

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan

Dalam perencanaan suatu struktur bangunan harus memenuhi peraturan-peraturan yang berlaku untuk mendapatkan suatu struktur bangunan yang aman secara konstruksi. Struktur bangunan yang direncanakan harus mampu menahan beban mati, beban hidup dan beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Menurut PBI 1983, pengertian dari beban-beban tersebut adalah seperti yang tercantum di bawah ini.

1. Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian (*finishing*), mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung.
2. Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan atap dan lantai tersebut.
3. Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja dalam gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu, maka yang diartikan dengan gempa disini ialah

gaya-gaya didalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa.

4. Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih tekanan udara.

2.1.1 Analisis Pembebanan

Beban yang akan ditinjau dan dihitung dalam perancangan gedung ini disesuaikan dalam Standar Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002), pasal 11, seperti yang tercantum di bawah ini.

1. Kuat Perlu

- a. Kuat perlu untuk menahan beban mati.

$$U = 1,4D \dots\dots\dots(2-1)$$

- b. Kuat perlu untuk menahan beban mati, beban hidup dan juga beban atap (A) atau beban hujan (R).

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2-2)$$

- c. Kuat perlu untuk menahan beban mati, beban hidup dan beban angin.

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,6W + 0,5(A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(2-3)$$

$$U = 0,9D \pm 1,6W \dots\dots\dots(2-4)$$

- d. Kuat perlu untuk menahan beban mati, beban hidup dan beban gempa.

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E \dots\dots\dots (2-5)$$

$$U = 0,9D \pm 1,0E \dots\dots\dots (2-6)$$

dengan: U = kuat perlu
 D = beban mati
 L = beban hidup
 R = beban hujan
 W = beban angin
 E = beban gempa

2.1.2 Kuat Rencana

Kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal, yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi dari SNI 03-2847-2002, pasal 11.3(2), faktor reduksi kekuatan (Φ) ditentukan seperti yang tercantum di bawah ini.

- | | |
|---|------|
| 1. Lentur, tanpa beban aksial..... | 0,80 |
| 2. Beban aksial, dan beban aksial lentur | |
| a. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur..... | 0,80 |
| b. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur : | |
| - Komponen struktur dengan tulangan spiral..... | 0,70 |
| - Komponen struktur lainnya..... | 0,65 |
| 3. Geser dan torsi..... | 0,75 |

Kecuali pada struktur yang bergantung pada sistem rangka pemikul momen khusus atau sistem dinding khusus untuk menahan pengaruh gempa :

- | | |
|---|------|
| a. Faktor reduksi untuk geser pada komponen struktur penahan gempa yang kuat geser nominalnya lebih kecil dari pada gaya geser yang timbul sehubungan dengan pengembangan kuat lentur nominalnya..... | 0,55 |
|---|------|

- b. Faktor reduksi untuk geser pada diafragma tidak boleh melebihi faktor reduksi minimum untuk geser yang digunakan pada komponen vertikal dari sistem pemikul beban lateral.
- c. Geser pada hubungan balok-kolom dan pada balok perangkai yang diberi tulangan diagonal..... 0,80
4. Tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengangkuran pasca tarik..... 0,65
5. Daerah pengangkuran pasca tarik..... 0,85

2.1.3 Analisis Pembebanan Gempa

Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen.

1. Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.1 ayat 3 beban geser nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dihitung menurut persamaan:

$$V_1 = \frac{C_1 \times I}{R} \times W_t \dots\dots\dots(2-7)$$

Dimana: C_1 = Nilai faktor respons gempa.
 I = Faktor keutamaan gedung
 R = Faktor reduksi gempa.
 W_t = Berat total gedung.
 V_1 = Beban gempa horizontal

2. Waktu getar alami fundamental T_1 diperoleh dari output ETABS dengan syarat T_1 :

$$T_1 < \zeta \times n \dots\dots\dots(2-8)$$

Dimana: T_1 = Waktu getar alami fundamental.
 ζ = Koefisien yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung.
 n = Jumlah tingkatnya.

untuk gedung beraturan $\zeta = 0,7.R$(2-9)

untuk gedung tak beraturan $\zeta = \frac{0,7.R}{Faktor\ Skala}$ (2-10)

R = faktor reduksi gempa struktur gedung

3. Nilai akhir respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka:

$$V \geq 0,8V_1$$
.....(2-11)

dengan:

V = gaya geser dasar nominal

V_1 = beban gempa horisontal

Oleh karena itu menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.2 ayat 3 untuk memenuhi persyaratan (3-9), gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tingkat struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan suatu faktor skala:

$$Faktor\ skala = \frac{0,8V_1}{V_i} \geq 1$$
.....(2-12)

Dimana: V_1 = Gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik yang pertama.

V_i = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

2.2 Pelat

Pelat lantai adalah elemen horisontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke kerangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur. Elemen-elemen tersebut dapat dibuat sehingga bekerja dalam satu arah atau bekerja dalam dua arah (Nawy, 1990).

Pelat lantai menerima beban yang bekerja tegak lurus terhadap permukaan pelat. Berdasarkan kemampuannya untuk menyalurkan gaya akibat beban, pelat lantai dibedakan menjadi pelat satu arah dan dua arah. Pelat satu arah adalah pelat yang ditumpu hanya pada kedua sisi yang berlawanan, sedangkan pelat dua arah adalah pelat yang ditumpu keempat sisinya sehingga terdapat aksi dari pelat dua arah (Winter dan Nilson, 1993).

Sisi tarik pada pelat terlentur ditahan oleh tulangan baja, sedangkan gaya geser pada pelat lantai ditahan oleh beton yang menyusun pelat lantai itu sendiri.

2.2.1 Perencanaan Pelat

Tebal pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(3)) yaitu:

1. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 ketebalan pelat minimum harus memenuhi syarat sebagai berikut.
 - a. Pelat tanpa penebalan : 120 mm
 - b. Pelat dengan penebalan : 100 mm
2. Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tetapi tidak lebih dari 2,0 pelat minimum harus memenuhi persamaan berikut ini.

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots(2-13)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm,

3. Untuk α_m yang lebih besar dari 2 ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan berikut ini.

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots(2-14)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

untuk ketiga syarat di atas,

α = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kekuatan lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dengan panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi baloknya.

α_m = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.

Pemilihan tipe pelat diperoleh dari perbandingan bentang panjang (l_y)

dengan bentang pendek (l_x) dengan syarat sebagai berikut ini.

$$\frac{l_y}{l_x} \leq 2, \text{ berarti tipe pelat dua arah} \dots\dots\dots(2-15)$$

$$\frac{l_y}{l_x} > 2, \text{ merupakan tipe pelat satu arah} \dots\dots\dots(2-16)$$

Menghitung tinggi efektif pelat yang searah sumbu x (d_x) dan searah sumbu y (d_y) dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$d_x = h - (p + \emptyset_x) \dots\dots\dots(2-17)$$

$$d_y = h - (p + \emptyset_x + 0,5 \cdot \emptyset_y) \dots\dots\dots(2-18)$$

Rasio penulangan ditentukan dengan persamaan berikut ini.

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \dots\dots\dots(2-19)$$

Dengan:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_u}{0,8 \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2-20)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2-21)$$

Perhitungan luas tulangan dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$As_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2-22)$$

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2-23)$$

$$As_{min} = \rho_g \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(2-24)$$

Cek luas kebutuhan tulangan:

$$As_{min} \leq As_{perlu} \leq As_{max} \dots\dots\dots(2-25)$$

ρ_{min} sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.12(2(1)), diambil sebesar tulangan susut yang besarnya sebagai berikut.

- ρ_g harus lebih besar dari 0,0014
- Untuk $f_y = 300$ MPa, $\rho_g = 0,0020$
- Untuk $f_y = 400$ MPa, $\rho_g = 0,0018$
- Untuk $f_y > 400$ MPa, $\rho_g = 0,0018 \times 400/f_y$

dengan:

- h = tebal pelat
- d = tinggi efektif balok
- p = selimut beton
- ϕ_x = diameter tulangan arah x
- ϕ_y = diameter tulangan arah y
- M_n = momen nominal
- M_u = momen ultimit

- b = lebar pelat = 1000 mm
 β_1 = 0,85 untuk $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$
 = $0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right)$ untuk $f'_c > 30 \text{ MPa}$, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,65
 f_y = tegangan leleh baja
 f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan
 ρ = rasio penulangan

2.3 Balok

Balok adalah komponen struktur yang bertugas meneruskan beban yang disangga sendiri maupun dari plat kepada kolom penyangga. Balok menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya yang mengakibatkan terjadinya lenturan (Dipohusodo, 1994).

Menurut Nawy (1990), berdasarkan jenis keruntuhan, keruntuhan yang terjadi pada balok dapat dikelompokkan menjadi 3 kelompok (lihat Gambar 2.1).

1. Penampang *balanced*.

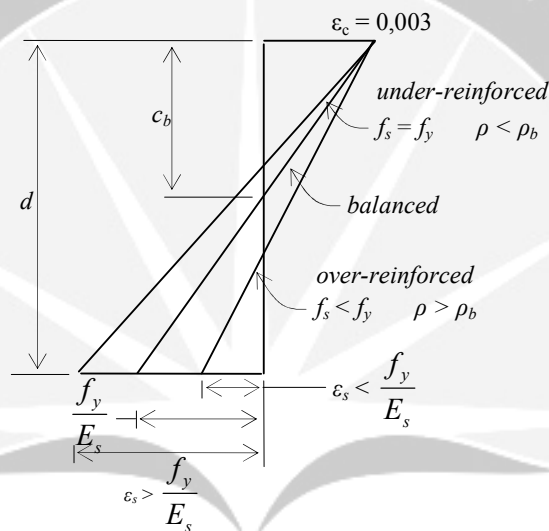
Tulangan tarik mulai leleh tepat pada saat beton mencapai regangan batasnya dan akan hancur karena tekan. Pada saat awal terjadinya keruntuhan, regangan tekan yang diijinkan pada saat serat tepi yang tertekan adalah 0,03 sedangkan regangan baja sama dengan regangan lelehnya yaitu $\varepsilon_y = f_y / E_c$.

2. Penampang *over-reinforced*.

Keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada awal keruntuhan, regangan baja ε_s yang terjadi masih lebih kecil daripada regangan lelehnya ε_y . Dengan demikian tegangan baja f_s juga lebih kecil daripada tegangan lelehnya f_y . Kondisi ini terjadi apabila tulangan yang

digunakan lebih banyak daripada yang diperlukan dalam keadaan *balanced*

3. Penampang *under-reinforced*. Keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja. Kondisi penampang yang demikian dapat terjadi apabila tulangan tarik yang dipakai pada balok kurang dari yang diperlukan untuk kondisi *balanced*.



Gambar 2.1 Distribusi Regangan Penampang Balok

(Sumber: Nawy,1990)

2.3.1 Perencanaan Balok

SNI 03-2847-2002 memberikan kriteria tebal balok dan pelat satu arah dikaitkan dengan panjang bentangnya dalam rangka membatasi lendutan besar dan dapat dipakai untuk komponen yang tidak mendukung struktur lain yang cenderung akan rusak akibat lendutan. Perkiraan tebal minimum balok dan pelat satu arah dapat ditentukan sesuai Tabel 2.1

Tabel 2 Tebal Minimum Balok dan Pelat Satu Arah Non Prategang
(Sumber : SNI 03-2847-2002)

Komponen Struktur	Tebal Minimum, h			
	Dua Tumpuan	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
Pelat solid satu arah	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Balok atau pelat jalur satu arah	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

dengan catatan seperti yang tercantum di bawah ini.

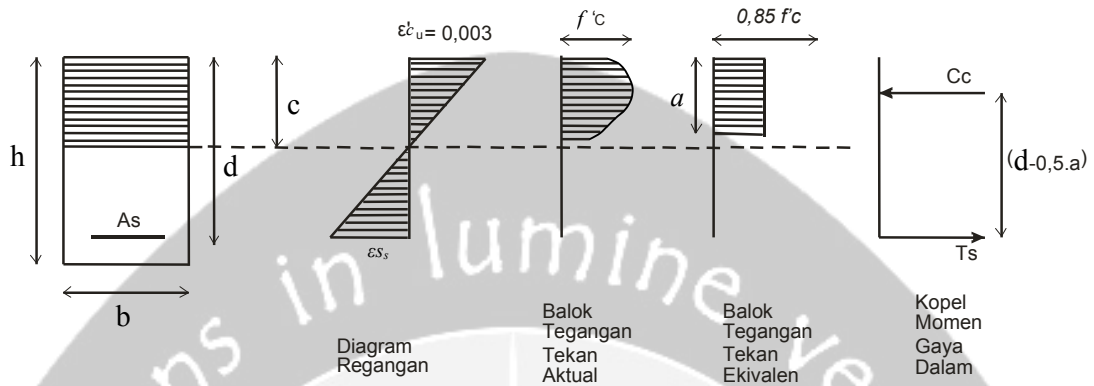
1. bentang l dalam mm,
2. nilai yang digunakan untuk komponen struktur beton normal $W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ dan tulangan dengan mutu baja BJTD 40 atau $f_y = 400 \text{ MPa}$,
3. apabila $f_y \neq 400 \text{ MPa}$, maka harus dikalikan dengan $\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(1) lebar balok (b) harus memenuhi persyaratan yang tercantum sebagai berikut:

1. perbandingan lebar terhadap tinggi balok tidak boleh kurang dari 0,3,
2. lebar balok tidak kurang dari 250 mm.

2.3.2 Tulangan lentur

Perencanaan tulangan lentur dengan tulangan tunggal, dimana keseimbangan gaya-gaya dalam penampang sesuai Gambar 2.2 sebagai berikut.



Gambar 2.2 Distribusi Tegangan Regangan Balok

(Sumber: Dipohusodo, 1994)

Keseimbangan gaya horizontal.

$$C_c = T_s \dots \dots \dots (2-26)$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y \rightarrow A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2-27)$$

$$a = \rho \cdot \left(\frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \right) \cdot d \dots \dots \dots (2-28)$$

Keseimbangan momen.

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (2-29)$$

koefisien tahanan didefinisikan dengan persamaan berikut ini.

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2-30)$$

dengan:

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi}, \text{ dengan } \Phi = 0,8 \dots \dots \dots (2-31)$$

Penentuan nilai ratio tulangan (ρ)

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \dots \dots \dots (2-32)$$

Ratio tulangan (ρ_{maks}) dipilih yang terkecil diantara dua persamaan berikut ini.

$$\rho_{maks1} = 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2-33)$$

$$\rho_{maks2} = 0,025$$

Luas tulangan yang digunakan adalah seperti berikut ini.

$$A_{S_{perlu}} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2-34)$$

Luas tulangan minimum pada komponen struktur lentur ditentukan seperti berikut,

$$A_{S_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2-35)$$

dan tidak lebih kecil dari persamaan di bawah ini.

$$A_{S_{min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2-36)$$

Luas tulangan maksimum pada komponen struktur lentur adalah sebagai berikut.

$$A_{S_{max}} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2-37)$$

Cek luas kebutuhan tulangan:

$$A_{S_{min}} \leq A_{S_{perlu}} \leq A_{S_{max}} \dots\dots\dots(2-38)$$

Jika $A_{S_{perlu}} < A_{S_{min}}$ maka yang digunakan dalam hitungan adalah $A_{S_{min}}$, sedangkan

jika $A_{S_{perlu}} > A_{S_{max}}$, maka tulangan direncanakan menggunakan tulangan rangkap.

dengan :

- C_c = gaya desak beton
- T_s = gaya tarik baja
- b = lebar balok
- d = tinggi efektif balok
- a = kedalaman balok tegangan beton tekan
- A_s = luas tulangan tarik
- ρ = ratio tulangan
- f'_c = kuat tekan beton
- f_y = tegangan luluh baja

- R_n = koefisien tahanan
 β_1 = 0,85 untuk $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$
 = $0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right)$ untuk $f'_c > 30 \text{ MPa}$, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,65
 AS_{min} = luas tulangan minimum yang dibutuhkan
 AS_{perlu} = luas tulangan yang dibutuhkan
 AS_{max} = luas tulangan maksimum yang dibutuhkan

2.3.3 Tulangan geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.1(1), perencanaan penampang terhadap geser harus memenuhi persamaan sebagai berikut.

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2-39)$$

dengan :

- ϕ = faktor reduksi kekuatan
 V_n = kuat geser nominal
 V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

Besarnya kuat geser nominal, yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2-40)$$

dengan :

- V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton untuk komponen struktur beton non- pratekan atau beton pada komponen struktur pratekan
 V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser.

SNI 03-2847-2002 pasal 13.3(1(1)) menetapkan kuat geser beton untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur sebagai berikut ini.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2-41)$$

dengan :

- V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton
 f'_c = kuat tekan beton
 V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

b_w = lebar penampang balok
 d = tinggi efektif balok

Pemasangan tulangan geser diperlukan jika memenuhi persamaan berikut.

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c \dots\dots\dots (2-42)$$

Jika pemasangan tulangan geser diperlukan, kuat geser nominal yang harus ditahan oleh tulangan geser dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti yang tercantum di bawah ini.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (2-43)$$

Tetapi harus diperhatikan bahwa menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.5(6(9)) kuat geser V_s tidak boleh lebih dari V_s maksimum, dengan persamaan sebagai berikut.

$$V_{s \text{ maks}} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2-44)$$

Batasan spasi maksimum tulangan geser ditentukan dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.5(4(1) dan 13.5(4(3)).

- a) Jika $V_s \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$; spasi tulangan geser yang dipasang tidak boleh melebihi $d/2$ atau 600 mm,
- b) Jika $V_s > \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$; spasi tulangan geser yang dipasang tidak boleh melebihi $d/4$ atau 300 mm.

Dari SNI 03-2847-2002, pasal 13.6(1(a)), pengaruh puntir dapat diabaikan bila momen puntir T_u besarnya kurang dari persamaan berikut ini.

$$T_u \leq \frac{\phi \cdot \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2-45)$$

dengan :

T_u = momen puntir terfaktor pada penampang

ϕ = faktor reduksi kekuatan

P_{cp} = keliling luar penampang beton

A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton

Jika menurut hasil analisis dibutuhkan tulangan geser dan bila pengaruh puntir dapat diabaikan, maka luas tulangan geser minimum untuk komponen struktur non-prategang, harus dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2002, pasal 13.5(5(3)).

$$A_v = \frac{75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s}{1200 f_y} \dots\dots\dots(2-46)$$

Tetapi A_v tidak boleh kurang dari $\frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \dots\dots\dots(2-47)$

Spasi tulangan geser dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti yang tercantum pada SNI 03-2847-2002, pasal 13.5(6(2)).

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots(2-48)$$

dengan :

s = spasi tulangan geser

A_v = luas tulangan geser

f_y = tegangan luluh baja

d = tinggi efektif balok

SNI 03-2847-2002 pasal 23.10(3) menyatakan gaya geser rencana balok untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah adalah sebagai berikut :

$$V_u = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{l_n} + \frac{W_u \lambda_n}{2} \dots\dots\dots(2-49)$$

dengan :

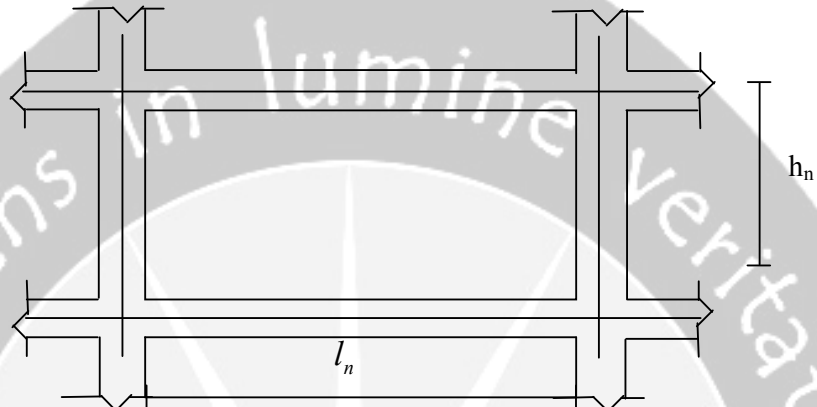
V_e = gaya geser rencana balok

M_{nl} = momen nominal ujung balok

M_{nr} = momen nominal ujung balok lainnya

λ_n = panjang bentang bersih dalam arah momen yang ditinjau,
diukur dari muka ke muka tumpuan
 W_u = beban gravitasi

$$W_u = 1,2 \cdot DL + 1,0 \cdot LL \dots\dots\dots(2-50)$$



Gambar 2.3 Potongan Portal Balok Kolom

Batas spasi tulangan geser sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.10(4(2)) pada kedua ujung komponen struktur lentur harus dipasang sengkang harus dipasang sengkang sepanjang dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada 50 mm dari muka perletakan. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi :

- a. $d/4$
- b. Delapan kali diameter tulangan longitudinal tulangan terkecil
- c. 24 kali diameter sengkang
- d. 300 mm

dan sengkang harus dipasang di sepanjang bentang balok dengan spasi tidak melebihi $d/2$.

2.3.4 Tulangan torsi

Dari SNI 03–2847–2002, pasal 13.6.(1(a)), pengaruh puntir dapat diabaikan bila momen puntir T_u besarnya kurang dari yang disyaratkan seperti berikut ini.

$$T_u \leq \frac{\phi \cdot \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots(2-51)$$

dengan :

- T_u = momen puntir terfaktor pada penampang
- ϕ = faktor reduksi kekuatan
- P_{cp} = keliling luar penampang beton
- A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002, pasal 13.6(3(5)), tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$\phi \cdot T_n \geq T_u \dots\dots\dots(2-52)$$

dengan :

- T_u = momen puntir terfaktor pada penampang
- T_n = kuat momen puntir nominal penampang

Menurut SNI 03–2847–2002, pasal 13.6(3), dimensi penampang harus mampu menahan kuat lentur puntir.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + \frac{2 \cdot \sqrt{f'_c}}{3} \right) \dots\dots (2-53)$$

dengan :

- P_h = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar
- A_{oh} = luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

Menurut SNI 03–2847–2002, pasal 13.6(3(6)), tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut ini.

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta \dots\dots\dots(2-54)$$

Sesuai dengan ketentuan SNI 03–2847–2002, pasal 13.6(5(2)) luas minimum tulangan sengkang dihitung dengan ketentuan sebagai berikut ini.

$$A_v + 2A_t = \frac{75 \cdot \sqrt{f'_c}}{1200} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yv}} \dots\dots\dots(2-55)$$

namun harus diperhatikan bahwa syarat berikut ini harus terpenuhi.

$$A_v + 2A_t \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yv}} \dots\dots\dots(2-56)$$

dengan :

- T_n = kuat momen puntir nominal penampang
- A_o = luas bruto yang dibatasi lintasan aliran geser
- A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir
- f_{yv} = tegangan leleh baja tulangan geser
- s = spasi tulangan geser
- d = jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tarik
- A_v = luas tulangan geser
- b_w = lebar balok
- V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton
- f_{yv} = tegangan luluh baja untuk sengkang
- f'_c = kuat tekan beton

2.4 Kolom

Kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya adalah menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral kecil. Apabila terjadi kegagalan pada kolom maka dapat berakibat keruntuhan komponen struktur yang lain yang berhubungan dengannya atau bahkan terjadi keruntuhan total pada keseluruhan struktur bangunan (Dipohusodo, 1994).

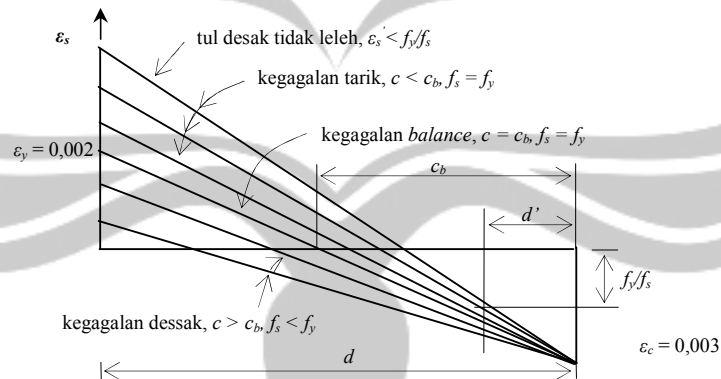
Kolom dievaluasi berdasarkan prinsip - prinsip dasar sebagai berikut :

1. distribusi tegangan linier diseluruh tebal kolom,
2. tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya),
3. regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003, dan
4. kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

Besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik (Gambar 2.4), penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan, yaitu :

1. keruntuhan tarik, yangawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik,
2. keruntuhan tekan, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan.

Kondisi *balanced* terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan (Nawy, 1990).



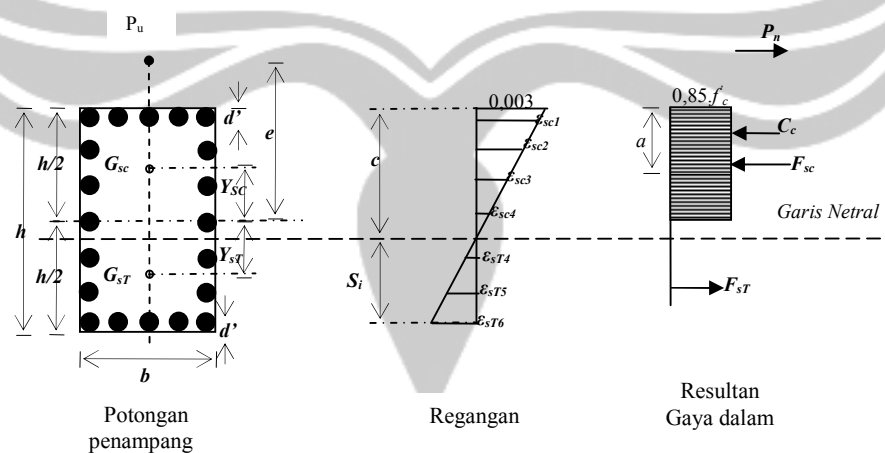
Gambar 2.4 Diagram Regangan untuk Kegagalan Eksentrisitas Beban Kolom

(Sumber: Nawy,1990)

Berdasarkan prinsip “*Capacity Design*” dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok. Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom akan menyebabkan kerusakan berat, karena itu harus dihindarkan. Oleh sebab itu, kolom-kolom selalu didesain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu hubungan balok kolom (HBK). Kuat lentur kolom dihitung dari beban aksial terfaktor, konsisten dengan arah beban lateral, yang memberikan kuat lentur paling rendah (Rahmat Purwono, 2005).

2.4.1 Perencanaan Tulangan Longitudinal Kolom

Dalam praktek seringkali kolom juga diberi penulangan di keempat sisinya. Untuk mendapatkan beban aksial nominalnya serta momen aksial nominalnya, maka perlu digunakan “*trial and adjustment*”. Pemeriksaan kompatibilitas regangan perlu dilakukan untuk setiap lapis tulangan pada seluruh tingkat beban. Untuk mengilustrasikan kolom dengan penulangan di keempat sisinya dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 2.5 Analisis penampang kolom dengan penulangan di keempat sisinya

- G_{sc} = Pusat gravitasi gaya tulangan tekan
 G_{st} = Pusat gravitasi gaya tulangan tarik
 F_{sc} = Resultan gaya tulangan tekan = $\sum A_s' \cdot f_{sc}$
 F_{st} = Resultan gaya tulangan tarik = $\sum A_s \cdot f_{st}$
 f_{st} = Tegangan tulangan tarik
 f_{sc} = Tegangan tulangan desak

Keseimbangan gaya-gaya internal dan eksternal memberikan persamaan:

$$P_n = (0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c) + F_{sc} + F_{st} \dots \dots \dots (2-57)$$

Dan keseimbangan momen internal dan eksternal memberikan persamaan:

$$\begin{aligned}
 M_n &= P_n \cdot e \\
 &= 0.85 f_c' b \cdot \beta_1 \cdot c (h/2 - \frac{1}{2} \cdot \beta_1 \cdot c) + F_{sc} \cdot Y_{sc} + F_{st} \cdot Y_{st} \dots \dots (2-58)
 \end{aligned}$$

Untuk hitungan kolom ini biasanya dilakukan “trial and adjustment” dengan mengasumsikan terlebih dahulu nilai c , kemudian nilai a dihitung. Nilai regangan pada masing-masing lapis tulangan dihitung dengan menggunakan distribusi regangan linear seperti pada gambar 2.5.

Tegangan pada masing-masing tulangan dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$f_{si} = E_s \cdot \epsilon_{si} = E_s \cdot \epsilon_c \cdot (s_i / c) = 600 \cdot (s_i / c) \dots \dots (2-59)$$

dengan :

- s_i = jarak yang diukur dari pusat tulangan tarik ke garis netral
 c = tinggi garis netral diukur dari tepi serat desak terluar

Kemudian dihitung nilai P_n sesuai dengan nilai c yang telah diasumsikan.

Nilai P_n disubstitusikan ke dalam persamaan M_n untuk mendapatkan nilai c yang belum diketahui. Dari konsep di atas maka dapat dibuat diagram interaksi P-M yang menunjukkan kapasitas suatu penampang kolom beton bertulang. Diagram

tersebut menunjukkan hubungan antara beban aksial dan momen lentur pada kondisi-kondisi batas.

2.4.2 Perencanaan tulangan Geser

Gaya geser rencana (V_e) untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom harus ditentukan dari kuat momen maksimum M_n dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di hubungan balok kolom yang bersangkutan. M_n kolom ditentukan berdasarkan beban aksial terfaktor yang diambil sama dengan momen *balance* dari diagram interaksi kolom yang bersangkutan. Gaya geser rencana (V_e) tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat hubungan balok kolom tetapi berdasarkan pada M_n balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis struktur (Purwono, 2002).

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.1(1), perencanaan penampang terhadap geser harus memenuhi :

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots(2-60)$$

dimana :

V_n adalah kuat geser nominal, yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2-61)$$

dengan V_c adalah kuat geser yang disumbangkan oleh beton.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.3(2), kuat geser beton untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial dapat dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w . d \dots\dots\dots(2-62)$$

SNI 03-2847-2002 pasal 23.10(3) gambar 47 menyatakan gaya geser kolom untuk Sistem Rangka Momen Pemikul Menengah harus memenuhi :

$$V_e = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} \dots\dots\dots(2-63)$$

dengan :

- V_e = gaya geser
- M_{nt} = kuat lentur momen atas
- M_{nb} = kuat lentur momen bawah
- h_n = tinggi kolom

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.10(5), panjang l_o didaerah kolom pada Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) tidak boleh kurang daripada nilai terbesar berikut ini :

- a. Seperenam tinggi bersih kolom,
- b. Dimensi terbesar penampang kolom,
- a. 500 mm

SNI 03-2847-2002 pasal 23.10(5(1)) menyatakan spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang l_o pada Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dari muka hubungan balok kolom adalah s_o . Spasi s_o tersebut tidak boleh melebihi :

- a. Delapan kali diameter tulangan longitudinal kecil,
- b. 24 kali diameter sengkang ikat,
- c. Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur, dan
- b. 300 mm

SNI 03-2847-2002 pasal 23.10(5(2)) menyatakan bahwa sengkang ikat yang pertama harus dipasang pada Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

(SRPMM) dengan jarak tidak lebih daripada $0,5 s_o$ dari muka hubungan balok kolom s_o .

2.4.3 Hubungan balok kolom

Hubungan Balok kolom pada Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) gaya – gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok kolom ditentukan dengan menggangap tegangan pada tulangan tarik lentur adalah f_y .

SNI 03-2847-2002 pasal 23.5(3(1)) menyatakan kuat geser nominal hubungan balok kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut untuk beton berat normal :

1. Untuk hubungan balok kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$1,7\sqrt{f'_c} A_j \dots\dots\dots(2-64)$$

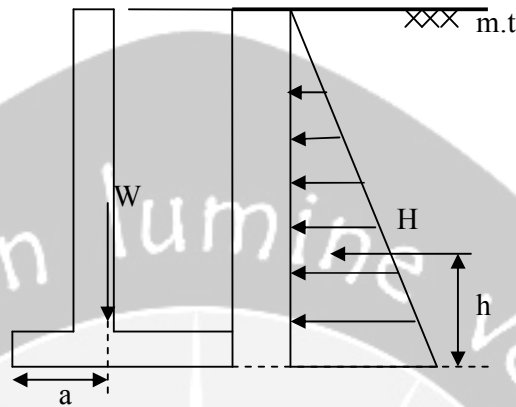
2. Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan

$$1,25\sqrt{f'_c} A_j \dots\dots\dots(2-65)$$

3. Untuk hubungan lainnya

$$1,0\sqrt{f'_c} A_j \dots\dots\dots(2-66)$$

2.5 Dinding Penahan Tanah



Gambar 2.6 Gaya-gaya pada dinding penahan tanah

Dalam perancangan dinding penahan tanah harus ditinjau kestabilannya terhadap tiga hal di bawah ini.

1. stabilitas terhadap guling,
2. stabilitas terhadap penggeseran, dan
3. stabilitas terhadap daya dukung tanah dasar

2.5.1 Stabilitas terhadap Guling

Konstruksi akan terguling apabila momen penahan tidak mampu menahan momen pengguling yang terjadi padanya, dengan mengambil sebuah titik putar pada salah satu ujungnya. Dalam kondisi seimbang $\Sigma M = 0$, dengan :

$$\text{Angka keamanan } SF = \frac{\sum M_{\text{penahan}}}{\sum M_{\text{pengguling}}} \dots\dots\dots (2-67)$$

$$Mg = H.h \dots\dots\dots (2-68)$$

$$Mp = W.a + H1.h1 \text{ (Berdasarkan gambar 2.6)} \dots\dots\dots (2-69)$$

$SF \geq 1,5$ untuk jenis tanah non-kohefif (pasir)

$SF \geq 2$ untuk jenis tanah kohefif (lempung)

2.5.2 Stabilitas Terhadap Geser

Selain menghitung stabilitas terhadap guling, juga harus dihitung stabilitas terhadap geser. Dalam keadaan seimbang $\Sigma F = 0$ dan $\Sigma M = 0$, dengan angka aman yang ditentukan sebagai berikut ini.

1. tanah dasar berupa tanah non-koheusif

$$SF = \frac{\text{gaya lawan}}{\text{gaya dorong}} = \frac{(v \cdot f) + E_p}{E_a} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2-70)$$

2. tanah dasar berupa tanah kohesif

$$SF = \frac{\text{gaya lawan}}{\text{gaya dorong}} = \frac{(\frac{2}{3} \cdot c \cdot b) + E_p}{E_a} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2-71)$$

3. tanah dasar berupa tanah campuran

$$SF = \frac{\text{gaya lawan}}{\text{gaya dorong}} = \frac{(V \cdot f) + (\frac{2}{3} \cdot c \cdot b) + E_p}{E_a} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2-72)$$

Dimana:

- v = gaya vertikal pada dinding penahan tanah
- f = gaya gesek antara dinding beton dengan tanah dasar
- E_a = gaya dorong akibat tekanan tanah aktif
- E_p = gaya dorong akibat tekanan tanah pasif
- c = kohesi tanah
- b = lebar dinding penahan tanah sejajar bidang gambar

2.5.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Besarnya daya dukung tanah ditentukan dengan formulasi yang dikemukakan oleh Karl Terzaghi, yaitu seperti berikut ini.

$$\sigma_{ult} = \alpha \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \dots\dots\dots (2-73)$$

Rumus di atas adalah jika tanah padat dalam kondisi keruntuhan geser umum (*general shear failure*). Kondisi lain, jika tanah sangat tidak padat atau

lunak, penurunan yang terjadi sebelum keruntuhan sangat besar. Kondisi ini disebut keruntuhan geser lokal (*local shear failure*). Untuk hitungan daya dukung tanah untuk jenis tanah macam ini, Terzaghi menyarankan koreksi empiris faktor – faktor kapasitas dukung, yaitu dengan menghitung kembali dengan menggunakan ϕ' dan c' , sehingga persamaan dinyatakan sebagai berikut ini.

$$\sigma_{ult} = \alpha \cdot c' \cdot N_c' + q \cdot N_q' + \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma' \quad (2-74)$$

Dimana :

$$\tan \phi' = 2/3 \cdot \tan \phi \quad (2-75)$$

$$c' = 2/3 \cdot c \quad (2-76)$$

Nilai N_c' , N_q' dan N_γ' berdasarkan Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1, 1991, J.E. Bowles, dapat dilihat pada Tabel 3.3.

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{ult}}{SF} \quad (2-77)$$

Dimana :

σ_{ult}	= daya dukung tanah ultimit
α, β	= faktor bentuk pondasi
c	= kohesi tanah
q	= berat volume tanah di atas bidang dasar
B	= lebar terkecil
N_c, N_q, N_γ	= koefisien daya dukung tanah
$\bar{\sigma}$	= daya dukung ijin tanah

Untuk dinding penahan tanah, analisis dapat dilakukan dengan menganggap sebagai pondasi menerus untuk mencari daya dukung tanah ultimit.

1. Untuk jenis tanah lempung, pasir, atau campuran keduanya

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \geq 0 \quad (2-78)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \geq \sigma_{\text{tanah}} \dots\dots\dots(2-79)$$

$$\text{dimana, } e < 1/6 \cdot b \dots\dots\dots(2-80)$$

2. Untuk jenis tanah keras (cadas, batuan)

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e \right)} < \sigma_{\text{tanah}} \dots\dots\dots(3-81)$$

$$\text{dimana, } e \geq 1/6 \cdot b \dots\dots\dots(3-82)$$

Dimana:

- V = gaya vertikal pada dinding penahan tanah
- b = lebar dinding penahan tanah sejajar bidang gambar
- e = eksentrisitas

2.6 Pondasi

Pondasi adalah komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah, dan telapak pondasi berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Telapak pondasi harus memenuhi persyaratan untuk mampu dengan aman menebar beban yang diteruskan sedemikian rupa sehingga kapasitas atau daya dukung tanah tidak dilampaui. Dasar pondasi harus diletakkan di atas tanah kuat pada kedalaman cukup tertentu, bebas dari lumpur, humus, dan pengaruh perubahan cuaca (Dipohusodo, 1994).

Bowles (1991) menyatakan bahwa pilar-pilar yang dibor (*bored pile*) bisa dipakai pada hampir semua kasus yang memerlukan pondasi-pondasi tiang pancang. Pilar-pilar yang dibor memiliki kelebihan-kelebihan seperti yang tercantum di bawah ini.

1. Eliminasi sungkup tiang pancang (*pile caps*) seperti pantek-pantek penyambung (*dowels*) bisa dipasang dalam beton basah pada tempat yang diperlukan.
2. Meniadakan cukup banyak getaran (vibrasi) dan suara gaduh yang biasanya merupakan akibat dari pendorongan tiang pancang.
3. Bisa menembus tanah berangkal yang dapat mengakibatkan tiang-tiang pancang yang didorong bisa bengkok.

Pilar yang dibor (*drilled pier*) dibuat dengan cara membor sebuah lubang silindris hingga pada kedalaman yang diinginkan dan sesudah itu diisi dengan beton. Lubang silindris atau sumuran ini bisa berupa lubang lurus atau pada bagian dasarnya diperluas dengan cara *under-reaming* (pengerekan dasar lubang) (Joseph E. Bowles, 1993).

Pilar yang dibor mempunyai kelebihan-kelebihan yang dapat dilihat dibawah ini.

1. Eliminasi sungkup tiang pancang (*pile caps*) seperti pantek-pantek penyambung (*dowels*) bisa dipasang dalam beton basah pada tempat yang diperlukan dalam rencana, meskipun pusat pilar agak tidak ditempatkan segaris (*misaligned*) sebagai sambungan langsung untuk kolom.
2. Memerlukan lebih sedikit pilar yang dibor yang berdiameter besar.
3. Meniadakan cukup banyak getaran dan suara gaduh yang biasanya merupakan akibat dari pendorongan tiang pancang.

4. Bisa menembus tanah berangkal yang dapat mengakibatkan tiang-tiang pancang yang didorong bisa bengkok.
5. Lebih mudah memperluas bagian puncak sumuran pilar sehingga memungkinkan momen-momen lentur lebih besar.
6. Hampir semua sumuran dengan diameter yang berkisar antara 0,5 sampai 3,5 bisa dibuat.
7. Sumuran yang berdiameter lebih besar memungkinkan pemeriksaan langsung kapasitas dukung dan tanah pada dasar sumuran.

Kelemahan-kelemahan pilar yang dibor adalah sebagai berikut ini.

1. Tidak bisa dipakai jika lapisan pendukung (*bearing stratum*) yang sesuai tidak cukup dekat dengan permukaan tanah (dengan menganggap bahwa tanah pada lapisan yang kompeten (mampu) tidak dapat diandalkan untuk tahanan kulit).
2. Keadaan cuaca yang buruk dapat mempersulit pengeboran dan atau pembetonan.
3. Akan terjadi runtuh (*ground loss*) jika tindakan pencegahan tidak dilakukan (Joseph E. Bowles, 1993).

2.6.1 Perencanaan *bored pile*

Daya dukung pondasi *bore pile* mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan kapasitas tahanan ujung (*end bearing capacity*) dan tahanan selimut tiang (*shaft bearing capacity*).

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(2-83)$$

Daya dukung tiang dinyatakan sebagai berikut ini.

$$Q_p = q_c \times A_{bor} \dots\dots\dots(2-84)$$

Kapasitas selimut tiang dinyatakan sebagai berikut ini.

$$Q_s = 0,8 \cdot f_s \cdot A_{selimut} \dots\dots\dots(2-85)$$

$$A_{selimut} = \pi \cdot D \cdot D_f$$

Dengan :

- Q_u = Daya dukung ultimit tiang
- Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang
- Q_p = Daya dukung ultimit ujung tiang
- q_c = Tahanan ujung persatuan luas
- A_{bor} = Luas penampang tiang bor
- $A_{selimut}$ = Luas selimut tiang bor
- D = Diameter tiang bor
- D_f = Panjang tiang bor

Besarnya daya dukung ultimit untuk satu tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \dots\dots\dots(2-86)$$

dengan :

SF = angka aman

Bore pile disatukan dalam kelompok dengan menggunakan *poer* yang dianggap kaku sehingga bila beban yang bekerja pada kelompok tiang menimbulkan penurunan maka setelah penurunan bidang, *poer* tetap merupakan bidang datar dan gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang tersebut.

Untuk menentukan jumlah tiang dalam kelompok tiang digunakan persamaan seperti yang tercantum di bawah ini.

$$n = \frac{V}{P_{\text{tiang}}} \dots\dots\dots(2-87)$$

dengan :

n = jumlah tiang
 V = gaya aksial rencana pondasi

Untuk kelompok tiang, jarak antar tiang dapat digunakan rumus dan ketentuan sebagai berikut ini.

$$2,5 D \leq S \leq 3,0 D \dots\dots\dots(2-88)$$

dengan :

S = Jarak antar tiang
 D = Diameter tiang

Sedangkan jarak tiang ke tepi poer dibatasi dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$1,25 D \leq S \leq 1,5 D \dots\dots\dots(2-89)$$

dengan :

S = Jarak tiang ke tepi poer
 D = Diameter tiang

2.6.2 Kontrol reaksi masing-masing tiang

Kontrol beban yang diterima satu tiang dalam kelompok tiang adalah sebagai berikut ini.

$$p_{\text{max}} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \dots\dots\dots(2-90)$$

dengan :

P_{max} = beban maksimum yang diterima tiang

ΣV = jumlah total beban normal

n = jumlah tiang dalam satu poer

M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x yang bekerja pada fondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dalam poer

M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y yang bekerja pada fondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dalam poer

x = absis tiang terhadap titik berat kelompok tiang

y = ordinat tiang terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah kuadrat absis tiang

Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat tiang

2.6.3 Kontrol terhadap geser dua arah

$$\phi V_n = \phi V_c \dots\dots\dots(2-91)$$

$$V_u < \phi V_n \dots\dots\dots(2-92)$$

Nilai-nilai V_c harus diambil yang terkecil dari persamaan-persamaan berikut ini.

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots(2-93)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'c}}{6} b_o \cdot d \dots\dots\dots(2-94)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'c}}{12} b_o \cdot d \dots\dots\dots(2-95)$$

dengan :

b_o = Penampang kritis pada poer

d = Tinggi efektif poer

β_c = Luas penampang kolom

Q_u = Gaya geser total terfaktor yang bekerja pada penampang kritis

b = h = Dimensi ukuran poer

k = 1 = Dimensi ukuran kolom

2.6.4 Kontrol terhadap geser satu arah

$$V_u < \phi V_n \dots \dots \dots (2-96)$$

$$\phi V_n = \phi V_c \dots \dots \dots (2-97)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2-98)$$

$$V_u = Q_u \cdot q \cdot L \dots \dots \dots (2-99)$$

$$Q_u = \frac{P_u}{A} \dots \dots \dots (2-100)$$

$$q = \frac{1}{2} \text{ lebar poer} - \frac{1}{2} \text{ lebar kolom} - d \dots \dots \dots (2-101)$$

dengan :

V_u = kuat geser total terfaktor

V_n = kuat geser nominal

V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton

P_u = Daya dukung tiang

b_o = penampang kritis

A = Luas poer

L = Lebar poer

d = Tinggi efektif

2.6.5 Perencanaan tulangan *bored pile*

Perencanaan tulangan *bored pile* harus memenuhi persamaan :

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \dots \dots \dots (2-102)$$

dimana :

$$P_n = 0,8 \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \dots \dots \dots (2-103)$$

dengan :

A_g = luas penampang *bored pile*

A_{st} = luas tulangan *bored pile*

2.6.6 Efisiensi Pondasi

Karena fondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang kelompok, maka digunakan persamaan Converse-Laberre yang disarankan AASHTO Bridge Specifications untuk digunakan (Bowles, J.E., 1993). Adapun persamaan Converse-Laberre adalah sebagai berikut :

$$E_g = 1 + \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots\dots\dots(2-104)$$

Dengan :

- E_g = Efisiensi tiang pancang kelompok
- θ = $\tan^{-1} D/s$ (dalam derajat)
- D = Diameter tiang pancang
- s = Jarak antara titik tengah tiang pancang
- m = Banyaknya tiang pancang dalam kolom
- n = Banyaknya tiang pancang dalam baris

2.7 Perencanaan Tangga

Dalam merencanakan tangga, tangga dimodelkan sebagai balok tipis dengan lebar 1000 mm.

2.7.1 Perencanaan lentur

Perencanaan tulangan lentur dihitung dengan menggunakan balok bertulangan tunggal, dimana keseimbangan gaya-gaya dalam penampang adalah seperti berikut ini.

$$C_c = T \dots\dots\dots(2-105)$$

$$0,85.f'_c.a.b = \rho.b.d.f_y \dots\dots\dots(2-106)$$

$$a = \rho \cdot \left(\frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2-107)$$

Dari keseimbangan momen diperoleh :

$$M_n = C_c \cdot (d - 0,5 \cdot a) \dots\dots\dots(2-108)$$

$$= T_s \cdot (d - 0,5 \cdot a) \dots\dots\dots(2-109)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(2-110)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_u}{0,8 \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2-111)$$

Penentuan rasio tulangan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \dots\dots\dots(2-112)$$

Dengan diketahui nilai ρ maka bisa dicari kebutuhan tulangan lentur yang diperlukan berdasar nilai momen yang terjadi. Batasan tulangan tarik minimum sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) diambil nilai sebesar tulangan susut. Sedangkan nilai ρ maksimum untuk tulangan tarik tunggal sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(3) ditentukan dengan persamaan berikut ini.

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2-113)$$

Perhitungan luas tulangan dengan menggunakan persamaan seperti berikut.

$$A_s_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2-114)$$

$$A_s_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2-115)$$

$$A_s_{min} = \rho_g \cdot b \cdot h \dots\dots\dots(2-116)$$

Cek luas kebutuhan tulangan:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{perlu}} \leq A_{s_{max}} \dots\dots\dots(2-117)$$

dengan :

- C_c = gaya desak beton
- T_s = gaya tarik baja
- f'_c = kuat tekan beton
- f_y = tegangan leleh baja
- c = letak garis netral terhadap tepi desak
- a = jarak blok desak beton
- b = lebar penampang balok
- h = tinggi penampang balok
- d = tinggi efektif balok
- ρ = rasio penulangan
- M_u = momen ultimit balok
- M_n = momen nominal balok

2.7.2 Perencanaan susut

Tulangan susut dipasang tegak lurus terhadap tulangan lentur, berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 9.12(2) tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang sebesar seperti yang tercantum di bawah ini.

1. $\rho_g > 0,0014$
2. untuk $f_y = 300$ MPa, $\rho_g = 0,0020$
3. untuk $f_y = 400$ MPa, $\rho_g = 0,0018$
4. untuk $f_y > 400$ MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 %,

$$\rho_g = 0,0018 \times 400/f_y$$

Untuk nilai $f_y = 240$ MPa, ρ_g didapat dari interpolasi 0,0020 dan 0,0018, yaitu seperti yang tercantum di bawah ini.

$$\rho_g = 0,0018 + \frac{(0,0020 - 0,0018)}{(400 - 300)} \cdot (400 - 240) = 0,00212$$