

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Jembatan Kereta Api

Jembatan merupakan struktur konstruksi sipil yang berfungsi melintasi suatu hambatan yang berada lebih rendah, seperti lembah, sungai, atau selat. Jembatan pada kereta api merupakan komponen dari sistem operasi yang komprehensif dalam fasilitas kereta api, yang secara langsung mendukung sarana transportasi rel kereta api (Suwandi, 2020:2).

Struktur konstruksi jembatan kereta api terbagi dari konstruksi atas (*superstructure*) dan konstruksi bawah (*substructure*).

1. Struktur konstruksi atas (*superstructure*) berdasarkan materialnya:
 - Jembatan baja terdiri dari; baja profil H, Siku, Kanal, pelat, dan sebagai penambat adalah paku sumbat atau paku keling, Huckbolt, dan baut mur mutu tinggi. Pada ujungnya dipasang andas baja sebagai tumpuan jembatan. Diatas jembatan rasuk atau pada pemikul memanjang jembatan dinding dipasang bantalan kayu untuk perletakan rel serta alat penambatnya.
 - Jembatan beton terdiri dari; kontruksi beton bertulang sebagai gelagar induk yang berupa balok pelat atau balok T dengan kontruksi beton bertulang atau beton pratekan.
 - Jembatan komposit merupakan jembatan yang menggabungkan lebih dari dua bahan dengan karakteristik yang berbeda, membuat satu kesatuan yang membentuk sifat gabungan yang lebih unggul.
2. Struktur konstruksi bawah (*substructure*) berdasarkan jenis pondasinya:
 - Pangkal atau pilar dengan pondasi dangkal atau pondasi langsung, dimana pasangan batu kali atau beton bertulang langsung dibangun diatas tanah keras dengan galian yang tidak terlalu dalam
 - Pangkal atau pilar dengan pondasi dalam, dimana tanah keras cukup dalam penggaliannya, sehingga dibangun dengan tambahan konstruksi dibawahnya. Misalnya dengan sumuran, tiang pancang dan lainnya.

2.2 Pembebanan Struktur Jembatan

Hal pertama dalam merencanakan struktur suatu bangunan adalah dengan melakukan estimasi pembebanan yang akan dipikul oleh bangunan tersebut. Kegiatan estimasi beban ini dikenal dengan istilah pembebanan. Adapun pembebanan yang direncanakan bergantung dari fungsi jembatan tersebut.

Berdasarkan peraturan pembebanan pada Jembatan Kereta Api PM 60 Tahun 2012 Hal. 33 dari 41, beban bekerja pada suatu bangunan jembatan meliputi tiga beban yaitu beban vertikal pada jembatan bagian atas dan beban horizontal pada jembatan bagian atas.

2.2.1 Beban Vertikal Jembatan

Beban vertikal jembatan bagian atas memiliki beban permanen atau mati dan beban berjalan atau hidup, untuk beban permanen merupakan beban jembatan itu sendiri, sementara itu beban hidup adalah beban berjalan yang melintasi jembatan tersebut yaitu beban Kereta Api. Desain jembatan Kereta Api ini menggunakan desain jembatan dinding rangka (WTT. 76,5) atau bisa disebut Jembatan Weldid Through Truss. Adapun spesifikasi jembatan tersebut dibawah ini.

Bentang	= 75,00 m
Bentang teoritis	= 76,50 m
Panjang konstruksi	= 77,50 m
Tinggi konstruksi	= 1.450 mm
Lebar sks	= 5.000 mm
Berat Jembatan	= 268.748 kg/307.694 kg (CHC)
Berat Andas baja	= 6.162 kg
Tinggi dinding rangka	= 10.000 mm

Sumber : Buku Pembangunan Jembatan Kereta Api, Suwandi 2020 Hal. 14-15

2.2.1.1 Berat Sendiri

Berat sendiri atau beban mati ialah berat dari bagian-bagian dan elemen-elemen struktural serta elemen non stuctural yang diterima pada jembatan.

Berat sendiri terdiri dari berat bahan, ditambah dengan elemen struktural. Untuk berat jenis terlihat pada Tabel 2.1.

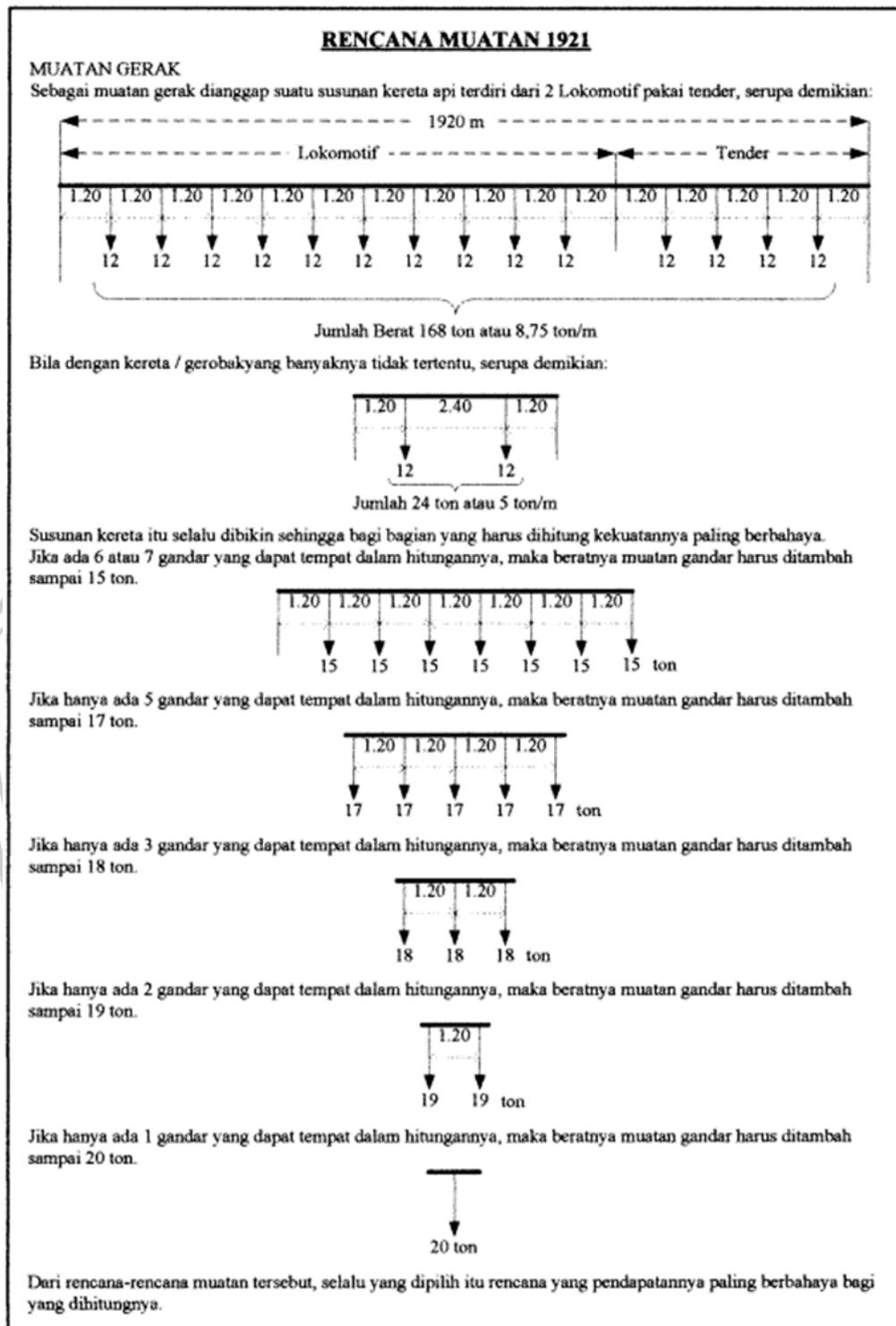
Tabel 2. 1 Berat Jenis

No	Elemen	Jumlah	Satuan
1	Baja, Baja Cor	78,50	kN/m ³
2	Besi Cor	72,50	kN/m ³
3	Kayu	8,00	kN/m ³
4	Beton Bertulang	25,00	kN/m ³
5	Berat Track Panel	4,50	kN/m
6	Ballast Gravel atau Batu Pecah	19,00	kN/m ³

Sumber : Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api (PM No. 60 Tahun 2012) Hal. 34

2.2.1.2 Beban Hidup

Beban hidup atau beban berjalan yang dipakai merupakan beban gandar maksimum sesuai dengan rencana sarana kereta api yang akan dijalankan atau juga skema dari rencana muatan. Pada beban gandar hingga 18 ton sendiri, menggunakan skema rencana muatan tahun 1921 (RM 21) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.1. Untuk beban gandar yang melebihi 18 ton, rencana muatan dikonfigurasi untuk memenuhi kebutuhan beban tekanan gandar.



Gambar 2. 1 Gambar Tabel Skema Pembebanan Rencana 1921 (RM21)

Sumber : Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api (PM No. 60 Tahun 2012) Hal.

2.2.1.3 Beban Kejut

Beban kejut dihitung dengan mengalikan faktor i terhadap beban kereta. Faktor i yang paling sederhana dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

1. Sebagai rel pada alas balas,

$$i = 0,1 + \frac{25}{50+L} \quad (2.1)$$

2. Sebagai rel pada perletakan kayu,

$$i = 0,2 + \frac{25}{50+L} \quad (2.2)$$

3. Sebagai rel secara langsung pada baja,

$$i = 0,3 + \frac{25}{50+L} \quad (2.3)$$

Penjelasan :

i = Faktor kejut

L = Panjang bentang (m)

Sumber : Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api (PM No. 60 Tahun 2012) Hal. 36

2.2.2 Beban Horizontal

Beban arah horizontal merupakan beban lateral atau beban dengan arah horizontal, serupa dengan beban angin, beban gempa, dan sebagainya. Berikut adalah beban horizontal yang harus diperhitungkan dalam pembebanan struktur jembatan menurut PM 60 Tahun 2012.

2.2.2.1 Beban Sentrifugal

Beban sentrifugal didapat dengan mengalikan faktor α dan beban kereta. Perhitungan beban ini bekerja terletak pusat gaya berat kereta dalam arah horizontal yang tegak lurus terhadap rel. Perhitungan cukup sederhana untuk faktor α dapat dilakukan dengan menggunakan rumus berikut :

$$\alpha = \frac{v^2}{127 R} \quad (2.3)$$

Penjelasan :

α = Koefisien beban sentrifugal

V = Kecepatan kereta pada tikungan (km/jam)

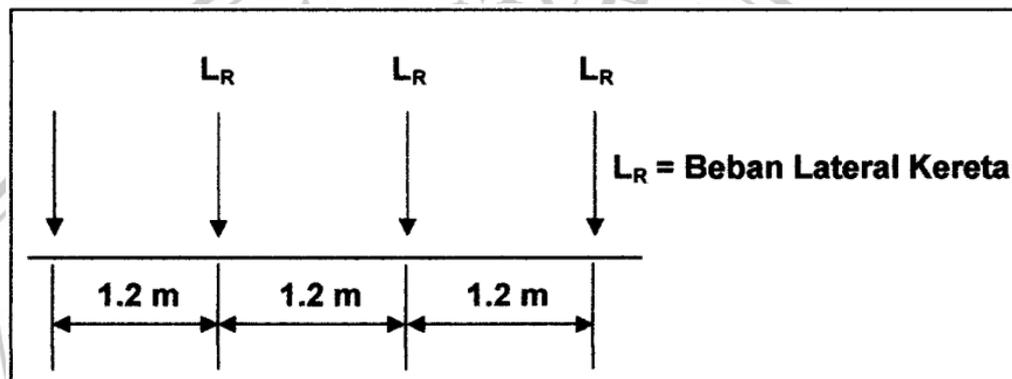
R = jari-jari tikungan (m)

Sumber : Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api (PM No. 60 Tahun 2012) Hal.

36

2.2.2.2 Beban Lateral Kereta

Beban lateral pada kereta ditunjukkan pada Gambar 2.2. Beban ini bekerja secara horizontal bagian atas dan secara tegak lurus terhadap arah rel kereta. Besarnya beban ini sebesar 15% atau 20% dari beban gandar, tergantung pada apakah beban tersebut berasal dari kereta listrik/diesel atau lokomotif.



Gambar 2. 2 Beban Lateral Kereta

Sumber : Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api (PM No. 60 Tahun 2012) Hal.

36

2.2.2.3 Beban Pengereman dan Traksi

Beban pengereman dan traksi masing-masing sebesar 25% dari beban kereta, diterapkan pada pusat gaya berat kereta ke arah rel atau secara longitudinal.

2.2.2.4 Beban Rel Panjang Longitudinal

Beban rel sepanjang longitudinal pada umumnya sebesar 10 kN/m, dengan maksimum 2000 kN.

2.2.2.5 Beban Angin

Beban angin yang bekerja secara horizontal dan tegak lurus terhadap rel biasanya memiliki nilai sebagai berikut:

- Pada area proyeksi vertikal jembatan tanpa kereta di atasnya sebesar 3,0 kN/m². Namun, 2,0 kN/m² berlaku pada area proyeksi rangka batang dari arah angin, tanpa mencakup area sistem lantai.
- Pada area rel dan jembatan dengan kereta di atasnya sebesar 1,5 kN/m², pengecualian sebesar 1,2 kN/m² diterapkan untuk jembatan kereta selain gelagar dek atau jembatan komposit, sementara 0,8 kN/m² berlaku pada area proyeksi rangka batang yang terkena angin.

2.2.2.6 Beban Gempa

Beban gempa yang diterapkan mengikuti peraturan gempa yang berlaku, yaitu SNI 1725-2016. Maka jembatan harus dirancang untuk meminimalkan kemungkinan runtuh, meskipun menimbulkan kerusakan secara signifikan dan gangguan pelayanan yang diakibatkan gempa tersebut. Beban gempa dihitung sebagai gaya horizontal dengan mengalikan koefisien respons elastis (C_{sm}) serta berat struktur ekuivalen, kemudian hasilnya dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) menggunakan rumus :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (2.4)$$

Penjelasan :

E_Q = Gaya gempa arah horizontal statis (kN)

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastis

R_d = Faktor modifikasi respons

W_t = Berat keseluruhan struktur dari beban permanen dan beban berjalan yang sesuai (kN)

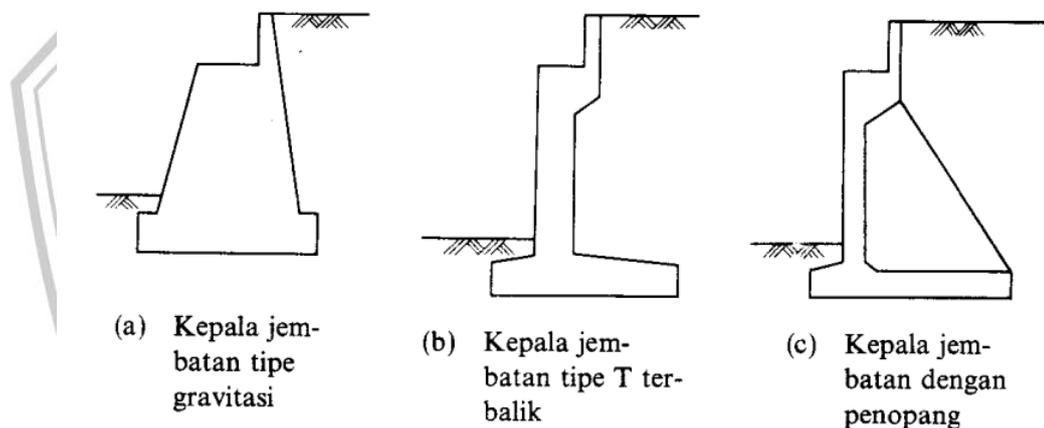
Sumber : Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016) Hal. 58 dari 67

Koefisien respons elastis C_{sm} didapatkan dari peta percepatan batuan dasar serta spektrum percepatan gempa dan periode ulang gempa yang direncanakan. Koefisien percepatan diambil dari peta gempa dan kemudian dikalikan dengan faktor amplifikasi yang sesuai dengan situasi tanah sampai kedalaman 30 m yang terletak di bawah struktur. Dampak gempa pada bangunan jembatan

mencakup beban gempa, detail struktur dan metode analisa, yang merujuk pada tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016).

2.3 Struktur *Abutment* Dan Pilar

Kepala atau juga bisa disebut *abutment* pada jembatan adalah struktur bertugas mentransfer beban permanen dan beban berjalan dari bagian atas jembatan serta tekanan pada tanah menuju pondasi. Adapun beberapa bentuk dan jenis *abutment*, dan pemilihannya harus mempertimbangkan faktor-faktor seperti tinggi, jenis bangunan di atasnya, kondisi tanah pondasi, serta kondisi bangunan yang akan direncanakan. Berikut bentuk dan tinggi pemakaian *abutment* pada Gambar 2.3 dan Gambar 2.4.



Gambar 2.3 Bentuk *Abutment*

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 303

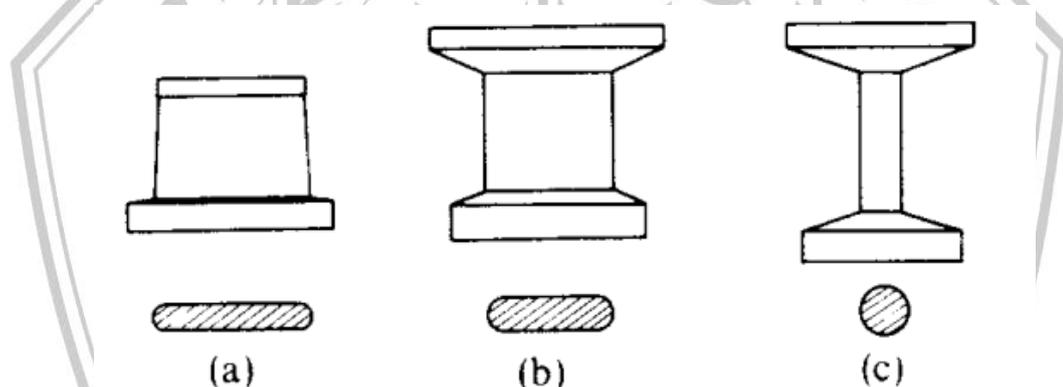
Macam kepala jembatan	Tinggi pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan penopang	----- 8 m -----					
Bentuk T terbalik	----- 12 m -----					
Tipe semi gravitasi	----- 7 m -----					
Tipe gravitasi	-----					

Gambar 2.4 Tinggi Pemakaian bentuk *Abutment*

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 303

Menurut (SNI 2541:2008) Hal. 1, pilar jembatan atau pier adalah struktur beton bertulang untuk pondasi tiang yang terletak di tengah sungai, fungsinya adalah untuk menahan beban yang diteruskan antara bentang tepi dan tengah struktur jembatan di atasnya.

Pilar terletak di antara dua penyangga dan menentukan apakah struktur jembatan dapat menahan pada beban. Pilar sering digunakan pada jembatan yang panjang. Pilar dapat terbuat dari beton, batu, baja, atau bahan lainnya, tergantung pada kebutuhan jembatan, ketersediaan material, dan kondisi lingkungan. Struktur pilar meliputi kepala pilar, kolom, dan elemen lainnya. Bentuk dinding pilar bisa padat, masif, atau kotak, dan biasanya terdiri hanya dari kolom atau tiang.

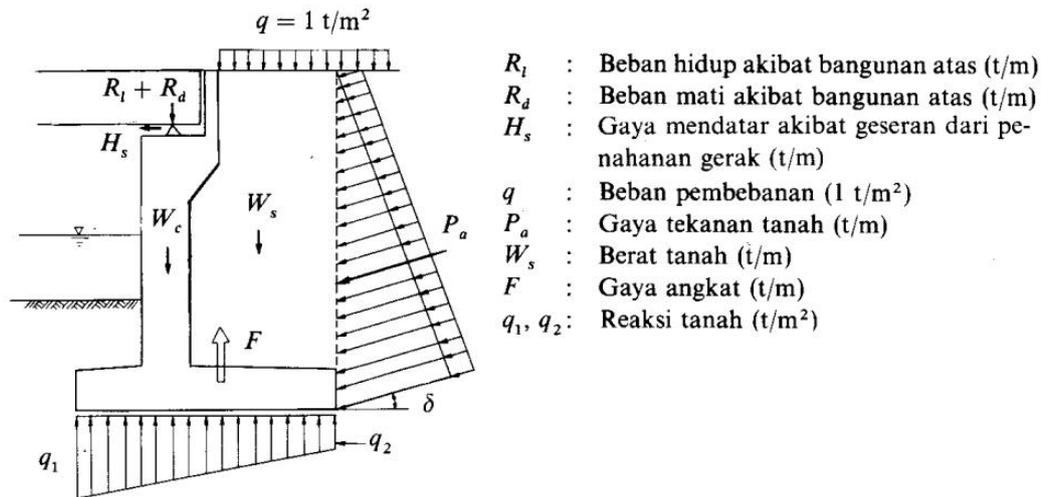


Gambar 2. 5 Bentuk Pilar Jembatan Di Sungai

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 304

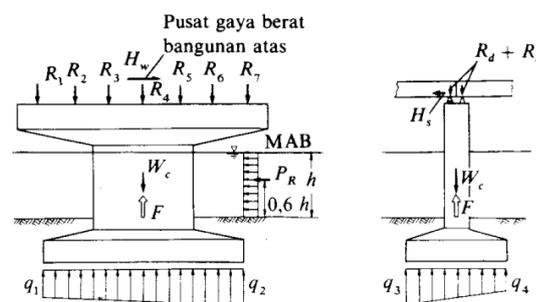
2.3.1 Perencanaan Struktural *Abutment* Dan Pilar

Perencanaan *abutment* pada jembatan memerlukan perhitungan gaya serta beban yang bekerja terhadap *abutment* tersebut. Gaya eksternal yang mempengaruhi *abutment* termasuk seperti Gambar 2.5 sebagai berikut.



Gambar 2. 6 Gaya Luar pada *Abutment*

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 308



(a) Arah ortogonal ke sumbu jembatan (b) Arah sumbu jembatan

- (a) $R_1 - R_7$: Reaksi balok utama (beban hidup dan beban mati) (t)
 H_w : Beban angin yang bekerja pada bangunan atas (titik kerja pada pusat gaya berat bangunan atas) (t)
 W_c : Berat mati pilar (t)
 P_R : Tekanan air yang mengalir (t)
 F : Gaya angkat ke atas
 q_1, q_2 : Reaksi tanah (t/m²)
- (b) R_d : Beban mati akibat kerja bangunan atas (t)
 R_l : Beban hidup akibat kerja bangunan atas (t)
 H_s : Gaya mendatar akibat penahanan geser (t)
 q_3, q_4 : Reaksi tanah (t/m²)

Gambar 2. 7 Gaya Luar pada Pilar

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 308

2.3.1.1 Gaya Horizontal Tanah

- Gaya Horizontal terhadap Tekanan Lapisan Tanah Aktif

Beban yang bekerja pada $1/3H$ dari bawah *retaining wall*

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

Tekanan tanah aktif keseluruhan (P_a) pada *retaining wall* tinggi H

$$P_a = 0,5 \times H^2 \times \gamma \times K_a \quad (2.6)$$

Penjelasan :

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

φ = Sudut geser dalam

P_a = Tekanan tanah aktif total (ton)

γ = Berat jenis tanah urug pada *Abutment* (m)

H = Tinggi *Abutment* (m)

Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi I, Hary Christady Hardiyatmo. 2011:451

- Gaya Horizontal terhadap Tekanan Tanah Pasif
Beban yang bekerja pada $1/3H$ dari bawah dinding penahan

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.7)$$

Tekanan tanah aktif keseluruhan (P_a) untuk *retaining wall* tinggi H

$$P_p = 0,5 \times H^2 \times \gamma \times K_p \quad (2.8)$$

Penjelasan :

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

P_p = Tekanan tanah pasif (ton)

Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi I, Hary Christady Hardiyatmo. 2011:456

2.3.1.2 Beban Gempa

Menurut tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Gempa (SNI 2833:2016), terdapat di halaman 53 dari 60, tekanan tanah lateral yang disebabkan oleh gempa yang dihitung menggunakan pendekatan persamaan pseudostatis yang telah dikembangkan oleh Okabe dan Mononobe. Dengan menggunakan metode Mononobe dan Okabe, rumus tekanan tanah aktif Coulumb dapat disesuaikan untuk mempertimbangkan koefisien percepatan vertikal dan horizontal yang dipicu oleh gempa. Pada Gambar 2.6, garis AB menunjukkan dinding belakang *retaining wall*, sedangkan garis ABC menggambarkan bidang tanah yang

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_\alpha)}{\cos \theta \cos^2 \beta_\alpha \cos(\delta + \theta - \beta_\alpha)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta + \theta - \beta_\alpha) - \cos(i - \beta_\alpha)}}\right)^{-2} \quad (2.10)$$

Penjelasan :

γ = Berat jenis tanah (kN/m³)

H_t = Tinggi tanah (m)

ϕ = Sudut geser dalam tanah (°)

θ = Arc tan $\left(\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right)$ (°)

δ = Sudut geser antara tanah dan *Abutment* (°)

k_h = Koefisien percepatan horizontal

k_v = Koefisien percepatan vertikal (umumnya diambil 0)

i = Sudut kemiringan timbunan (°)

β_α = Kemiringan dinding *abutment* jembatan pada bidang vertikal (°)

Sumber : Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016),

Hal. 54 dari 60

2.3.1.3 Control Stabilitas *Abutment*

- Stabilitas *Abutment* terhadap Daya Dukung Tanah

$$Q_{un} = \left[cN_c \left(1 + \frac{0,3B}{L}\right) \right] + [P_0 N_q] + \left[0,5\gamma' B N_\gamma \left(1 - \frac{0,2B}{L}\right) \right]$$

c = Kohesi tanah (kN/m²)

L = Kedalaman Pondasi (m)

B = Lebar Pondasi (m)

γ' = Berat volume tanah efektif (kN/m²)

Sumber : Teknik Pondasi 1, Hary Christady Hardiyatmo Hal. 84

Tabel 2. 2 Faktor-faktor kapasitas Terzaghi

φ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	N'_c	N'_q	N'_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	10,1
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber : Teknik Pondasi 1, Hary Christady Hardiyatmo Hal. 94

- Stabilitas *Abutment* terhadap geser

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq FK \quad (2.11)$$

Dengan :

1,5 \leq FK (keadaan normal)

1,2 \leq FK (keadaan gempa)

Penjelasan :

$\sum R_h$ = Tahanan *Abutment* terhadap geser

$\sum P_h$ = Jumlah gaya-gaya horizontal

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 86-88

- Stabilitas *Abutment* terhadap guling

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \geq FK \quad (2.12)$$

Dengan :

1,5 \leq F_{gl} (tanah dasar granuler)

1,2 \leq F_{gl} (tanah dasar kohesif)

Penjelasan :

$$\sum M_w = Wb_1$$

$$\sum M_{gl} = \sum P_{ah}h_1 + \sum P_{av}B$$

$$\sum M_w = \text{Momen melawan terhadap guling (kN.m)}$$

$$\sum M_{gl} = \text{Momen mengakibatkan terhadap guling (kN.m)}$$

$$W = \text{berat sendiri } Abutment + \text{Berat tanah diatas pelat pondasi (kN)}$$

$$B = \text{Lebar bawah } Abutment \text{ (m)}$$

$$\sum P_{ah} = \text{Total gaya-gaya arah horizontal (kN)}$$

$$\sum P_{av} = \text{Total gaya-gaya arah vertikal (kN)}$$

Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 86

- Stabilitas *Abutment* terhadap eksentrisitas (e) dirumuskan sebagai berikut :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_x - \sum M_y}{\sum V} < \frac{B}{2} \quad (2.13)$$

Penjelasan :

$$\sum M_x = \text{Momen melawan terhadap gaya guling (kN.m)}$$

$$\sum M_y = \text{Momen mengakibatkan terhadap guling (kN.m)}$$

$$\sum V = \text{Gaya arah vertikal (kN)}$$

$$B = \text{Lebar dasar } Abutment \text{ (m)}$$

Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 288

- Stabilitas *Abutment* pada tegangan

$$\sigma = \frac{\sum V}{B.L} \times \left(1 \pm \frac{6.e}{B}\right) \leq Q_{ijin} \quad (2.14)$$

Penjelasan :

$$e = \text{Stabilitas } Abutment \text{ terhadap eksentrisitas}$$

$$L = \text{Panjang bawah } abutment \text{ (m)}$$

$$\sum V = \text{Gaya vertikal (kN)}$$

$$B = \text{Lebar dasar } abutment \text{ (m)}$$

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 288

2.3.1.4 Penulangan Pada *Abutment* Dan Pilar

Penulangan terhadap *abutment* menggunakan rumus yang serupa pada penulangan struktur beton.

- Menentukan luas penulangan

$$\rho_{bln} = \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.15)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{bln} \quad (2.16)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.17)$$

$$\rho_{bln} = \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.18)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \quad (2.19)$$

$$M_n = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (2.20)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\} \quad (2.21)$$

$$\text{Dengan luas tulangan : } A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (2.22)$$

$$\text{Dan Tulangan bagi : } A_s \text{ bagi} = 20\% \cdot A_s \text{ pokok} \quad (2.23)$$

- Kontrol tulangan geser :

Menurut SNI 2847:2019 Hal. 143, desain penampang terkena geser diharuskan memenuhi syarat $\phi V_n > V_u$, di mana nilai angka V_n sebagai berikut.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.24)$$

Untuk mengetahui syarat $\phi V_n > V_u$ maka diperlukan langkah perhitungan sebagai berikut.

- Menentukan ϕV_c

$$\phi V_c = 0,7 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (2.25)$$

Apabila $\phi V_c > V_u$ maka memerlukan tulangan geser dengan langkah selanjutnya.

- Menentukan luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2.26)$$

- Menentukan jarak sengkang maksimum tulangan geser

Berdasarkan SNI 2847:2019 Hal. 202 jarak Sengkang tidak diijinkan

melebihi $d/2$

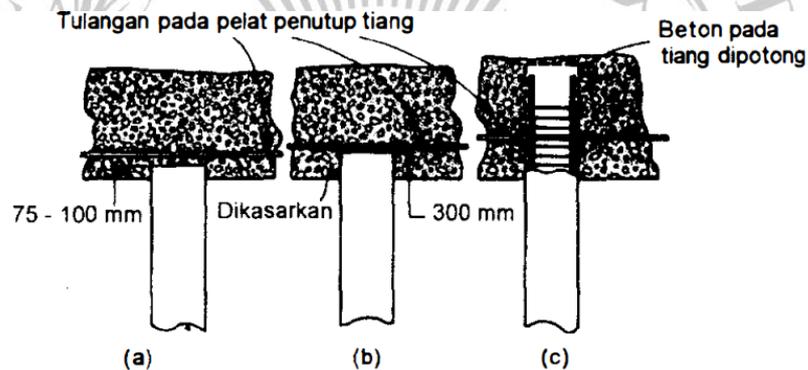
$$S_{\max} = \frac{d}{2} \quad (2.27)$$

- Menentukan kekuatan geser nominal

$$V_s = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{s} \quad (2.28)$$

2.4 Struktur *Pile Cap*

Pile Cap adalah pekerjaan yang menghubungkan sekelompok tiang. Di atas kelompok tiang biasanya struktur tiang digunakan untuk menghubungkan kelompok tiang, struktur ini disebut *pile cap*. Fungsi *pile cap* yaitu menyalurkan dan mendistribusikan beban pada kolom terhadap tiang. Tomlinson (1977:388) dan menurut Hardiyatmo (2008:291), direkomendasikan penutup tiang antara 75 mm dan 100 mm terlihat Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Ikatan Tiang Beton Serta Pelat Penutup Tiang

- Beban desak
- Beban desak beserta beban tarik yang tidak terlalu besar
- Beban tarik atau beban momen yang besar

Sumber : Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo. 2008:292

2.4.1 Dimensi *Pile Cap*

Perhitungan dimensi pada *pile cap* sering dipengaruhi terhadap beberapa faktor, termasuk jarak antara tiang dan jumlah tiang pondasi. Jarak antara pondasi tiang dalam satu kelompok tiang, berdasarkan Direktur Jenderal Bina

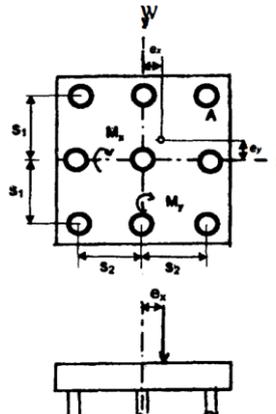
Marga Pekerjaan Umum dan Tata Lingkungan, harus memenuhi persyaratan dibawah ini :

$$S \geq 2,5-3,0D \quad (2.29)$$

Penjelasan :

D = Jarak kelompok tiang (m)

S = Diameter atau ukuran tiang (m)



Gambar 2. 10 Jarak Antar Tiang Pada Tiang Kelompok

Sumber : Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo. 2008:197

2.4.1.1 Kontrol Geser Satu Arah

Tindakan *pile cap* terhadap geser hampir sama dengan gelagar pelat. Ada 2 kondisi geser yang perlu dipertimbangkan saat mendesain pile cap ini adalah searah dan dua arah. Nilai tahanan geser beton (V_c) satu arah dapat ditentukan dari persamaan berikut. (Dipohusodo, 1991:364) :

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (2.30)$$

Gaya geser nominal pada penampang di depan kolom diharuskan lebih kecil dari atau bisa juga sama dengan kekuatan geser beton.

tanah pasif (ton)

2.4.1.2 Kontrol Geser Dua Arah

Penampang kritis arah tegak lurus terhadap permukaan pelat memiliki keliling b_0 pada kedua sisinya, dengan penampang kritis yang terletak dari muka tumpuan seperti dibawah ini.

Nilai tahanan geser beton (V_c) dua arah dapat ditentukan dari minimal tiga persamaan berikut. (Dipohusodo, 1991:363) :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{8}\right) \lambda \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \quad (2.31)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{a_s \times d}{b_0}\right) \lambda \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \quad (2.32)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \quad (2.33)$$

Penjelasan :

λ = Terhadap beton ringan 0,75

= Terhadap beton normal 1,0

2.5 Pondasi Dalam

Secara umum penentuan jenis pondasi dapat dilihat dari nilai (D/B). Apabila nilai (D/B) < 4 maka termasuk jenis pondasi dangkal yang secara langsung memikul beban dari struktur atas. Apabila nilai (D/B) > 4 maka termasuk jenis pondasi dalam yang melanjutkan beban struktur atas ke lapisan tanah keras (Bowles, 1991:3).

Sebelum memutuskan tipe pondasi dalam yang akan direncanakan untuk suatu bangunan, perencana harus terlebih dahulu memahami berbagai jenis pondasi dalam beserta fungsi dan kriteria penggunaannya. Perencanaan pondasi perlu mempertimbangkan beberapa faktor seperti kualitas, biaya, dan waktu agar dapat diterapkan dengan baik saat pelaksanaan konstruksi di lapangan.

Pondasi dalam merupakan jenis pondasi yang membutuhkan pemancangan atau bisa juga pengeboran selama pelaksanaannya, dikarenakan lapisan tanah keras yang berlokasi sangat dalam. Pondasi ini biasanya dipakai untuk bangunan dengan beban berat seperti gedung tinggi, jembatan, dermaga, dan sebagainya. Jenis-jenis pondasi dalam meliputi pondasi tiang bor (bore pile), pondasi tiang pancang, *caissons*, dan *franky pile*. Pemilihan jenis pondasi dalam didasarkan pada kondisi tanah di lokasi, besarnya beban yang ditanggung, dan biaya pekerjaan pembuatan pondasi (Hardiyatmo, 1996:205).

Menurut (Riadi, 2020) jenis pondasi dalam meliputi dari beberapa yaitu :

1. Pondasi tiang pancang
2. Pondasi tiang bor.

2.5.1 Pondasi Tiang Bor

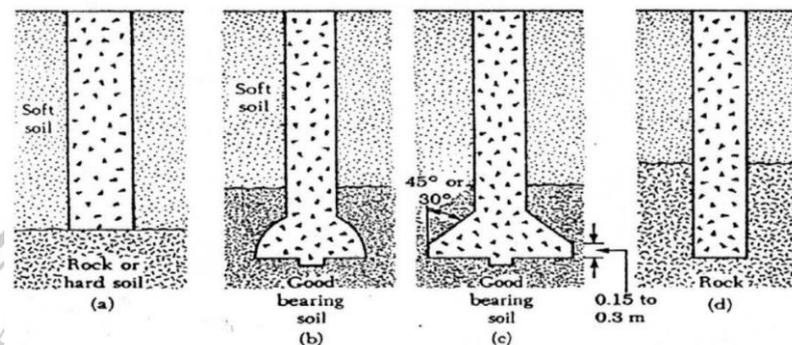
Cara kerja pondasi tiang bor dipasang ke dalam tanah yang sudah dibor terlebih dahulu, selanjutnya dimasukan dengan tulangan lalu dilakukan pengecoran beton di tempat. Pondasi tiang bor umumnya digunakan terhadap tanah yang lapisannya kaku dan stabil, yang memungkinkan pembentukan lubang yang stabil menggunakan alat bor. Apabila tanah mengandung air, maka pipa besi (casing) diperlukan untuk menjaga dinding lubang pondasi tetap stabil, dan pipa ini akan dikeluarkan saat proses pengecoran beton berlangsung. Tanah keras atau batuan lunak, maka pada dasar tiang dapat diperlebar dengan tujuan meningkatkan daya dukung ujung tiang.

Adapun kelebihan dan kekurangan menurut Buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Nakazawa dan Sosrodarsono Hal. 94 antara lain :

1. Kekurangan
 - Beton apabila telah terendam air kualitasnya bisa lebih buruk dari pada tiang pracetak
 - Tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur dan pasir
 - Dimensi diameter yang besar membutuhkan banyak beton, maka membutuhkan biaya yang lebih
 - Tempat pengeboran akan menjadi kotor dimana proses pekerjaan pengeboran apabila menggunakan air dengan berlawanan arah jarum jam
2. Kelebihan
 - Getaran yang terjadi sangat minim sehingga cocok untuk lokasi yang padat bangunan
 - Daya dukung jauh lebih besar dan dimensi diameter bisa lebih besar dari pada tiang pracetak
 - Lapisan tanah dapat langsung diamati dikarebakan cara pengeboran searah berlawanan arah jarum jam
 - Pengaruh buruk pada bangunan yang berada didekatnya cukup rendah

Menurut (Braja M. Das, 2016:506) jenis pondasi tiang bor terdiri dari beberapa yaitu :

1. *Bored Pile* dengan bentuk lurus untuk tanah keras.
2. *Bored Pile* ujung tiang diperbesar dengan bentuk seperti bel.
3. *Bored Pile* ujung tiang diperbesar seperti bentuk trapesium.
4. *Bored Pile* untuk lapisan tanah berbatu dan berbentuk lurus.



Gambar 2. 11 Jenis Bentuk Ujung Pondasi Tiang Bor

Sumber : (Braja M. Das, 2016:506)

2.5.1.1 Daya Dukung Ijin Tiang Bor

Kapasitas dukung ijin pondasi tiang di bawah umumnya ditentukan dari keadaan tanah serta kekuatan bahan pondasi tiang. Dari segi kekuatan, daya dukung tiang adalah kuat tekan dan kuat tarik.

- Daya dukung ijin tekan

Mengitung dengan metode Mayerhof untuk menganalisis kekuatan tekan yang diijinkan dari pondasi tiang menggunakan rumus berikut:

$$P_a = \left(\frac{q_c \times A_p}{FK_1} \right) + \left(\frac{\sum l_{fi} \times A_{st}}{FK_2} \right) \quad (2.34)$$

Penjelasan :

P_a = Daya dukung ijin tekan pada tiang pondasi

q_c = 20 N, untuk *silt/clay* dan 40 N, untuk *sand*

N = Nilai N-SPT

A_p = Luas penampang pada tiang pondasi

A_{st} = Keliling penampang pada tiang pondasi

f_i = Gaya geser pada penutup segmen tiang pondasi

N maksimum 20 ton/m², terhadap *silt/clay*

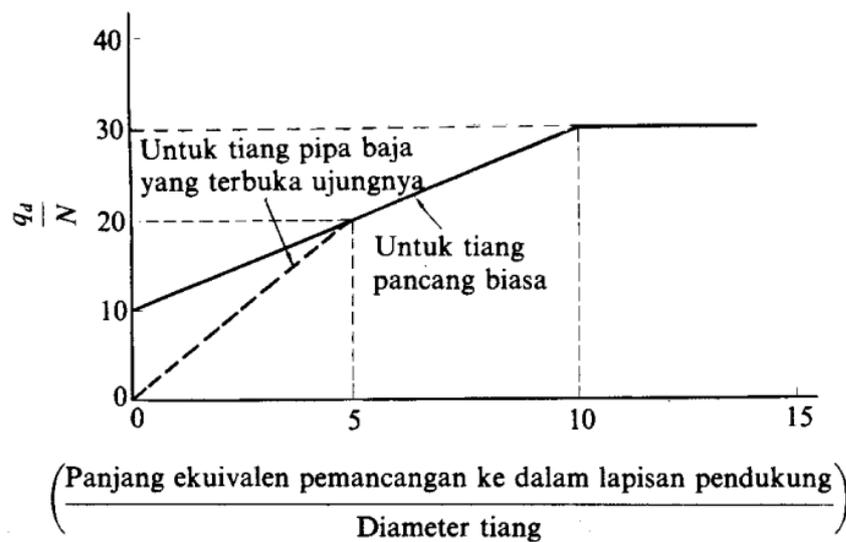
N maksimum 10 ton/m², terhadap *sand*

FK₁ = faktor keamanan sebesar 3

FK₂ = factor keamanan sebesar 5

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah P, dkk. Hal. 43

Memperkirakan nilai q_d yang didapat dari grafik hubungan antara L/D dan q_d/N terdapat di Gambar 2.12



Gambar 2.12 Diagram Intensitas DDT Ujung Pondasi Tiang

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 101

Gambar 2.12 menunjukkan bahwa L adalah panjang penetrasi yang ekuivalen ke lapisan tanah yang mendukung digunakan untuk menentukan diameter pondasi tiang (D). Nilai rata-rata ujung tiang, \bar{N} , diperoleh menggunakan rumus berikut :

$$\bar{N} = \left(\frac{N_1 + N_2}{2} \right) \quad (2.35)$$

Penjelasan :

N_1 = Nilai angka N ujung pada tiang pondasi

N_2 = Nilai angka rata-rata N pada $4D$ dari ujung tiang pondasi

Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Suyono & Nakazawa Hal. 100

- Daya dukung ijin tarik

Mengitung dengan metode Mayerhof untuk menganalisis kekuatan tarik yang diijinkan dari pondasi tiang menggunakan rumus berikut:

$$P_{ta} = \left(\frac{\sum l_{fi} \times A_{st} \times 0,70}{FK_2} \right) + W_p \quad (2.36)$$

$$A_{st} = \pi D \quad (2.37)$$

$$W_p = 24 \text{ kN/m}^3 \times \pi r^2 \quad (2.38)$$

Penjelasan :

P_{ta} = Kekuatan tarik tiang yang diijinkan

A_{st} = Luas tutup tiang (cm)

W_p = Berat pada pondasi

l_i = Panjang ruas tiang pondasi yang tertinjau (m)

F_i = Gaya geser terhadap penutup segmen tiang yang tertinjau (ton/m²)

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah P, dkk. Hal. 51

2.5.1.2 Daya Dukung Horizontal

Struktur pondasi tiang direncanakan dengan mempertimbangkan beban horizontal (tekanan lateral, beban seismik dan beban angin). Dalam analisa gaya horizontal, menggunakan bentuk komposit yang melibatkan pelat penutup tiang, tiang diklarifikasikan menjadi dua jenis. Antara lain:

- a. tiang pondasi ujung bentuk jepit (*fixed end pile*)
- b. tiang pondasi ujung bentuk bebas (*free end pile*)

Menurut Broms, untuk pondasi tiang bor pada tanah kohesif dengan ujung terjepit menghitung berdasarkan rumus berikut :

1. Tiang pendek dan tanah kohesif

Berikut kapasitas beban horizontal dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$H_u = 9 \times C_u \times D \times \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.39)$$

$$M_{max} = H_u \times \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad (2.40)$$

Penjelasan :

H_u = Kapasitas tiang arah horizontal

C_u = Undrained strength (kN/m²)

D = Diameter pada pondasi tiang (m)

Lp = Kedalaman pada pondasi (m)

2. Tiang pendek sedang

Daya dukung arah horizontal tiang sedang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$M_y = \frac{9}{4} \times C_u \times d \times g^2 - 9 \times C_u \times d \times f \times \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}\right) \quad (2.41)$$

Nilai Hu bisa dengan mengambil

$$L_p = H_u \times \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2}\right) \quad (2.42)$$

3. Tiang panjang dengan tanah kohesif

Daya dukung horizontal tiang panjang tanah liat dengan $M_{max} > M_y$ dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.43)$$

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \quad (2.44)$$

$$C_u = k \times N \quad (2.45)$$

Penjelasan :

M_y = Momen yang terjadi (kN.m)

H_u = Daya dukung tiang arah horizontal (kN)

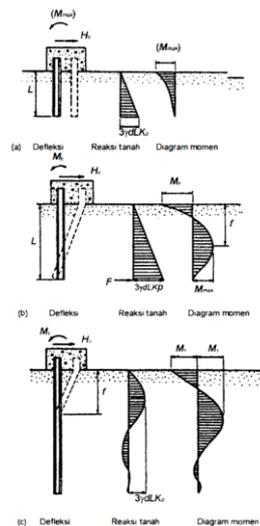
C_u = Kohesi undrained (kN/m²)

D = Diameter pondasi pada tiang (m)

Lp = Kedalaman pada pondasi (m)

k = 3,5–6,5 (kN/m²)

N = Nilai angka N-SPT



Gambar 2. 13 Tiang Ujung Dalam Lapisan Tanah Kohesif

- Tiang pendek
- Tiang sedang
- Tiang Panjang

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah Pamungkas, dkk. Hal. 60-61

2.5.1.3 Jumlah Tiang Yang Dibutuhkan

Perrhitungan total tiang pondasi yang dibutuhkan untuk mendukung kolom titik ditentukan dengan menggunakan beban aksial serta kombinasi beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Total tiang yang dapat dihitung dengan membagi gaya aksial serta daya dukung tiang sebagai berikut :

$$N_p = \frac{P}{P_{all}} \quad (2.46)$$

Penjelasan :

n_p = Total pada tiang yang diperlukan

P = Gaya aksial

P_{all} = Daya dukung pada tiang yang diijinkan

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah Pamungkas, dkk. Hal.

54-55

2.5.1.4 Daya Dukung Kelompok Tiang

Dikarenakan intervensi (jalur tumpukan yang berdekatan). Pengurangan daya dukung kelompok tiang ini biasanya diberikan sebagai angka efisiensi (Pamungkas, 2013:55).

- Efisiensi Kelompok Tiang

Persamaan efisiensi kelompok pondasi tiang diajukan untuk perhitungan daya dukung kelompok tiang. Rumus yang diajukan didasarkan pada diameter tiang, posisi tiang dan jarak relatif. Perhitungan kelompok tiang efektif dapat dihitung dengan rumus berikut :

1. Metode Converse-Lebare

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90} \left\{ \frac{(n-1).m+(m-1).n}{m.n} \right\}$$

dimana :

$$\theta = \text{arc tg } \frac{d}{s}$$

2. Metode Los Angeles

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \{ m \cdot (n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} (m-1)(n-1) \}$$

3. Metode Seiler-Keenay

$$\eta = 1 - \left\{ \frac{11 \cdot d}{7(d^2 - 1)} \right\} \left\{ \frac{m+n-2}{m+n-1} \right\} + \frac{0,3}{m+n}$$

Dan pada perhitungan efisiensi kelompok pondasi tiang pada perencanaan ini menggunakan perhitungan rumus Converse-Labarre.

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90} \left\{ \frac{(n-1).m+(m-1).n}{m.n} \right\} \quad (2.47)$$

dimana :

$$\theta = \text{arc tg } \frac{d}{s}$$

Penjelasan :

η = Efisiensi kelompok tiang pondasi

d = Diameter tiang (m)

s = Jarak antar pondasi tiang antara as ke as

m = Total baris tiang

n = Total tiang pada 1 baris

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah Pamungkas, dkk. Hal.55-56

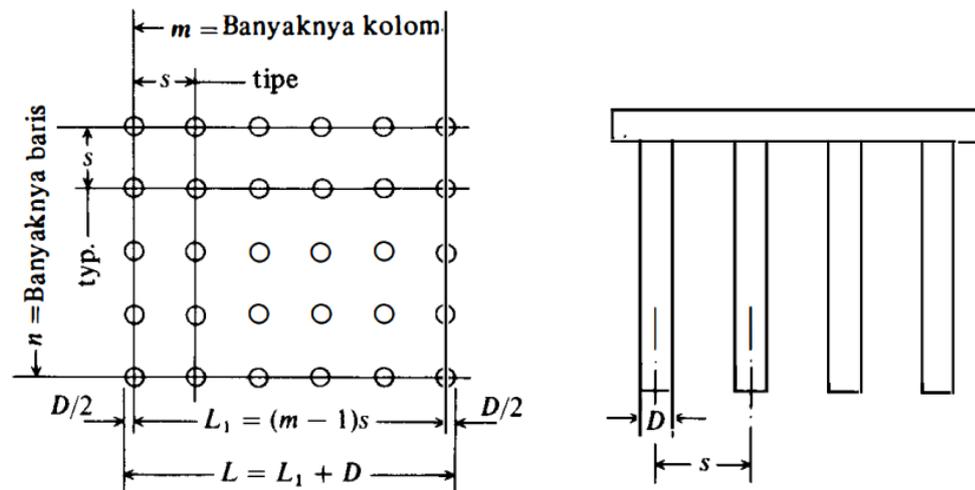
Kapasitas beban yang diijinkan kelompok tiang dihitung dengan rumus = $E_g \times \text{total pondasi tiang} \times \text{daya dukung pondasi tiang yang diizinkan}$. Daya dukung kelompok pondasi tiang harus melebihi gaya aksial yang bekerja padanya (Pamungkas, 2013).

Jarak antara tiang bor adalah :

$$S \leq \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m+n-2} \quad (2.48)$$

- Daya dukung ijin vertikal kelompok pondasi tiang

$$Q_u = \eta \times n(\text{pile}) \times \text{daya dukung pondasi tiang} \quad (2.49)$$



Gambar 2. 14 Efisiensi Bored Pile Kelompok

Sumber : Analisis dan Desain Pondasi jilid II Joseph E. Bowles, Hal. 343

2.5.1.5 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok

Dalam menentukan daya dukung kelompok tiang pondasi dan beban yang bekerja pada tiang, faktor-faktor tersebut mempengaruhi performa kelompok tiang. Tiang menerima gaya tekan dan tarik, sehingga penting untuk memastikan bahwa setiap tiang mampu menahan beban struktur di atasnya sesuai dengan daya dukung.

Kemudian beban aksial dan momen yang diterapkan akan didistribusikan ke kepala tiang dan seluruh kelompok pondasi tiang menggunakan rumus elastis dengan asumsi bahwa kepala tiang bersifat sepenuhnya kaku. Dengan asumsi ini, pengaruh gaya yang diterapkan tidak akan mengakibatkan deformasi atau

pelengkungan pada tiang. Untuk menentukan nilai beban minimum dan maksimum pada kelompok pondasi tiang, dapat digunakan persamaan sebagai berikut.:

Menurut (Pamungkas dan Garianti, 2013:57)

$$\frac{P_{max}}{P_{min}} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum y^2} \quad (2.50)$$

Penjelasan :

- P_{max} = Beban maksimal pada tiang
- P_u = Gaya aksial yang dihasilkan (terfaktor)
- M_y = Momen tegak lurus terhadap sumbu y
- M_x = Momen tegak lurus terhadap sumbu x
- X_{max} = Jarak terjauh dari tiang pondasi ke sumbu x
- Y_{max} = Jarak tiang pondasi sumbu y terjauh
- N_x = Total baris tiang arah sumbu x
- N_y = Total baris tiang arah sumbu y
- N_p = Total tiang yang diperlukan
- $\sum x^2$ = Total kuadrat dari X
- $\sum y^2$ = Total kuadrat dari y

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah Pamungkas, dkk. Hal. 57

2.5.1.6 Penurunan Pada Tiang

Kelompok tiang bor (piles group) di atasnya yang disambungkan pada pile cap, jika kelompok tiang bor tersebut dikenai beban yang seragam, maka akan terjadi pula penurunan yang seragam.

Besarnya penurunan tiang dalam suatu kelompok tiang adalah besar penurunan elastis yang dapat terjadi pada jangka dekat atau pendek dan juga penurunan yang terdapat dalam jangka yang panjang (Pamungkas, 2013:198).

Total penurunan adalah penjumlahan dari dua jenis penurun dengan rumus sebagai berikut :

$$S = S_c + S_i \quad (2.51)$$

Penjelasan :

S = Penurunan keseluruhan

S_i = Penurunan yang terjadi segera

S_c = Penurunan konsolidasi

- Penurunan segera

Penurunan segera (*immediate settlement*) adalah penurunan yang terjadi segera setelah beban bekerja (Manual Pondasi Tiang Universitas Katolik Parahyangan. Paulus Pramono Raharjo. Hal. 70).

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (2.52)$$

Penjelasan :

S_i = Penurunan segera (m)

μ_1 = Faktor koreksi pada lapisan tanah dan tebal terbatas H untuk menghitung nilai μ_1 terdapat pada Gambar 2.11

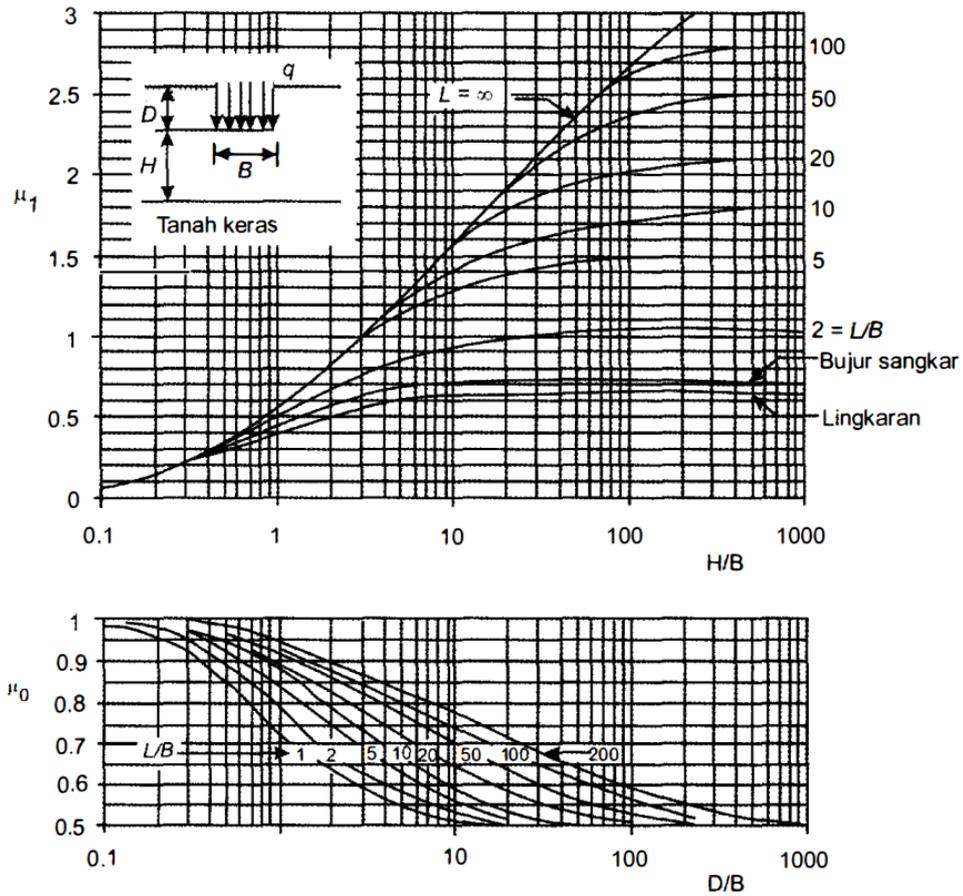
μ_0 = Faktor koreksi pada kedalaman pondasi Df H untuk menghitung nilai μ_0 terdapat pada Gambar 2.11

B = Lebar kelompok pondasi tiang (m)

Q = Tekanan pondasi yang terjadi (kN/m^2)

E = Modulus elastis tanah (kN/m^2)

Sumber: Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah Pamungkas, dkk. Hal. 79



Gambar 2. 15 Grafik Untuk Menghitung Nilai μ_1 dan μ_0
 Sumber : Analisis Dan Perancangan Fondasi I, Hary Christady Hardiyatmo.
 2011:285

Tabel 2. 3 Perkiraan Modulus Elastis E

Macam Tanah	E (ton/m ²)
Lempung	
- Sangat lunak	300 – 3000
- Lunak	2000 – 4000
- Sedang	4500 – 9000
- Keras	7000 – 20000
- Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
- Berlanau	5000 – 20000
- Tidak padat	10000 – 25000
- Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
- Padat	80000 – 200000
- Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

Sumber : Teknik Pondasi 1, Hary Christady Hardiyatmo Hal. 163

- Penurunan konsolidasi

Penurunan konsolidasi (*long term consolidation settlement*) adalah penurunan berlangsung dalam waktu panjang atau yang terjadi secara bertahap seiring dengan pengurangan tekanan air pori. (Manual Pondasi Tiang Universitas Katolik Parahyangan. Paulus Pramono Raharjo. Hal. 70).

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (2.53)$$

Penjelasan :

S_c = Penurunan konsolidasi (m)

H = Tebal lapisan tanah yang ditinjau

e = Nilai angka pori tanah

C_c = Indeks pemampatan

P_0 = Tegangan efektif awal (kN/m²)

Δp = Tambahan tegangan (kN/m²)

Sumber : Manual Pondasi Tiang Universitas Katolik Parahyangan. Paulus Pramono Raharjo. Hal. 70

2.6 Penulangan

2.6.1 Penulangan *Pile Cap*

Penulangan pada *pile cap* diperlakukan seperti penulangan pelat. Perencanaan penulangan pada *pile cap* dilakukan dalam berbagai tahap (Rusdianto, 2005:135).

1. Rencanakan sebagai balok berbentuk persegi panjang dengan lebar (b) dan tinggi bersih (d).

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (2.54)$$

Penjelasan :

M_u = Momen yang terjadi pada balok (kg.m)

H = Tinggi balok (m)

b = Lebar balok (m)

d = Tinggi efektif (m) = $h - 70 \text{ mm}$

2. Rasio penulangan didapatkan melalui rumus berikut,

$$\Omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{F_c'}} \quad (2.55)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{F_c'}{f_y} \quad (2.56)$$

$$\rho_b = \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.57)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.58)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.59)$$

Pemeriksaan pada rasio tulangan tarik : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

F_c' = Mutu pada beton (Mpa)

F_y = Mutu pada baja (Mpa)

$\beta_1 = 0,85$

3. Jika angka rasio tulangan sesuai dengan persyaratan, maka langkah selanjutnya adalah dengan menghitung luas tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{rencana} \quad (2.60)$$

Penjelasan :

A_s = Luas tulangan (mm^2)

4. Setelah luas tulangan telah diketahui, langkah selanjutnya adalah menyesuaikan diameter dan jarak batang serta luas batang yang telah diperhitungkan.

5. Pemeriksaan pada tinggi efektif digunakan ($d_{pakai} > d_{rencana}$)

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan} \quad (2.61)$$

6. Kontrol terhadap kapasitas momen ultimit

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b w} \quad (2.62)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.63)$$

2.6.2 Tinjauan Terhadap Geser

Perilaku dari *pile cap* serupa dengan pondasi dimana gaya geser harus konsisten antara balok dan pelat (Rusdianto, 2005:159).

2.6.2.1 Kontrol Geser Pondasi Bekerja Satu Arah

Penampang kritis untuk geser pelat pondasi terletak pada jarak d dari muka reaksi terkonsentrasi dan berada pada penampang melintang yang mencakup total lebar pelat, jika satu-satunya operasi geser dan lentur yang memberikan kekuatan adalah beton.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{F_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.64)$$

Gaya geser nominal pada penampang pada jarak d dari muka kolom diharuskan lebih kecil dari atau bisa juga sama dengan kuat geser beton, sehingga $V_n \leq V_c$. Dengan demikian :

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1}{6} \sqrt{F_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.65)$$

Penjelasan :

V_u = Gaya geser yang berjarak d dari muka kolom

V_c = Gaya geser pada beton

B_w = Lebar pondasi (m)

D = $h - d'$ (h merupakan tinggi pelat dan d' merupakan selimut beton)

ϕ = 0,6 (reduksi kekuatan geser)

2.6.2.2 Kontrol Geser Pondasi Bekerja Dua Arah

Penampang kritis tegak lurus terhadap bidang pelat memiliki b_0 pada setiap sisinya, dan penampang kritis terjadi pada $\frac{1}{2}d$ dari permukaan tumpuan. Hal ini ditunjukkan oleh kekuatan geser pelat (Rusdianto, 2005:187). Berikut rumus beton dengan penampang kritis :

$$V_c = (1 + \frac{2}{\beta_0}) \cdot \sqrt{F_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (2.66)$$

Penjelasan :

B_o = Keliling daerah kritis

$$= 2 (b_o + h_o) \quad (2.67)$$

$$\beta_0 = \frac{h}{b} \quad ; h \text{ (sisi panjang kolom)} \quad (2.68)$$

; b (sisi pendek kolom)

D = Tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang :

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq V_c + V_s \leq 4 \cdot \sqrt{F_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.69)$$

$$V_u = \frac{P_u}{A} (h_o^2 - b_o^2) \quad (2.70)$$

Penjelasan :

V_s = Kuat geser tulangan geser

P_u = Beban berfaktor pada kolom

A = Luas pondasi (B x L)

Perhitungan penulangan susut dianalisis menggunakan persamaan

$$A_{ss} = 0,0014 \times b_w \times d_{ef} \quad (2.71)$$

2.6.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Tiang Bor

Perhitungan tulangan pondasi bor pile melibatkan perhitungan tulangan longitudinal dan tulangan spiral, yang dipakai untuk menahan gaya yang akan bekerja pada pondasi tiang bor.

- Kontrol eksentrisitas

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (2.72)$$

- Luas tulangan longitudinal

berdasarkan SNI 2847-2019, luas tulangan longitudinal (A_s) yang digunakan sebesar 0,6%,

$$A_s = \rho \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2.73)$$

$$\rho = 0,006$$

- Analisa penampang bentuk lingkaran dan persegi

$$\text{Tinggi ekuivalen (heq)} = 0,8 \times D \quad (2.74)$$

$$\text{Lebar ekuivalen (heq)} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}{0,8 \times D} \quad (2.75)$$

$$D_s = D - (2 \cdot d_c) - D_{\text{spiral}} \quad (2.76)$$

$$D_{\text{seq}} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.77)$$

- Pemeriksaan P_{nb} terhadap P_u

Hasil dari pemeriksaan P_{nb} terhadap P_u harus dijalankan untuk menentukan keadaan tiang (apakah gagal dalam keruntuhan tekan atau keruntuhan tarik).

$$D_{eq} = D_{\text{seq}} + \frac{heq - D_{\text{seq}}}{2} \quad (2.78)$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.79)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.80)$$

- Regangan dan tegangan baja

Regangan baja tulangan (ϵ_s') dan tegangan leleh baja (f_s') yang terjadi pada baja tulangan.

$$E_s' = \frac{E_c \cdot (C_b - \frac{h e_q - D s e_q}{2})}{c b} \quad (2.81)$$

$$F_s' = E_s \times E_s' \quad (2.82)$$

$$P_{nb} = (0,85 \times f_c' \times a_b \times b e_q) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y) \quad (2.83)$$

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 100}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{p g m D s}{2,5 h} - \left(\frac{0,85 e}{h} - 0,38 \right)} \right) \quad (2.84)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.85)$$

- Perhitungan tulangan spiral

$$P_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{F_c}{F_{yt}} \quad (2.86)$$

