2.27}$$

$$V_{IX} = \frac{V_{EY} I_e}{R_Y} \tag{2.28}$$

Keterangan:

I_e = Faktor keutamaan gempa

R_X dan R_Y = Koefisien modifikasi respons untuk arah x dan arah y

2.2.4.14.4 Penentuan Faktor Skala (η) Analisis *Time History*

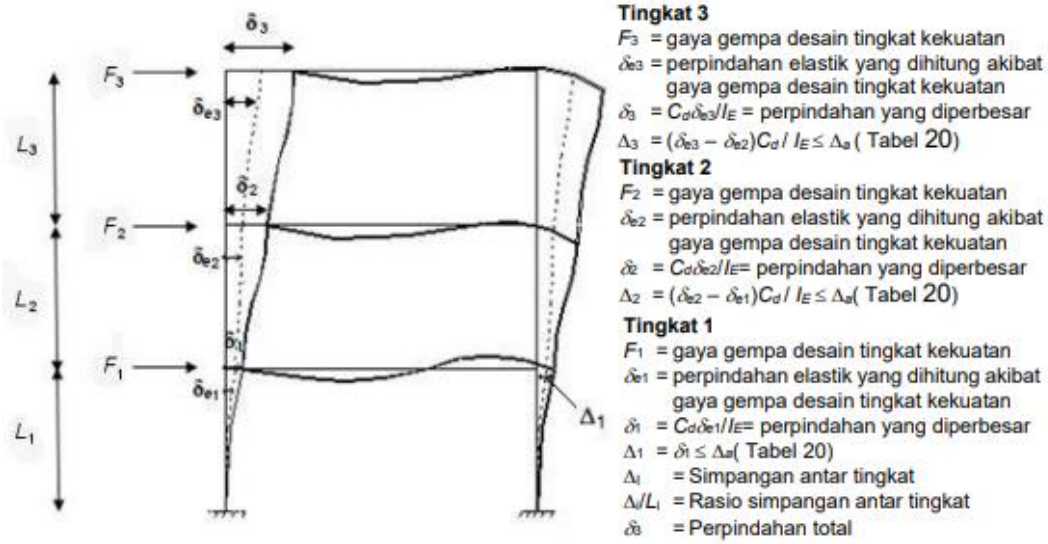
Gaya geser dasar, V_X dan V_Y merupakan gaya geser dari analisis statik ekivalen. Faktor skala (η) diperoleh dengan persamaan berikut:

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \geq 1{,}0 \tag{2.29}$$

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \geq 1{,}0 \tag{2.30}$$

2.2.4.15 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6. Penentuan simpangan antar lantai desain (Δ) bertujuan untuk mengetahui perbedaan simpangan pada pusat massa diatas dan dibawah tingkat yang ditinjau (lihat Gambar 2.6).



Gambar 2.6 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber: SNI 1726:2019)

Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \tag{2.31}$$

Dengan:

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral dalam (Tabel 12 SNI 1726:2019)

δ_{xe} = Simpangan pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastik

I_e = Faktor keutamaan gempa

Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a). Nilai simpangan antar tingkat izin berbeda-beda tergantung dari struktur serta kategori risiko bangunan yang ditinjau seperti yang tercantum dalam Tabel 20 SNI 1726:2019 dan dapat dilihat pada Tabel 2.9 dibawah dengan h_{sx} adalah tinggi tingkat dibawah tingkat-x.

Tabel 2.9 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.	$0{,}025h_{sx}$	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$
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	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

(Sumber: SNI 1726:2019)

2.2.4.16 P-delta

Pengaruh P-Δ mengacu pada Pasal 7.8.7 yang ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas (θ). Jika θ < 0,1, pengaruh P-Δ dapat diabaikan. Persamaan untuk menghitung nilai θ adalah:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \tag{2.32}$$

Dengan:

P_x = Beban desain vertikal total pada suatu tingkat. Faktor beban gravitasi (DL, LL, SIDL) tidak perlu melebihi 1.

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja pada tingkat yang ditinjau (kN)

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah lantai yang ditinjau (m)

Nilai θ tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \tag{2.33}$$

β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x – 1. β diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0. Jika θ lebih besar dari θ_{max}, struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

2.2.5 Kombinasi Pembebanan

Umumnya beban yang bekerja pada struktur bangunan tidak hanya 1 jenis kombinasi saja, tetapi merupakan kombinasi dari beberapa jenis beban yang bekerja pada struktur bangunan tersebut (Hanafie et al., 2023). Kombinasi pembebanan diatur oleh SNI 1726:2019 pasal 4.2.2 adalah sebagai berikut:

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r atau R)
3. 1,2D + 1,6(L_r atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r atau R)

5. 0,9D + 1,0W

Kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban gempa yaitu:

6. 1,2D + E_v + E_h + L

7. 0,9D – E_v + E_h

Kombinasi pembebanan bila pengaruh beban gempa dengan faktor kuat lebih adalah sebagai berikut:

8. 1,2D + E_v + E_{mh} + L

9. 0,9D - E_v + E_{mh}

Untuk pengaruh beban gempa pada kombinasi pembebanan diatas diatur sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2 dan Pasal 7.4.3.

Keterangan:

D = Beban mati

L = Beban hidup

L_r = Beban hidup atap

R = Beban air hujan

W = Beban angin

E = Beban gempa

2.3 Elemen Struktur Atas Bangunan Gedung

Struktur atas (*upper structure*) bangunan gedung adalah struktur bangunan yang berada diatas permukaan tanah. Beberapa jenis elemen struktur atas bangunan gedung yang digunakan yaitu pelat lantai, balok, kolom, dan dinding geser (Rangan, 2023).

2.3.1 Balok

Balok merupakan elemen struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari pelat.

2.3.1.1 *Preliminary Design* Balok

1. Tinggi Minimum Balok

   Tinggi balok minimum dapat ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1. Ketentuan tinggi minimum balok dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Tinggi Minimum Balok Non prategang

Kondisi Perlekatan	**Minimum h**
Perlekatan sederhana	ℓ/16
Menerus satu sisi	ℓ/18,5
Menerus dua sisi	ℓ/21
Kantilever	ℓ/8

(Sumber: SNI 2847:2019)

2. Lebar Balok

   Rasio tinggi dan lebar memakai rumus pendekatan yang disarankan oleh Chu-Kia Wang & Salmon yaitu h/b = 1,5 s/d 2. Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1 lebar penampang balok harus sekurangnya nilai terkecil dari 0,3h dan 250 mm.

2.3.1.2 Balok Tulangan Tunggal

Balok tulangan tunggal merupakan balok bertulangan sebelah yang hanya memerlukan tulangan tarik saja. Gambar penampang balok persegi tulangan tunggal beserta diagram regangan dan tegangan dapat dilihat pada Gambar 2.7. Dari diagram reagangan pada Gambar 2.7 dengan menggunakan perbandingan segitiga akan diperoleh sebuah persamaan:

$$\frac{c}{d} = \frac{0{,}003}{0{,}003 + f_y/E_s} \tag{2.34}$$

E_s = 200000 MPa maka:

$$c = \frac{600}{600 + f_y} d \tag{2.35}$$

Dengan menggunakan persamaan kesetimbangan gaya maka diperoleh:

$$a = \frac{A f_y}{0{,}85 f_c' b} \tag{2.36}$$

Persamaan rasio tulangan seimbang (ρ_b):

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} \tag{2.37}$$

Persamaan rasio tulangan seimbang(ρ_b):

$$\rho_b = 0{,}85\beta \frac{f_c'}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \tag{2.38}$$

Persamaan rasio tulangan maksimum (ρ_{maks}):

Batas maksimum rasio tulangan dapat diambil dengan mengambil nilai regangan tulangan tarik ε = 0,005 (SNI 2847:2019 Pasal R21.2.2)

$$\rho_{maks} = \rho_b \left(\frac{0{,}003 + f_y/E_s}{0{,}008}\right) \tag{2.39}$$

SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1 mensyaratkan nilai ρ_{maks} sebesar:

$$\rho_{maks} = 0{,}025 \tag{2.40}$$

Nilai rasio tulangan harus lebih besar daripada nilai rasio tulangan minimum. Persamaan rasio tulangan minimum (ρ_{min}) yaitu:

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{f_y} \tag{2.41}$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} \tag{2.42}$$

Persamaan rasio tulangan perlu (ρ_{perlu}):

$$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85 f_c{}'}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0{,}85\phi f_c' b d^2}}\right] \tag{2.43}$$

Momen rencana balok dengan tulangan tunggal dapat diperoleh dengan mengalikan nilai C atau T dengan jarak antara kedua gaya tersebut.

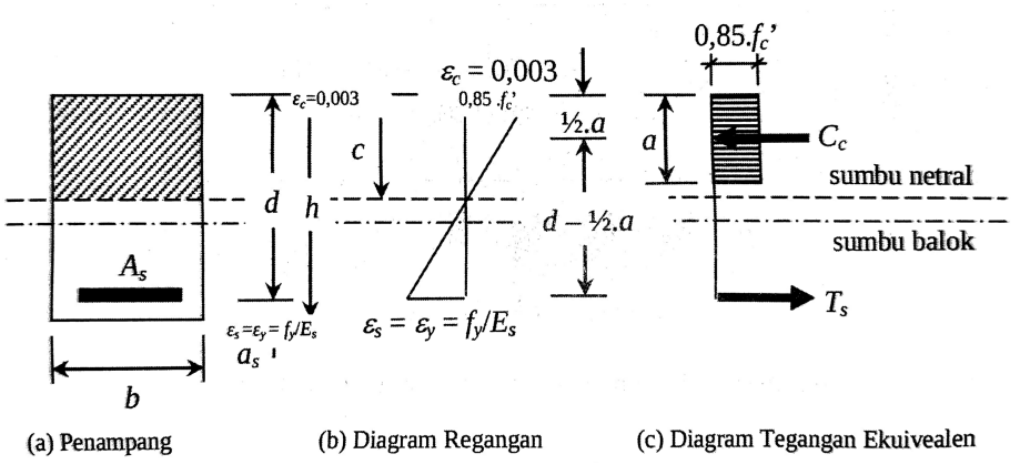
$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi 0{,}85 f_c' a b \left(d - \frac{a}{2}\right) \tag{2.44}$$

Besar momen rencana balok dapat dihitung juga dengan persamaan berikut:

$$\phi M_n = R_u b d^2 \tag{2.45}$$

Dengan:

$$R_u = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1{,}7 f_c'}\right) \tag{2.46}$$



Gambar 2.7 Distribusi Regangan dan Tegangan Balok Tulangan Tunggal (Sumber: Priyosulistyo, 2019)

Keterangan notasi pada gambar diatas dijelaskan sebagai berikut:

h = Tinggi penampang balok (mm)

b = Lebar penampang balok (mm)

d = Tinggi efektif penampang balok (mm)

a = $\beta_1 c$ = Tinggi blok tegangan tekan persegi ekivalen (mm)

A_s = Luas tulangan tarik (mm^2)

c = Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (mm)

ε_s = Regangan tarik baja tulangan

ε_y Regangan tarik baja tulangan pada saat leleh

f_y = Tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (MPa)

E_s = Modulus elastisitas baja tulangan = 200000 MPa

ε_c = Regangan tekan beton maksimum = 0,003

f_c' = Tegangan tekan beton (MPa)

C_c = Gaya tekan beton (kN)

T_s = Gaya tarik baja tulangan (kN)

β_1 = Faktor reduksi tegangan beton tekan persegi ekivalen yang besarnya tergantung mutu beton (f_c') mengacu pada Tabel 22.2.4.3 SNI 2847:2019 sebagai berikut:

Untuk $f_c' \leq 28$ MPa, maka $\beta_1 = 0{,}85$

Untuk 28 Mpa < f_c' < 55 MPa, maka $\beta_1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05(f_c'-28)}{7}$

Untuk $f_c' \geq 55$, maka $\beta_1 = 0{,}65$

ϕ = Faktor reduksi kekuatan yang besarnya mengacu pada Tabel 21.2.2 SNI 2847:2019

2.3.1.3 Balok Tulangan Rangkap

Balok persegi tulangan rangkap adalah jenis balok yang diberi tulangan di daerah tekan dan tarik penampang balok. Momen internal balok tulangan rangkap dibedakan menjadi 2 jenis, yaitu M_{u1} yaitu momen internal yang dihasilkan dari gaya tekan beton dan gaya tarik ekivalen pada tulangan baja (A_{s1}) dan M_{u2} yaitu momen internal tambahan dari gaya tekan pada tulangan tekan (A_s') dan gaya tarik pada tulangan tarik tambahan (A_{s2}) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8 dibawah.

M_{u1} adalah momen yang diperoleh dari balok tulangan tunggal sebagai berikut:

$$M_{u1} = \phi A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0{,}85 f_c' ab \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.47)$$

M_{u2} dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$M_{u2} = \phi A_{s2} f_s (d - d') = \phi A_s' f_s (d - d') \quad (2.48)$$

Momen nominal balok persegi tulangan rangkap diperoleh dari penjumlahan $M_{u1} + M_{u2}$

$$\phi M_n = M_{u1} + M_{u2} = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_s (d - d') \right] \quad (2.49)$$

Luas tulangan tekan (A_s'=A_{s2}) sehingga luas total tulangan tarik adalah:

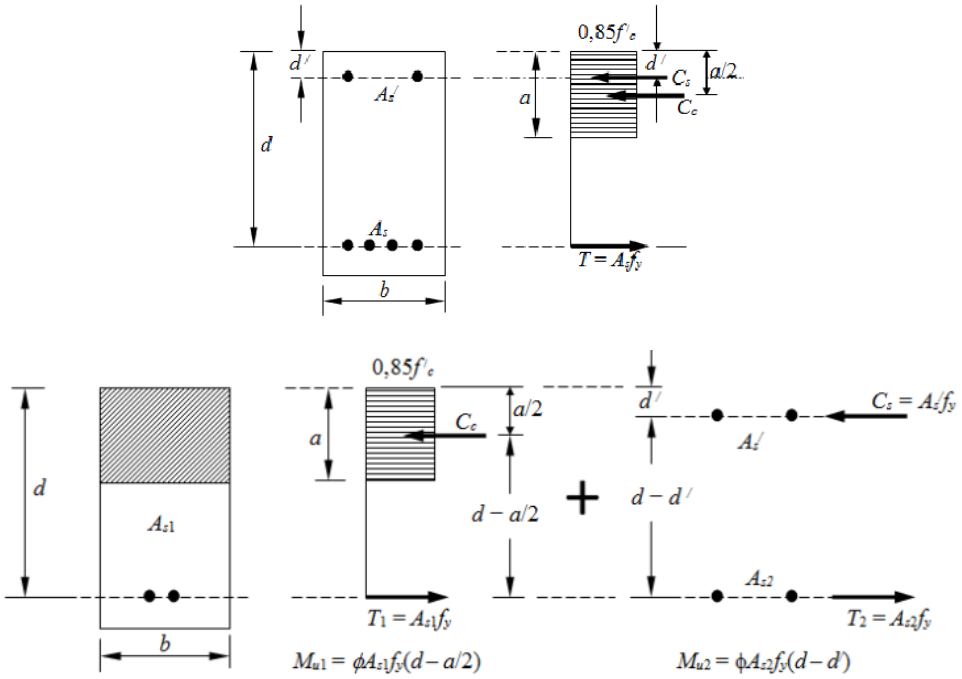
$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A_s' \quad (2.50)$$

$$A_{s1} = A_s - A_s' \quad (2.51)$$

Dalam analisis tulangan rangkap terdapat dua jenis kasus tergantung apakah tulangan tekan pada balok sudah leleh atau belum. Jika tulangan tekan sudah leleh (f_s'>f_y) tegangan leleh pada tulangan tekan diambil sama dengan f_y. Nilai tegangan tulangan tekan (f_s') berdasarkan diagram regangan balok beton betulang rangkap pada Gambar 2.9 dapat dihitung sebagai berikut:

$$\varepsilon'_s = 0{,}003 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \quad (2.52)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \quad (2.53)$$



Gambar 2.8 Penampang Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

(Sumber: Setiawan, 2016)

Suatu balok penampang balok persegi dapat didesain dan memiliki nilai rasio ρ_{max}. Dengan nilai ρ_{max}, dapat dihitung besarnya kuat momen maksimum dan akan menentukan apakah diperlukan desain terhadap tulangan rangkap. Proses desain tulangan rangkap yaitu:

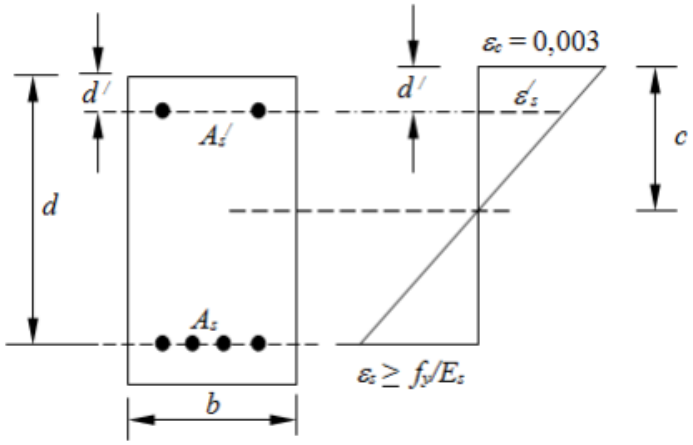
1. M_{u2} Hitung $A_{s\ maks} = \rho_{maks}\, bd$ (Luas tulangan tunggal maksimum).
2. Hitung $R_{u\ maks}$ menggunakan ρ_{maks} (ϕ = 0,90):

$$R_{u\ maks} = \phi\rho_{maks}\, f_y \left(1 - \frac{\rho_{maks}\, f_y}{1{,}7 f_c'}\right) \qquad (2.54)$$

3. Hitung kuat momen rencana menggunakan ρ_{maks} dan $R_{u\ maks}$

$$M_{u1} = R_{u\ maks} bd^2 \qquad (2.55)$$

Jika $M_{u1} < M_{nu}$ maka diperlukan tulangan tekan, jika $M_{u1} > M_u$ maka tidak perly dipasang tulangan tekan.



Gambar 2.9 Diagram Regangan Balok Beton Bertulang Rangkap
(Sumber: Setiawan, 2016)

2.3.1.4 Kuat Geser Balok

Perhitungan desain dan ketahanan balok beton bertulang dalam memikul gaya geser yang terjadi mengacu pada SNI 2847:2019.

1. Kuat geser nominal penampang (V_n) menurut Pasal 22.5.1.1 dinyatakan sebagai berikut:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (2.56)$$

Keterangan:

V_n = Gaya geser nominal (kN)

V_c = Gaya geser yang ditahan oleh beton (kN)

V_s = Gaya geser yang ditahan oleh sengkang (kN)

2. Menurut Pasal 22.5.1.2 ukuran dimensi penampang balok harus mampu memikul beban geser dengan harus memenuhi persamaan (2.57). Apabila tidak memenuhi ketentuan tersebut maka penampang harus diperbesar.

$$V_u \leq \phi\left(V_c + 0{,}66\sqrt{f'_c}\,b_w d\right) \tag{2.57}$$

3. Gaya geser yang ditahan beton (V_c) menurut Pasal 22.5.6.1 dinyatakan sebagai berikut:

$$V_c = 0{,}17\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \tag{2.58}$$

4. Pasal 22.5.10.1 menyatakan jika pada penampang diperoleh nilai $V_u > \phi V_c$, maka tulangan geser harus dipasang dan harus memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \tag{2.59}$$

V_s untuk tulangan geser menurut Pasal 22.5.10.5.3 dihitung dengan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \tag{2.60}$$

5. Gaya geser maksimum yang dipikul tulangan geser (V_s) adalah:

$$V_s \leq 0{,}66\sqrt{f'_c}\,b_w d \tag{2.61}$$

Jika V_s melebihi nilai tersebut maka penampang harus diperbesar.

6. Spasi maksimum tulangan geser harus sesuai persyaratan dalam Tabel 9.7.6.2.2 SNI 2847:2019 yang tercantum dalam Tabel 2.11.

Tabel 2.11 Spasi Maksimum Tulangan Geser

$\mathbf{V_s}$	**Spasi Maksimum (mm)**	
		Balok Nonprategang
$\leq 0{,}33\sqrt{f_c'}b_w d$	Terkecil dari:	d/2
		600
$> 0{,}33\sqrt{f_c'}b_w d$	Terkecil dari:	d/4
		300

(Sumber: SNI 2847:2019)

7. Menurut Pasal 9.6.3.3 luas minimum tulangan sengkang pada balok ($A_{v,min}$) dihitung menggunakan persamaan (2.62) dan (2.63) kemudian diambil nilai $A_{v,min}$ yang terbesar.

$$A_{vmin} = \frac{0{,}062\sqrt{f_c'}\, b_w s}{f_{yt}} \quad (2.62)$$

$$A_{vmin} = \frac{0{,}35 b_w s}{f_{yt}} \quad (2.63)$$

Terdapat beberapa kategori yang digunakan dalam menentukan kebutuhan tulangan geser balok berdasarkan gaya geser ultimit yaitu:

1. Jika $V_u < 0{,}5\phi V_c$ maka tidak dibutuhkan tulangan geser.
2. Jika $0{,}5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum dengan nilai V_s dan A_v yang digunakan merupakan nilai minimum.
3. Jika $V_u > \phi V_c$ maka digunakan tulangan geser dengan mengambil nilai V_s dan A_v yang ada.

2.3.1.5 Torsi/Momen Puntir Balok

Torsi (*twist*) atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok/elemen struktur (Asroni, 2010). Perencanaan balok beton bertulang terhadap torsi mengacu pada SNI 2847:2019.

1. Menurut Pasal 9.5.4.1, pengaruh torsi dapat diabaikan jika nilai besarnya nilai momen torsi terfaktor (T_u) kurang dari nilai ambang batas torsi (T_{th}),

dimana ambang batas torsi didefinisikan sebagai seperempat momen retak torsi T_{cr}.

$$T_u \leq T_{th} = \frac{\phi T_{cr}}{4} = 0{,}083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp^2}}{P_{cp}}\right) \quad (2.64)$$

Keterangan:

T_{th} = Ambang batas torsi (Nmm)

T_{cr} = Momen retak torsi (Nmm)

T_u = Momen torsi terfaktor (Nmm)

ϕ = Faktor reduksi = 0,75

A_{cp} = Luas penampang (mm^2)

P_{cp} = Keliling penampang (mm)

λ = Faktor beton ringan (Tabel 25.4.2.4 SNI 2847:2019)

2. Menurut Pasal 22.7.7, dimensi penampang melintang harus memenuhi syarat sebagai berikut.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1{,}7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0{,}66\sqrt{f_c'}\right) \quad (2.65)$$

Keterangan:

A_{oh} = Luas daerah dalam tulangan geser (mm^2)

P_h = Keliling daerah dalam tulangan geser (mm)

3. Menurut Pasal 22.7.6.1 kuat nominal torsi (T_n) diambil dari nilai terkecil dari persamaan dibawah.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \quad (2.66)$$

$$T_n = \frac{2A_o A_l f_y}{P_h}\cot\theta \quad (2.67)$$

Dengan:

A_t = Luas satu kaki sengkang yang menahan torsi (mm^2)

A_0 = $0{,}85A_{oh}$(mm^2)

A_l = Luas tulangan longitudinal torsi (mm^2)

f_{yt} = Kuat leleh tulangan transversal (MPa)

θ = Sudut retak 45^o untuk non-prategang

s = Jarak antar tulangan sengkang (mm)

Pengaruh torsi diproyeksikan pada tulangan transversal dan tulangan memanjang. Berikut perhitungan untuk keduanya:

1. Tulangan sengkang tertutup (A_t) dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1 pada persamaan (2.66) dan (2.67).
2. Tulangan memanjang (A_l) yang dibutuhkan dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta \qquad (2.68)$$

Apabila tulangan torsi diperlukan, maka harus diperiksa terhadap syarat tulangan torsi minimal yang disyaratkan yaitu:

1. Menurut Pasal 9.6.4.2, jika tulangan torsi diperlukan maka tulangan transversal minimum $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ harus lebih besar dari dua persamaan dibawah yaitu:

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{min}}{s} \geq \frac{0{,}062\sqrt{f_c'}\,b_w}{f_{yt}} \qquad (2.69)$$

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{min}}{s} \geq \frac{0{,}35 b_w}{f_{yt}} \qquad (2.70)$$

2. Menurut Pasal 9.6.4.3, jika tulangan torsi diperlukan, tulangan longitudinal minimum ($A_{l,min}$) harus lebih kecil dari dua persamaan dibawah yaitu:

$$\frac{0{,}42\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \tag{2.71}$$

$$\frac{0{,}42\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0{,}175b_w}{f_{yt}}\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \tag{2.72}$$

3. Menurut Pasal 9.7.6.3.3, spasi tulangan torsi transversal tidak boleh melebihi $P_h/8$ dan 300 mm.
4. Menurut Pasal 9.7.5.2, diameter tulangan torsi longitudinal harus memiliki diameter lebih besar dari 0,042 kali spasi tulangan transversal dan tidak kurang dari 10 mm.

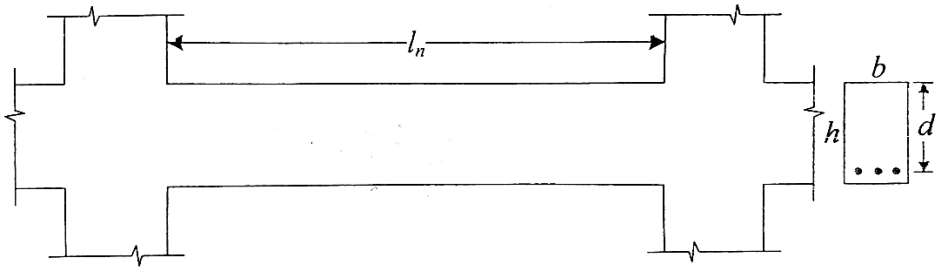
2.3.1.6 Syarat Perencanaan Balok SRPMK

Dalam merencanakan balok SRPMK harus memenuhi beberapa ketentuan seperti yang disyaratkan dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.

2.3.1.6.1 Syarat Batasan Dimensi

Persyaratan batasan dimensi balok harus dipenuhi berdasarkan Pasal 18.6.2.1 sebagai berikut:

1. Bentang bersih (l_n) harus minimal 4d.
2. Lebar penampang (b_w), harus sekurangnya nilai terkecil dari 0,3h dan 250 mm.
3. 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 2.10 Ketentuan Dimensi Penampang Balok SRPMK

(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

2.3.1.6.2 Syarat Tulangan Lentur

Persyaratan tulangan lentur harus memenuhi ketentuan dalam Pasal 18.6.3.1 sebagai berikut:

1. Balok harus memiliki paling sedikit dua tulangan menerus pada sisi atas dan bawah.
2. Luas tulangan (A_s) tidak boleh kurang dari persamaan dibawah.

$$\frac{0{,}25\sqrt{f_c'}}{f_y} \tag{2.73}$$

$$\frac{1{,}4}{f_y} b_w d \tag{2.74}$$

Dari kedua persamaan diatas diambil nilai yang paling besar tetapi nilai tersebut tidak boleh melebihi nilai dari persamaan berikut:

$$A_s \leq 0{,}025 b_w d \tag{2.75}$$

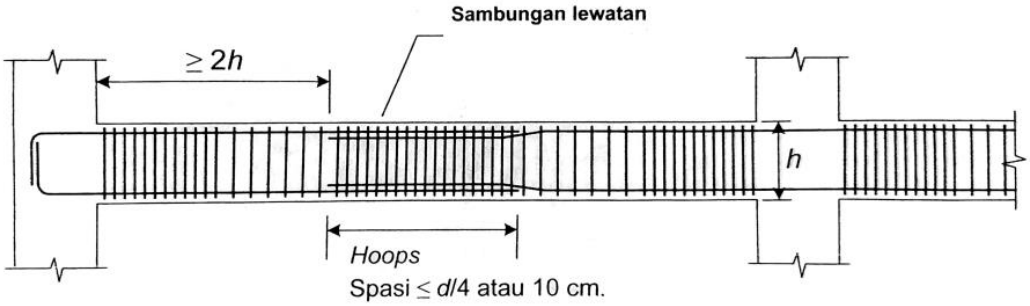
3. Kekuatan momen lentur penampang balok SRPMK harus memenuhi persyaratan pada Pasal 18.6.3.2 sebagai berikut:
   a. Momen positif pada muka kolom harus lebih besar atau sama dengan dari setengah kekuatan momen negatif pada muka kolom tersebut.

$$M_n(+) \geq \frac{1}{2} M_n(-) \tag{2.76}$$

   b. Semua momen pada balok harus lebih besar dari seperempat momen maksimum di kedua tumpuan.

$$M_n(+) \text{ atau } M_n(-) \geq \frac{1}{4} M_{max} \tag{2.77}$$

4. Sambungan lewatan tulangan longitudinal diizinkan jika sengkang pengekang atau spiral dipasang sepanjang sambungan lewatan. Spasi tulangan transversal pada daerah tersebut tidak boleh melebihi nilai terkecil dari d/4 dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan dalam jarak 2h dari muka kolom.



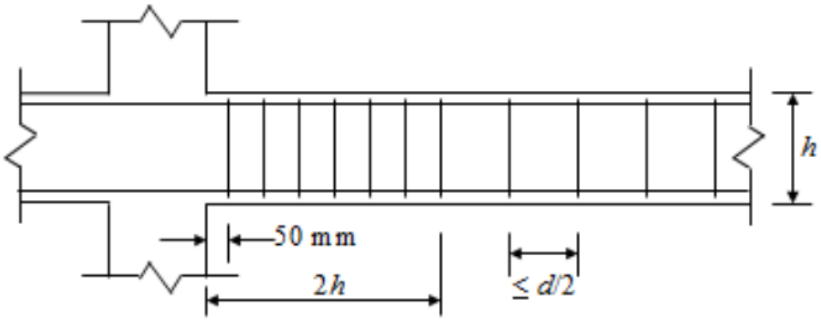
Gambar 2.11 Persyaratan Sambungan Lewatan

(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

2.3.1.6.3 Syarat Tulangan Transversal

Tulangan transversal pada balok dibutuhkan terutama untuk menahan geser dan mengekang daerah inti penampang beton. Tulangan transversal pada elemen SRPMK harus berbentuk sengkang tertutup karena pengelupasan (*spalling*) selimut beton dapat terjadi pada saat gempa kuat (Imran & Hendrik, 2019). Beberapa persyaratan harus dipenuhi dalam perencanaan tulangan transversal balok berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4 yaitu:

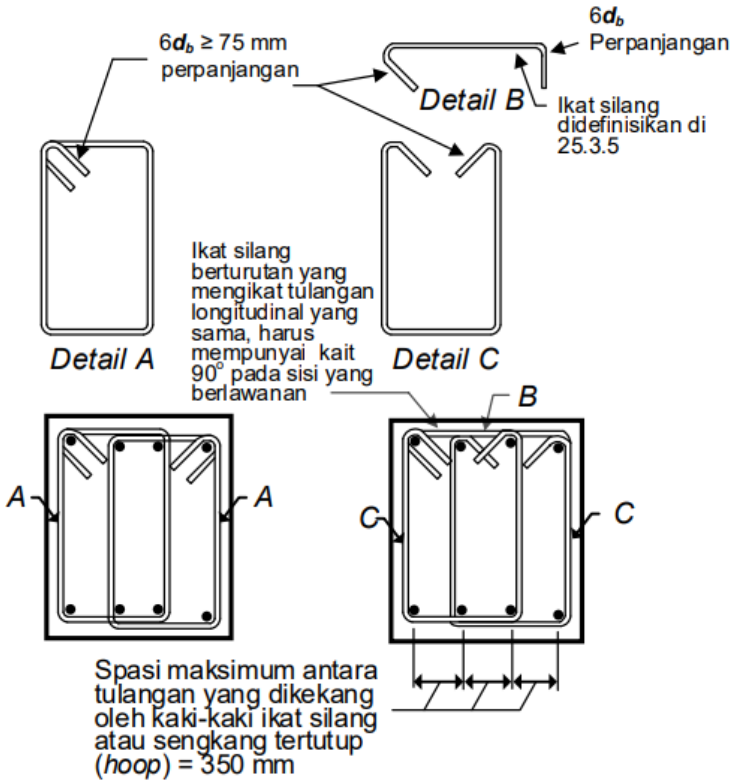
1. Sengkang tertutup harus dipasang pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka kolom hingga ke tengah bentang balok.
2. Sengkang pertama pada daerah 2h harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom.
3. Spasi tulangan sengkang sepanjang 2h harus dipasang tidak boleh melebihi:
   a. d/4
   b. Enam kali diameter terkecil tulangan memanjang ($6d_b$)
   c. 150 mm
4. Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari d/2 disepanjang bentang balok diluar daerah 2h.



Gambar 2.12 Persyaratan Tulangan Transversal

(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

5. Tulangan sengkang tertutup dapat dipasang sebagai tulangan tunggal atau bertumpuk.
6. Tulangan sengkang tertutup dan ikat silang harus diberi kait gempa di ujung-ujungnya. Ikat silang didefinisikan sebagai tulangan pengikat yang ujungnya diberi kait gempa dan kait 90^{o}.



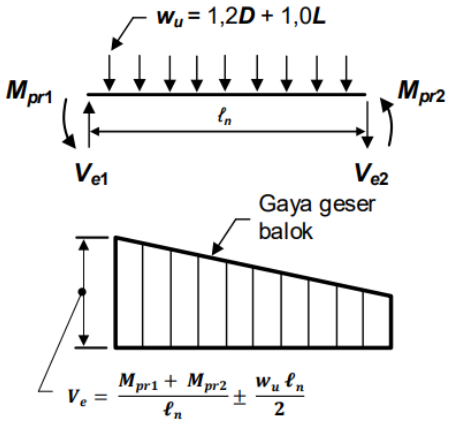
Gambar 2.13 Sengkang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk

(Sumber: SNI 2847:2019)

2.3.1.6.4 Syarat Kekuatan Geser Balok

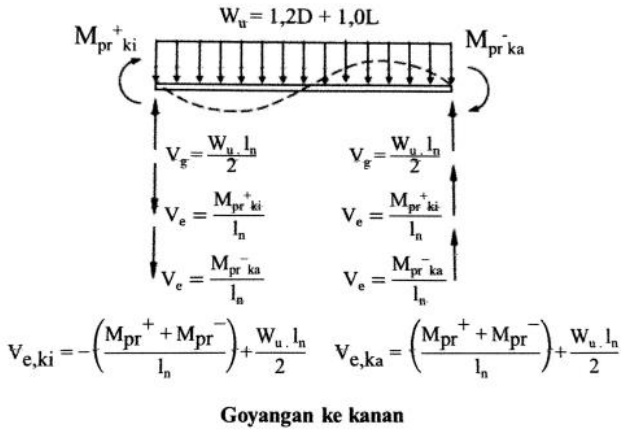
Syarat ketentuan kekuatan geser balok SRPMK diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5 sebagai berikut:

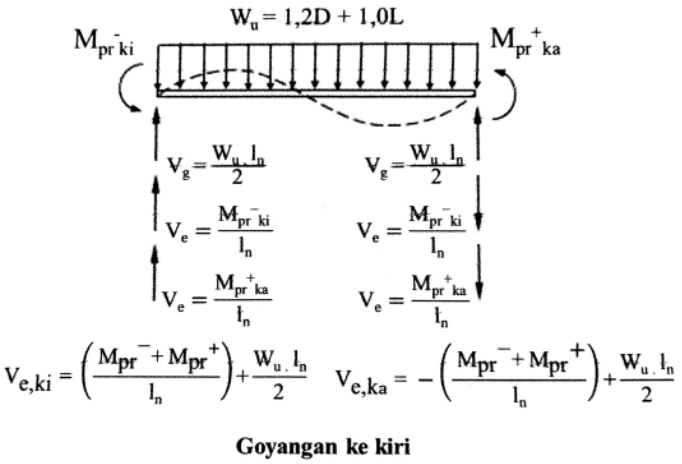
1. Gaya geser desain (V_e) dihitung dari tinjauan gaya-gaya pada bagian balok di antara kedua muka *joint*. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} (*probable moment capacity*) diasumsikan bekerja pada muka-muka *joint* dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributary terfaktor di sepanjang bentangnya. Momen ujung M_{pr} dihitung berdasarkan nilai kuat tarik baja tulangan yang telah diperbesar $1{,}25f_y$.



Gambar 2.14 Perencanaan Geser untuk balok SRPMK
(Sumber: SNI 2847:2019)

Ilustrasi gaya geser desain pada balok akibat beban gempa ke arah kanan dan kiri dapat dilihat pada Gambar 2.15.





Gambar 2.15 Gaya Geser Desain Balok SRPMK Akibat Beban Gempa Arah Kanan dan Kiri

Dengan:

M_{pr} = Kuat momen lentur di ujung balok yang ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan = $1{,}25f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1$

V_e = Gaya geser desain

l_n = Panjang bentang bersih balok

W_u = Pengaruh beban gravitasi = 1,2D + 1,0L

2. Tulangan transversal sepanjang daerah 2h harus didesain untuk menahan kuat geser perlu dengan menganggap kontribusi penampang beton dalam menahan geser (V_c) = 0 selama:
   a. Gaya geser akibat gempa (V_e) setidaknya setengah dari kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.
   b. Gaya aksial tekan terfaktor P_u harus kurang dari $A_g f_c'/20$.

2.3.2 Kolom

Kolom merupakan elemen struktur bangunan yang memikul beban-beban dari balok dan pelat untuk diteruskan ke tanah dasar melalui fondasi. Kolom merupakan elemen struktur yang paling kritis, dimana keruntuhan atau kegagalan kolom secara bertahap akan mengakibatkan keruntuhan total pada bangunan (Antonius, 2021).

2.3.2.1 *Preliminary Design* Kolom

Pada tahap *preliminary design*, dimensi kolom dihitung dengan menggunakan metode pelimpahan beban. Kolom dibebani oleh elemen-elemen struktur seperti pelat dan balok dengan beban yang dipikulnya. Persamaan dalam penentuan dimensi kolom atau luas penampang dari dimensi kolom menggunakan persamaan sebagai berikut.

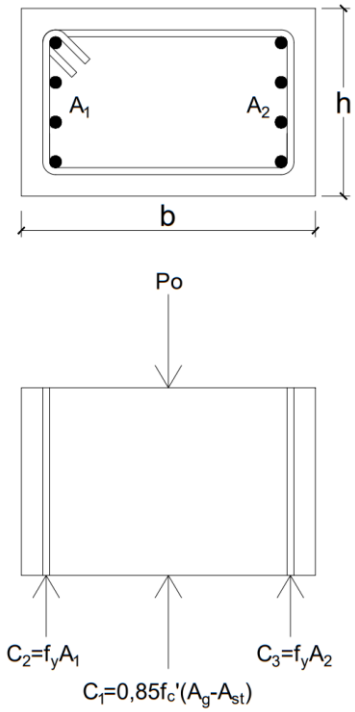
$$A_g = \frac{P_u}{0{,}3f_c'} \tag{2.78}$$

Dengan:

A_g = Luas penampang kolom (mm^2)

P_u = Beban aksial total yang bekerja pada kolom (N)

2.3.2.2 Kolom dengan Beban Aksial Tekan



Gambar 2.16 Kolom dengan Beban Aksial Tekan

Apabila suatu kolom beton bertulang diberikan pembebanan aksial seperti pada Gambar 2.16 kekuatan tekan aksial kolom (P_o) menurut SNI 2847:2019 Pasal 22.4.2.2 merupakan penjumlahan dari kekuatan beton dan kekuatan tulangan baja yang dirumuskan sebagai berikut:

$$P_o = 0{,}85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (2.79)$$

SNI 2847:2019 Pasal 22.4.2.1 mensyaratkan kekuatan tekan aksial nominal (P_n) tidak boleh melebihi $P_{n(max)}$. Ada reduksi nilai $P_{n(max)}$ yang berbeda untuk kedua jenis sengkang yang digunakan yaitu:

1. Kuat tekan aksial nominal maksimum kolom dengan sengkang persegi:

$$P_{n(max)} = 0{,}80P_o = 0{,}80(0{,}85\ f'_c\ (A_g - A_{st}) + A_{st}\ f_y) \quad (2.80)$$

2. Kuat tekan aksial nominal maksimum kolom dengan sengkang spiral:

$$P_{n(max)} = 0{,}85P_o = 0{,}85(0{,}85f'_c\ (A_g - A_{st}) + A_{st}\ f_y) \quad (2.81)$$

Dengan:

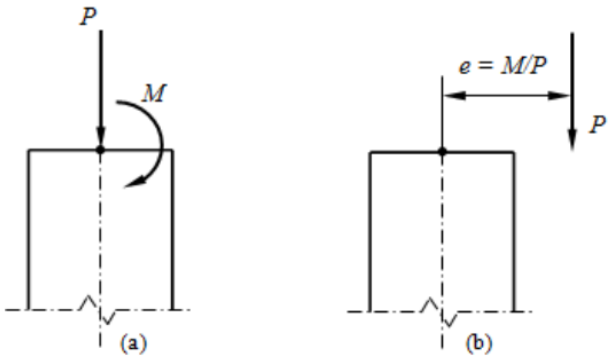
A_{st} = Luas total tulangan baja (mm^2)

A_g = Luas total penampang kolom (mm^2)

Nilai kekuatan nominal diatas harus dikalikan lagi dengan faktor reduksi (Φ) untuk elemen struktur tekan yaitu 0,65 untuk kolom dengan sengkang persegi dan 0,75 untuk kolom dengan sengkang spiral.

2.3.2.3 Kolom dengan Kombinasi Beban Aksial Tekan dan Momen Lentur

Penampang kolom dan pembebanan pada kolom akibat beban aksial tekan (P) dan momen lentur (M) ditunjukkan pada Gambar 2.17 (a) biasanya dapat diekivalenkan dengan beban P yang bekerja pada eksentrisitas e = M/P pada Gambar 2.17 (b).



Gambar 2.17 Kolom dengan Beban Aksial dan Momen Lentur

(Sumber: Setiawan, 2016)

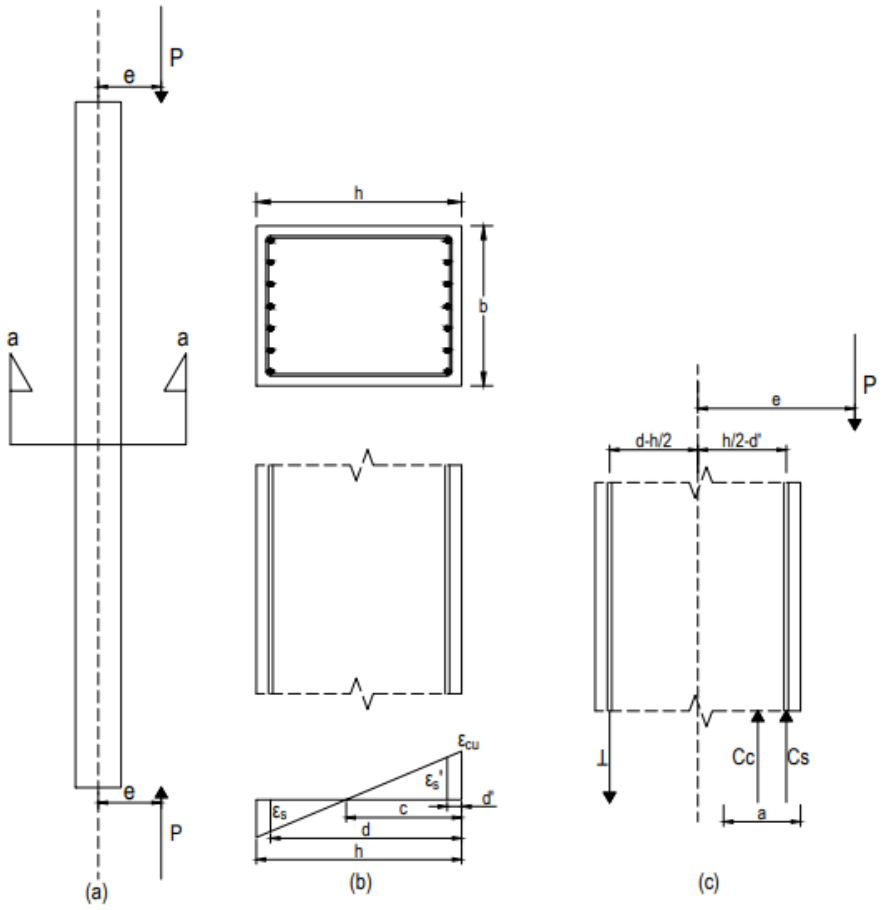
Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan dan blok tegangan tekan pada beton diasumsikan berbentuk persegi yang memiliki tinggi a= βc dapat diterapkan juga pada kolom. Gambar 2.18 dibawah memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segiempat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya.

Selanjutnya dari Gambar 2.18 dapat disusun persamaan kesetimbangan antara gaya eksternal dan gaya internal, yaitu:

$$P_n = 0{,}85\, f_c\, ab + A_s{'} f_y - A_s f_y \qquad (2.82)$$

Sedangkan kesetimbangan momen antara gaya eksternal dan internal terhadap titik tengah penampang memberikan hubungan:

$$M_n = P_n e = 0{,}85 f_c' ab\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_s\left(d - \frac{h}{2}\right) \qquad (2.83)$$



Gambar 2.18 a) Kolom dengan Beban Eksentris; b) Distribusi Regangan pada Potongan a-a; c) Gaya dan Tegangan pada Kuat Nominal

2.3.2.4 Tipe Keruntuhan pada Kolom

Kriteria keruntuhan kolom yang mengalami beban aksial dan lentur dapat dikelompokkan menjadi tiga jenis yaitu:

1. Keruntuhan tarik (*Tension failure*) yaitu $P_n < P_{nb}$ atau $e > e_b$
2. Keruntuhan seimbang (*Balanced failure*), yaitu $P_n = P_{nb}$
3. Keruntuhan tekan (*Compression failure*) yaitu $P_n > P_{nb}$ atau $e < e_b$

2.3.2.4.1 Keruntuhan Seimbang

Kondisi seimbang terjadi pada penampang kolom, ketika beban P_b bekerja pada penarnpang, yang akan menghasilkan regangan sebesar 0,003 pada serat tekan beton, dan pada saat yang bersamaan tulangan baja mengalami luluh, atau regangannya mencapai $\varepsilon_y = f_y/E_s$. Analisis penampang kolom pada keruntuhan seimbang dilakukan sebagai berikut:

1. Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (c) adalah:

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \tag{2.84}$$

Tinggi blok tegangan ekivalen adalah:

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 d \tag{2.85}$$

2. Dari kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh:

$\Sigma H = 0$ $\quad P_b - C_c - C_s + T = 0$

Dengan:

$$C_c = 0{,}85 f'_c a_b b \tag{2.86}$$

$$T = A_s f_y \tag{2.87}$$

$$C_s = A_s'(f'_s - 0{,}85 f'_c) \tag{2.88}$$

Nilai $f'_s = f_y$ jika tulangan tekan sudah luluh:

$$f'_s = 600\left(\frac{c_b - d'}{c_b}\right) \leq f_y \tag{2.89}$$

Persamaan kesetimbangan dalam arah horizontal menjadi:

$$P_b = 0{,}85f'_c a_b b + A'_s(f'_s - 0{,}85f'_c) - A_s f_y \quad (2.90)$$

3. Momen lentur nominal pada kondisi seimbang (M_{nb}) dan eksentrisitasnya (e_b) dapat ditentukan dengan persamaan berikut

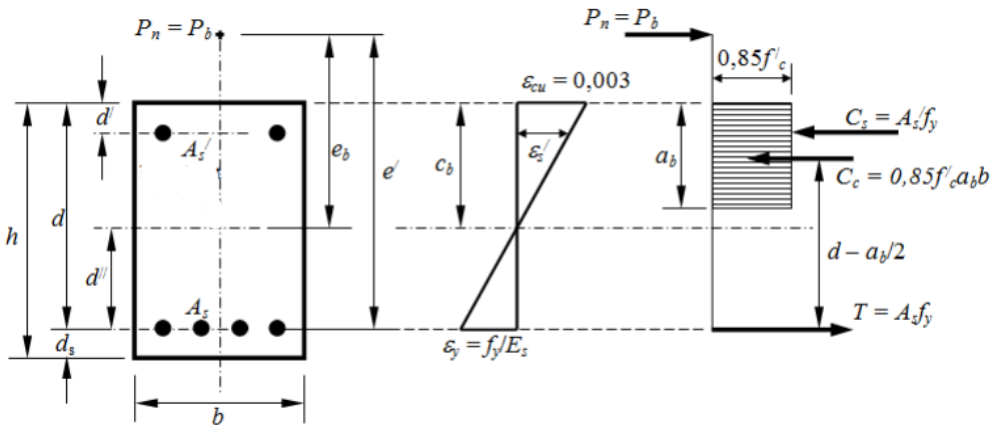
$$M_b = P_b e_b = C_c\left(d - \frac{a}{2} - d''\right) + C_s(d - d' - d'') + Td'' \quad (2.91)$$

Atau

$$M_b = P_b e_b = 0{,}85f'_c a_b b\left(d - \frac{a}{2} - d''\right) + \left(A_s f_y d''\right) + A'_s\left(f_y - 0{,}85f'_c\right)(d - d' - d'') \quad (2.92)$$

Nilai eksentrisitas pada kondisi seimbang diperoleh dari:

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} \quad (2.93)$$



Gambar 2.19 Kondisi Keruntuhan Seimbang Penampang Kolom Persegi
(Sumber: Setiawan, 2016)

2.3.2.4.2 Keruntuhan Tarik

Apabila penampang kolom diberi beban tekan eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Kolom akan mengalami keruntuhan akibat luluhnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui ε_y (= f_y/E_s). Dalam kasus ini kuat tekan nominal penampang P_n akan lebih kecil dari P_b, atau eksentrisitas, $e = M_n/P_n$, lebih besar dari eksentrisitas pada kondisi seimbang e_b.

1. Jika terjadi keruntuhan tarik, maka tulangan tarik leleh dan tegangan yang terjadi $f_s = f_y$. Asumsikan bahwa tegangan pada tulangan tekan adalah $f'_s = f_y$.
2. Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan

   $P_n = C_c + C_s - T_s$ (2.94)

   Dengan $C_c = 0{,}85f'_c ab,\ C_s = A'_s(f'_s - 0{,}85f'_c)$ dan $T = A_s f_y$

3. Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s

   $$P_n e' = C_c\left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s(d - d') \quad (2.95)$$

   Dengan:

   $e' = e + d''$

   $$e' = e + d - \frac{h}{2}$$

   $A_s = A_s'$

4. Samakan P_n dari langkah 2 dan 3:

   $$C_c + C_s - T = \frac{1}{e}\left(C_c(d - \frac{a}{2}\right) + C_s(d - d') \quad (2.96)$$

   Persamaan ini akan menghasilkan persamaan kuadrat untuk a. Substitusikan C_c, C_s, dan T untuk mendapatkan nilai a

5. Persamaan pada langkah 4 disederhanakan menjadi:

   $$Aa^2 + Ba + C = 0 \quad (2.97)$$

   Dengan:

   $A = 0{,}425f_c'b$

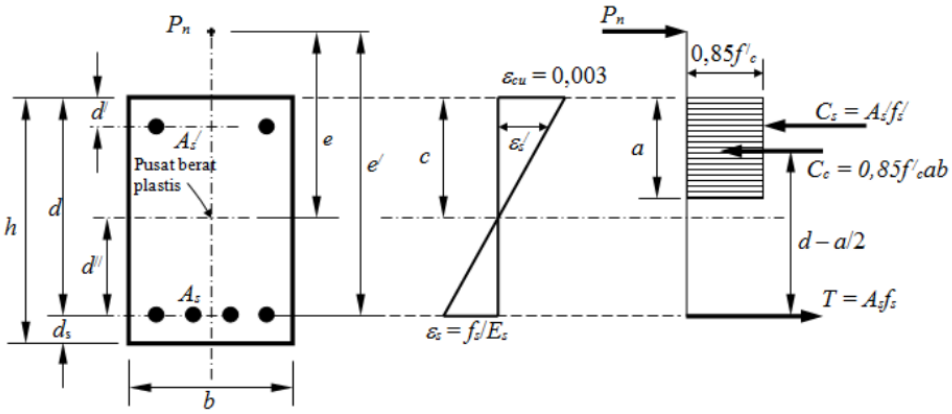
   $B = 0{,}85f'_c b(e' - d) = 2A)e' - d)$

   $C = A'_s\left(f_y - 0{,}85f'_c\right)(e' - d + d') - A_s f_y e'$

   Selesaikan a dengan menggunakan persamaan:

   $$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

6. Substitusi nilai a ke persamaan pada langkah 2 untuk mendapatkan P_n.
7. Periksa apakah tulangan tekan sudah leleh $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$, jika tidak maka $f_s' = E_s\varepsilon_s'$ dan ulangi kembali langkah 2 sampai 5.



Gambar 2.20 Kolom Penampang Persegi dengan Beban Eksentris
(Sumber: Setiawan, 2016)

2.3.2.4.3 Keruntuhan Tekan

Keruntuhan tekan pada kolom terjadi apabila P_n lebih besar daripada P_b atau apabila e lebih kecil daripada e_b, regangan pada beton akan mencapai regangan maksimum 0,003, sedangkan regangan pada tulangan baja akan kurang dari ε_y. Sebagian besar penampang beton akan berada dalam keadaan tekan. Sumbu netral akan bergerak mendekati tulangan tarik, menambah luas daerah tekan beton, sehingga jarak sumbu netral dari serat tekan beton akan melebihi jaraknya pada kondisi seimbang ($c > c_b$). Analisis keruntuhan tekan pada kolom dapat dilakukan dengan prosedur sebagai berikut:

1. Hitung jarak sumbu netral pada kondisi seimbang:

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \tag{2.98}$$

2. P_n dievaluasi dengan mengambil momen terhadap A_s

$$P_n e' = C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s(d - d') \tag{2.99}$$

Dengan:

$e' = e + d''$

$e' = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$ Jika $A_s = A_s'$

$C_c = 0{,}85f'_c ab, \qquad C_s = A'_s(f'_s - 0{,}85f'_c) \text{dan } T = A_s f_y$

3. Asumsikan $c > c_b$. Hitung $a = \beta 1c$.Asumsikan $f'_s = f_y$

4. Hitung nilai f_s:

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 600\left(\frac{d - c}{c}\right) \leq f_y \qquad (2.100)$$

5. Periksa tulangan tekan, jika $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$ tulangan tekan sudah luluh, jika belum maka hitung nilai f_s' dengan rumus:

$$f_s' = 600\left(\frac{c - d'}{c}\right) \leq f_y \qquad (2.101)$$

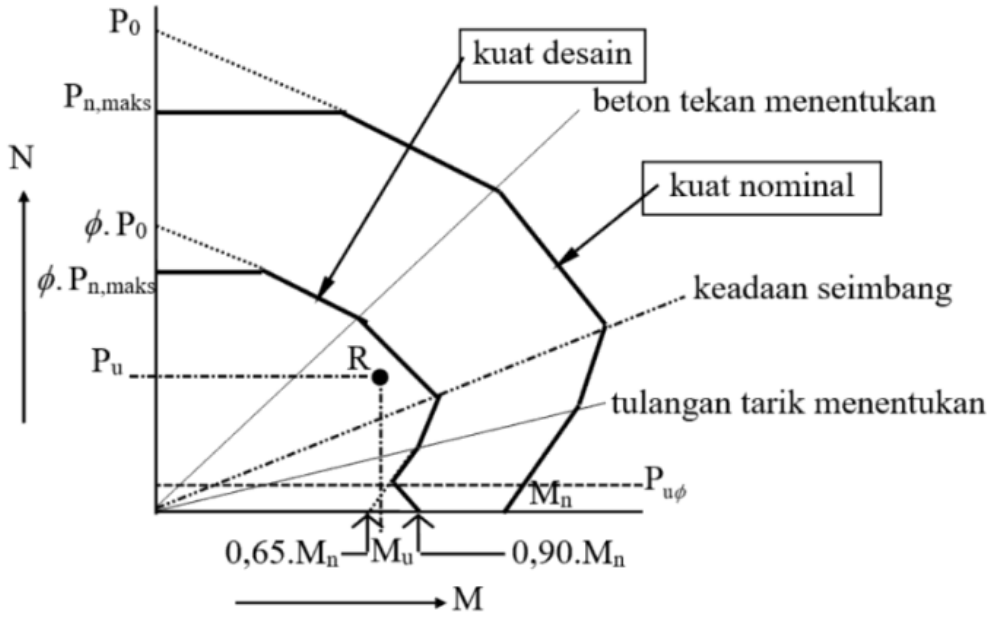
6. Regangan tulangan tarik ε_t pada saat terjadi keruntuhan tekan biasanya nilainya kurang dari 0,002, sehingga faktor reduksi dapat diambil 0,65 atau 0,75 untuk penampang kolom dengan sengkang spiral.

7. Selain cara di atas, untuk menentukan kuat nominal tekan untuk penampang kolom yang mengalami keruntuhan tekan adalah dengan menggunakan persamaan Whitney sebagai berikut:

$$P_n = \frac{bhf'_c}{\frac{3he}{d^2} + 1{,}18} + \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0{,}5} \qquad (2.102)$$

2.3.2.5 Diagram Interaksi

Beban yang bekerja pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh kolom tergantung dari ukuran dimensi kolom dan jumlah tulangan yang terpasang. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur kolom digambarkan dalam suatu diagram yang disebut diagram interaksi kolom P-M. Untuk suatu penampang kolom, dapat digambarkan diagram interaksi yang meliputi diagram interaksi kolom untuk kuat rencana dan diagram interaksi kolom untuk kuat nominal seperti pada Gambar 2.21 dibawah.



Gambar 2.21 Diagram Interaksi Kolom

(Sumber: Isroni, 2017)

2.3.2.6 Kuat Geser Kolom

Perhitungan desain dan ketahanan kolom beton bertulang dalam memikul gaya geser yang terjadi mengacu pada SNI 2847:2019 sebagai berikut:

1. Kuat geser nominal penampang (V_n) menurut Pasal 22.5.1.1 dinyatakan sebagai berikut:

   $$V_n = V_c + V_s \quad (2.103)$$

   Keterangan:

   V_n = Gaya geser nominal (kN)

   V_c = Gaya geser yang ditahan oleh beton (kN)

   V_s = Gaya geser yang ditahan oleh sengkang (kN)

2. Gaya geser yang ditahan beton (V_c) dengan gaya aksial tekan menurut Pasal 22.5.6.1 dinyatakan sebagai berikut:

   $$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \quad (2.104)$$

3. Pasal 22.5.10.1 menyatakan jika pada penampang diperoleh nilai $V_u > \phi V_c$, maka tulangan geser harus dipasang dan harus memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.105)$$

Vs untuk tulangan geser menurut Pasal 22.5.10.5.3 dihitung dengan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.106)$$

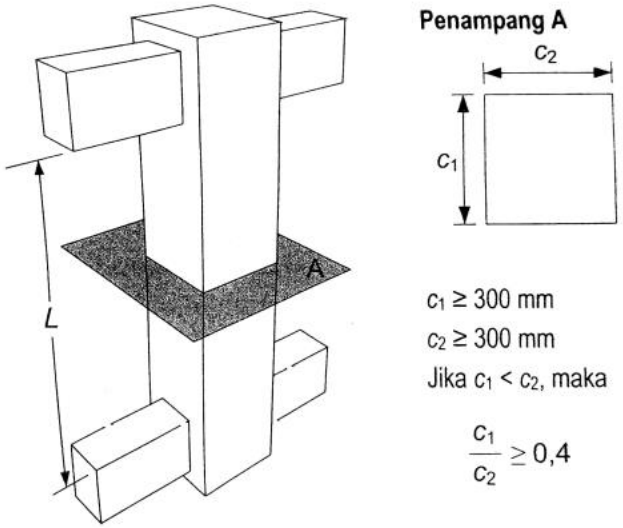
2.3.2.7 Syarat Perencanaan Kolom SRPMK

Persyaratan perencanaan kolom SRPMK mengacu pada ketentuan-ketentuan yang terdapat pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.

2.3.2.7.1 Syarat Batasan Dimensi

Batasan dimensi kolom SRPMK mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 sebagai berikut:

1. Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm.
2. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

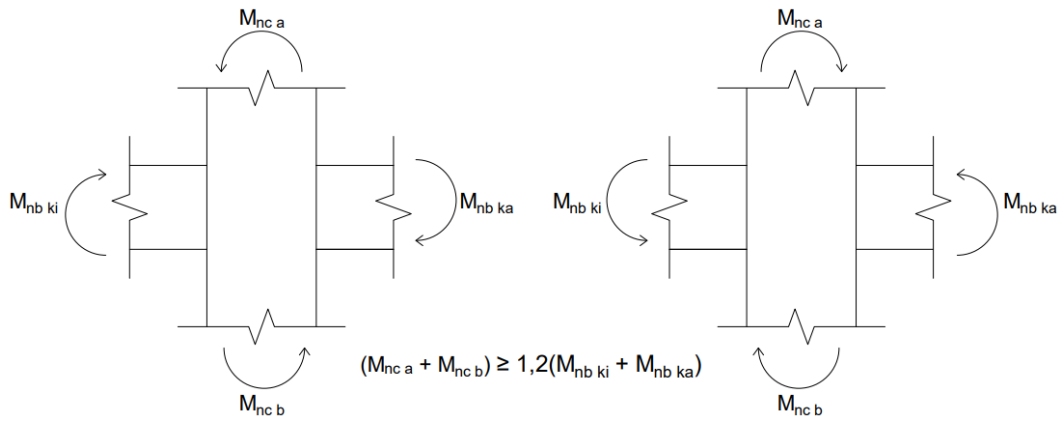


Gambar 2.22 Persyaratan Geometri Kolom SRPMK

(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

2.3.2.7.2 Kekuatan Lentur Minimum Kolom

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2, kuat lentur kolom SRPMK harus memenuhi ketentuan kolom kuat balok lemah *Strong Column Weak Beam* (SCWB) seperti pada Gambar 2.23. Dengan menggunakan konsep ini diharapkan bahwa kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok.



Gambar 2.23 Konsep SCWB

$$\sum \mathrm{M_{nc}} \geq (1{,}2) \sum \mathrm{M_{nb}} \qquad (2.107)$$

Dengan:

$\sum M_{nc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka pada suatu HBK

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam suatu HBK

2.3.2.7.3 Syarat Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4 tulangan longitudinal kolom SRPMK harus memenuhi beberapa persyaratan berikut:

1. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1 luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0{,}01A_g$ dan tidak lebih dari $0{,}06A_g$.
2. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.
3. Sambungan mekanis harus memenuhi Pasal 18.2.7 dan sambungan las Pasal 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah

tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang harus memenuhi Pasal 18.7.5.2 dan Pasal 18.7.5.3.

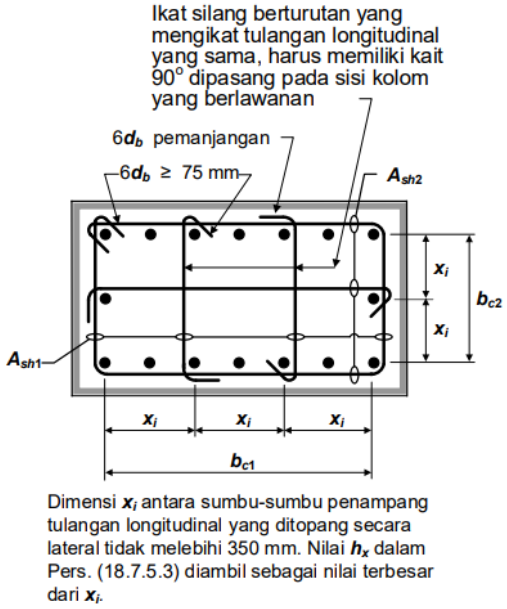
2.3.2.7.4 Syarat Tulangan Transversal

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1 tulangan transversal harus dipasang sepanjang I_o seperti pada Gambar 2.26. Panjang I_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari:

1. Tinggi kolom pada muka join
2. 1/6 tinggi bersih kolom
3. 450 mm

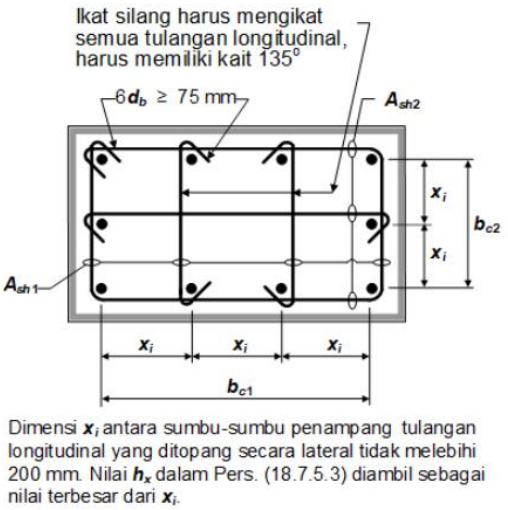
Selanjutnya berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2 tulangan transversal harus sesuai dengan ketentuan tersebut sebagai berikut:

1. Tulangan transversal pada kolom dapat berupa tulangan spiral atau tulangan sengkang tertutup dengan atau tanpa ikat silang.
2. Setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
3. Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujungnya.
4. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antar tulangan longitudinal yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350 mm.
5. Ketika $P_u > 0{,}3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa maka setiap tulangan longitudinal harus diberi kait dan nilai h_x tidak boleh lebih dari 200 mm.



Gambar 2.24 Contoh Penulangan Transversal pada Kolom

(Sumber: SNI 2847:2019)



Gambar 2.25 Contoh Penulangan Transversal pada Kolom dengan $P_u > 0{,}3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa

(Sumber: SNI 2847:2019)

Spasi tulangan transversal sepanjang I_o diatur oleh SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 sebagai berikut:

1. 1/4 dimensi terkecil penampang kolom
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

3. s_o yang dihitung dengan persamaan (2.108) dengan nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \quad (2.108)$$

Jumlah tulangan transversal baik spiral ataupun sengkang tertutup yang dipasang pada daerah sepanjang I_o harus memenuhi ketententuan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4 yang tertera pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12 Tulangan Transversal Kolom SRPMK

Tulangan Transversal	**Kondisi**	**Persamaan yang berlaku**	
A_{sh}/s_{bc} untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0{,}3A_g f_c'$ 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)
	$P_u > 0{,}3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c)	$0{,}2kf^k n\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0{,}3A_g f_c'$ 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)
	$P_u > 0{,}3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f)	$0{,}35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

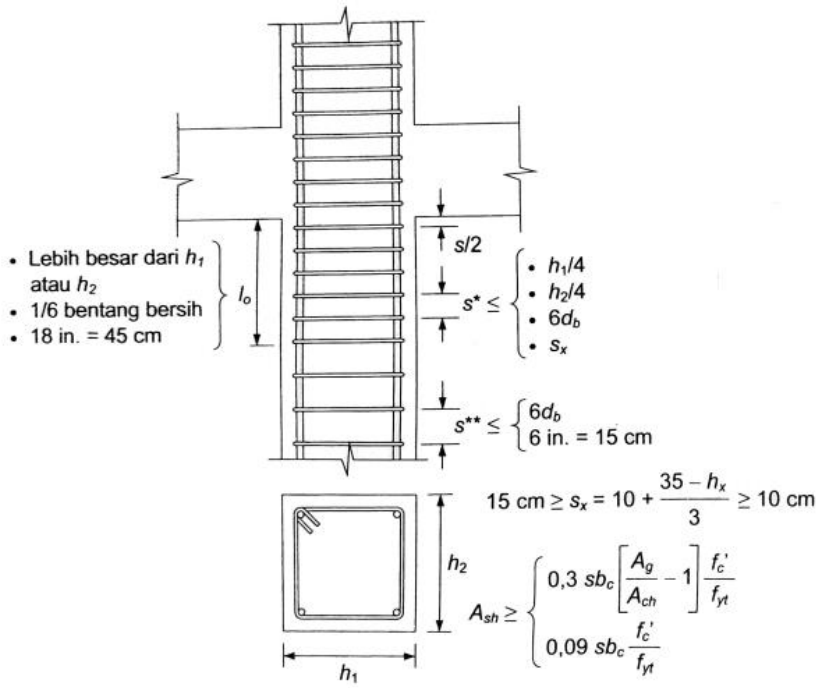
(Sumber: SNI 2847:2019)

Faktor kekuatan beton (k_f) dan faktor keefektifan pengekangan (k_n) dihitung berdasarkan persamaan dibawah:

$$k_f = \frac{f_c'}{175} + 0{,}6 \geq 1{,}0 \quad (2.109)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.110)$$

Dimana n_l adalah jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengekang atau kait seismik. Kemudian menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5, spasi diluar panjang l_o tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm.



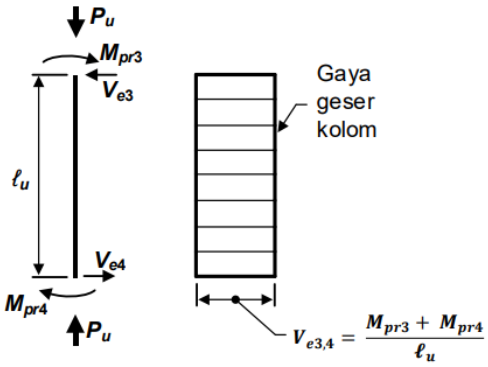
Gambar 2.26 Persyaratan Tulangan Transversal untuk Sengkang Persegi
(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

2.3.2.7.5 Syarat Kekuatan Geser Kolom

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1 menyatakan bahwa gaya geser desain (V_e) harus ditentukan berdasarkan gaya lentur maksimum yang dapat terjadi pada muka *joint* pada setiap ujung komponen struktur. Gaya *joint* tersebut ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum (M_{pr}) di setiap ujung kolom. Nilai M_{pr} tersebut tidak perlu lebih besar dari M_{pr} balok yang merangka pada *joint* yang sama. Gaya geser desain (V_e) yang digunakan untuk desain tidak boleh lebih kecil daripada nilai hasil analisis struktur.

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.2.1, tulangan transversal sepanjang I_o untuk menahan gaya geser V_e, harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ jika:

1. Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan M_{pr} setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang l_o.
2. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c'/20$.

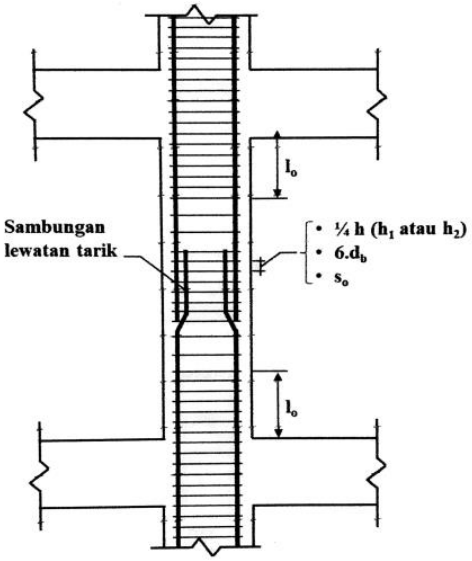


Gambar 2.27 Gaya Geser Desain Kolom SRPMK

(Sumber: SNI 2847:2019)

2.3.2.7.6 Syarat Sambungan Lewatan Kolom

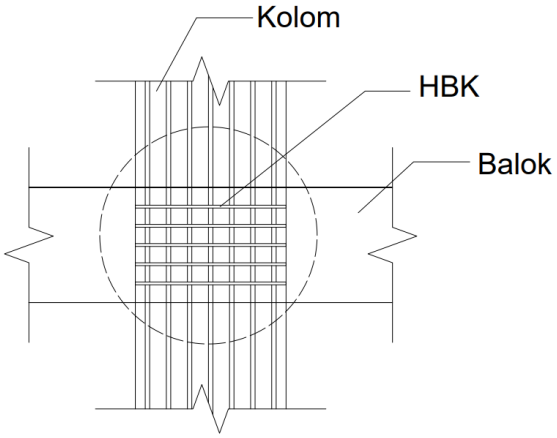
Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.3 sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang ketentuannya sama dengan tulangan transversal yang terpasang pada daerah I_o sepanjang tinggi kolom.



Gambar 2.28 Sambungan Lewatan pada Kolom SRPMK

2.3.3 Hubungan Balok Kolom (HBK)

Daerah pertemuan antara kolom dan balok atau disebut juga hubungan balok kolom (HBK) dan di SNI 2847:2019 disebut *joint*. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.3.2 tulangan transversal seperti sengkang tertutup yang dipasang sepanjang I_o pada kolom harus dipasang juga di daerah HBK, kecuali bila HBK tersebut dikekang oleh balok yang merangka padanya. Bila ada balok-balok dengan lebar setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan diizinkan direduksi setengahnya dari yang dipasang di daerah I_o kolom dan spasi tulangan transversal pada kondisi tersebut diizinkan diperbesar menjadi 150 mm.



Gambar 2.29 Hubungan Balok Kolom (HBK)

2.3.4 Pelat

Pelat beton bertulang adalah elemen struktur yang memiliki ketebalan relatif kecil dibandingkan dengan bentang panjang maupun lebarnya dan beban yang bekerja adalah tegak lurus pada bidang tersebut (Setiawan, 2016).

2.3.4.1 *Preliminary Design* Pelat

2.3.4.1.1 Pelat Satu Arah

Pelat satu arah (*one way slab*) adalah pelat yang lebih dominan menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang satu arah saja. Contoh pelat satu arah yaitu pelat yang ditumpu oleh 2 tumpuan sejajar dan pelat yang ditumpu oleh 4 sisi tetapi memiliki memiliki rasio antara bentang panjang (l_y) terhadap bentang pendeknya (l_x) ≥ 2 maka beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek dan

pelat akan menjadi sistem pelat satu arah (Setiawan, 2016). Perhitungan desain pelat satu arah mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 7. Ketebalan minimum pada pelat satu arah mengacu pada Tabel 7.3.1.1 SNI 2847:2019 yang ditunjukkan pada Tabel 2.13 dibawah.

Tabel 2.13 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah Non prategang

Kondisi Tumpuan	**$H_{minimum}$**
Tumpuan sederhana	ℓ/20
Satu ujung menerus	ℓ/24
Kedua ujung menerus	ℓ/28
Kantilever	ℓ/10

(Sumber: SNI 2847:2019)

2.3.4.1.2 Pelat Dua Arah

Pelat dua arah (*two way slab*) merupakan pelat yang ditumpu di keempat sisinya dan memiliki rasio bentang panjang (l_y) terhadap bentang pendeknya (l_x) < 2 (Setiawan, 2016). Pelat dua arah menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang dua arah sehingga tulangan pokok dipasang pada dua arah yang saling tegak lurus. Pada sistem pelat dua arah di daerah tumpuan hanya bekerja momen lentur satu arah saja, sehingga untuk daerah tumpuan tetap dipasang tulangan pokok dan tulangan bagi. Bentang I_y selalu lebih besar dari bentang I_x, tetapi momen M_y selalu ≤ M_x sehingga tulangan arah I_x (momen yang besar) di pasang di dekat tepi luar (Isroni, 2017).

Perhitungan desain pelat dua arah mengacu pada SNI 2847:2020 Pasal 8. Tebal minimum pelat dua arah non prategang dengan balok di semua sisinya bergantung pada rasio kekakuan penampang balok terhadap kekakuan pelat (α_f). Syarat tebal minimumnya (h) harus memenuhi beberapa ketentuan sebagai berikut:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \tag{2.111}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f4} + \alpha_{f4}}{2} \quad (2.112)$$

1. Untuk $\alpha_{fm} \leq 0{,}2$

   h minimum untuk $\alpha_{fm} \leq 0{,}2$ berlaku Pasal 8.3.1.1 SNI 2847:2019 yaitu:

   a. Pelat dengan *drop panel*= 100 mm

   b. Pelat tanpa penebalan *drop panel* = 125 mm

2. Untuk $0{,}2 < \alpha_{fm} \leq 0{,}2$ dipilih nilai yang terbesar dari ketebalan pelat sebagai berikut.

   h =125 mm atau

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0{,}2)} \quad (2.113)$$

3. Untuk $\alpha_{fm} > 0{,}2$

   h minimum untuk $\alpha_{fm} > 0{,}2$ dipilih dari nilai yang terbesar dari ketebalan pelat sebagai berikut.

   h = 90 mm atau

$$h = \frac{l_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (2.114)$$

Keterangan:

α_f = Rasio kekakuan balok terhadap pelat pada bentang panjang tinjauan

α_{fm} = Nilai rata-rata α_f untuk semua balok

E_{cb} = Modulus elastisitas balok beton (MPa)

E_{cs} = Modulus elastisitas pelat beton (Mpa)

I_b = Momen inersia balok (mm^4)

I_s = Momen inersia pelat (mm^4)

β = Rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah dengan $\beta = L_{ny}/L_{nx}$

l_n = Bentang bersih dalam arah panjang (dari muka balok ke muka balok berikutnya) (mm)

2.3.4.2 Perencanaan Tulangan Pelat

Analisis perhitungan kebutuhan tulangan pelat satu arah dan dua arah harus dihitung terhadap kebutuhan tulangan lentur/pokok dan tulangan bagi atau disebut juga tulangan susut dan suhu. Tulangan pokok dipasang searah bentang dan dipasang dekat dengan tepi luar beton sedangkan tulangan bagi dipasang di bagian dalamnya tegak lurus tulangan pokok. Perhitungan tulangan pada pelat mirip seperti perhitungan pada konsep balok. Analisis momen terfaktor (M_u) dan geser terfaktor (V_u) diperoleh dari hasil analisis struktur *software*.

2.3.4.2.1 Tulangan Lentur

Luas minimum tulangan lentur ($A_{s,min}$) harus disediakan sesuai ketentuan SNI 2847:2019 untuk pelat satu arah dan pelat dua arah yang tercantum dalam Tabel 2.14.

Tabel 2.14 $A_{s,min}$ untuk Pelat Satu Arah dan Dua Arah

Tipe Tulangan	f_y **(MPa)**	$\mathbf{A_{s,min}}$	
Batang Ulir	< 420	$0{,}0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0{,}0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0{,}0014\ A_g$

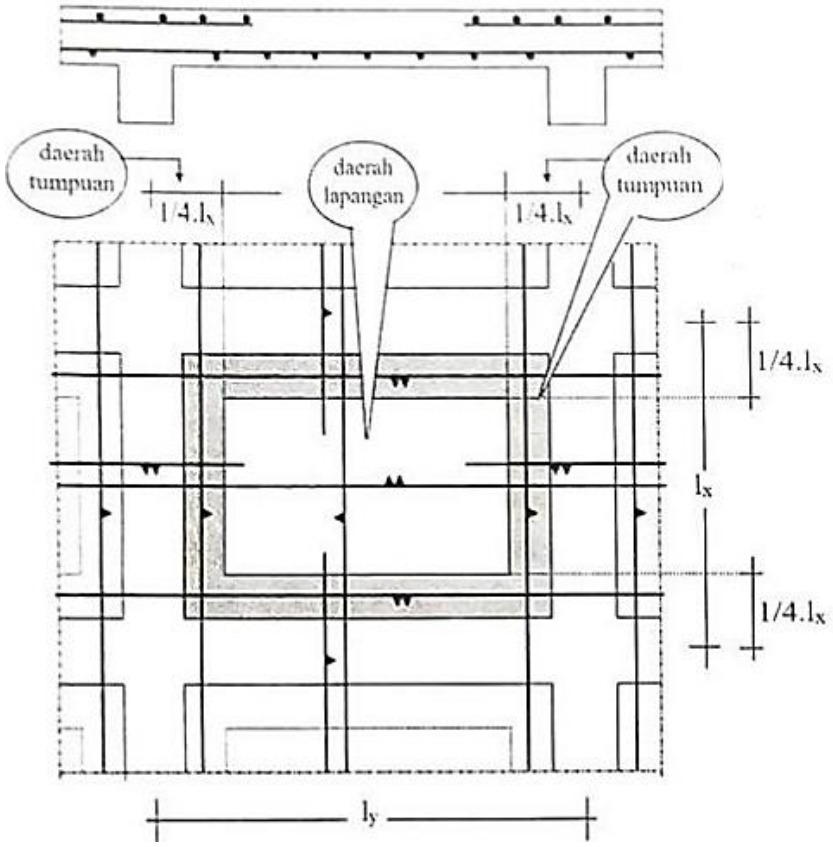
(Sumber: SNI 2847:2019)

Spasi maksimum (s) untuk tulangan menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 harus kurang dari 3h dan 450 mm untuk pelat satu arah dan menurut SNI SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2 harus kurang dari 2h dan 450 mm untuk pelat dua arah.

2.3.4.2.2 Tulangan Bagi

Ketentuan untuk tulangan bagi dan tulangan lentur sama hal yang membedakannya yaitu pada tulangan bagi penyajiannya dalam bentuk rasio tulangan yang terdapat pada Tabel 24.4.3.2 SNI 2847:2019 sedangkan pada

tulangan lentur dalam bentuk luasan minimum yang dapat dilihat pada Tabel 2.14. Spasi tulangan bagi menurut SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.3 diatur tidak boleh melebihi nilai terkecil antara 5h dan 450 mm.



Gambar 2.30 Contoh Penulangan Pelat Dua Arah
(Sumber: Isroni, 2017)

2.3.5 Dinding Geser (*Shear Wall*)

Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser pada bangunan sebagian beban gempa akan diserap oleh dinding geser tersebut (Imran & Hendrik, 2019). Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu:

1. *Flexural wall* (dinding langsing) yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \geq 2$.

2. *Squat wall* (dinding pendek) yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$.
3. *Coupled shear wall* (dinding berangkai) dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding.

2.3.5.1 *Preliminary Design* Dinding Geser

Ketebalan minimum dinding geser mengacu pada Tabel 11.3.1.1 SNI 2847:2019 dengan mengambil nilai yang paling besar dari persamaan berikut.

$$h_{min} = 100 \text{ mm} \quad (2.115)$$

$$h_{min} = \frac{h_w}{25} \quad (2.116)$$

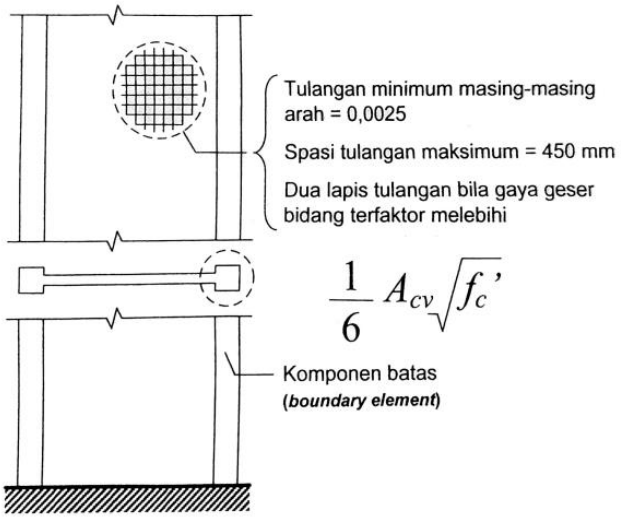
$$h_{min} = \frac{l_w}{25} \quad (2.117)$$

Dengan:

h_w = Tinggi lantai secara keseluruhan (m)

l_w = Panjang dinding geser (m)

2.3.5.2 Persyaratan Tulangan Dinding geser



Gambar 2.31 Persyaratan Penulangan Dinding Geser

(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

Tulangan geser harus disediakan dalam dua arah tegak lurus pada dinding. Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1 rasio tulangan minimum untuk arah vertikal dan horizontal ditentukan sebagai berikut:

1. Untuk gaya geser, $V_u > 0{,}083A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'}$, maka rasio tulangan badan (*web*) ρ_ℓ dan ρ_t tidak boleh kurang dari 0,0025.
2. Untuk gaya geser, $V_u < 0{,}083A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'}$, maka dapat digunakan rasio tulangan diambil lebih kecil dari 0,0025. Nilai rasio minimum tulangan vertikal terhadap luas bruto penampang beton (ρ_l) dan rasio tulangan minimum tulangan horizontal terhadap luas bruto penampang beton (ρ_t) diatur dalam Tabel 11.6.1 SNI 2847:2019 yang ditunjukkan pada Tabel 2.15 dibawah.
3. Spasi tulangan tidak boleh melebih 450 mm.

Tabel 2.15 Tulangan Minimum Dinding Geser

Tipe Dinding	**Tipe Dari Tulangan Nonprategang**	**Ukuran Tulangan**	**f_y (MPa)**	**Longitudinal Minimum, ρ_ℓ**	**Transversal Minimum, ρ_t**
Cor di tempat	Batas ulir	≤ D16	≥ 420	0,0012	0,0020
			> 420	0,0015	0,0025
		< D16	Semua	0,0015	0,0025
	Tulangan kawat las	≤ ∅13 atau D13	Semua	0,0012	0,0020
Pracetak	Batang ulir atau tulangan kawat las	Semua	Semua	0,0010	0,0010

(Sumber: SNI 2847:2019)

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.2 dua lapis tulangan minimal dipasang pada suatu dinding jika nilai $V_u > 0{,}17A_{cv}\lambda\sqrt{f_c'}$ atau $h_w/l_w \geq 2{,}0$, dengan h_w dan l_w merupakan tinggi dinding dan panjang dari dinding secara

keseluruhan. SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.3 menyatakan jika h_w/l_w tidak melebihi 2,0 rasio tulangan ρ_l tidak boleh kurang dari rasio tulangan ρ_t.

2.3.5.3 Kuat Geser Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 kuat geser nominal dinding geser, dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right) \quad (2.118)$$

Dengan:

A_{cv} = Luas penampang total dinding structural (m^2)

α_c = 0,25 untuk $h_w/l_w \leq 1,5$

α_c = 0,17 untuk $h_w/l_w \geq 2,0$

α_c = Antara 0,25 dan 0,17 untuk h_w/l_w antara 1,5 dan 2,0

2.3.5.4 Elemen Batas (*Boundary Element*)

Elemen batas merupakan bagian dari dinding geser yang terletak di ujung suatu dinding geser yang diperkuat secara khusus. Ciri khas dari elemen batas adalah memiliki ketebalan yang lebih tebal dari dinding geser, namun pada kondisi tertentu ketebalannya bisa sama. Pada tepi-tepi dinding geser yang tegangan dan regangannya signifikan, penampang betonnya harus diberi kekangan agar dapat dihasilkan perilaku dinding yang daktail. Daerah-daerah yang harus dikekang tersebut merepresentasikan daerah komponen batas (Imran & Hendrik, 2019). Menurut Pasal 18.10.6.1, dinding geser harus diperkuat dengan elemen batas apabila:

$$c \geq \frac{l_w}{600\left(\frac{1,5\delta_u}{h_w}\right)} \quad (2.119)$$

Dengan:

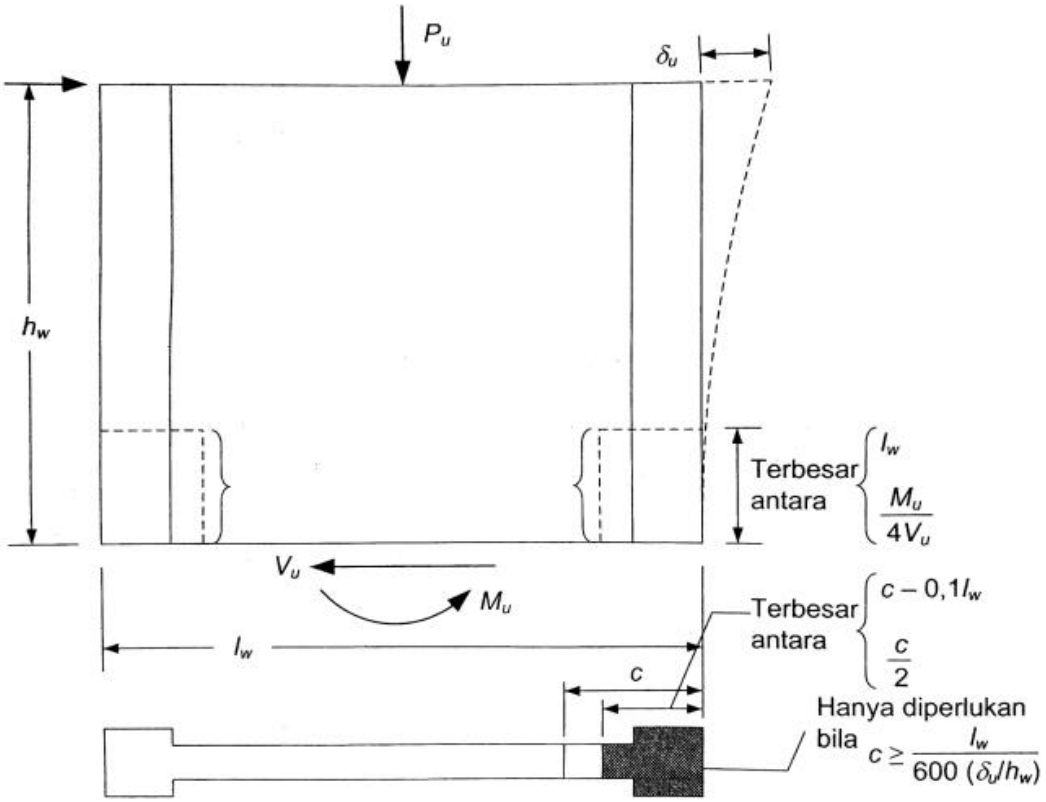
c = Tinggi sumbu netral penampang *shear wall*

δ_u = Perpindahan pada puncak *shear wall*

δ_u/h_w = Ditetapkan tidak kurang dari 0,005

Apabila tidak memenuhi ketentuan pada persamaan (2.119) maka *shearwall* harus diperiksa berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.3,

2.3.5.4.1 *Preliminary Design* Elemen Batas



Gambar 2.32 Dimensi Elemen Batas *Shearwall*

(Sumber: Imran & Hendrik, 2019)

1. Panjang Elemen Batas (I_{be})

   Dimensi elemen batas dapat dilihat pada Gambar 2.32. Apabila elemen batas khusus diperlukan, maka beberapa persyaratan menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 harus dipenuhi dimana dimensi panjang (I_{be}) minimal nilai terbesar dari persamaan berikut:

   $$I_{be} = c - 0{,}1I_w \quad (2.120)$$

   $$I_{be} = \frac{c}{2} \quad (2.121)$$

Kemudian berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 (d) pada daerah penampang bersayap, elemen batas harus menerus setidaknya 300 mm ke dalam badan dinding (*web*).

2. Tinggi Elemen Batas (h_{be})

   Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2, tulangan transversal pada elemen batas harus diperpanjang pada arah vertikal dengan jarak minimal nilai terbesar dari L_w dan $M_u/4V_u$.

2.3.5.4.2 Persyaratan Tulangan Elemen Batas

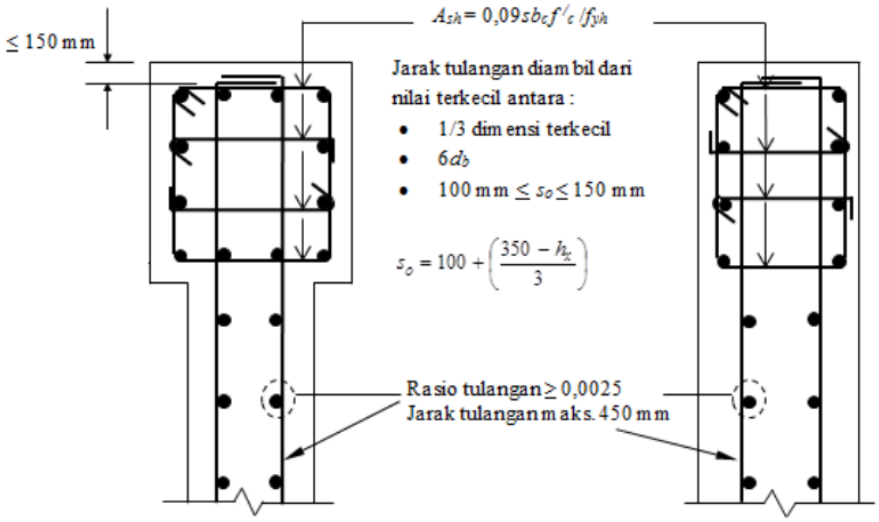
Jumlah tulangan transversal mengacu pada 18.10,6.4 (f) SNI 2847:2019 yang ditunjukkan pada Tabel 2.16 dibawah.

Tabel 2.16 Tulangan Transversal untuk Elemen Batas Khusus

Tulangan Transversal	**Persamaan yang berlaku**	
A_{sh}/sb_c untuk sengkang pengekang persegi	Nilai terbesar dari	$0{,}3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$
		$0{,}09\frac{f_c'}{f_{yt}}$
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	Nilai terbesar dari	$0{,}45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$
		$0{,}12\frac{f_c'}{f_{yt}}$

(Sumber: SNI 2847:2019)

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4 h), tulangan transversal pada badan dinding harus diperpanjang masuk sedalam 150 mm pada tepi dinding. Penulangan untuk elemen batas khusus dapat dilihat pada Gambar 2.33. Jarak tulangan transversal pada elemen batas pada dasarnya tidak berbeda dengan ketentuan jarak tulangan pada kolom.



Gambar 2.33 Penulangan untuk Elemen Batas Khusus

(Sumber: Setiawan 2016)

2.3.6 Tangga

Tangga merupakan salah satu sarana penghubung dua tempat yang berbeda ketinggiannya. Pada bangunan gedung bertingkat, tangga digunakan sebagai sarana penghubung antara tingkat yang satu dengan lantai tingkat yang lain, khususnya bagi para pejalan kaki (Isroni, 2017).

2.3.6.1 Ukuran Anak Tangga

Agar tangga dapat digunakan, dilalui dengan mudah, nyaman, dan tidak melelahkan, maka ukuran anak tangga perlu diperhitungkan dengan beberapa pertimbangan. Menurut Kholiq (2015), Kemiringan tangga yang wajar dan biasa digunakan adalah berkisar antara 25^o - 42^o. untuk bangunan rumah tinggal biasa digunakan kemiringan 38^o karena semakin curam suatu tangga, semakin sulit untuk dipergunakan, karena tangga yang diperlukan lebih banyak (sehingga mudah lelah).

Berdasarkan pertimbangan di atas, maka ukuran anak tangga dapat ditentukan dengan kontrol sebagai berikut:

1. Kontrol berdasarkan ukuran langkah

$$2s + a = (60 - 65)\ \text{cm} \qquad (2.122)$$

2. Kontrol berdasarkan keamanan

$$s + a = \pm 46 \text{ cm} \quad (2.123)$$

3. Kontrol berdasarkan kenyamanan

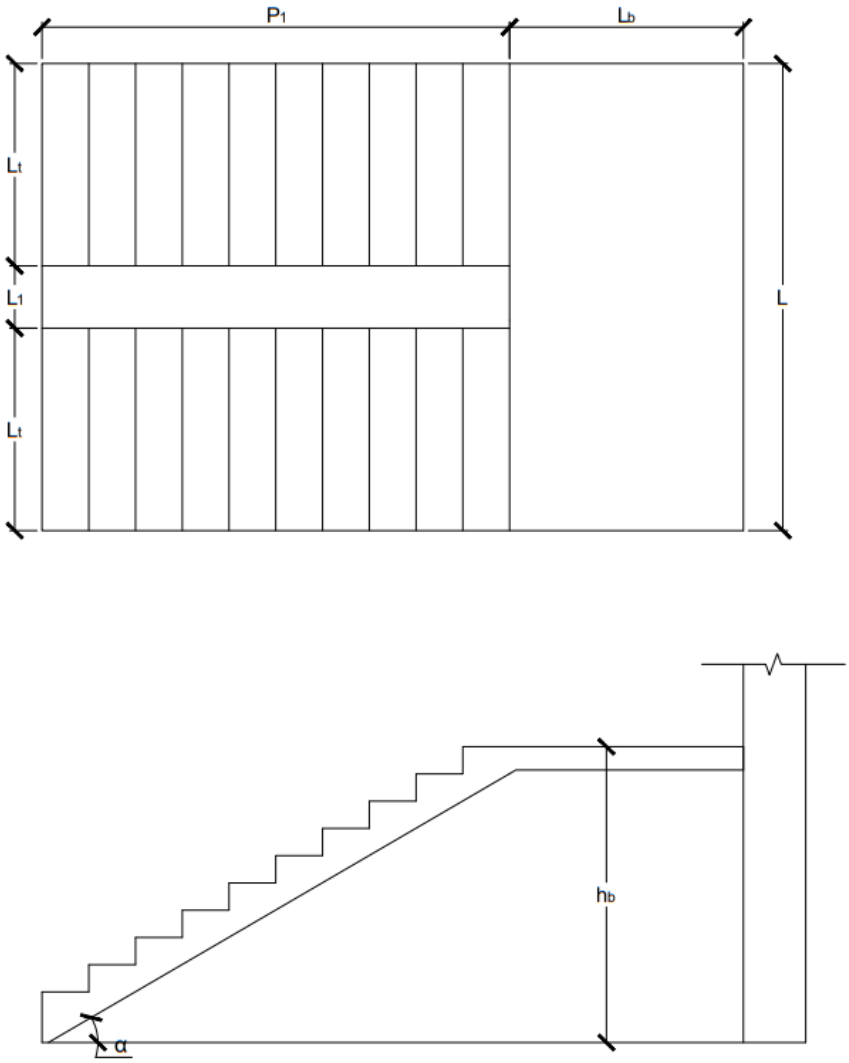
$$a - s = \pm 12 \text{ cm} \quad (2.124)$$

Dengan:

a = Tinggi bidang tanjakan (*optrede*) atau tinggi anak tangga (cm)

s = Lebar bidang injakan (*antrede*) atau lebar anak tangga (cm)

Tinggi *optrade* berkisar antara 14 – 20 cm agar masih terasa mudah didaki, dan besarnya lebar antrade berkisar antara 22,5 – 30 cm agar tapak sepatu dapat berpijak dengan baik (Kholiq, 2015).



Gambar 2.34 Dimensi Tangga U

2.3.6.2 Jumlah Anak tangga

Dalam perencanaan, sebaiknya anak tangga dibuat seragam ukurannya, baik tinggi maupun lebarnya. Apabila tidak dimungkinkan, anak tangga yang berbeda ukurannya diletakkan pada bagian paling bawah (antisipasi keamanan) (Kholiq, 2015). Jumlah anak tangga dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$n_s = \frac{h}{s} \tag{2.125}$$

$$n_a = s - 1 \tag{2.126}$$

Dengan:

n_s = Jumlah *optrade* (s)

n_a = Jumlah *antrede* (a)

h = Tinggi bordes (m)

2.3.6.3 Tebal Pelat Tangga dan Pelat Bordes

Tebal pelat tangga maupun pelat bordes minimum dapat dihitung dengan mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1.1, sebagaimana terlihat pada Tabel 2.13. Dimensi lainnya dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_1 = n_t . a \tag{2.127}$$

$$L_b = P - P_1 \tag{2.128}$$

$$P_m = \sqrt{P_1^2 + h_b^2} \tag{2.129}$$

$$l = P_m + L_b \tag{2.130}$$

Dengan:

P = Panjang area rencana untuk tangga (cm)

P_1 = Panjang tangga arah horizontal (cm)

L_b = Lebar bordes (cm)

h_b = Tinggi bordes (cm)

P_m = Panjang pelat miring (cm)

l = Panjang pelat (cm)

n_t = Jumlah anak tangga yang digunakan

2.3.6.4 Pembebanan Tangga

Pembebanan pada tangga terdiri dari beban mati dan beban hidup. Beban mati pada tangga terdiri atas beban mati akibat berat sendiri tangga, dan untuk beban mati tambahan tangga mengacu pada SNI 1727:2020.

2.3.6.5 Penulangan Tangga

Penulangan pada tangga dihitung seperti pada pelat satu arah. Tulangan tumpuan dan lapangan didesain sama, baik jarak dan diameter tulangan, sehingga diambil momen maksimum pada pelat tangga dan bordes.

2.3.7 Elevator (*Lift*)

Lift merupakan alat yang digunakan untuk mengangkat dan menurunkan muatan, baik orang maupu barang antar lantai-lantai gedung bertingkat.

2.3.7.1 Pembebanan *Lift*

Beban lift dihitung sebagai beban mati terpusat dan diletakkan pada balok lift. Terdapat dua hal yang harus dipenuhi yaitu:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

   Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift, berat kereta luncur, perlengkapan (R1), dan akibat bandul pemberat + perlengkapan (R2).
2. Koefisien kejut oleh keran

   Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur perilakunya terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana, harus diambil beban keran dikali dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan menurut persamaan berikut.

   $$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1.15 \qquad (2.131)$$

   Beban yang bekerja pada balok lift menjadi:

$$P = \sum R\Psi \quad (2.132)$$

Dimana:

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur kran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya diambil sebesar 1,3.

2.4 Elemen Struktur Bawah

Struktur bangunan dibagi menjadi 2 bagian utama, yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur bawah adalah seluruh bagian dari struktur gedung atau bangunan yang terletak dibawah permukaan tanah.

2.4.1 Fondasi

Fondasi merupakan bagian dari struktur bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi untuk memikul bangunan diatasnya. Seluruh beban dari struktur atas termasuk berat sendiri fondasi harus diteruskan oleh fondasi ke tanah dasar dengan sebaik-baiknya. Berdasarkan hal tersebut, fondasi merupakan bagian yang paling penting dari struktur bangunan, karena jika terjadi kegagalan atau kerusakan pada fondasi akan berakibat kerusakan pada bangunan diatasnya bahkan robohnya struktur bangunan secara keseluruhan (Asroni, 2010).

Suatu perencanaan fondasi dikatakan tepat apabila beban yang diteruskan oleh fondasi ke tanah tidak melebihi daya dukung tanah yang menopangnya. Kekuatan tanah dalam perancangan suatu fondasi harus diperhitungkan guna mengetahui besar daya dukung tanah. Apabila beban melebihi daya dukung tanah, maka dapat terjadi penurunan atau keruntuhan dari tanah tersebut yang akan

menyebabkan kerusakan konstruksi yang berdiri di atas fondasi (Kurniawan et al., 2020).

2.4.1.1 Jenis-jenis Fondasi

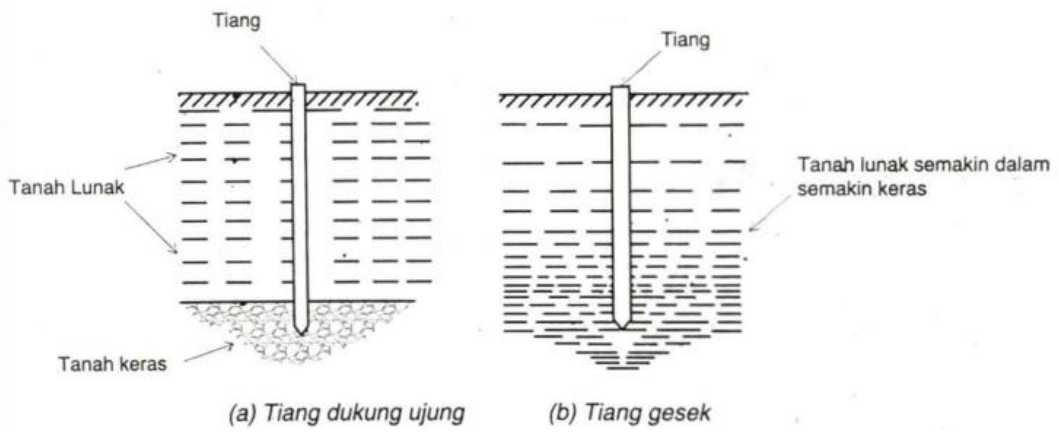
Jenis fondasi pada dasarnya tergantung pada letak kedalaman dari tanah keras. Pada umumnya jenis fondasi dikelompokkan menjadi dua, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Fondasi dangkal merupakan jenis fondasi yang memiliki dasar fondasi pada kedalaman maksimal 2 m dari muka tanah asli dan mendukung bebannya secara langsung, seperti fondasi telapak, fondasi memanjang, dan fondasi rakit. Fondasi dalam merupakan jenis fondasi yang memiliki kedalaman tanah keras lebih dari 2 m dan meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang relatif jauh dipermukaan, seperti fondasi sumuran dan fondasi tiang (Setiawan, 2016).

2.4.1.2 Penyelidikan Tanah

Salah satu parameter penting dalam proses perencanaan fondasi adalah daya dukung tanah, serta lokasi kedalaman tanah keras. Dengan diketahuinya besar daya dukung tanah maka dapat dihitung besar kapasitas fondasi yang akan dipilih. Letak kedalaman tanah keras memegang peranan penting akan pemilihan jenis fondasi, apakah akan menggunakan fondasi dangkal (*shallow foundation*) atau menggunakan fondasi dalam (*deep foundation*). Salah satu jenis penyelidikan tanah di lapangan yang paling sering digunakan adalah *standard penetration test* (SPT). Hasil dari uji SPT adalah berupa nilai N_{SPT} yang dapat memberikan indikasi mengenai konsistensi atau kepadatan tanah di lokasi yang di uji dan dapat dihubungkan dengan korelasi empiris untuk memperoleh parameter tanah (Setiawan, 2016).

2.4.1.3 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dibagi menjadi 2 macam yaitu tiang dukung ujung (*end bearing pile*) dan tiang gesek (*friction pile*).



Gambar 2.35 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban

(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Kapasitas dukung tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang. Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara sisi tiang dan tanah disekitarnya (Hardiyatmo, 2011).

2.4.1.4 Daya Dukung Tiang

Daya dukung ultimit tiang (Q_u) adalah jumlah dari tahanan ujung bawah ultimit (Q_p) dan tahanan gesek ultimit (Q_s) antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang (W_p), dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \qquad (2.133)$$

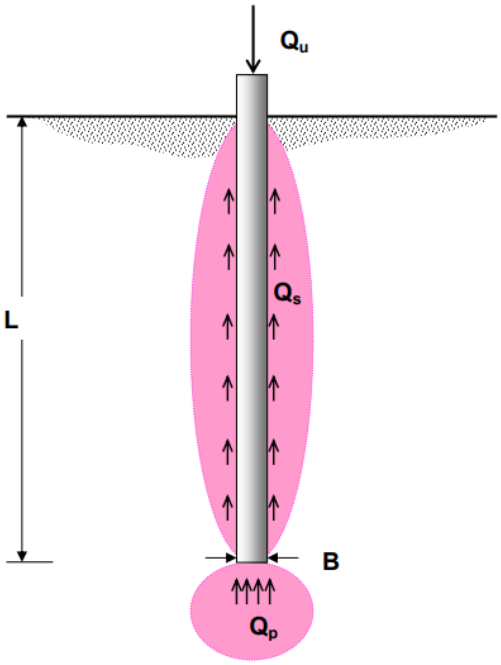
Dengan:

Q_u = Daya dukung ultimit tiang tunggal (kN)

Q_p = Tahanan ujung ultimit (kN)

Q_s = Tahanan gesek ultimit (kN)

W_p = Berat sendiri tiang (kN)



Gambar 2.36 Tahanan Ujung dan Tahanan Gesek Tiang

2.4.1.5 Daya Dukung pada Tanah Kohesif

Kapasitas ultimit tiang yang dipancang pada tanah kohesif adalah jumlah tahanan gesek sisi tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung dari bahan dan bentuk tiang. Perhitungan tahanan gesek tiang untuk jenis tanah kohesif menggunakan metode α. Tahanan gesek tiang dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$Q_s = A_s f_s \quad (2.134)$$

$$f_s = \alpha c_u \quad (2.135)$$

Dengan:

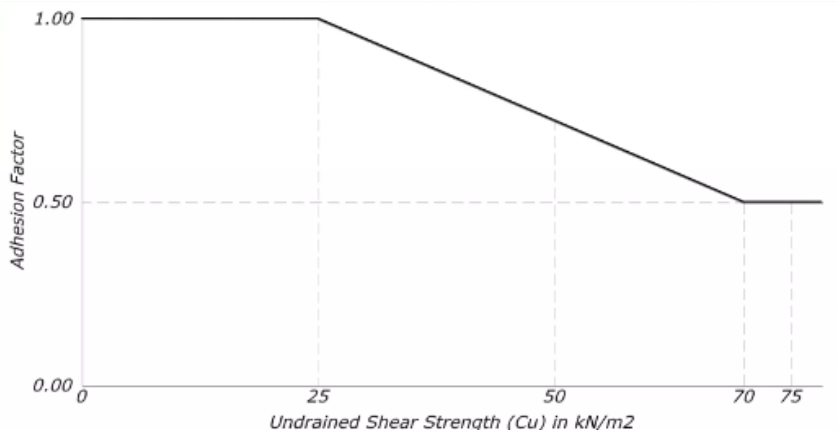
f_s = Tahanan gesek per satuan luas (kN/m^2)

α = Faktor adhesi

c_u = Kohesi tanah (kN/m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

Nilai adhesi (α) diambil sesuai pada Gambar 2.37.



Gambar 2.37 Nilai Adhesi Metode API Metode 2 (1986)

Variasi korelasi nilai N-SPT dengan nilai c_u tanah lempung menurut (Terzaghi dan Peck, 1967) dapat dilihat pada Tabel 2.17.

Tabel 2.17 Variasi Korelasi N-SPT dengan c_u Tanah Lempung

Konsistensi	**N**	**c_u (kN/m^2)**
Sangat lunak	0 – 2	< 12
Lunak	2 – 4	12 – 25
Sedang	4 – 8	25 – 50
Kaku	8 – 15	50 – 100
Sangat kaku	15 – 30	100 – 200
Keras	> 30	> 200

2.4.1.6 Daya Dukung pada Tanah Non Kohesif

Perhitungan kapasitas daya dukung fondasi tiang pancang pada tanah non kohesif dihitung berdasarkan data penyelidikan tanah menggunakan uji SPT. Untuk menghitung daya dukung fondasi tiang pancang berdasarkan data SPT digunakan metode Meyerhof (1976) dan Luciano Decourt (1987).

2.4.1.6.1 Metode Meyerhof

Pada metode tersebut nilai N dari hasil SPT digunakan untuk mencari tahanan ujung dan tahanan gesek tiang. Meyerhof (1976) mengusulkan persamaan untuk menghitung daya dukung ujung sebagai berikut:

$$Q_p = 40N_{60}\frac{L}{D} \leq 400N_{60} \quad (2.136)$$

Dengan:

Q_p = Daya dukung ujung tiang (kN)

N_{60} = Rata-rata nilai SPT dari 10D di atas sampai 4D di bawah ujung tiang

L = Panjang tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Sedangkan persamaan daya dukung selimut dinyatakan sebagai berikut:

$$Q_s = f_s A_s \quad (2.137)$$

Dalam menghitung tahanan gesek (f_s) Meyerhof (1976) menyarankan:

1. Tiang Perpindahan Besar

$$f_s = \frac{1}{50}\sigma_r \bar{N} \quad (2.138)$$

2. Tiang Perpindahan Kecil

$$f_s = \frac{1}{100}\sigma_r \bar{N} \quad (2.139)$$

Dengan:

Q_s = Daya dukung selimut (kN)

A_{stiang} = Luas selimut tiang (m^2)

f_s = Tahanan gesek tiang (kN/m^2)

σ_r = Tegangan referensi = 100 kN/m^2

$\bar{N}$ = Nilai N-SPT rata-rata di sepanjang kedalaman

2.4.1.6.2 Metode Luciano Decourt

Metode Luciano Decourt adalah salah satu metode untuk menentukan daya dukung fondasi tiang berdasarkan hasil data hasil SPT. Persamaan daya

dukung ultimit fondasi tiang pancang tunggal berdasarkan data SPT sebagai berikut:

$$Q_p = A_p N_p K \quad (2.140)$$

$$Q_s = A_s \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \quad (2.141)$$

Dengan:

A_p = Luas penampang ujung tiang (m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

N_p = Rata-rata nilai SPT dari 4D di atas sampai 4D di bawah ujung tiang

k = Koefisien yang tegantung dari jenis tanah Tabel 2.18

N_s = Nilai N-SPT rata-rata di sepanjang kedalaman

Tabel 2.18 Nilai k

Jenis Tanah	**k (t/m^2)**
Lempung	12
Lanau Lempung	20
Lanau Berpasir	25
Pasir	40

2.4.1.7 Kekuatan Bahan Tiang

Kekuatan bahan tiang dihitung untuk menyesuaikan besaran daya dukung tanah yang didapatkan (Ardiyansyah et al., 2023). Persamaan kekuatan bahan tiang yaitu:

$$P_{tiang} = \sigma_{bahan} A_{tiang} \quad (2.142)$$

Dengan:

P_{tiang} = Kekuatan yang diizinkan pada tiang pancang (kN)

σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan tiang (kN/m^2)

A_{tiang} = Luas penampang tiang (m^2)

Tegangan izin beton = $0{,}25 - 0{,}33\ f_c$

Tegangan izin baja = $0{,}35 - 0{,}5\ f_y$

f_y, f_c = Mutu bahan (kN/m^2)

2.4.1.8 Daya Dukung Izin

Daya dukung izin (Q_{all}) diperoleh dengan membagi nilai (Q_u) terhadap suatu angka faktor keamanan (SF). Besar nilai SF umumnya digunakan berkisar antara 2,5 sampai 4 (Das, 2011).

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \tag{2.143}$$

2.4.1.9 Daya Dukung Kelompok Tiang

Fondasi tiang pancang yang umumnya dipasang secara berkelompok, yang dimaksud berkelompok adalah sekumpulan tiang yang dipasang secara relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu di bagian atasnya dengan menggunakan *pile cap*. Untuk menghitung nilai kapasitas dukung kelompok tiang, ada beberapa hal yang harus diperhatikan terlebih dahulu, yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, jarak tiang, susunan tiang, dan efisiensi kelompok tiang.

2.4.1.9.1 Kebutuhan Jumlah Tiang

Jumlah tiang pada suatu perencanaan fondasi dihitung dengan persamaan berikut:

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \tag{2.144}$$

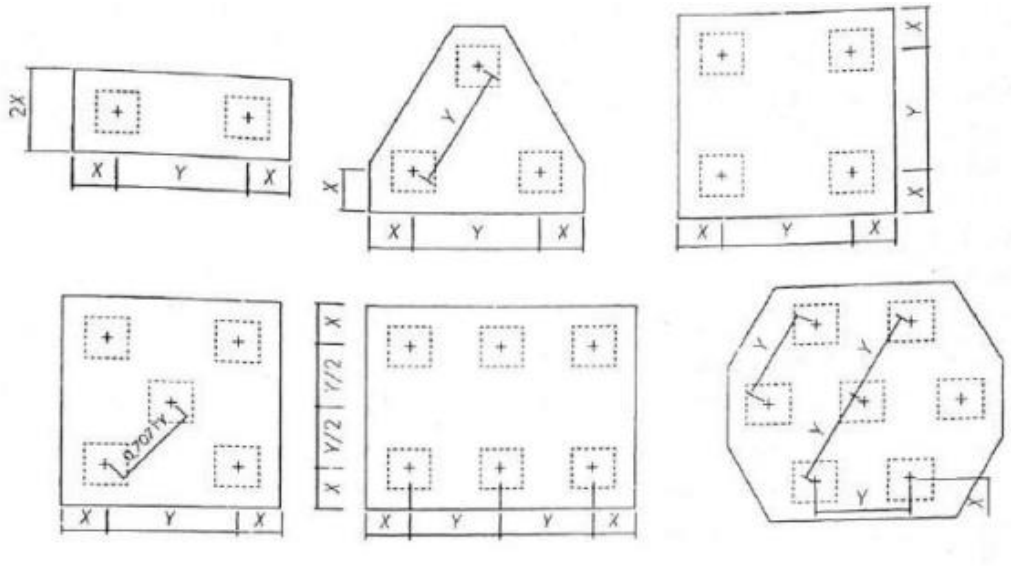
Dengan:

n = Jumlah tiang

P = Gaya aksial dari struktur atas (kN)

Q_{all} = Daya dukung izin tiang tunggal (kN)

2.4.1.9.2 Jarak Tiang



Gambar 2.38 Jarak dan Susunan Tiang

(Sumber: Setiawan, 2016)

Fondasi tiang pada umumnya hadir dalam suatu grup tiang yang diikat oleh satu buah *pile cap*. Satu *pile cap* dapat terdiri dari beberapa tiang yang bekerja sebagai satu kesatuan. Gambar 2.38 menunjukkan beberapa jenis fondasi tiang dalam satu grup tiang. Jarak antar tiang pusat ke pusat (Y) dibatasi sebesar 2,5 hingga 3 kali diameter tiang, sedangkan jarak as tiang pancang ke tepi pile cap (X) juga dibatasi sebesar 1 hingga 1,5 kali diameter tiang (Setiawan, 2016).

2.4.1.9.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Ketika suatu beban yang bekerja tidak mampu dipikul oleh satu tiang maka dibutuhkan lebih dari satu tiang sehingga digunakan kelompok tiang fondasi dalam satu *pile cap*. Daya dukung kelompok tiang sangat dipengaruhi oleh tiga komponen, yaitu jarak antar tiang (s), jumlah tiang (n), dan susunan tiang. Ketiga komponen tersebut sangat berpengaruh terhadap kemampuan kelompok tiang dalam memikul beban struktur atas yang biasa disebut dengan faktor efisiensi kelompok tiang (Kurniawan et al., 2020).

Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang disebut efisiensi tiang (E_g) (Hardiyatmo, 2011). Persamaan efisiensi tiang yang digunakan adalah persamaan Converse

Labarre Formula. Persamaan tersebut menggunakan komponen pendekatan berupa nilai jumlah baris tiang, jumlah tiang, diameter tiang, dan spasi konfigurasi kelompok tiang. Persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh Converse Labarre Formula sebagai berikut:

$$E_g = \left[1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}\right] \quad (2.145)$$

$$\theta = \arctan \frac{d}{s} \quad (2.146)$$

Dengan:

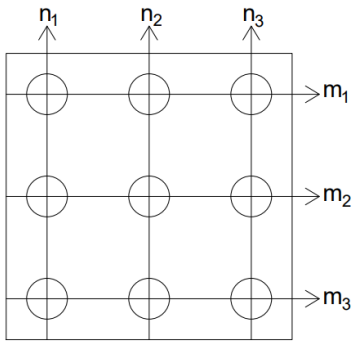
E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah tiang dalam satu baris

s = Jarak dari as ke as tiang (m)

d = Diameter tiang (m)



Gambar 2.39 Efisiensi Kelompok Tiang

Kapasitas dukung ultimit kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_g = E_g n Q_u \quad (2.147)$$

Dengan:

Q_u = Daya dukung ultimit tiang tunggal (kN)

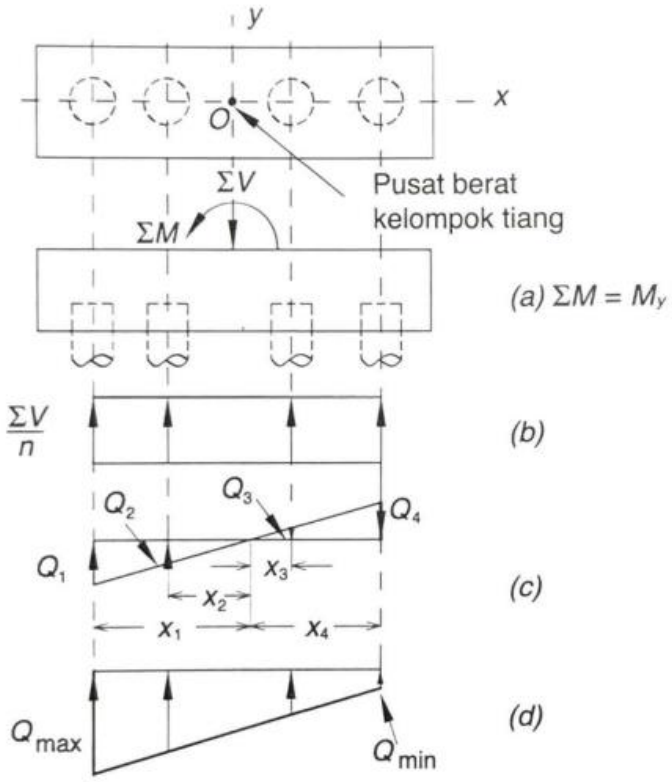
Q_g = Daya dukung ultimit kelompok taing (kN)

2.4.2 Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

Pile cap berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang-tiang dan mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan mendistribusikan beban dari kolom ke masing-masing tiang pancang. Dalam sebuah grup tiang, tiap-tiap tiang diletakkan pada posisi tertentu dan berjarak tertentu terhadap tiang-tiang lain didekatnya. Menurut Pasal 13.4.2.1 SNI 2847:2019, ketebalan *pile cap* harus ditetapkan sedemikian rupa sehingga tinggi efektif tulangan bawah tidak kurang dari 300 mm.

2.4.2.1 Pembebanan Pada *Pile Cap*

Analisis tahanan momen kelompok tiang diilustrasikan pada Gambar 2.40. Jika tidak ada momen, beban vertikal total akan lewat titik berat dari empat tiang dan beban pada masing-masing tiang akan sama Gambar 2.40 (b), tetapi jika beban yang bekerja hanya momen M saja, beban yang harus didukung oleh masing-masing tiang seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.40 (c).

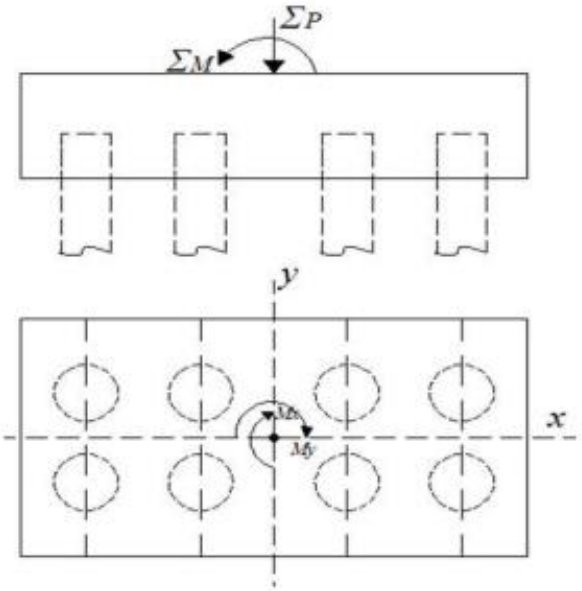


Gambar 2.40 Diagram Reaksi Tiang Terhadap Gaya Aksial dan Momen

(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

Reaksi total atau beban aksial pada masing-masing tiang adalah jumlah dari reaksi akibat beban-beban V dan M_y yaitu:

$$Q_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} \quad (2.148)$$



Gambar 2.41 Kelompok Tiang Dibebani Beban Vertikal dan Momen di Kedua Arah Sumbunya

(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

Persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang jika momen yang bekerja dua arah yaitu arah sumbu x dan y, maka persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang adalah sebagai berikut:

$$Q_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} + \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \quad (2.149)$$

Dengan:

Q_i = Reaksi tiang atau beban aksial pada tiang ke-i (kN)

$\sum v$ = Jumlah beban vertikal yang diterima tiang (kN).

$M_{y,} M_x$ = Momen pada arah y dan x (kNm)

n = Jumlah tiang dalam kelompok tiang

x_i = Jarak searah sumbu-x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer-i (m)

y_i = Jarak searah sumbu-y dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer-i (m)

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu x (m^2)

$\sum y^2$ = Jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu y (m^2)

2.4.2.2 Analisis Geser Pada *Pile Cap*

Diperlukan pengecekan terhadap geser satu arah dan dua arah untuk memastikan bahwa *pile cap* aman terhadap keruntuhan akibat geser.

2.4.2.2.1 Geser Satu Arah

Geser satu arah hanya terjadi pada satu sisi *pile cap* yang berajrak d dari muka kolom (Setiawan, 2016). Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis untuk geser satu arah:

$$V_u = q_u B \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d\right) \quad (2.150)$$

$$q_u = \frac{P_u}{A} \quad (2.151)$$

Dengan:

V_u = Gaya geser terfaktor (kN)

q_u = Tegangan akibat beban terfaktor (kN/m^2)

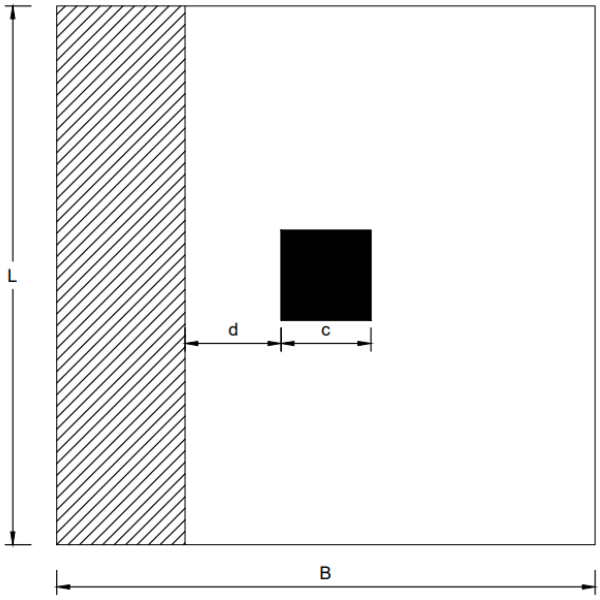
A = Luas penampang *pile cap* (m^2)

B = Lebar *pile cap* (m)

L = Panjang *pile cap* (m)

c = Panjang sisi kolom (m)

d = Tinggi efektif *pile cap* (m)



Gambar 2.42 Penampang Kritis Geser Satu Arah

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1 besar nilai kuat geser untuk perilaku geser satu arah dihitung dengan persamaan:

$$\phi V_c = 0{,}17\sqrt{f_c'}bd \tag{2.152}$$

Dengan:

V_c = Kuat geser nominal (kN)

b = Lebar *pile cap* (m)

d = Tinggi efektif *pile cap* (m)

f_c' = Kuat tekan beton (MPa)

ϕ = Faktor reduksi = 0,75

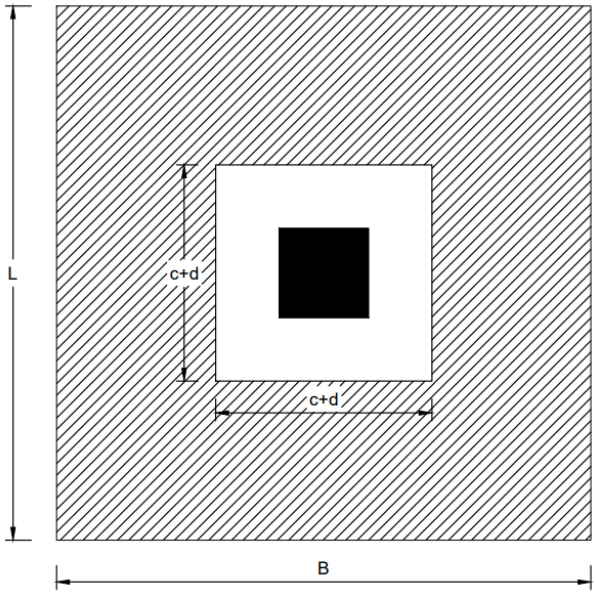
Geser satu arah tidak dipertimbangkan apabila jarak tiang fondasi terhadap as kolom lebih kecil dari tinggi efektif pelat.

2.4.2.2.2 Geser Dua Arah

Geser dua arah terjadi di lokasi penampang kritis yang diambil sejarak d/2 dari muka kolom. Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis untuk geser dua arah:

$$V_u = \frac{P_u}{A_{pelat}} A_{ef} \quad (2.153)$$

$$A_{ef} = A_{pelat} - A_{kritis} \quad (2.154)$$



Gambar 2.43 Penampang Kritis Geser Dua Arah

Berdasrkan SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 besar nilai kuat geser dua arah diambil dari nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$\phi V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad (2.155)$$

$$\phi V_c = 0{,}17\lambda\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad (2.156)$$

$$\phi V_c = 0{,}083\lambda\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad (2.157)$$

Dengan:

b_o = Keliling penampang kritis 4(c + d); c = panjang sisi kolom, d = tinggi efektif *pile cap*

β = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

α_s = 40 untuk kolom dalam, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk kolom sudut

2.4.2.3 Penulangan *Pile Cap*

1. Menghitung rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{f_y} \tag{2.158}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85f'_c}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0{,}85\phi f'_c bd^2}}\right) \tag{2.159}$$

Dengan ketentuan: $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks.}$

2. Menghitung luas tulangan (As) yang diperlukan

$$A_s = \rho bd \tag{2.160}$$

3. Menghitung spasi atau jarak tulangan pelat

$$s = \frac{\left(\frac{1}{4}\pi D^2\right) b}{A_s} \tag{2.161}$$

$$s \leq 3h \tag{2.162}$$

$$s \leq 450 \text{ mm} \tag{2.163}$$