

BAB II

LANDASAN TEORI

2. 1. Penentuan Tingkat Daktilitas Struktur

Daktilitas struktur adalah perbandingan antara simpangan rencana maksimum dengan simpangan leleh awal struktur yang ditinjau. SK SNI T-15-1991-03 menetapkan bahwa struktur beton bertulang dapat direncanakan dengan daktilitas 1, 2, 3.

a. Daktilitas tingkat 1

Struktur dengan tingkat daktilitas 1 harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat. Faktor jenis struktur yang digunakan $K = 4$.

b. Daktilitas tingkat 2

Struktur dengan tingkat daktilitas 2 ($\mu = 2$) harus direncanakan sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu berperilaku inelastik terhadap beban siklis gempa tanpa mengalami keruntuhan getas. Faktor jenis strukturnya $K = 2$.

c. Daktilitas tingkat 3

Struktur dengan tingkat daktilitas 3 ($\mu = 4$) harus direncanakan terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi – sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan. Faktor jenis struktur yang digunakan $K = 1$.

Karena struktur direncanakan menggunakan desain kapasitas yang mengharuskan terbentuknya sendi – sendi plastis maka perencanaan menggunakan daktilitas tingkat 3 atau daktilitas penuh.

2.2. Analisis Pembebanan

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.2., kuat perlu diperoleh dengan mengalikan gaya dalam yang bekerja akibat beban yang ditinjau dengan faktor beban sebagai berikut :

1. Kuat perlu (U) yang menahan beban mati (D) dan beban hidup (L) :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \dots\dots\dots(2-1)$$

2. Kuat perlu untuk kondisi beban yang terdapat kombinasi beban mati (D), beban hidup yang telah direduksi (L_r) dan beban gempa (E) :

$$U = 1,05 (D + L_r \pm E) \dots\dots\dots(2-2)$$

$$U = 0,9 (D \pm E) \dots\dots\dots(2-3)$$

dengan :

U = Kuat perlu

D = Beban mati

L = Beban hidup

E = Beban gempa

L_R = Beban hidup tereduksi

Kuat rencana struktur dalam hitungan harus dikalikan suatu faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang telah diatur dalam SK SNI T – 15 – 1991 – 03 pasal 3.2.3, sebagai berikut :

- | | |
|--|---------------|
| 1. Reduksi kekuatan lentur tanpa gaya aksial | $\phi = 0,8$ |
| 2. Reduksi kekuatan aksial tarik dan aksial tarik lentur | $\phi = 0,8$ |
| 3. Reduksi kekuatan aksial tekan dengan tulangan spiral | $\phi = 0,7$ |
| dan tulangan sengkang ikat | $\phi = 0,65$ |
| 4. Reduksi untuk geser dan torsi | $\phi = 0,6$ |
| 5. Tumpuan pada beton | $\phi = 0,7$ |

2.3. Analisis Pembebanan Gempa

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan cara :

- a. Besarnya beban geser gempa untuk analisis beban statik ekuivalen dapat

dicari dengan menggunakan rumus :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \dots\dots\dots (2 - 4)$$

dengan :

V = Beban gempa horisontal
 C = Koefisien gempa
 I = Faktor keutamaan gedung
 K = Faktor jenis gedung
 W_t = Beban total

- b. Besarnya waktu getar alami struktur gedung (T) dalam detik untuk portal

beton adalah

$$T = 0,06 H^{3/4} \dots\dots\dots (2 - 5)$$

dengan :

T = waktu getar alami
 H = tinggi gedung

- c. Besarnya beban gempa horisontal pada setiap lantai dapat ditentukan dengan

menggunakan rumus :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V \dots\dots\dots (2 - 6)$$

dengan :

F_i = Beban gempa horisontal pada lantai
 W_i = Beban Berat lantai
 h_i = Tinggi Lantai
 V = Beban geser dasar akibat gempa

2. 4. Perencanaan Balok

Perencanaan penulangan balok menggunakan langkah - langkah sebagai berikut :

1. Menentukan dimensi balok, mutu beton dan mutu baja.
2. Menghitung beban rencana terfaktor ($M_{u,b}$)
3. Mengasumsikan tinggi efektif : $d = h - ds$
4. Menghitung nilai : $\frac{M_{ub}}{b.d^2}$ (2 - 7)
5. Menentukan nilai ρ dari tabel perhitungan beton bertulang (Kusuma, G., 1995). Nilai ρ harus memenuhi syarat $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$.
6. Menghitung luas tulangan : $As = \rho.b.d$ (2 - 8)
7. Menentukan diameter tulangan dan jumlahnya.

$$\text{Gaya desak beton : } Cc = 0,85.f'c.b.a \text{(2 - 9)}$$

$$\text{Gaya tarik baja : } T = As.fy \text{(2 - 10)}$$

$$\text{Keseimbangan gaya : } Cc = T \rightarrow a = \frac{As.fy}{0,85.f'c.b} \text{(2 - 11)}$$

Syarat rasio penulangan untuk komponen lentur adalah :

$$\rho_{min} = 1,4 / fy \text{(2 - 12)}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b \text{(2 - 13)}$$

$$\rho_b = \left\{ \frac{(0,85.f'c.\beta_1)}{fy} \right\} \left\{ \frac{600}{(600 + fy)} \right\} \text{(2 - 14)}$$

Momen nominal (Mn) :

$$Mn = Cc.z = 0,85.f'c.b.a \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{(2 - 15)}$$

$$= T.z = A_s.f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2 - 16)$$

dengan nilai a adalah $\frac{A_s.f_y}{(0,85.f'c.b)} \dots\dots\dots(2 - 17)$

dengan :

- Cc = Gaya desak beton
- T = Gaya tarik baja
- b = Lebar balok
- d = Tinggi efektif balok
- a = Kedalaman blok tegangan beton tekan
- A_s = Luas tulangan
- ρ_b = Rasio penulangan dalam keadaan setimbang
- ρ = Rasio tulangan tarik
- ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum
- $f'c$ = Kuat tekan beton
- f_y = Tegangan luluh baja
- β_1 = $0,85 \rightarrow f'c \leq 30 \text{ MPa}$
 $= 0,85 - 0,008 (f'c - 30) \rightarrow 30 \text{ MPa} \leq f'c \leq 55 \text{ MPa}$
 $= 0,65 \rightarrow f'c \geq 55 \text{ MPa}$

Kofisien Tahanan (K) : $K = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{M_{u,b}}{\phi.b.d^2} \dots\dots\dots(2 - 18)$

Bila $\rho \leq \rho_{maks}$ maka digunakan tulangan tunggal sedangkan bila $\rho > \rho_{maks}$ digunakan tulangan rangkap.

Kuat lentur perlu balok dinyatakan dengan $M_{u,b}$, harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban, yaitu :

Kuat lentur perlu balok portal dapat ditentukan sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2. M_{D,b} + 1,6. M_{L,b} \dots\dots\dots(2 - 19)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{Lr,b} \pm M_{E,b}) \dots\dots\dots(2 - 20)$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} \pm M_{E,b}) \dots\dots\dots(2 - 21)$$

dengan :

$M_{D,b}$ = Momen lentur balok akibat beban mati tidak berfaktor

- $M_{L,b}$ = Momen lentur balok akibat beban hidup tidak berfaktor dengan memperhatikan reduksinya
 $M_{E,b}$ = Momen lentur balok akibat beban gempa tidak berfaktor

Persyaratan dan ketentuan di atas berlaku untuk struktur dengan daktilitas terbatas maupun daktilitas penuh. Khusus untuk portal dengan daktilitas penuh perlu pula dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut :

$$M_{kap,b} = \phi_0 \cdot M_{nak,b} \dots\dots\dots(2 - 22)$$

dengan :

- $M_{kap,b}$ = Kapasitas lentur balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang
 $M_{nak,b}$ = Kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang
 ϕ_0 = Faktor penambahan kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ MPa dan 1,4 untuk $f_y > 400$ MPa

Gaya geser rencana ($V_{u,b}$) pada balok portal berdaktilitas penuh dalam SK SNI T – 15 – 1991 – 03 diatur :

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{ln} + 1,05 V_g \dots\dots\dots(2 - 23)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,07 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \dots\dots\dots(2 - 24)$$

dengan :

- M_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom
 M'_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau muka bidang kolom yang lain
 ln = panjang bentang bersih balok

V_g	=	gaya geser balok akibat beban gravitasi
$V_{D,b}$	=	gaya geser balok akibat beban mati
$V_{L,b}$	=	gaya geser balok akibat beban hidup
$V_{D,b}$	=	gaya geser balok akibat beban gempa
K	=	faktor jenis struktur

2. 5. Perencanaan Kolom

Momen rencana kolom yang ditentukan pada bidang muka kolom ($M_{u,k}$) menurut SK SNI T – 15 – 1991 – 03 ayat 3. 14. 4 butir 2 diatur :

$$\sum M_{u,k} \geq 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots (2 - 25)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$\sum M_{u,k} = 1,05 \cdot \sum \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \dots\dots\dots (2 - 26)$$

Momen rencana kolom dapat juga ditulis dengan :

$$M_{u,k} = \frac{h}{hn} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \phi_0 \cdot \alpha_k \left(\frac{l_{ki}}{ln_{ki}} M_{nak,bki} + \frac{l_{ka}}{ln_{ka}} M_{nak,bka} \right) \dots\dots\dots (2 - 27)$$

dengan :

$M_{u,k}$	=	Momen rencana kolom
$M_{D,k}$	=	Momen kolom akibat beban mati
$M_{L,k}$	=	Momen kolom akibat beban hidup
$M_{E,k}$	=	Momen kolom akibat beban gempa
ω_d	=	Koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan diambil 1,3
$\sum M_{u,k}$	=	Jumlah momen rencana kolom
$M_{kap,b}$	=	Jumlah momen kapasitas balok pada pusat join yang berhubungan dengan kapasitas aktual dari balok (untuk jumlah luas tulangan yang sebenarnya terpasang)
M_{nak}	=	Kuat momen nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau
h	=	Tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan berikutnya
hn	=	Tinggi bersih kolom

- l_{ki} = Bentang balok sebelah kiri, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 ln_{ki} = bentang bersih balok sebelah kiri
 α_k = Faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah
 ϕ_0 = Faktor penambahan kekuatan (*overstrength factor*) diambil 1,25 untuk $f_y \leq 400$ MPa dan 1,4 untuk $f_y \geq 400$ MPa

Gaya aksial yang diperhitungkan juga terdiri dari gaya aksial kapasitas yang berdasarkan gaya – gaya aksial yang didukung atas balok – balok sampai lantai paling atas. Menurut SK SNI T – 15 – 1991 – 03 ayat 3. 14. 4 rumus untuk gaya aksial adalah :

$$N_{u,k} = \frac{0,7.R_v.\phi_0.\Sigma M_{nak,b}}{l} + 1,05.N_{g,k} \dots\dots\dots(2 - 28)$$

tetapi tidak boleh melebihi :

$$N_{u,k} = 1,05.\left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \dots\dots\dots(2 - 29)$$

dengan :

- R_v = Faktor reduksi yang ditentukan sebesar :
 1,0 untuk $1 < n < 4$
 $1,1 - 0,025 n$ untuk $4 < n < 20$
 0,6 untuk $n > 20$
 l = bentang balok dari pusat ke pusat kolom
 n = jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau
 $N_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi
 $N_{E,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gempa

Menurut SK SNI T – 15 – 1991 – 03 ayat 3. 14. 7 butir 2, kuat geser kolom berdasarkan terjadinya sendi – sendi plastis pada ujung – ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut diatur dalam rumus sebagai berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}}{h'_k} \dots\dots\dots(2 - 30)$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4,0}{K} V_{E,k} \right) \dots\dots\dots(2 - 31)$$

dengan :

- $M_{u,k \text{ atas}}$ = momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok
 $M_{u,k \text{ bawah}}$ = momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok
 $V_{D,k}$ = gaya geser kolom akibat beban mati
 $V_{L,k}$ = gaya geser kolom akibat beban hidup
 $V_{E,k}$ = gaya geser kolom akibat beban gempa

2. 6. Perencanaan Pelat

Sebagai tahap awal perancangan pelat maka terlebih dahulu harus menentukan tebal minimum pelat yang boleh digunakan. Rumus tebal pelat yang tercantum dalam SK SNI T – 15 – 1991 – 03 ayat 3. 2. 5 butir 3 mengatur :

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \left[\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots\dots\dots(2 - 32)$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots(2 - 33)$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36} \dots\dots\dots(2 - 34)$$

Pelat lantai yang akan digunakan adalah pelat lantai dua arah yang didukung pada keempat sisinya serta pelat satu arah.

2.7. Dinding Penahan Tanah

Analisis konstruksis dinding penahan tanah pada umumnya untuk menentukan dimensi dinding penahan tanah agar stabil terhadap gaya-gaya yang bekerja dan meliputi dua hal yaitu analisis terhadap stabilitas gaya - gaya eksternal dan internal (Suryolelono, 1993). Dalam penulisan tugas akhir ini hanya akan meninjau stabilitas terhadap gaya - gaya eksternal.

2.7.1. Stabilitas konstruksi terhadap gaya-gaya eksternal

Tinjauan analisis stabilitas eksternal ini meliputi stabilitas terhadap bahaya guling, geser dan kuat dukung tanah yang terjadi.

1. Stabilitas terhadap bahaya guling

Konstruksi akan terguling apabila momen penahan tidak mampu menahan momen pengguling yang terjadi padanya dengan mengambil sebuah titik putar pada salah satu ujung dinding penahan tanah tersebut.

Bila kondisi seimbang, maka $\sum M = 0$ (momen guling = momen penahan)

Umumnya diambil angka keamanan (SF) = $\frac{\sum M_p}{\sum M_A}$ (2 - 35)

SF $\geq 1,5$ digunakan untuk jenis tanah non-kohefif, misalnya tanah pasir

SF $\geq 2,0$ digunakan untuk jenis tanah kohefif, misalnya tanah lempung

2. Stabilitas terhadap bahaya geser

Gaya aktif tanah (E_a) selain menimbulkan terjadinya momen, juga menimbulkan gaya dorong sehingga dinding akan bergeser. Bila dinding penahan tanah dalam keadaan stabil, maka gaya - gaya yang bekerja dalam keadaan seimbang ($\sum F = 0$ dan $\sum M = 0$). Perlawanan terhadap gaya dorong ini terjadi pada bidang kontak antara dasar dinding penahan tanah dengan tanah dasar pondasi.

Besarnya angka keamanan terhadap penggulingan untuk dinding penahan tanah dapat ditentukan dengan cara seperti dibawah ini :

$$\frac{\text{Yang menahan geser}}{\text{Yang menggeser}} \geq 1,5 - 2,0 \dots \dots \dots (2 - 36)$$

$$\frac{B.C' + W \operatorname{tg} \phi}{H} \geq 2,0 \dots \dots \dots (2 - 37)$$

dengan: C = kohesi tanah

B = lebar dinding penahan tanah sejajar bidang gambar

W = gaya vertikal total

H = total gaya yang menyebabkan guling

ϕ = sudut geser tanah

3. Stabilitas terhadap kuat dukung tanah

Besarnya daya dukung tanah dapat dicari dengan rumus dari Terzaghi, yaitu :

$$\sigma_{ult} = \alpha.c.Nc + q.Nq + \beta.\gamma.B.N\gamma \dots \dots \dots (2 - 38)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (2 - 39)$$

dengan : σ_{ult} = daya dukung tanah ultimit

α, β = faktor bentuk pondasi

γ = berat volume tanah di bawah pondasi

c = kohesi tanah

$q = D_f \cdot \gamma' =$ berat volume tanah diatas bidang dasar pondasi

B = lebar pondasi terkecil

N_c, N_q, N_γ = koefisien daya dukung tanah

SF = angka aman

$\bar{\sigma}$ = daya dukung ijin tanah

Tabel 2.1. Daftar Nilai Koefisien Daya Dukung Tanah "Terzaghi"

GENERAL SHEAR			ϕ	LOCAL SHEAR		
N_c	N_q	N_γ		N_c'	N_q'	N_γ'
5,7	1	0	0°	5,7	1	0
7,3	1,6	0,5	5°	6,7	1,4	0,2
9,6	2,7	1,2	10°	8	1,9	0,5
12,9	4,4	2,5	15°	9,7	2,7	0,9
17,7	7,4	5	20°	11,8	3,9	1,7
25,1	12,7	9,7	25°	14,8	5,6	3,2
37,2	22,5	19,7	30°	19	8,3	5,7
57,8	41,4	42,4	35°	25,2	12,6	10,1
95,7	81,3	100,4	40°	34,9	20,5	18,8

Catatan : *** lempung murni kenyang air

Untuk dinding penahan tanah, analisis dapat dilakukan dengan menganggap sebagai pondasi menerus, untuk mencari daya dukung tanah ultimit, maka harus ditinjau kondisi tanah sampai kedalaman B (lebar pondasi) di bawah dinding penahan tanah.

Kuat dukung yang terjadi

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{A} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \geq 0 \dots\dots\dots (2 - 40)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \leq \bar{\sigma}_{\text{tanah}} \dots\dots\dots(2 - 41)$$

Dalam analisis ini selalu diambil panjang dinding penahan tanah 1 m' tegak lurus bidang gambar.

dengan : V = gaya-gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah.

A = luas pelat dasar dinding penahan tanah.

L = lebar dinding penahan tanah sejajar bidang gambar

e = eksentrisitas

$$e = \frac{M_y}{V}$$

2.8. Perencanaan Pondasi

Daya dukung pondasi tiang bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang.

$$Q_u = Q_q + Q_s \dots\dots\dots(2 - 42)$$

dengan : Q_u = Daya dukung ultimit tiang (ton)

Q_p = Daya dukung ultimit ujung tiang (ton)

Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

Daya dukung ujung tiang dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = q_p \times A \dots\dots\dots(2 - 43)$$

dengan : Q_p = Daya dukung ujung tiang (ton)

q_p = Tahanan ujung per satuan luas (ton/m²)

A = Luas penampang tiang bor (m²)

Kontrol beban yang diterima satu tiang dalam kelompok pada perencanaan pondasi *Bored Pile* sama dengan persamaan yang digunakan pada perencanaan pondasi tiang beton. Adapun persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\sum Y^2} \dots\dots\dots(2 - 44)$$

dengan :

- P = Beban maksimum yang diterima tiang
 $\sum V$ = Jumlah total beban normal (beban vertikal)
 n = Jumlah tiang dalam satu poer
 M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X yang bekerja pada pondasi, diperhitungkan terhadap titik pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dasar poer.
 M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y yang bekerja pada pondasi, diperhitungkan terhadap titik pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dasar poer.
 X = Absis tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang.
 Y = Ordinat tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang.
 $\sum X$ = Jumlah kuadrat absis-absis tiang
 $\sum Y$ = Jumlah kuadrat ordinat - ordinat tiang

dari hasil perhitungan ini harus lebih kecil dari daya dukung untuk satu tiang yang diijinkan.

Untuk tinjauan terhadap kekuatan tanah :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \cdot p}{n} \dots\dots\dots(2 - 45)$$

dengan :

- A_{tiang} = Luasan per – satu tiang bor (m^2)
 Q_{tiang} = daya dukung keseimbangan tiang (ton)
 p = nilai *konus* dari hasil *sondir* (ton/m^2)
 n = angka aman (dipakai 3)

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

$$S \geq 2,5. D \text{ atau}$$

$$S \leq 3,0. D \dots\dots\dots(2 - 46)$$

dengan : S = Jarak antar tiang
 D = Diameter tiang

