
BAB III

LANDASAN TEORI

A. Perencanaan Struktur Atap

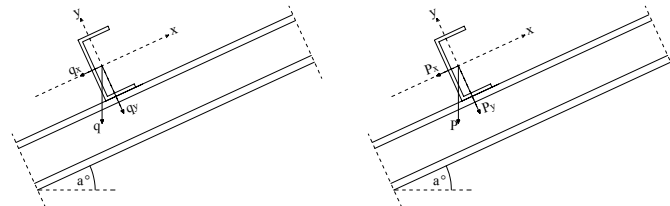
Atap merupakan struktur yang paling atas dari suatu bangunan gedung. Struktur atap dapat terbuat dari kayu, beton ataupun dari baja. Dalam laporan tugas akhir ini direncanakan sebagian struktur atap yang digunakan adalah struktur baja.

1. Perencanaan Gording

Gording direncanakan untuk menahan beban-beban yang bekerja di atas atap. Beban-beban yang biasanya diperhitungkan dalam perencanaan gording antara lain:

- a) Beban mati, terdiri dari bahan penutup atap, dan berat gording.
- b) Beban hidup, diperhitungkan sebesar $P = 100$ kg berada di tengah bentang gording. Selain itu juga diperhitungkan beban hujan.
- c) Beban angin, terdiri atas:
 - 1) Angin tekan
PMI 1970 pasal 4.3.2 menyebutkan untuk $0^\circ < \alpha < 65^\circ$ koefisien angin diambil sebesar -1,2
dimana : α = kemiringan atap.
 - 2) Angin hisap
Koefisien angin ditentukan sebesar -0.4

Perhitungan momen dan penguraian beban mengacu pada gambar berikut:



Gambar 3.1

Penguraian Beban Pada Gording

Beban merata q diuraikan menjadi:

$$q_x = q \cdot \sin \alpha \quad (3.01)$$

$$M_y = \frac{1}{8} q_x l^2 \quad (3.02)$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha \quad (3.03)$$

$$M_x = \frac{1}{8} q_y l^2 \quad (3.04)$$

Beban terpusat P diuraikan menjadi:

$$P_x = P \cdot \sin \alpha \quad (3.05)$$

$$M_y = \frac{1}{4} P_x l \quad (3.06)$$

$$P_y = P \cdot \cos \alpha \quad (3.07)$$

$$M_x = \frac{1}{4} P_y l \quad (3.08)$$

Seluruh momen M_x dan M_y dikombinasikan untuk mendapat momen total.

Pemeriksaan kekuatan gording:

$$\frac{\sum M_x}{W_x} + \frac{\sum M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma} \quad (3.09)$$

Pemeriksaan lendutan gording:

$$\delta_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x L^4}{EI_x} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P_x L^3}{EI_x} \quad (3.10)$$

$$\delta_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y L^4}{EI_y} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P_y L^3}{EI_y} \quad (3.11)$$

$$\delta_i = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad (3.12)$$

$$\bar{\delta} = \frac{1}{240} L \quad (\text{Sumber : SNI 03-1729-2002}) \quad (3.13)$$

2. Perencanaan Kuda-kuda

Beban-beban yang diperhitungkan dalam perencanaan kuda-kuda antara lain:

- a) Akibat Beban Tetap
 - 1) Beban atap (BA)
 - 2) Beban gording (BG)
 - 3) Beban ikatan angin (BB)= 20% x (BA+BG)
 - 4) Beban hidup (BL), terdiri dari : Beban orang = 100 kg dan Beban hujan (Bh) diambil yang paling besar
 - 5) Beban kuda-kuda (BK)
 - 6) Berat baut = 20% x BK
- b) Akibat Beban Sementara
 - 1) Beban Angin Kiri, terdiri dari angin tekan dan angin hisap
 - 2) Beban Angin Kanan, terdiri dari angin tekan dan angin hisap

Setelah didapatkan momen yang terjadi kuda-kuda dari *software SAP 2000*, maka dilakukan pengecekan dan perhitungan profil kuda-kuda tersebut :

Kontrol Stabilitas Penampang :

$$\text{Sayap : } \lambda = \frac{b}{t_s} \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} \qquad (3.14)$$

$$\text{Badan : } \lambda = \frac{h}{t_b} \qquad \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \qquad (3.15)$$

Jika :

$$\lambda \leq \lambda_p \qquad \dots \dots \dots \quad M_n = M_p \quad \longrightarrow \quad \text{Penampang Kompak} \qquad (3.16)$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \qquad \dots \dots \dots \quad M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \qquad (3.17)$$

$$\lambda_r < \lambda \qquad \dots \dots \dots \quad M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \qquad (3.18)$$

Kontrol Lentur Terhadap Tekuk Torsi :

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y I_w} \qquad (3.19)$$

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \qquad (3.20)$$

Untuk profil I dan kanal ganda : (Pengekangan Lateral)

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}} \quad (3.22)$$

dimana : $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ → sumbu lemah (3.23)

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad X_2 = 4 \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \frac{I_w}{I_y} \quad (3.24)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.25)$$

$$J = 2 \cdot \frac{1}{3} B t_s^3 + \frac{1}{3} (H - 2t_s) t_b^3 \quad (3.26)$$

$$I_w = I_y \frac{(H-t_s)^2}{4} \quad (3.27)$$

$$f_L = f_y - f_r \quad (3.28)$$

f_r = tegangan sisa, 70 MPa untuk profil gilas

115 MPa untuk profil tersusun

jika :

$$L \leq L_p \quad \dots \quad M_n = M_p \quad (3.29)$$

$$L_p < L \leq L_r \quad \dots \quad M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_p \quad (3.30)$$

$$L_r < L \quad \dots \quad M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.31)$$

$$M_p = f_y \{ B \cdot t_s (H - t_s) + \frac{1}{4} t_b (H - 2t_s)^2 \} \quad (3.32)$$

$$M_r = S (f_y - f_r) \quad (3.33)$$

Kuat Geser Nominal (Vn) :

Diasumsikan profil yang digunakan direncanakan tanpa pengaku

$$V_n = 0,60 x f_y x A_b \quad (3.34)$$

Jika $\left(\frac{h}{t_b} \right) \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$, dengan $k_n = 5 + \frac{5}{(a/h^2)}$ (3.35)

Check Interaksi Lentur dan Geser :

Lentur oleh sayap : $M_u \leq \phi M_f$ dengan catatan $M_{cr} \geq M_p$ (3.36)

dimana $M_f = A_f \cdot d_f \cdot f_y$ (3.37)

$$\text{Geser oleh badan : } V_u \leq \phi V_n \quad (3.38)$$

$$\text{Interaksi Lentur dan Geser : } \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375 \quad (3.39)$$

3. Perencanaan Sambungan Baut

Perhitungan baut menurut **SNI 03-1729-2002**, terhadap gaya geser dan gaya tarik :

Luas penampang baut :

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (3.40)$$

Kuat geser rencana dari satu baut yang terkena geser saja :

$$V_d = \phi_f \cdot r_1 \cdot F_u^b \cdot A_b \quad (3.41)$$

Kuat tarik rencana dari satu baut yang terkena tarik saja :

$$T_d = \phi_f \cdot 0,75 \cdot F_u^b \cdot A_b \quad (3.42)$$

Jumlah baut yang dibutuhkan per baris :

$$n = \frac{M}{\phi_{baut} \times V_d} \rightarrow \text{untuk menahan geser} \quad (3.43)$$

$$n = \frac{M}{\phi_{baut} \times T_d} \rightarrow \text{untuk menahan tarik} \quad (3.44)$$

Dengan syarat-syarat :

$$\frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq r_1 \cdot \phi_f \cdot f_u^b \cdot m \quad (3.45)$$

$$\phi_f \cdot f_u^b \cdot A_b \geq \frac{P_u}{n} \quad (3.46)$$

dimana:

r = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

r_1 = 0,4 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

ϕ_f = 0,75 adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

F_u^b = tegangan tarik putus baut

V_u = gaya geser ultimit

P_u = gaya normal ultimit

A_b = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

n = jumlah baut

m = jumlah bidang geser untuk baut mutu tinggi

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 tentang “Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung”, maka tata letak baut direncanakan sebagai berikut
Jarak antar baut dalam 1 baris (s) :

$$3d \leq s \leq 200 \text{ mm} \quad (3.47)$$

Jarak antara baut paling luar dengan plat (s_1) :

$$1,5d \leq s_1 \leq 150 \text{ mm} \quad (3.48)$$

dimana:

d = diameter baut

s = jarak antar baris baut dan jarak antar sumbu baut

s_1 = jarak antara sumbu baut ke tepi pelat

4. Pendimensionian Ikatan Angin / *Bracing*

Menurut *Charles G. Salmon* dan *John E. Johnson* untuk perencanaan ikatan angin dianggap ada gaya P' yang arahnya searah dengan sumbu gording.

Gaya (P) pada bagian tepi kuda-kuda di tempat gording :

$$P' = (0,01 \times P_{\text{kuda-kuda}}) + (0,005 \times n \times q \times d_k \times d_g) \quad (3.49)$$

Luasan diameter ikatan angin :

$$A_s = \frac{P}{\frac{1}{3} \times \bar{\sigma}} \quad (3.50)$$

$$A_s = 1/4 \times \pi \times d_{\min}^2 \quad (3.51)$$

dimana :

$P_{\text{kuda-kuda}}$ = gaya pada bagian tepi kuda-kuda di tempat gording

n = jumlah *trave* antara dua bentang ikatan angin

q = beban atap vertikal terbagi rata

d_k = jarak kuda-kuda

d_g = jarak gording

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin

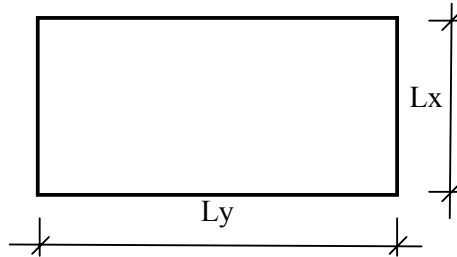
d_{\min} = diameter minimal

B. Perencanaan Pelat

Pelat adalah struktur planar kaku yang terbuat dari material monolit dengan tinggi yang kecil dibandingkan dengan dimensi-dimensi lainnya. Untuk merencanakan pelat beton bertulang perlu mempertimbangkan faktor pembebanan dan ukuran serta syarat-syarat dari peraturan yang ada. Pada perencanaan ini digunakan tumpuan jepit elastis untuk mencegah pelat berotasi dan relatif sangat kaku terhadap momen puntir. Dalam pelaksanaan, pelat akan di cor bersamaan dengan balok.

Pelat merupakan panel-panel beton bertulang yang mungkin bertulang dua atau satu arah saja tergantung sistem strukturnya. Apabila pada struktur pelat perbandingan bentang panjang terhadap lebar < 3 , maka akan mengalami lendutan pada kedua arah sumbu. Beban pelat dipikul pada kedua arah oleh balok pendukung sekeliling panel pelat, dengan demikian pelat akan melentur pada kedua arah. Apabila panjang pelat sama dengan lebarnya, perilaku keempat balok keliling dalam menopang pelat akan sama. Sedangkan apabila perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek > 3 , balok yang lebih panjang akan memikul beban yang lebih besar dari balok yang pendek (penulangan satu arah).

Dimensi bidang pelat L_x dan L_y dapat dilihat pada gambar di bawah ini:



Gambar 3.2

Dimensi Bidang Pelat

Langkah-langkah perencanaan penulangan pelat adalah :

- Menentukan syarat-syarat batas, tumpuan dan panjang bentang.
- Menentukan tebal pelat.

$$h_{min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1500})}{36 + 9\beta} \quad (3.52)$$

$$h_{maks} = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1500})}{36} \quad (3.53)$$

h_{min} pada pelat lantai ditetapkan minimal sebesar 12 cm, sedang h_{min} pada pelat atap ditetapkan sebesar 10 cm.

c) Menghitung beban yang bekerja berupa beban mati dan beban hidup terfaktor.

d) Menghitung momen-momen yang menentukan.

Pada pelat yang menahan dua arah dengan terjepit pada keempat sisinya bekerja empat macam momen yaitu :

1) Momen lapangan arah x (M_{lx}) = koef x Wu x lx² (3.54)

2) Momen lapangan arah y (M_{ly}) = koef x Wu x lx² (3.55)

3) Momen tumpuan arah x (M_{tx}) = koef x Wu x lx² (3.56)

4) Momen tumpuan arah y (M_{ty}) = koef x Wu x lx² (3.57)

e) Menghitung tulangan pelat

Langkah-langkah perhitungan tulangan :

1) Menetapkan tebal penutup beton

2) Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.

3) Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.

4) Membagi Mu dengan b x d² $\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right)$ (3.58)

Dengan : b = lebar pelat per meter panjang (mm)

d = tinggi efektif (mm)

5) Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (3.59)$$

6) Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.60)$$

$$\rho_{mak} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \quad (3.61)$$

7) Mencari luas tulangan yang dibutuhkan

$$(A_s = \rho \times b \times d) \quad (3.62)$$

f) Memeriksa terhadap defleksitas

Menurut *S. Timoshenko* dan *S. Woinowsky* (1996), defleksi maksimum yang terjadi pada pusat pelat (tengah-tengah pelat) yaitu :

$$D = (Eh^3) / (12 \times (1-\mu^2)) \quad (3.63)$$

$$\delta_{max} = (k \cdot q \cdot a^4) / D \quad (3.64)$$

C. Analisa Respons Dinamik

Berdasarkan pedoman “Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung” **SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.2**, bangunan gedung yang termasuk dalam gedung tidak beraturan, beban gempa rencana dihitung menggunakan analisa respons dinamik (spektrum respon) berdasarkan **SNI 03-1726-2002 pasal 7.2**, dengan analisa 3 dimensi menggunakan bantuan program *software SAP 2000*. Dengan beberapa syarat yang harus dipenuhi :

- a) Mencari massa pada tiap lantai dengan kombinasi 100% beban mati ditambah dengan 30% dari beban hidup yang terjadi
- b) Partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%
- c) Jika waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC)
- d) Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya menurut persamaan

$$T < \zeta n \quad (3.65)$$

dimana :

T = waktu getar stuktur fundamental

n = jumlah tingkat gedung

ξ = koefisien pembatas yang ditetapkan berdasarkan (SNI 03-1726-2002)

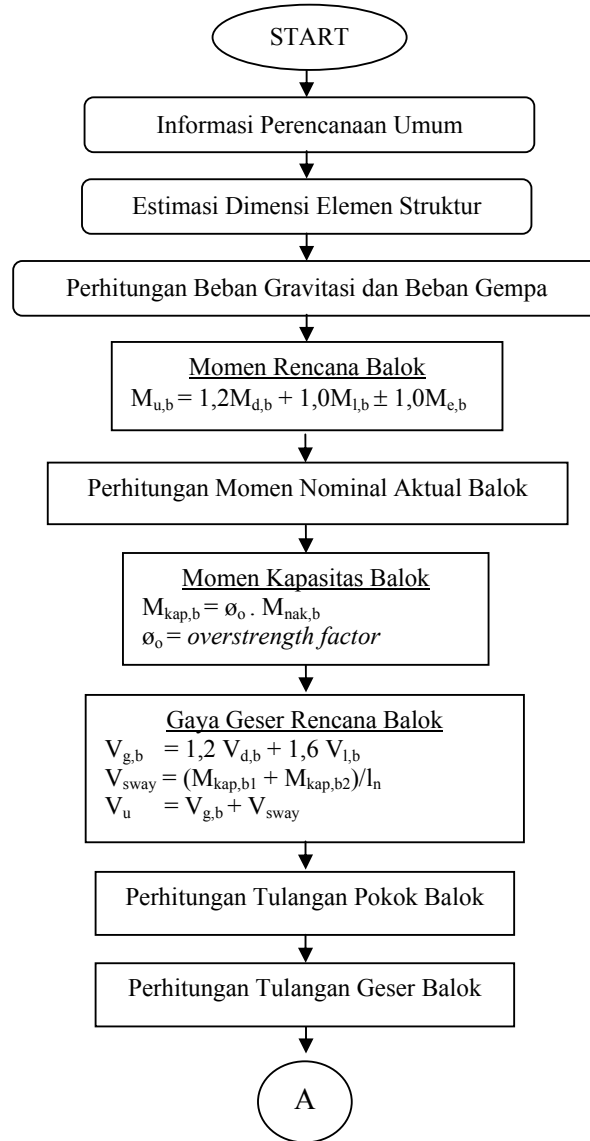
- e) Jika waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau SRSS)
- f) Bila diinginkan, dari diagram atau kurva gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung dapat ditentukan beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bersangkutan (selisih gaya geser tingkat dari 2 tingkat berturut-turut)
- g) Simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung, tidak boleh melampaui $0,003/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil

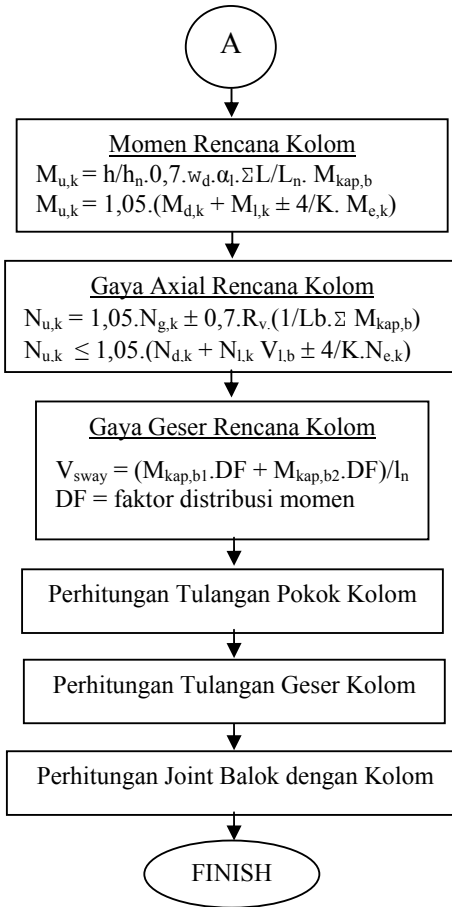
D. Perencanaan Struktur Rangka Beton Bertulang Dengan Cara Kapasitas

Tidak ekonomis untuk merencanakan struktur sedemikian rupa agar tetap berperilaku elastis saat dilanda gempa kuat. Untuk itu, pedoman perencanaan bangunan terhadap beban gempa yang berlaku di Indonesia menetapkan suatu taraf beban gempa rencana yang menjamin struktur agar tidak runtuh jika dilanda gempa kecil atau sedang, tetapi jika dilanda gempa kuat, struktur tersebut mampu berperilaku daktail dengan memencarkan energi gempa. Konsep perencanaan struktur demikian dikenal sebagai konsep desain kapasitas (*capacity design*).

Berdasarkan **SNI 03-1726-2002** konsep perencanaan kapasitas pada struktur rangka beton bertulang (portal rangka terbuka) menghendaki adanya mekanisme pergoyangan. Mekanisme tersebut dimaksudkan untuk membentuk sendi-sendi plastis pada balok dan kolom lantai dasar bagian bawah, serta tidak mengijinkan terjadinya sendi-sendi plastis yang terpusat pada ujung-ujung kolom salah satu lantai tertentu. Perencanaan dengan konsep kapasitas pada struktur rangka beton bertulang ditetapkan beberapa hal yang meliputi perencanaan kolom-kolom yang lebih kuat daripada kapasitas balok-balok yang tersedia, dan tidak terjadi keruntuhan geser pada balok dan kolom (kolom lantai dasar bagian bawah dan kolom lantai paling atas) yang bersifat getas dari kegagalan akibat beban lentur pada daerah sendi plastis setelah mengalami rotasi dan pergoyangan cukup besar.

Perencanaan struktur yang direncanakan adalah struktur rangka beton bertulang dengan menggunakan cara kapasitas dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan faktor keutamaan struktur $I = 1,0$ dan faktor reduksi gempa maksimum $R = 8,5$, selanjutnya langkah-langkah perhitungan struktur disajikan dalam diagram alir pada **gambar 3.3**.





Gambar 3.3
*Diagram Alir Perencanaan Struktur Rangka
Dengan Desain Kapasitas*

1. Momen Lentur dan Penulangan Balok Portal

Dari analisa gaya-gaya dalam elemen struktur rangka diperoleh momen lentur balok akibat masing-masing pembebanan, yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Kombinasi untuk mendapatkan momen lentur rencana balok pada muka kolom sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2 M_{d,b} + 1,6 M_{l,b} \pm 1,0 M_{e,b} \quad (3.66)$$

dimana :

$M_{u,b}$ = momen lentur rencana balok portal

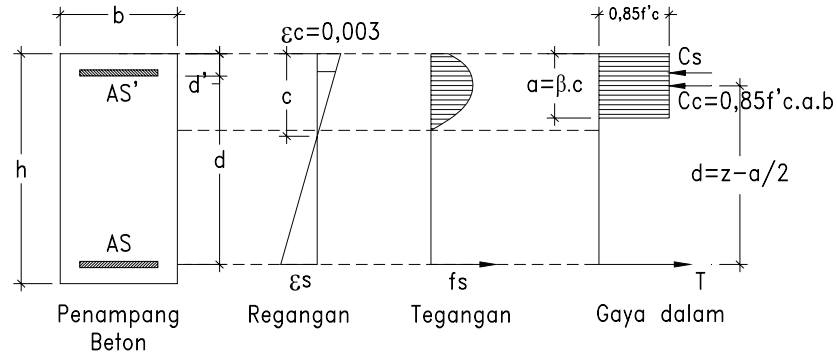
$M_{d,b}$ = momen balok portal akibat beban mati

$M_{l,b}$ = momen balok portal akibat beban hidup

$M_{e,b}$ = momen balok portal akibat beban gempa

Penulangan lentur balok portal dilakukan berdasarkan momen lentur rencana, berikut ini adalah langkah-langkah perhitungan balok portal :

- a) Tentukan dimensi balok : b, h, d, d'
- b) Tentukan kekuatan yang diperlukan :



Gambar 3.4
Tegangan, Regangan Elemen Lentur Beton Bertulang

$$M_n = \frac{Mu_b}{\phi} \quad (3.67)$$

dimana :

M_n = kekuatan momen nominal balok
= faktor reduksi kekuatan

- c) Tetapkan jenis tulangan dan cek penampang :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.68)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85(f'_c)}{f_y} (\beta_1) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.69)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.70)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85(f'_c)} \quad (3.71)$$

$$R_{nb} = \rho_b (f_y) \left(1 - \frac{1}{2} (\rho_b) (m) \right) \quad (3.72)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (3.73)$$

jika :

- $Rn < 0,75 Rnb$ Digunakan tulangan Tunggal
- $0,75 Rnb < Rn < Rnb$ Digunakan tulangan Rangkap
- $Rn > Rnb$ Penampang diperbesar

d) Perhitungan untuk tulangan tunggal :

$$\rho_{hitung} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(m)(R_n)}{f_y}} \right) \tag{3.74}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \tag{3.75}$$

$$A'_s = 0,5 A_s \tag{3.76}$$

e) Dengan memasukan nilai A_s dan A'_s , untuk mencari nilai (c) maka dapat *checking* Mn_{balok} menggunakan kapasitas penampang :

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \tag{3.77}$$

$$a = 0,85 \cdot C \tag{3.78}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \tag{3.79}$$

$$C_s = \epsilon'_s \cdot E \cdot A_s' \tag{3.80}$$

Syarat : $\epsilon'_s \leq \epsilon_y = f_y/E$, maka $F_s' = \epsilon'_s \cdot E_s'$

$\epsilon'_s \geq \epsilon_y = f_y/E$, maka $F_s' = f_y$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \tag{3.81}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \epsilon_s \cdot E \cdot A_s \\ &= f_y \cdot A_s \quad (\text{dikondisikan leleh}) \end{aligned} \tag{3.82}$$

Syarat : $\epsilon_s \leq \epsilon_y = f_y/E$, maka $F_s = \epsilon_s \cdot E_s$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y = f_y/E$, maka $F_s = f_y$

$$T_s = C_c + C_s \tag{3.83}$$

Dengan menggunakan rumus abc maka akan diperoleh nilai (c), sehingga :

$$M_n = C_s (d - d') + C_c (d - c) \tag{3.84}$$

jika: $M_n > Mu_{perlu}$ (OK)

dimana :

Mu = momen terfaktor pada penampang (Nmm)

b = lebar penampang (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

d' = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan (mm)

- ρ = rasio tulangan tarik ($A_s/b.d$)
 f'_c = kuat tekan beton (MPa)
 f_y = kuat leleh tulangan (MPa)
 β = faktor yang diambil sebesar 0,85 untuk $f'_c \leq 30$ MPa
 A_s = luasan tulangan tarik (mm^2)
 A'_s = luasan tulangan tekan (mm^2)
 c = jarak garis netral dari serat tekan terluar (mm)
 ε_c = regangan tekan beton (0,003)
 ε_y = regangan yang terjadi pada baja (f_y/E)
 C_c = gaya tekan pada beton (N)
 C_s = gaya tekan pada tulangan (N)
 T_s = gaya pada tulangan tarik (N)
 M_n = momen nominal setelah penampang di beri tulangan (Nmm)

2. Momen Kapasitas Balok Portal

Geser gempa pada balok di hitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur mencapai hingga $1,25 f_y$ dan $\phi=1$. Besarnya momen kapasitas balok sebagai berikut :

$$M_{pr} = A_s 1,25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.85)$$

dimana :

- M_{pr} = momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka joint dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum **$1,25 f_y$ dan $\phi=1$**
 A_s = luasan tulangan tarik (mm^2)
 f_y = kuat leleh tulangan (MPa)
 d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)
 a = **$0,85 \times$** jarak garis netral dari serat tekan terluar (mm)

3. Gaya Geser dan Penulangan Geser Balok Portal

Guna menjamin keruntuhan geser yang getas terjadi setelah keruntuhan daktail akibat lentur, maka kuat rencana geser balok portal harus dihitung dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujungnya dengan tanda yang berlawanan (**lihat gambar 3.5**). dihitung berdasarkan kombinasi gaya geser akibat beban gravitasi dan momen kapasitas balok induk, sebagai berikut:

Gaya Geser Balok Portal akibat Beban Gravitasi (V_g) :

$$V_g = 1,2 V_d + 1,6 V_l \quad (3.86)$$

Gaya Geser Rencana Balok Berdasarkan Momen Kapasitas Balok (V_{sway}) :

$$V_{sway} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} \quad (3.87)$$

dimana :

V_g = gaya geser rencana balok akibat beban gravitasi

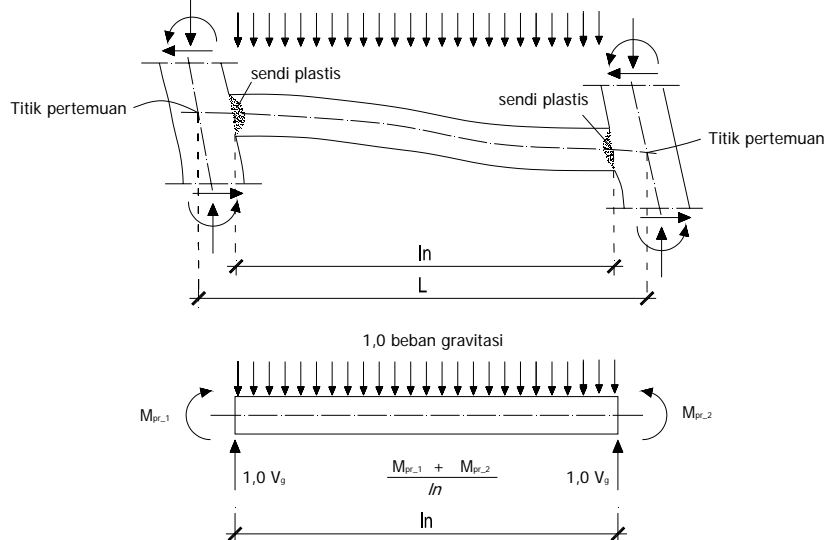
V_d = gaya geser balok akibat beban mati

V_l = gaya geser balok akibat beban hidup

V_{sway} = gaya geser rencana balok berdasarkan momen kapasitas balok

M_{pr} = momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial, pada muka kolom

L_n = panjang bentangan bersih balok



Gambar 3.5

Balok Portal dengan Sendi Plastis Pada Kedua Ujungnya

a) Penulangan geser balok portal :

V_c dapat diambil = 0 jika

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 23.3.4.2)

- 1) Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi $\frac{1}{2}$ atau lebih kuat geser perlu maksimum V_u .
- 2) Gaya tekan aksial terfaktor, termasuk akibat pembebanan seismik, kurang dari $A_g f_c' / 20$

Jika ini tidak dipenuhi, V_c mengikuti aturan regular :

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \quad (3.88)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.89)$$

Diperlukan *hoops* sepanjang jarak $2h$ dari sisi (muka) kolom terdekat.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.90)$$

dimana :

V_s = kekuatan geser nominal akibat tulangan geser

V_c = kekuatan geser nominal yang diakibatkan oleh beton

s = spasi tulangan geser

A_v = luasan tulangan geser (mm^2)

f_y = kuat leleh tulangan (MPa)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

Pada daerah yang berpotensi sendi plastis, sengkang tertutup yang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka kolom. Spasi maksimum tulangan geser balok tidak boleh melebihi nilai di bawah ini:

- a) $d/4$
- b) 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- c) 24 kali diameter tulangan sengkang
- d) 300 mm

Pada daerah di luar sendi plastis, spasi maksimum tulangan geser tidak adalah seperdua kali tinggi efektif balok ($d/2$)

4. Kuat Lentur Rencana Kolom Portal

Kuat lentur kolom portal dicari melalui hubungan antara beban aksial dan momen lentur dalam bentuk kurva interaksi P dan M dapat dengan bantuan program *PCACol* atau dapat dicari secara manual sebagai berikut :

a) Beban aksial maksimum:

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (3.91)$$

$$\phi P_o = 0,7 \times P_o \text{ (kondisi saat } M_n = 0) \quad (3.92)$$

$$P_{n_{max}} = 0,80 \cdot \phi P_o \quad (3.93)$$

b) Kondisi *balanced*

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} x d \quad (3.94)$$

$$a_b = \beta \cdot x_b \quad (3.95)$$

Gaya aksial yang mampu diberikan penampang kolom saat *Balance*

$$P_{nb} = C_c + \Sigma C_s - \Sigma T_s \quad (3.96)$$

$$\phi P_o = 0,7 \times P_{nb} \quad (3.97)$$

c) Kondisi beban axial = 0

x ditentukan dengan cara coba-coba

$$P_n = C_c + \Sigma C_s - \Sigma T_s \quad (3.98)$$

$$\phi P_o = 0,8 \times P_n \quad (3.99)$$

dimana :

P_o = kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas nol (N)

$P_{n_{max}}$ = kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas maksimum (N)

x = jarak dari serat tekan terluar ke garis netral (mm)

a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen ($0,85 \cdot x$) (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

C_c = gaya tekan pada beton

C_s = gaya pada tulangan tekan

T_s = gaya pada tulangan tarik

ϕ = faktor reduksi kekuatan



Gambar 3.6
*Pertemuan Balok-Kolom dengan Sendi Plastis
Pada Balok Sebelah Kiri dan Kanan*

Berdasarkan jumlah momen kapasitas balok portal pada pusat pertemuan kolom-balok (**lihat gambar 3.6**), kuat lentur kolom ϕM_n harus memenuhi $\Sigma M_c \geq 1,2 \Sigma M_g$

dimana :

ΣM_c = jumlah M_n kolom yang bertemu di joint balok-kolom

ΣM_g = jumlah M_n balok yang bertemu di joint balok-kolom

Dengan menggunakan grafik “Diagram Interaksi P-M” dapat dicari ϕM_n kolom yang bersesuaian ϕP_n kolom.

5. Perencanaan *Confinement Reinforcement*

Total *cross section hoops* tidak kurang dari salah satu terbesar antara :

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 23.4.2.2)

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.100)$$

Dan

$$A_{sh} = \frac{0,09 \cdot s \cdot h_c \cdot f_c'}{f_y} \quad (3.101)$$

dimana :

h_c = *cross section* dimensi inti

A_{ch} = *cross section* area inti kolom, diukur dari serat terluar *hoop* ke serat terluar *hoop* di sisi lainnya

Sehingga diambil nilai yang terbesar, spasi maksimum adalah yang terkecil di antara :

- $\frac{1}{4}$ *cross section* dimensi kolom
- 6 kali diameter tulangan longitudinal
- S_x menurut persamaan

$$S_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (3.102)$$

A_s leg baja tulangan $> A_{s_hoop}$.

Tulangan hoop tersebut diatas diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. l_o dipilih yang terbesar di antara :

- Tinggi elemen struktur, (d) di joint
- $1/6$ tinggi bersih kolom
- 500 mm

Dengan demikian, ambil l_o terbesar.

Sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing muka kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum 150 mm atau 6 x diameter tulangan longitudinal. (sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 23.4.4.6)

6. Desain *Shear Reinforcement*

- Dalam Bentang l_o

V_e tidak perlu lebih besar dari : (sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 23.4.5.1)

$$V_{sway} = \frac{M_{prb_top} \cdot DF_{top} + M_{prb_bot} \cdot DF_{bot}}{l_n} \quad (3.103)$$

Dimana :

DF = faktor distribusi momen di bagian atas dan bawah yang di desain.

M_{prb_top} dan M_{prb_bot} = penjumlahan M_{pr} untuk masing-masing beam di lantai atas dan lantai bawah

Tapi, V_{sway} tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis

digunakan V_c regular :

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \quad (3.104)$$

Check apakah :

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c \quad (3.105)$$

Untuk itu *check*, diperlukan tulangan geser jika :

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} b_w \cdot d \quad (3.106)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.107)$$

$$V_{s_max} = \frac{2\sqrt{f_c'}}{3} b_w d \quad (3.108)$$

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 13.5.6.9)

Spasi tulangan diatur melalui persamaan :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.109)$$

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 13.5.6.2)

b) Di Luar Bentang l_0

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 13.3.1.2)

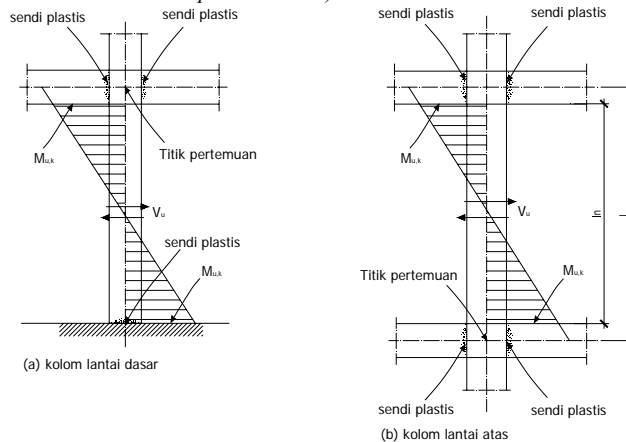
Memberikan harga V_c :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c'} b_w d}{6} \quad (3.110)$$

Jika $V_c < V_u/\phi$ untuk bentang di luar l_0 , sengkang dibutuhkan untuk geser.

Maximum spacing tulangan geser disepanjang balok SRMPK adalah $d/2$

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 23.3.3.4)



Gambar 3.7

Kolom lantai dasar dan kolom lantai atas dengan $M_{u,k}$ yang ditetapkan berdasarkan kapasitas sendi plastis balok

dimana :

V_s = kekuatan geser nominal akibat tulangan geser

V_c = kekuatan geser nominal yang diakibatkan oleh beton

s = spasi tulangan geser

A_v = luasan tulangan geser (mm^2)

N_u = gaya aksial kolom desain terfaktor (N)

A_g = luasan tulangan kolom (mm^2)

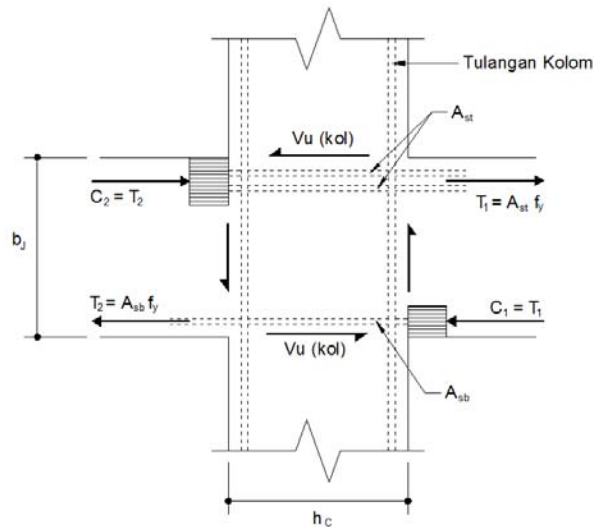
f_y = kuat leleh tulangan (MPa)

b_w = lebar badan kolom (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

7. Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu $V_{u,h}$ dan kuat geser vertical perlu $V_{u,v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas dari sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu. Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada *joint* rangka adalah gaya horizontal seperti terlihat pada **gambar 3.8**.



Gambar 3.8

Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

$$V_{sway} = \frac{DF.M_{e_top} + DF.M_{e_bot}}{l_n} \quad (3.111)$$

Di bagian tulangan tarik atau layer atas balok baja tulangan yang dipakai :

$$T_1 = C_1 = 1,25 A_s f_y \quad (3.112)$$

Di bagian tulangan tekan atau layer bawah balok baja tulangan yang dipakai :

$$T_2 = C_2 = 1,25 A_s f_y \quad (3.113)$$

Gaya geser kolom pada *joint* :

$$V_u = V_{sway} - T_1 - C_2 \quad (3.114)$$

Kuat geser nominal *joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

(sumber : SNI-03-2847-2002 pasal 23.5.2.1)

$$V_n = 1,7 \sqrt{f_c'} A_j$$

Jika ($V_n > V_u$), *joint* mempunyai kuat geser yang memadai

dimana :

V_{sway} = gaya geser rencana kolom berdasarkan momen kapasitas balok

M_{e_top} = jumlah M_{pr} diatas kolom yang didesain (kNm)

M_{e_bot} = jumlah M_{pr} dibawah kolom yang didesain (kNm)

l_n = bentang bersih kolom (m)

f_y = kuat leleh tulangan (MPa)

A_s = luasan tulangan longitudinal balok (mm²)

V_n = kuat geser nominal yang dikekang keempat sisinya (kN)

A_j = luasan kolom pada *joint* (mm²)

Tulangan geser vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*intermediate bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sengkang pengikat vertikal (syarat-syarat) tulangan geser *joint* vertikal dapat dilihat dalam SNI 03-2847-2002.

E. Perencanaan Pondasi

1. Analisa Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah sangat diperlukan guna mengetahui kemampuan tanah sebagai perletakan/pemakaian struktur pondasi. Daya dukung tanah (*Bearing Capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik berat sendiri struktur pondasi maupun beban struktur di atasnya secara keseluruhan tanpa terjadi keruntuhan geser. Nilai daya dukung tersebut dibatasi oleh suatu gaya dukung batas (*Ultimate Bearing Capacity*), yang merupakan keadaan saat mulai terjadi keruntuhan.

Sebelum ditentukan jenis pondasi yang akan digunakan, harus diketahui terlebih dahulu daya dukung ijin (q_u) yang merupakan hasil bagi daya dukung batas (q_{ult}) dengan *safety factor* (SF).

$$q_u = \frac{q_{ult}}{SF} \quad (3.115)$$

2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Perancangan pondasi harus dipertimbangkan terhadap keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada perletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko adanya erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah dan gangguan tanah di sekitar pondasi.

3. Perhitungan Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang

Analisis-analisis kapasitas daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan matematis untuk memudahkan perhitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi pada saat terjadi keruntuhan :

a) Berdasarkan kekuatan bahan:

$$Q_d = f_c' \cdot A_t \quad (3.116)$$

b) Berdasarkan data hasil sondir :

$$Q_d = \frac{(q_c \times A)}{3} + \frac{(JPH \times O)}{5} \quad (3.117)$$

c) Berdasarkan data SPT :

$$Q_d = (40 \times N_b \times A) + (0,2 \times \bar{N} \times A_s) \quad (3.118)$$

dimana :

- Q_d = daya dukung tiang yang diijinkan
- N_b = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang
- \bar{N} = Nilai N-SPT rata-rata
- A = luas penampang tiang
- A_s = luas selimut tiang
- JPH = jumlah hambatan lekat
- O = keliling tiang pancang

Daya dukung tiang diambil yang terkecil dengan safety factor (SF) = 3

4. Daya Dukung Ijin Tiang Group (P_{all} Group)

Dalam pelaksanaan jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dari satu tiang saja, tetapi terdiri dari kelompok tiang. Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan perkalian antara daya dukung satu tiang dengan banyaknya tiang dikalikan dengan faktor efisiensi grup tiang.

$$P_{all \text{ group}} = Eff \times \text{jumlah tiang dalam group} \times P_{all \text{ 1 tiang}} \quad (3.119)$$

$$Eff = 1 - \frac{\theta}{90} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{(m+n)} \right] \quad (3.120)$$

dimana :

- m = jumlah baris
- n = jumlah tiang satu baris
- θ = \tan^{-1} (d/s) dalam derajat
- d = diameter tiang (cm)
- s = jarak antar tiang (cm)

5. P_{max} yang Terjadi Pada Tiang Akibat Pembebanan

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M(x).Y_{max}}{n_x \cdot \sum y^2} \pm \frac{M(y).X_{max}}{n_y \cdot \sum x^2} \tag{3.121}$$

dimana :

P_{max} = beban maksimum yang diterima oleh tiang pancang (kg)

$\sum V$ = jumlah total beban normal

$M(x)$ = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x (kg.cm)

$M(y)$ = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y (kg.cm)

n = banyaknya tiang pancang dalam kelompok tiang pancang (*pile group*)

X_{max} = absis terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

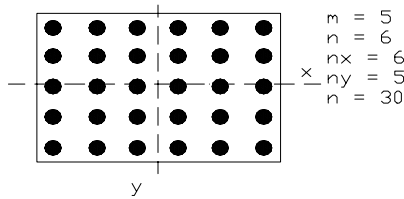
Y_{max} = ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

n_x = banyaknya tiang pancang dalam satu baris dalam arah sumbu x

n_y = banyaknya tiang pancang dalam satu baris dalam arah sumbu y

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat absis-absis tiang pancang (cm²)

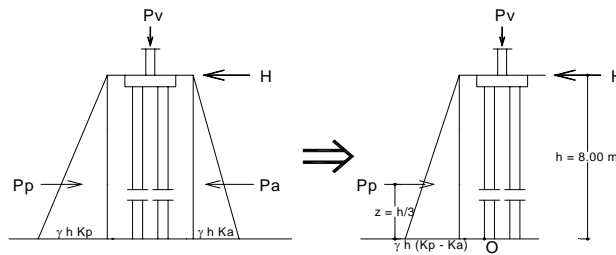
$\sum y^2$ = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang pancang (cm²)



Gambar 3.9
Contoh Penempatan Tiang Pancang

6. Kontrol Gaya Horisontal

Kontrol gaya horisontal dilakukan untuk mencari gaya horisontal yang dapat didukung oleh tiang.



Gambar 3.10
Pembebanan Pada Pondasi

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \text{ dan } k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.122)$$

dimana : ϕ = sudut geser dalam tanah dasar pondasi

Gaya horizontal (H)

$$H = R_x + R_y \quad (3.123)$$

$$P_p = 0.5 \times \gamma \times h^2 \times (k_p - k_a) b \quad (3.124)$$

$$z = h/3 \quad (3.125)$$

$$M_o = H \cdot h - P_p \cdot z \cdot n \quad (3.126)$$

dimana :

R_x = Reaksi horizontal pada tumpuan pada arah X

R_y = Reaksi horizontal pada tumpuan pada arah Y

γ = Berat jenis tanah dasar

b = lebar pondasi

h = jarak antara posisi gaya H dan ujung bawah pondasi

n = jumlah pondasi tiang dalam grup

F. Data Teknis Proyek

Data yang dijadikan bahan acuan dalam pelaksanaan dan penyusunan laporan tugas akhir ini dapat diklasifikasikan dalam dua jenis data, yaitu :

1. Data Primer

Data primer adalah data yang diperoleh dari lokasi rencana pembangunan maupun hasil survei yang dapat langsung dipergunakan sebagai sumber dalam perancangan struktur. Data-data yang diperoleh dari proyek pembangunan, terdiri atas:

a) Data Bangunan

Nama Bangunan : Gedung YKPP Jakarta Pusat

Fungsi Bangunan : Perkantoran

Jumlah Lantai : Delapan (8) lantai

Lokasi : Jl. Kwitang Raya No 21, Jakarta Pusat

Struktur Bangunan : Beton bertulang

b) Data Tanah

Data tanah diperoleh dari hasil penyelidikan dan pengujian tanah oleh PT. Titik Utama Agung Jakarta, terdiri dari *sondir*, *direct test*, *SPT* (*Standart Penetration Test*) (*Lampiran C*).

c) Data Material Struktur Utama

Beton : $f_c' = 30 \text{ Mpa}$

E = 20000 MPa

Baja : BJTD-40 $f_y = 400 \text{ Mpa}$, (Tulangan Ulir)

BJTP-24 $f_y = 240 \text{ Mpa}$, (Tulangan Polos)

E = 200000 Mpa

2. Data Sekunder

Data sekunder ini didapatkan bukan melalui pengamatan secara langsung di lapangan. Termasuk dalam klasifikasi data sekunder ini antara lain adalah literatur-literatur penunjang, grafik, tabel dan yang berkaitan erat dengan proses perencanaan (*Lampiran C*).