

BAB V

PERENCANAAN DERMAGA PETI KEMAS

5.1 TINJAUAN UMUM

Dalam perencanaan dermaga peti kemas Pelabuhan Trisakti yang terletak pada alur sungai Barito, terdapat hal – hal khusus yang harus diperhatikan yaitu:

1. Alur Pelayaran
 - Kedalaman alur
 - Lebar alur
2. Ukuran Dermaga.
 - Panjang dermaga
 - Lebar dermaga
 - Elevasi dermaga
3. Perhitungan Konstruksi
 - Perhitungan balok
 - Perhitungan plat lantai
 - Perhitungan balok crane
 - Perhitungan sheet pile
 - Perhitungan tiang pancang
 - Perhitungan poer
 - Perhitungan lapangan penumpukan
4. Perhitungan Fender.
5. Perhitungan Bollard.

5.2 ALUR PELAYARAN

Alur pelayaran berfungsi sebagai jalan masuk dan keluar kapal dari dan menuju dermaga. Penentuan dimensi alur pelayaran meliputi kedalaman dan lebar alur pelayaran.

5.2.1 Kedalaman Alur Pelayaran

Persamaan yang digunakan untuk mendapatkan kedalaman alur ideal adalah :

$$H = d + G + z + P + R + S + K$$

(Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, hal 167, 1997)

Dimana :

$$d = \text{draft kapal} = 5.4 \text{ m}$$

G = gerakan vertikal kapal karena gelombang.

$$= 0,5 \times B \times \sin \alpha$$

$$= 0,5 \times 16,5 \times \sin 5^\circ$$

$$= 0,719 \text{ m}$$

z = squat

$$= 2,4 \frac{\Delta \cdot Fr^2}{L_{pp}^2 \sqrt{1-Fr^2}}$$

Δ = d x Lpp x B

$$= 5,4 \times 90,58 \times 16,5$$

$$= 8070,678 \text{ m}^3$$

$$Fr = \text{angka Fraude} = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$- V = 0,15 \text{ m/dt}$$

$$- h = 7,5 \text{ m (Pelabuhan, Bambang Triatmojo, hal. 122)}$$

$$- g = 9,81 \text{ m/dt}^2$$

$$Fr = \frac{0,15}{\sqrt{9,81 \times 7,5}} = 0,0175$$

$$z = 2,4 \frac{8070,678}{90,58^2} \frac{0,0175^2}{\sqrt{1-0,0175^2}} = 0,000723 \text{ m}$$

$$R = \text{ruang kebebasan bersih} = 0,2 d = 0,2 \times 5,4 = 1,08 \text{ m}$$

$$P + S + K = 1 \text{ m}$$

$$H = 5,4 + 0,719 + 0,000723 + 1,08 + 1 = 8,699 \text{ m}$$

5.2.2 Lebar Alur Pelayaran

Pada perencanaan dermaga peti kemas di Pelabuhan Trisakti Banjarmasin, lebar alur yang direncanakan adalah untuk dua jalur kapal.

Lebar alur pelayaran untuk kapal yang bersimpangan digunakan minimal adalah 3 – 4 lebar kapal. (Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, hal 117). Pada perencanaan alur ini diambil lebar alur untuk dua jalur $(B) = 7,6 \times 16,5 = 125,4 \text{ m}$.

5.3 UKURAN DERMAGA

Ukuran dermaga didapatkan dari menghitung besarnya panjang dermaga dan lebar dermaga. Panjang dermaga dipengaruhi oleh panjang kapal yang akan berlabuh dan banyaknya kapal yang direncanakan untuk berlabuh di dermaga tersebut. Sedangkan hal – hal yang mempengaruhi lebar dermaga disesuaikan dengan kebutuhan ruang untuk bongkar muat dan lalu lintas petikemas tersebut.

5.3.1 Panjang Dermaga

Untuk menentukan panjang dermaga yang akan dibangun digunakan persamaan sebagai berikut :

(Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, hal 167, 1997)

$$L_p = nL_oa + (n-1) 15,00 + (2 \times 25,00)$$

$$L_oa = \text{panjang kapal (m)} = 98 \text{ m}$$

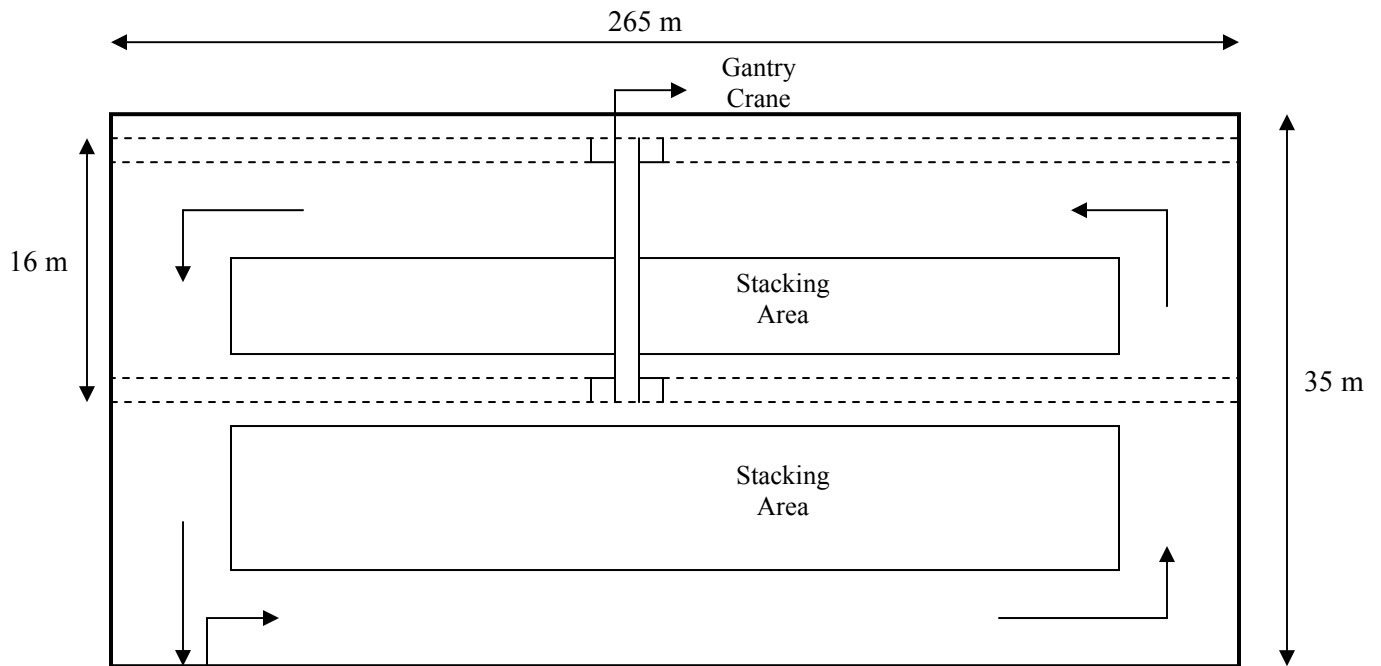
$$n = \text{jumlah kapal rencana} = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} L_p &= (2 \times 98) + (2-1) 15,00 + (2 \times 25,00) \\ &= 261 \text{ m diambil } 265 \text{ m.} \end{aligned}$$

Panjang dermaga yang sesungguhnya di lapangan adalah 240 m, tetapi berdasarkan hitungan diperoleh panjang dermaga 265 m. Jadi panjang dermaga yang direncanakan tetap sepanjang 265 m.

5.3.2 Lebar Dermaga

Lebar dermaga yang direncanakan adalah sebesar 35 m dengan lebar span untuk gantry crane adalah sebesar 16 m. Tipe gantry crane yang digunakan adalah Rubber Tyred Gantry yaitu tipe gantry yang menggunakan roda untuk berpindah tempat. Untuk stacking area di bawah jalur gantry crane adalah selebar 4 peti kemas dengan tinggi maksimal adalah 2 lapis. Lalu lintas peti kemas untuk keluar dan masuk ke area dermaga menggunakan trailer dengan jalur satu arah. Setelah kapal merapat, peti kemas diturunkan oleh gantry crane ke stacking area untuk sementara waktu. Kemudian trailer masuk ke jalur pengambilan peti kemas secara berurutan.



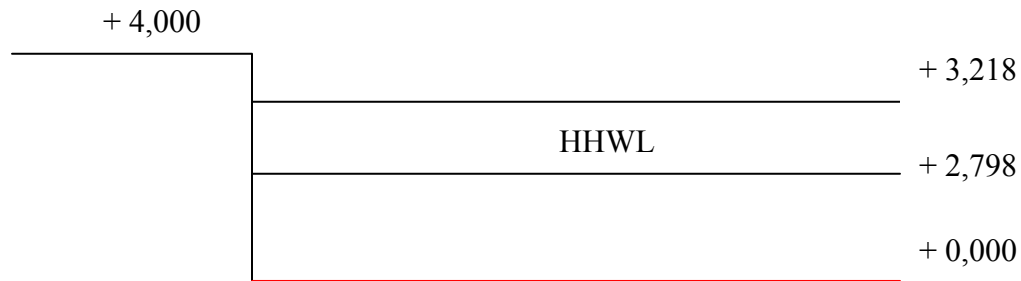
Gambar 5.1 Lay out dermaga

5.3.3 Elevasi Dermaga

Elevasi dermaga didapat dari elevasi hasil perhitungan pasang surut (HHWL) ditambah tinggi gelombang yang terjadi akibat angin/fetch (0,42 m) dan tinggi jagaan (0,5 m).

Dari hasil perhitungan di dapat elevasi dermaga :

$$\text{Elevasi dermaga} = 2,798 \text{ m} + 0,42 \text{ m} + 0,5 \text{ m} = 3,718 \text{ m} = 4,000 \text{ m}$$



Gambar 5.2 Elevasi Dermaga

5.3.4 Gaya-gaya yang bekerja pada dermaga

1. Gaya benturan kapal

Dalam perencanaan, dianggap bahwa benturan maksimum terjadi apabila kapal bermuatan penuh menghantam dermaga dengan sudut 10° terhadap sisi depan dermaga.

$$E = \frac{WV^2}{2g} \times C_m \times C_e \times C_s \times C_c$$

(Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, hal 170, 1997)

Dimana :

E = energi kinetik yang timbul akibat benturan kapal (ton meter)

V = kecepatan kapal saat merapat (m/det)

W = bobot kapal (ton)

α = sudut penambatan kapal terhadap garis luar dermaga (10°)

g = gaya gravitasi bumi

C_m = koefisien massa

C_e = koefisien eksentrisitas

C_s = koefisien kekerasan (diambil 1)

C_c = koefisien bentuk dari tambatan (diambil 1)

Menghitung W :

$$W = k \times \frac{L \times B \times D}{35} \text{ (ton)}$$

Dimana :

k = koefisien kapal besar = 0,7 (Diktat Pelabuhan, Nirmolo, hal 91)

L = panjang kapal = 98 x 3,2808 = 321,5184 ft

B = lebar kapal = 16,5 x 3,2808 = 54.1332 ft

D = draft = 5,4 x 3,2808 = 17,7163 ft

$$W = 0,7 \times \frac{321,5184 \times 54,1332 \times 17,7163}{35} = 6166,98 \text{ ton}$$

Menghitung Cm :

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \times C_b} \frac{d}{B}$$

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} \times B \times d \times \gamma_o}$$

Menghitung Ce :

$$C_e = \frac{l}{1 + (l/r)^2}$$

Dimana : Cb = koefisien blok kapal

Cm = koefisien massa

Ce = koefisien eksentrisitas

l = jarak sepanjang permukaan air dari pusat berat kapal sampai titik sandar kapal (m)

= ¼ Loa (dermaga) (m)

= ¼ x 98 = 24,5 m

r = jari – jari putaran disekeliling pusat berat kapal pada permukaan air

γo = berat jenis air laut (t/m³)

=1,025 (t/m³)

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} \times B \times d \times \gamma_o}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{6166,98}{90,58 \times 16,5 \times 5,4 \times 1,025} \\
&= 0,745 \\
C_m &= 1 + \frac{\pi}{2 \times C_b} \frac{d}{B} \\
&= 1 + \frac{3,14 \times 5,4}{2 \times 0,745 \times 16,5} \\
&= 1,690
\end{aligned}$$

Dari grafik hubungan r/Loa dan C_b didapat

$$\frac{r/Loa}{0,26} = \frac{0,745}{0,8}$$

$$\begin{aligned}
r &= 0,242 \times 98 \\
&= 23,716 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_e &= \frac{1}{1 + (l/r)^2} \\
&= \frac{1}{1 + (24,5/23,716)^2} \\
&= 0,998
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E &= \frac{WV^2}{2g} \times C_m \times C_e \times C_s \times C_c \\
&= \frac{6166,8 \times 0,15^2}{2 \times 9,81} \times 1,690 \times 0,998 \times 1 \times 1 \\
&= 11,928 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

Beban yang bekerja pada dermaga = $\frac{1}{2} E = 5,964 \text{ Tm}$

2. Gaya akibat angin

Sesuai dengan letak dermaga, angin maksimum berhembus dari arah lebar kapal (buritan).

$$R_w = 1,1 \times Q_a \times A_w$$

$$Q_a = 0,063 \times V^2$$

(Pelabuhan, Bambang Triatmojo, hal 172 – 173, 1997)

Dimana :

R_w = gaya akibat angin (kg)

V = kecepatan angin (m/det)
= 18 knot = $18 \times 0,5144 = 33,336$ m/det

Q_a = tekanan angin (kg/m)
= $0,063 \times 33,336^2$
= 70,011 kg/m

A_w = proyeksi bidang kapal yang tertiuap angin (m²)
= lebar kapal x (tinggi kapal – draft)
= $16,5 \times (7,8 - 5,4)$
= 39,6 m

$$R_w = 1,1 \times Q_a \times A_w$$

$$= 1,1 \times 70,011 \times 39,6$$

$$= 3049,679 \text{ kg}$$

3. Gaya akibat arus

Besarnya gaya yang ditimbulkan oleh arus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

(Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, hal 173, 1997)

- a. Gaya tekanan karena arus yang bekerja pada haluan

$$R_f = 0,14 \times S \times V^2$$

- b. Gaya tekanan karena arus yang bekerja pada arah sisi kapal

$$R_f = 0,50 \times \rho \times C \times V^2 \times B$$

Dimana : R = gaya akibat arus (kgf)

S = luas tumpang kapal yang terendam oleh air (m^2)

ρ = rapat massa air laut ($\rho = 104,5 \text{ kgf d/m}^4$)

C = koefisien tekanan arus

V = kecepatan arus (m/d)

B' = luas sisi kapal di bawah permukaan air (m^2)

Karena dermaga peti kemas yang direncanakan terletak di sungai, maka gaya akibat arus dapat diabaikan karena sangat kecil pengaruhnya.

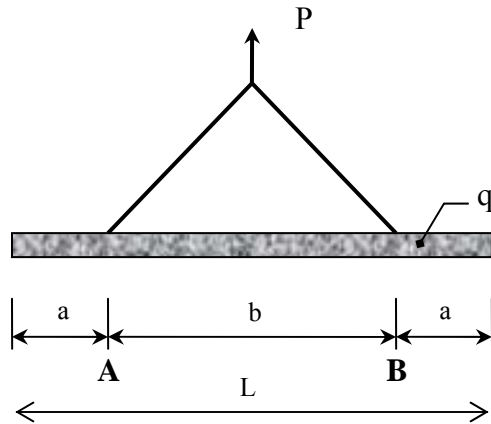
5.4 PERHITUNGAN KONSTRUKSI

5.4.1 Perhitungan Balok Precast

1. Beban yang bekerja pada balok precast :
 - a. Tahap Pengangkatan Balok Precast
 - ✚ berat sendiri balok precast
 - b. Tahap Penumpukan Balok Precast
 - ✚ berat sendiri balok precast
 - ✚ berat pekerja
2. Beban yang bekerja pada balok keseluruhan
 - a. Metode Cross
 - ✚ berat sendiri balok precast
 - ✚ berat plat keseluruhan (plat precast + topping off)
 - ✚ beban berjalan (container 2 tumpukan)
 - b. Program SAP 2000
 - ✚ berat sendiri balok precast
 - ✚ berat plat keseluruhan (plat precast + topping off)
 - ✚ beban hidup (container 2 tumpukan)
 - ✚ beban benturan kapal
 - ✚ beban tarikan kapal
 - ✚ beban angin
 - ✚ beban gempa

Kondisi yang diperhitungkan untuk elemen balok precast adalah :

1. Kondisi Pengangkatan Balok Precast.

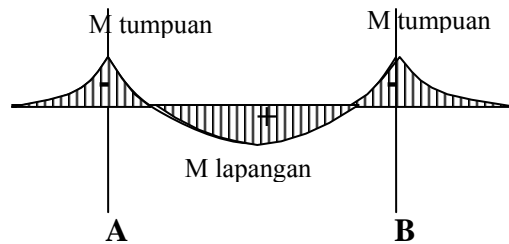


Dimana :

L = panjang balok precast

q = beban merata (t/m)

Bidang Momen yang Terjadi



Momen maksimum :

● Lapangan :

$$M = q/8.(b^2 - 4a^2)$$

● Tumpuan :

$$M = 1/2.q.a^2$$

$$\begin{aligned} q &= \text{berat balok precast} \\ &= A_p \times \gamma \text{ beton} \\ &= (0,8 \times 1) \times 2,4 = 1,92 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$M1 = q/8 (b^2 - 4a^2)$$

$$M2 = 1/2 q.a^2$$

$$M1 = M2$$

$$q/8 (b^2 - 4a^2) = 1/2 q.a^2$$

$$b^2 - 4a^2 = 4a^2$$

$$b^2 = 8a^2 \longrightarrow b = L - 2a$$

$$(L - 2a)^2 = 8a^2$$

$$8a^2 = L^2 - 4.a.L + 4.a^2$$

$$= 4.a^2 + 4.a.L - L^2$$

(Structural Analysis, Aslam Kassimali, hal 160, 1999)

Tipe B1

$$\begin{aligned}L = 4,3 \text{ m} &= 4.a^2 + (4.a. 4,3) - (4,3^2) \\ &= 4.a^2 + 17,2 a - 18,49 \\ a &= 0,9 \text{ m}\end{aligned}$$

Tipe B2

$$\begin{aligned}L = 4,5 \text{ m} &= 4.a^2 + (4.a. 4,5) - (4,5^2) \\ &= 4.a^2 + 18a - 20,25 \\ a &= 0,92 \text{ m}\end{aligned}$$

Tipe B3

$$\begin{aligned}L = 3,0 \text{ m} &= 4.a^2 + (4.a. 3,0) - (3,0^2) \\ &= 4.a^2 + 12a - 9 \\ a &= 0,6 \text{ m}\end{aligned}$$

Tipe B4

$$\begin{aligned}L = 2,9 \text{ m} &= 4.a^2 + (4.a. 2,9) - (2,9^2) \\ &= 4.a^2 + 11,6a - 8,41 \\ a &= 0,6 \text{ m}\end{aligned}$$

Tipe B5

$$\begin{aligned}L = 1 \text{ m} &= 4.a^2 + (4.a. 1) - (1^2) \\ &= 4.a^2 + 4a - 1 \\ a &= 0,2 \text{ m}\end{aligned}$$

Tabel 5.1 Momen pengangkatan balok

Tipe	L (m)	Q (t/m)	a (m)	b (m)	M1 = M2 (tm)
B1	4,3	1,92	0,9	2,5	0,778
B2	4,5	1,92	0,92	2,66	0,813
B3	3,0	1,92	0,6	1,8	0,346
B4	2,9	1,92	0,6	1,7	0,346
B5	1	1,92	0,2	0,6	0,038

Kekuatan gantungan pada saat pengangkatan balok precast :

Dipakai tulangan baja mutu 33 ($\sigma_y = 1333 \text{ kg/cm}^2$) dengan diameter 16 mm

1. Balok tipe B1

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} 19,2 \times 430}{2,01062} = 859,436 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \rightarrow 859,436 \text{ kg/cm}^2 \leq 1333 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ oke!}$$

2. Balok tipe B2

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} 19,2 \times 450}{2,01062} = 878,535 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \rightarrow 878,535 \text{ kg/cm}^2 \leq 1333 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ oke!}$$

3. Balok tipe B3

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} 19,2 \times 300}{2,01062} = 736,464 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \rightarrow 736,464 \text{ kg/cm}^2 \leq 1333 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ oke!}$$

4. Balok tipe B4

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} 19,2 \times 290}{2,01062} = 720,298 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \rightarrow 720,298 \text{ kg/cm}^2 \leq 1333 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ oke!}$$

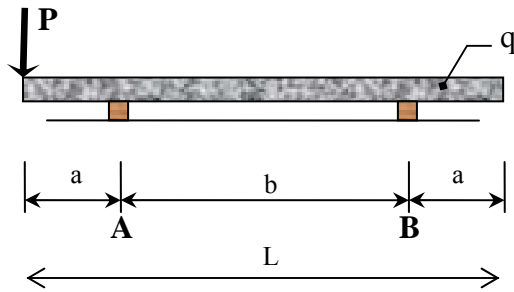
5. Balok tipe B5

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{2} 19,2 \times 100}{2,01062} = 480 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \rightarrow 480 \text{ kg/cm}^2 \leq 1333 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ oke!}$$

2. Kondisi Penumpukan Balok Precast

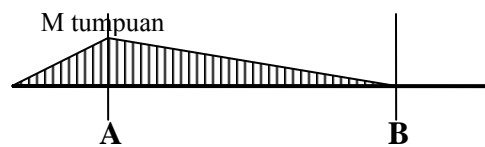


Dimana :

L = panjang balok precast

P = beban pekerja

Bidang Momen Akibat Beban P di Tepi

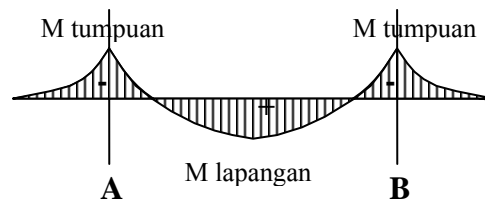


Momen maksimum :

● Lapangan : tidak perlu ditinjau

● Tumpuan : $M = a.P$

Bidang Momen Akibat Beban Sendiri

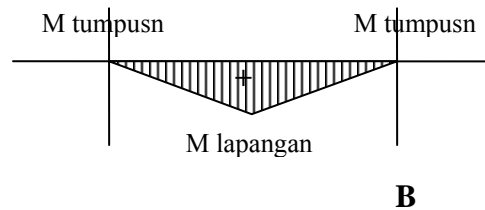


Momen maksimum :

● Lapangan : $M = q/8.(b^2 - 4a^2)$

● Tumpuan : $M = \frac{1}{2}.q.a^2$

Bidang Momen Akibat Beban P di tengah Bentang



Momen maksimum :

● Lapangan : $M = \frac{1}{4}.b.P$

● Tumpuan : $M = 0$

Superposisi momen maksimum yg terjadi akibat kombinasi pembebanan di atas :

● Lapangan : $M = q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4}.b.P$

● Tumpuan : $M = a.P + \frac{1}{2}.q.a^2$

(Structural Analysis, Aslam Kassimali, hal 160, 1999)

Berat pekerja = 0,1 ton (asumsi)

Tipe B1

$$\begin{aligned} L = 4,3 \text{ m} \quad \text{Lapangan : M} &= q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4} . b . P \\ &= 0,778 + \frac{1}{4} . 2,5 . 0,1 \\ &= 0,841 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan : M} &= a.P + \frac{1}{2}.q.a^2 \\ &= 0,9 . 0,1 + 0,778 \\ &= 0,868 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tipe B2

$$\begin{aligned} L = 4,5 \text{ m} \quad \text{Lapangan : M} &= q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4} . b . P \\ &= 0,813 + \frac{1}{4} . 2,66 . 0,1 \\ &= 0,880 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan : M} &= a.P + \frac{1}{2}.q.a^2 \\ &= 0,92 . 0,1 + 0,813 \\ &= 0,905 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tipe B3

$$\begin{aligned} L = 3,0 \text{ m} \quad \text{Lapangan : M} &= q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4} . b . P \\ &= 0,346 + \frac{1}{4} . 1,8 . 0,1 \\ &= 0,391 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan : M} &= a.P + \frac{1}{2}.q.a^2 \\ &= 0,6 . 0,1 + 0,346 \\ &= 0,406 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tipe B4

$$\begin{aligned} L = 2,9 \text{ m} \quad \text{Lapangan : M} &= q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4}.b.P \\ &= 0,346 + \frac{1}{4}.1,7.0,1 \\ &= 0,388 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan : M} &= a.P + \frac{1}{2}.q.a^2 \\ &= 0,6.0,1 + 0,346 \\ &= 0,406 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tipe B5

$$\begin{aligned} L = 1 \text{ m} \quad \text{Lapangan : M} &= q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4}.b.P \\ &= 0,038 + \frac{1}{4}.0,6.0,1 \\ &= 0,053 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan : M} &= a.P + \frac{1}{2}.q.a^2 \\ &= 0,2.0,1 + 0,038 \\ &= 0,058 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tabel 5.2 Momen penumpukan balok

Tipe	M lapangan TM	M tumpuan TM
B1	0,841	0,868
B2	0,880	0,905
B3	0,391	0,406
B4	0,388	0,406
B5	0,053	0,058

3. Tahap Pembebanan Balok

a. *Perhitungan Momen akibat Beban Primer*

a.1 Menggunakan Metode Cross

Beban-beban yang bekerja pada balok :

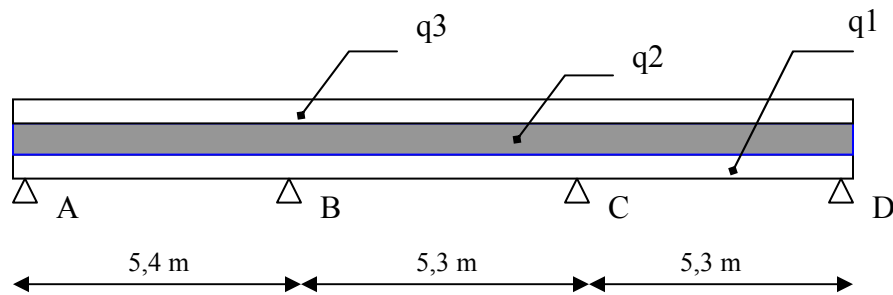
Beban mati :

✚ Berat sendiri balok

✚ Berat plat keseluruhan (plat precast + topping off)

Beban hidup :

✚ Beban berjalan (container 2 tumpukan)



✚ $q_1 =$ berat sendiri balok \rightarrow t/m

tinggi balok = 100 cm

lebar balok = 80 cm

berat jenis beton = $2,4 \text{ t/m}^3$

$q_1 = 1 \times 0,8 \times 2,4 = 1,92 \text{ t/m}$

✚ $q_2 =$ berat plat keseluruhan (plat precast+ topping off)

tebal plat keseluruhan = 25 cm

berat jenis beton = $2,4 \text{ t/m}^3$

$L_x = 4,14 \text{ m}$ $L_y = 16 \text{ m}$

$q_2 = 0,25 \times 2,4 = 0,6 \text{ t/m}^2$

✚ $q_3 =$ berat container 2 tumpukan

berat container = 30,5 ton

lebar container = 2,352 m

panjang container = 12,022 m

$$q_3 = \frac{61}{2,352 \times 12,022} = 2,157 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (q_2) + 1,6 (q_3) \\ &= 1,2(0,6) + 1,6(2,157) = 4,172 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\text{ekuivalen}} = \frac{1}{2} \times W_u \times l_x$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ekuivalen}} &= \frac{1}{2} \times 4,172 \times 4,14 \\ &= 8,44 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$q_{\text{total}} = q_{\text{ekuivalen}} + q_1 = 8,634 + 1,92 = 10,554 \text{ t/m}$$

Menentukan momen tumpuan dan momen lapangan dengan metode cross
(Mekanika Teknik 2, Heinz Frick, hal 287-293, 1979)

- Menentukan kekakuan batang tiap-tiap batang

$$k_n = \frac{i_n}{l_n}$$

k_n = kekakuan batang
 i_n = momen lembam (diasumsikan 1 karena jenis bahan sama)
 l_n = panjang batang
 k_n dikalikan 0.75 pada batang bertumpuan sendi

$$k_1 = \frac{1}{5,4} \times 0,75 = 0,1389$$

$$k_3 = \frac{1}{5,3} \times 0,75 = 0,1415$$

- Menentukan koefesien distribusi pada titik simpul

$$\mu = \frac{k_n}{\sum k} \quad \mu = \text{koefesien distribusi}$$

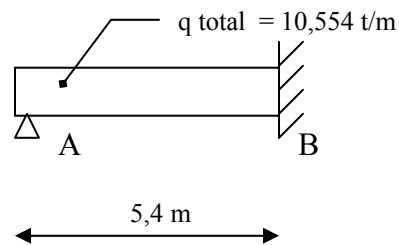
$$\mu_1 = \frac{0,1389}{(0,1389 + 0,1887)} = 0,4240$$

$$\mu_2 = \frac{0,1887}{(0,1389 + 0,1887)} = 0,5760$$

$$\mu_3 = \frac{0,1887}{(0,1887 + 0,1415)} = 0,6$$

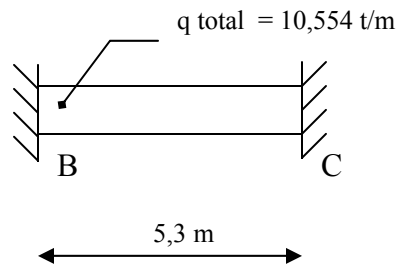
$$\mu_4 = \frac{0,1415}{(0,1887 + 0,1415)} = 0,4$$

- Menentukan koefisien reduksi tiap-tiap batang (γ)
 1. Untuk tumpuan rol atau sendi $\gamma = 0$
 2. Untuk tumpuan jepit $\gamma = 0,5$
- Menentukan momen jepit masing-masing tumpuan

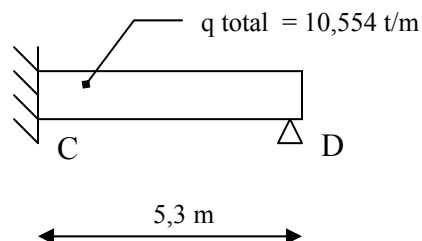


$$M_A = 0$$

$$M_{B_{kiri}} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 10,554 \times 5,4^2 = 38,469 \text{ tm}$$



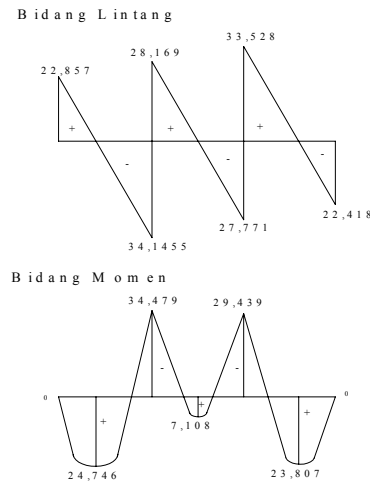
$$M_{B_{kanan}} = M_{C_{kiri}} = \frac{1}{12}ql^2 = \frac{1}{12} \times 10,554 \times 5,3^2 = 24,705 \text{ tm}$$



$$M_{Ckanan} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 10,554 \times 5,3^2 = 37,058tm$$

$$M_D = 0$$

Dari hasil perhitungan metode cross didapat :



Gambar 5.4 Bidang momen dan bidang lintang hasil metode cross

Momen tumpuan maksimum = 30,479 tm

Momen lapangan maksimum = 24,746tm

a.2 Menggunakan Program SAP 2000 versi 8

Perhitungan Beban

Beban-beban yang diperhitungkan dalam program SAP 2000 yaitu :

1. Beban mati yaitu berat sendiri elemen-elemen struktur yaitu balok insitu, balok precast, plat dan poer.
2. Beban hidup yaitu beban container yang ditumpuk 2 dan diasumsikan merata seluas dermaga.

Berat 1 container = 30,5 ton

Panjang container = 12,022 m

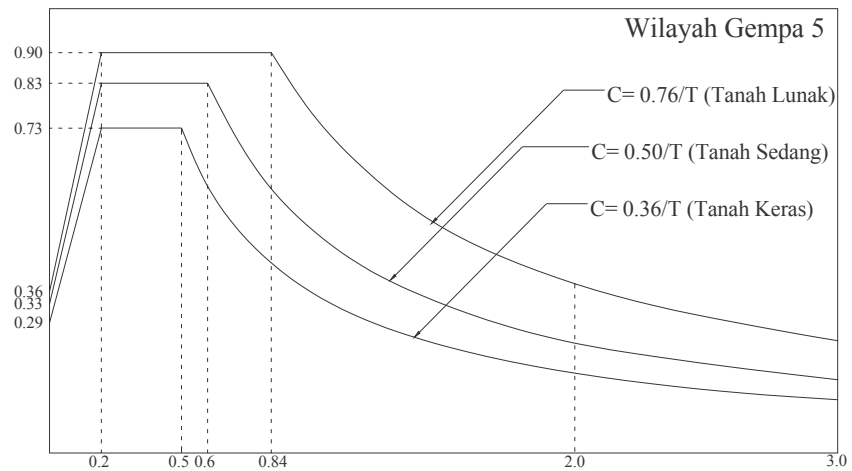
Lebar container = 2,352 m

$$\text{Beban hidup} = \frac{2 \times 30,5}{12,022 \times 2,352} = 2,157 \text{ t/m}^2$$

3. Beban benturan kapal = 5,964 tm

4. Beban tarikan kapal = 35 ton

5. Beban angin = 3,049 ton
6. Beban gempa
 1. Faktor keutamaan struktur (I) dermaga = 1,4
 2. Faktor jenis struktur (K) = 4
 3. Faktor respon gempa rencana



Gambar 5.5 Spektrum Respon Gempa Zona 5

4. Faktor wilayah kegempaan (Z) = 0,6
5. Penentuan jenis tanah
 - Perhitungan kekuatan geser tanah (S) :

(Rekayasa Gempa, Himawan Indarto, hal IV-5, 2004)

$$S = c + (\gamma h) x \tan \phi$$

S = Kekuatan geser tanah (kg/cm²)

c = Kohesi tanah

γ = Berat jenis tanah (kg/cm³)

h = Tebal lapisan tanah

θ = Sudut geser

Contoh perhitungan kekuatan geser tanah lapisan 1 :

$$\text{Lapisan 1} = S = 0,1 + (0,001216 \times 200) x \tan 25^\circ$$

$$S = 0,21333 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabel 5.3 Perhitungan kuat geser tanah

Lapisan	c	γ	h	$\tan\theta$	S	Sxh
1	0.1	0.001216	200	0.466	0.21333	42.6662
2	0.1	0.001216	100	0.532	0.16469	16.4691
3	0.1	0.000874	300	0.532	0.23949	71.8471
4	0.1	0.000892	300	0.532	0.24236	72.7090
5	0.1	0.001004	300	0.532	0.26024	78.0715
6	0.1	0.00101	300	0.532	0.26120	78.3588
7	0.1	0.00112	300	0.532	0.27875	83.6256
8	0.1	0.00136	300	0.532	0.31706	95.1168
9	0.1	0.00115	300	0.532	0.28354	85.0620
10	0.1	0.001016	300	0.532	0.26215	78.6461
11	0.1	0.001104	300	0.532	0.27620	82.8595
12	0.1	0.000953	300	0.532	0.25210	75.6296
13	0.1	0.001092	300	0.532	0.27428	82.2850
14	0.1	0.001236	200	0.532	0.23151	46.3021
15	0.1	0.001236	100	0.577	0.17132	17.1317
16	0.1	0.001407	100	0.869	0.22227	22.2268
17	0.1	0.001407	200	0.869	0.34454	68.9073
18	0.1	0.001401	200	0.869	0.34349	68.6988
			4400			1166.6131

- Perhitungan kekuatan geser tanah rata-rata :

$$S_{rata-rata} = \frac{\sum_{n=1}^{18} Sxh}{\sum_{n=1}^{18} h} = \frac{1166,6131}{4400} = 0,26514 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 26,514 \text{ KPa}$$

Dari tabel 2.2 Definisi Jenis Tanah, untuk kedalaman lapisan tanah keras 15 meter dengan kekuatan tanah geser rata-rata

($S_{rata-rata}$) = 26,514 Kpa < 180 Kpa, maka tanah dibawah struktur dermaga merupakan tanah lunak.

Tabel 5.4 Respon spektrum gempa rencana zona 5 jenis tanah lunak

T	C	T	C
0	0.360	1.6	0.475
0.2	0.900	1.8	0.422
0.5	0.900	2	0.380
0.6	0.900	2.2	0.345
0.84	0.900	2.4	0.317

0.9	0.844	2.6	0.292
1	0.760	2.8	0.271
1.2	0.633	3	0.253
1.4	0.543		

Untuk keperluan desain struktur digunakan perhitungan mekanika rekayasa dengan meninjau dua kombinasi pembebanan yaitu :

- o Pembebanan tetap

$$\text{COMB.1} = 1,2 D + 1,6 L$$

- o Pembebanan sementara

$$\text{COMB.2} = 1,05 D + 0,63 L + 1,0 E_x + 0,3 E_y$$

$$\text{COMB.3} = 1,05 D + 0,63 L + 0,3 E_x + 1,0 E_y$$

Keterangan:

D = beban mati

L = total beban hidup saat bekerja bersama

E_x = beban gempa arah x = SPEC1

E_y = beban gempa arah y = SPEC2

Di bawah ini ditampilkan hasil perhitungan momen yang terjadi dengan menggunakan metode cross dan program SAP 2000.

Tabel 5.5 Perbandingan momen

	Momen Lapangan (Tm)	Momen Tumpuan (Tm)
Metode Cross	24,746	30,479
Program SAP 2000	132,832	172,536

Dari hasil perhitungan struktur dengan menggunakan metode cross dan program SAP 2000, momen yang digunakan dalam perencanaan balok struktur dermaga ini adalah hasil perhitungan program SAP 2000, dikarenakan momennya lebih besar.

b. Perencanaan Lentur Murni

Berdasarkan buku CUR 1, langkah-langkah perhitungan tulangan pada balok adalah sebagai berikut :

- Menetapkan tebal penutup beton menurut Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang halaman 14.
- Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.
- Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.
- Membagi Mu dengan $b \times d^2 \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right)$

e. Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

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

- Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)
- Mencari luas tulangan yang dibutuhkan ($As = \rho \times b \times d \times 10^6$)

Contoh perhitungan penulangan balok :

a. Tulangan Tumpuan

- Tinggi penampang (h) = 1000 mm
- Lebar penampang (b) = 800 mm
- Penutup beton (p) = 100 mm
- Diameter tulangan utama rencana (D) = 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (\emptyset) = 12 mm
- Tinggi efektif (d) = $h - p - \emptyset - \frac{1}{2} D$
= $1000 - 100 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 876 \text{ mm}$

- $\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{1725,36}{0,8 \times 0,876^2} \right) = 2813,698 \text{ kN/m}^2$

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

$$2,813698 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50} \right)$$

$$2,813698 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,00919$

Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{mak} = \frac{\beta_1 \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$ tulangan tunggal

- Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_s) = $\rho \times b \times d \times 10^6$

$$= 0,00919 \times 0,8 \times 0,875 \times 10^6$$
$$= 6436,7426 \text{ mm}^2$$

maka tulangan yang digunakan adalah 14 D25 (A_s terpakai = $6872,234 \text{ mm}^2$)

- Cek terhadap jarak antar tepi terluar tulangan:

$$s = \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{(\text{jumlah tulangan} - 1)}$$

$$= \frac{(800 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 14 \times 25)}{(14 - 1)}$$

$$= 17,38 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

maka jumlah tulangan dibuat dalam 2 lapis

Untuk itu dicari banyaknya tulangan yang dapat ditempatkan pada penampang dengan jarak antar tepi > 25 mm yang ditentukan sebagai berikut:

$$n = 1 + \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{25}$$

$$= 1 + \frac{(800 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 14 \times 25)}{25}$$

$$= 10,04 \text{ diambil } 10 \text{ D25 } (A_s = 4908,7 \text{ mm}^2)$$

Sisa tulangan tarik sebanyak 4 buah ditempatkan pada lapisan kedua dengan jarak antar tepi 158 mm.

b. Tulangan Lapangan

$$- \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{1328,32}{0,8 \times 0,876^2} \right) = 2166,209 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

$$2,166209 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50} \right)$$

$$2,166209 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,007$

- Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{mak} = \frac{\beta_1 \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$ tulangan tunggal

Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (A_s) = $\rho \times b \times d \times 10^6$

$$= 0,007 \times 0,8 \times 0,875 \times 10^6$$

$$= 4902,7252 \text{ mm}^2$$

maka tulangan yang diperlukan adalah 12 D25 ($A_{s \text{ terpakai}} = 5890,486 \text{ mm}^2$). Tetapi di dalam pelaksanaannya menggunakan tulangan 14 D25 ($A_{s \text{ terpakai}} = 6872,234 \text{ mm}^2$) untuk menyamakan tulangan tumpuan.

- Cek terhadap jarak antar tepi terluar tulangan:

$$s = \frac{(b - 2p - 2\phi - \text{jumlah tulangan} \times D)}{(\text{jumlah tulangan} - 1)}$$

$$= \frac{(800 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 14 \times 25)}{(12 - 1)}$$

$$= 17,38 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

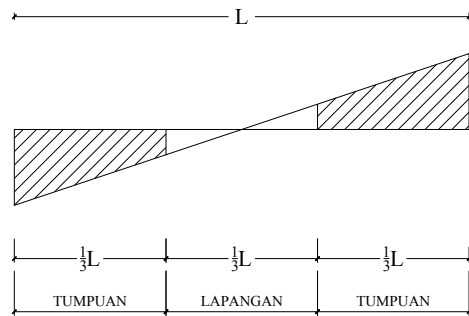
maka jumlah tulangan dibuat dalam 2 lapis

Untuk itu dicari banyaknya tulangan yang dapat ditempatkan pada penampang dengan jarak antar tepi >25 mm yang ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 n &= 1 + \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{25} \\
 &= 1 + \frac{(800 - 2 \times 100 - 2 \times 13 - 14 \times 25)}{25} \\
 &= 10,04 \text{ diambil } 10D25 (A_s = 4908,7 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

Sisa tulangan tarik sebanyak 4 buah ditempatkan pada lapisan kedua dengan jarak antar tepi tulangan 158 mm.

c. Perhitungan Tulangan Geser



1. Tulangan Sengkang Tumpuan

- $b = 800 \text{ mm}$
- $h = 1000 \text{ mm}$
- $d = 875 \text{ mm}$
- $V_u = 1317,79 \text{ kN}$
- $v_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$
- $\phi v_c = \frac{1317,79 \times 10^3}{800 \times 875} = 1,8826 \text{ MPa}$
- $\phi v_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c}$
- $= 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{50} = 0,8839 \text{ MPa}$

Karena $v_u > \phi v_c$ maka dibutuhkan tulangan geser.

$$\begin{aligned}\phi v_s &= v_u - \phi v_c = 1,8826 - 0,8839 \\ &= 0,9987 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi v_s \text{ max} &= \frac{2}{3} \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \sqrt{50} \\ &= 4,714 \text{ MPa}\end{aligned}$$

tegangan geser memenuhi syarat $\phi v_s < \phi v_s \text{ max}$

- Dipakai tulangan geser \emptyset 12 mm dengan $A_v = 226,1947 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times \phi f_y}{b(V_u - \phi V_c)} = \frac{226,1947 \times 0,75 \times 400}{800 \times 0,9987} \\ &= 84,9334 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan sengkang yang dipakai \emptyset 12 – 60

2. Tulangan Sengkang Lapangan

- b = 800 mm
- h = 1000 mm
- d = 875 mm
- $V_u = \frac{2}{3} 1317,79 \text{ kN} = 878,527 \text{ kN}$
- $v_u = \frac{V_u}{b.d}$
 $= \frac{878,527 \times 10^3}{800 \times 875} = 1,255 \text{ MPa}$
- $\phi v_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c}$
 $= 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{50} = 0,8839 \text{ MPa}$

Karena $v_u > \phi v_c$ maka dibutuhkan tulangan geser.

$$\begin{aligned}\phi v_s &= v_u - \phi v_c = 1,255 - 0,8839 \\ &= 0,3711 \text{ MPa}\end{aligned}$$

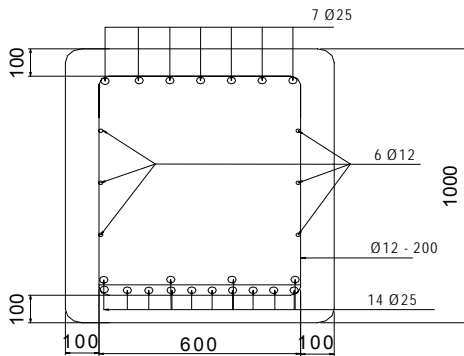
$$\begin{aligned}\phi v_s \max &= \frac{2}{3} \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \sqrt{50} \\ &= 4,714 \text{ MPa}\end{aligned}$$

tegangan geser memenuhi syarat $\phi v_s < \phi v_s \max$

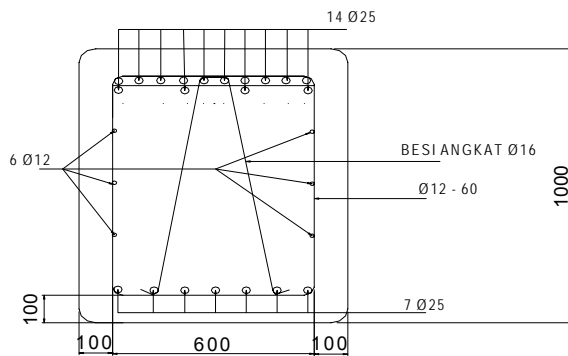
- Dipakai tulangan geser $\text{Ø} 12$ mm dengan $A_v = 226,1947 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times \phi f_y}{b(V_u - \phi V_c)} = \frac{226,1947 \times 0,75 \times 400}{800 \times 0,3711} \\ &= 228,5718 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan sengkang yang dipakai $\text{Ø} 12 - 200$



Gambar 5.6 Penulangan lapangan pada balok



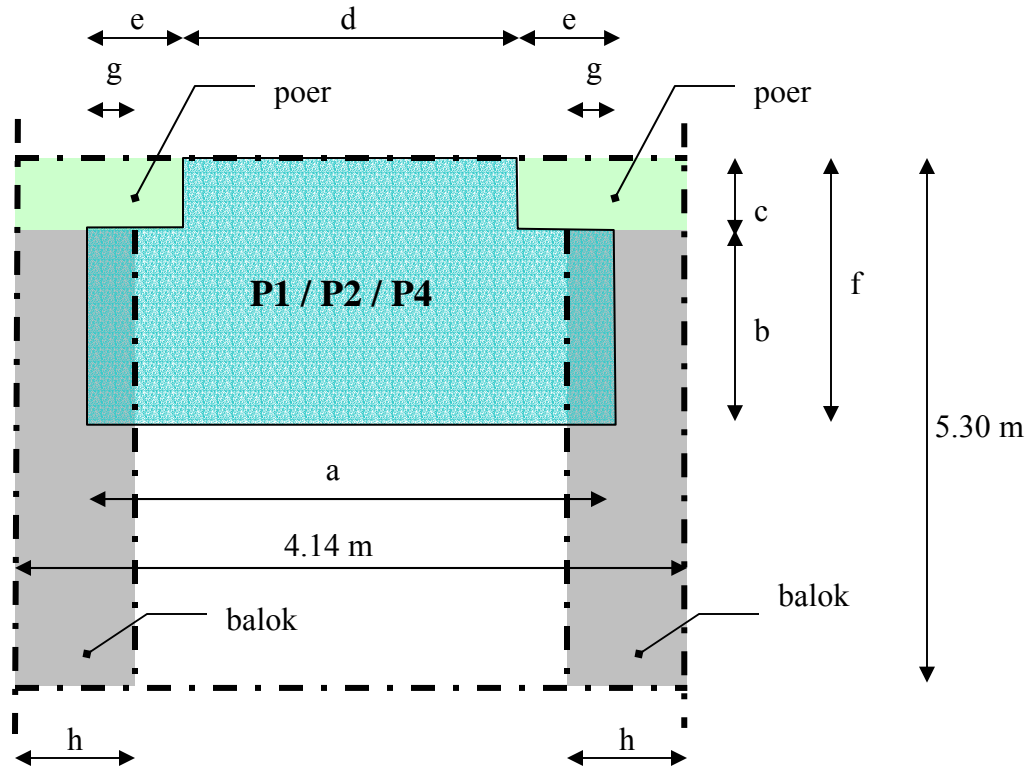
Gambar 5.7 Penulangan tumpuan pada balok

5.4.2 Perhitungan Plat

1. Beban yang bekerja pada plat precast :
 - a. Tahap Pengangkatan Plat Precast
 - ✚ berat sendiri plat precast
 - b. Tahap Penumpukan Plat Precast
 - ✚ berat sendiri plat precast
 - ✚ berat pekerja
 - c. Tahap Penginstallan Plat Precast
 - ✚ berat sendiri plat precast
 - ✚ berat topping off
 - ✚ berat pekerja
2. Beban yang bekerja pada plat sesungguhnya
 - a. Metode Cross
 - ✚ berat plat keseluruhan (plat precast + topping off)
 - ✚ beban berjalan (container 2 tumpukan)
 - b. Program SAP 2000
 - ✚ berat plat keseluruhan (plat precast + topping off)
 - ✚ beban berjalan (container 2 tumpukan)
 - ✚ beban benturan kapal
 - ✚ beban tarikan kapal
 - ✚ beban angin
 - ✚ beban gempa

Tipe – tipe plat precast yang digunakan pada perencanaan dermaga ini terdiri dari empat buah tipe plat, yaitu :

Plat Tipe P1, P2 dan P4



Gambar 5.10 Plat Precast P1, P2 dan P4

P1

$$\begin{aligned}
 a &= 4140 - 2 \times 400 + 2 \times 100 &= 3540 \text{ mm} \\
 b &= (5300/2) - 600 + 100 &= 2150 \text{ mm} \\
 c &= 600 - 100 &= 500 \text{ mm} \\
 d &= 4140 - 2 \times 600 + 2 \times 100 &= 3140 \text{ mm} \\
 e &= 600 - 400 &= 200 \text{ mm} \\
 f &= b + c &= 2650 \text{ mm} \\
 g &= \text{panjang plat yang menumpu balok} &= 100 \text{ mm} \\
 h &= \text{setengah lebar balok} &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

P2

$$a = 4140 - 2 \times 400 + 2 \times 100 = 3540 \text{ mm}$$

$$b = 4000 - (5300/2) - 600 + 100 = 850 \text{ mm}$$

$$c = 600 - 100 = 500 \text{ mm}$$

$$f = b + c = 1350 \text{ mm}$$

P4

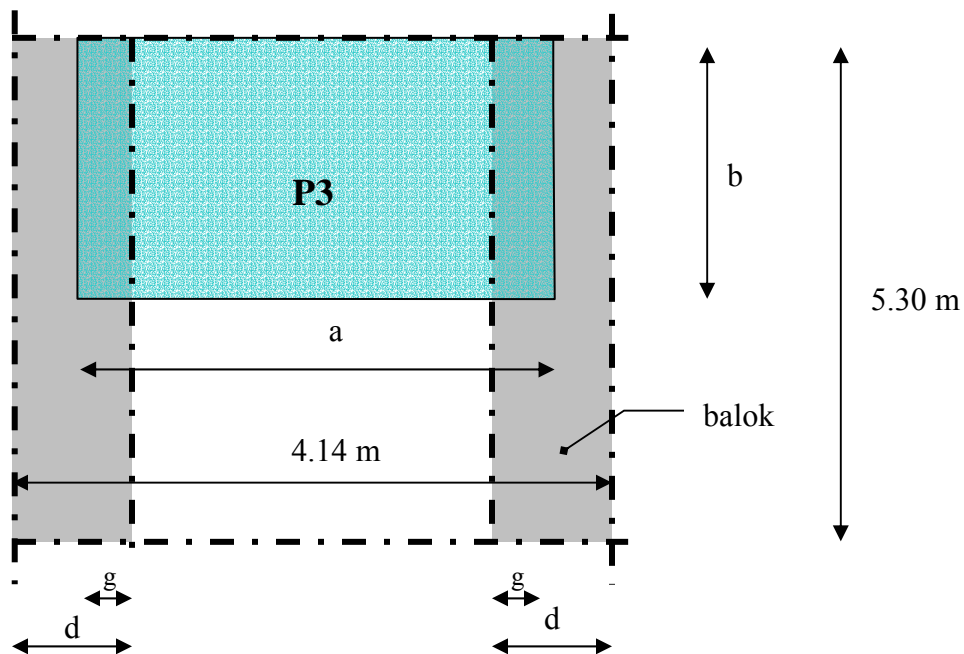
$$a = 4140 - 2 \times 400 + 2 \times 100 = 3540 \text{ mm}$$

$$b = 4100 - (5300/2) - 600 + 100 = 950 \text{ mm}$$

$$c = 600 - 100 = 500 \text{ mm}$$

$$f = b + c = 1450 \text{ mm}$$

Catatan : nilai d, e, g dan h untuk balok P2 dan P4 sama dengan balok P1

Plat Tipe P3

Gambar 5.11 Plat Precast P3

P3

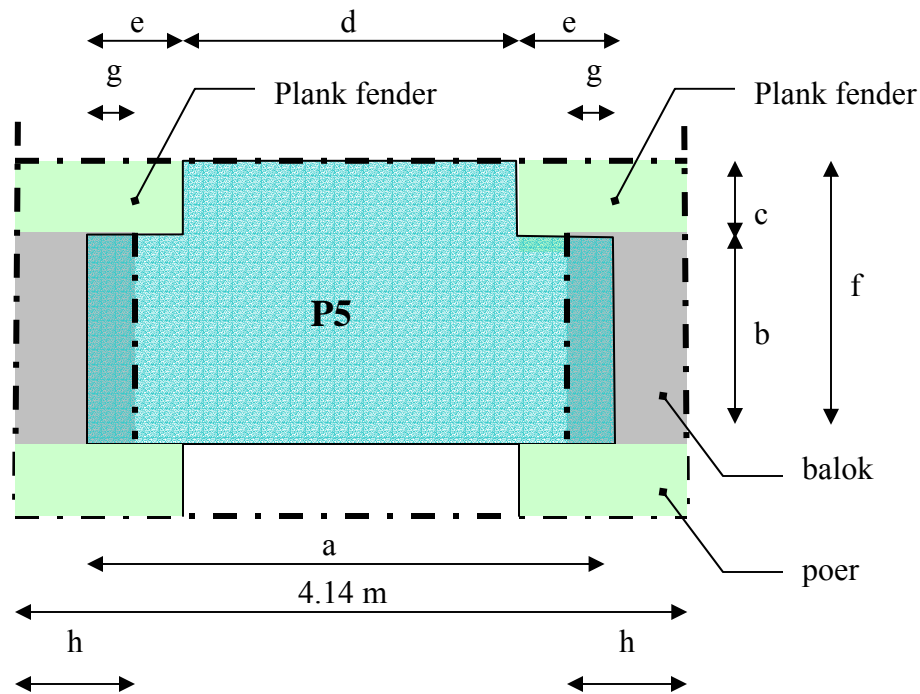
$$a = 4140 - 2 \times 400 + 2 \times 100 = 3540 \text{ mm}$$

$$b = 5400 - (5300/2) - 500 + 100 = 2350 \text{ mm}$$

$$c = \text{lebar plat yang menumpu balok} = 100 \text{ mm}$$

$$d = \text{setengah lebar balok} = 400 \text{ mm}$$

Plat Tipe P5



Gambar 5.12 Plat Precast P5

P5

$$a = 4140 - 2 \times 400 + 2 \times 100 = 3540 \text{ mm}$$

$$b = 1000 + 100 + 100 = 1200 \text{ mm}$$

$$c = 250 - 100 = 150 \text{ mm}$$

$$d = 4140 - 2 \times 500 + 2 \times 100 = 3340 \text{ mm}$$

$$e = 600 - 500 = 100 \text{ mm}$$

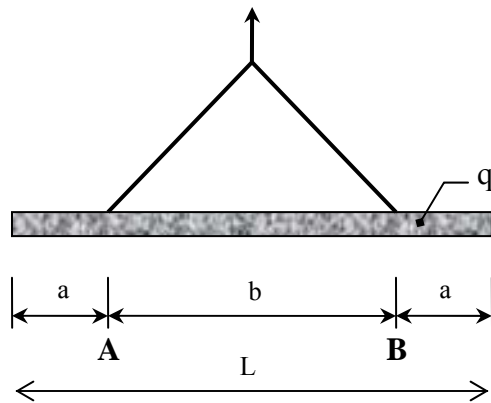
$$f = b + c = 1350 \text{ mm}$$

$$g = \text{panjang plat yang menumpu balok} = 100 \text{ mm}$$

$$h = \text{setengah lebar balok} = 500 \text{ mm}$$

Kondisi yang diperhitungkan untuk elemen plat precast adalah :

1. Kondisi Pengangkatan Plat Precast.

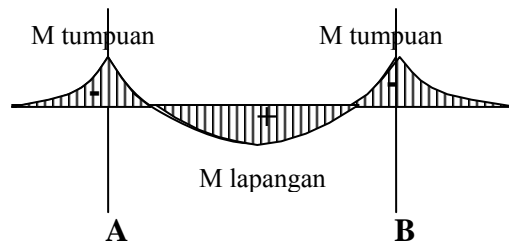


Dimana :

L = panjang plat precast

q = beban merata (t/m)

Bidang Momen yang Terjadi



Momen maksimum :

● Lapangan :

$$M = q/8.(b^2 - 4a^2)$$

● Tumpuan :

$$M = 1/2.q.a^2$$

$$q = A_p \times \gamma \text{ beton}$$

$$M1 = q/8 (b^2 - 4a^2)$$

$$M2 = 1/2 q.a^2$$

$$M1 = M2$$

$$q/8 (b^2 - 4a^2) = 1/2 q.a^2$$

$$b^2 - 4a^2 = 4a^2$$

$$b^2 = 8a^2 \quad \longrightarrow \quad b = L - 2a$$

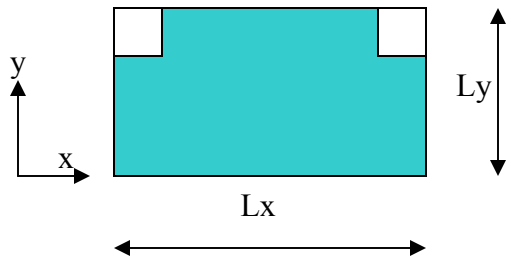
$$(L - 2a)^2 = 8a^2$$

$$8a^2 = L^2 - 4.a.L + 4.a^2$$

$$= 4.a^2 + 4.a.L - L^2$$

(Structural Analysis, Aslam Kassimali, hal 160, 1999)

Contoh perhitungan untuk tipe plat P1 :



Dianggap plat sebagai bentuk persegi panjang utuh

$$Lx = 3,54 \text{ m}$$

$$Ly = 2,65 \text{ m}$$

$$Lx = 3,54 \text{ m} = 4 \cdot a^2 + (4 \cdot a \cdot 3,54) - (3,54^2)$$

$$= 4 \cdot a^2 + 14,16 a - 12,532$$

$$ax = 0,73 \text{ m}$$

$$Ly = 2,65 \text{ m} = 4 \cdot a^2 + (4 \cdot a \cdot 2,65) - (2,65^2)$$

$$= 4 \cdot a^2 + 10,6 a - 7,02$$

$$ay = 0,55 \text{ m}$$

$$q = A_{\text{plat}} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= (0,15 \times 3,54) \times 2,4 = 1,274 \text{ t/m}$$

Tabel 5.6 Momen pengangkatan plat precast

Tipe	Lx (m)	ax (m)	bx (m)	Ly (m)	ay (m)	by (m)	q (t/m)
P1	3,54	0,73	2,08	2,65	0,55	1,55	1,274
P2	3,54	0,73	2,08	1,35	0,36	1,03	1,274
P3	3,54	0,73	2,08	2,35	0,49	1,37	1,274
P4	3,54	0,73	2,08	1,45	0,38	1,09	1,274
P5	3,54	0,73	2,08	1,60	0,33	0,94	1,274

Kekuatan gantungan pada saat pengangkatan plat precast :

Dipakai tulangan baja mutu 33 ($\sigma_y = 1333 \text{ kg/cm}^2$) dengan diameter 16 mm

1. Plat tipe P1

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} q \cdot l}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} 12,74 \times 265}{2,01062} = 419,913 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \quad 419,913 \text{kg} / \text{cm}^2 \leq 1333 \text{kg} / \text{cm}^2 \dots \text{oke!}$$

2. Plat tipe P2

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} 12,74 \times 135}{2,01062} = 278,688 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \quad 278,688 \text{kg} / \text{cm}^2 \leq 1333 \text{kg} / \text{cm}^2 \dots \text{oke!}$$

3. Plat tipe P3

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} 12,47 \times 235}{2,01062} = 364,484 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \quad 364,484 \text{kg} / \text{cm}^2 \leq 1333 \text{kg} / \text{cm}^2 \dots \text{oke!}$$

4. Plat tipe P4

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} 12,74 \times 145}{2,01062} = 294,613 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \quad 294,613 \text{kg} / \text{cm}^2 \leq 1333 \text{kg} / \text{cm}^2 \dots \text{oke!}$$

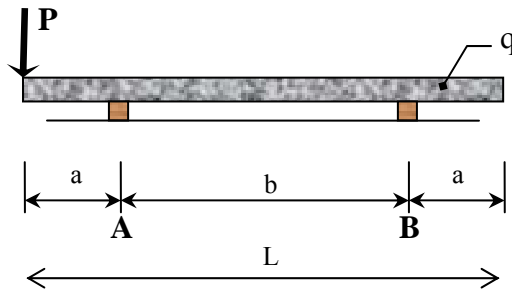
5. Plat tipe P5

$$\sigma_y = \frac{P}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} q.l}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} 12,74 \times 160}{2,01062} = 254,800 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Cek kekuatan gantungan :

$$\sigma_y \text{ terjadi} \leq \sigma_y \text{ (ijin)} \quad 254,800 \text{kg} / \text{cm}^2 \leq 1333 \text{kg} / \text{cm}^2 \dots \text{oke!}$$

2. Kondisi Penumpukan Plat Precast.

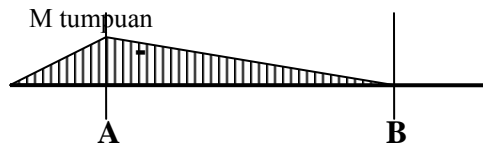


Dimana :

L = panjang plat precast

P = beban pekerja

Bidang Momen Akibat Beban P di Tepi

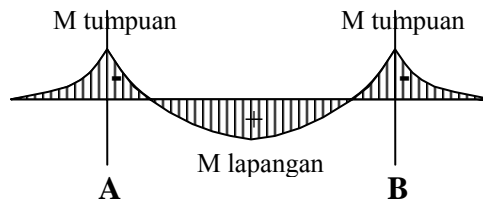


Momen maksimum :

● Lapangan : tidak perlu ditinjau

● Tumpuan : $M = a.P$

Bidang Momen Akibat Beban Sendiri

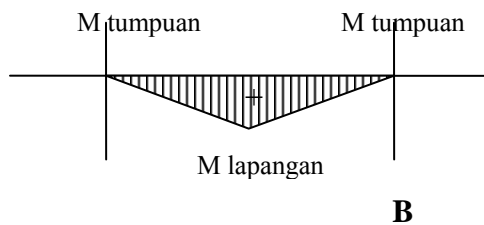


Momen maksimum :

● Lapangan : $M = q/8.(b^2 - 4a^2)$

● Tumpuan : $M = \frac{1}{2}.q.a^2$

Bidang Momen Akibat Beban P di tengah Bentang



Momen maksimum :

● Lapangan : $M = \frac{1}{4}.b.P$

● Tumpuan : $M = 0$

Superposisi momen maksimum yg terjadi akibat kombinasi pembebanan di atas :

● Lapangan : $M = q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4}.b.P$

● Tumpuan : $M = a.P + \frac{1}{2}.q.a^2$

(Structural Analysis, Aslam Kassimali, hal 160, 1999)

Berat pekerja = 0,1 ton (asumsi)

Contoh Perhitungan untuk Tipe P1

$$L = 3,54 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lapangan : } M &= q/8.(b^2 - 4a^2) + \frac{1}{4}.b.P \\ &= 0,339 + \frac{1}{4}.2,08.0,1 \\ &= 0,391 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tumpuan : } M &= a.P + \frac{1}{2}.q.a^2 \\ &= 0,73.0,1 + 0,339 \\ &= 0,412 \text{ tm} \end{aligned}$$

Tabel 5.7 Momen penumpukan plat

Tipe	M lapangan (tm)	M tumpuan (tm)
P1	0,391	0,412
P2	0,391	0,412
P3	0,391	0,412
P4	0,391	0,412
P5	0,391	0,412

3. Tahap Pembebanan Plat Precast Saat Pengeinstallan

Langkah-Langkah Perencanaan plat

1. Menentukan syarat-syarat batas dan bentangnya
2. Menentukan tebal pelat
3. Hitung beban yang bekerja pada pelat, berupa beban mati dan beban hidup
4. Hitung momen-momen yang menentukan
5. Mencari tulangan pelat

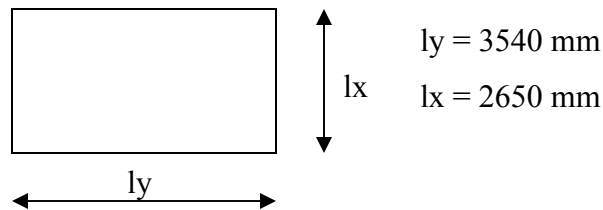
Penentuan Tebal Pelat

Penentuan tebal pelat berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

$$h_{(mak)} \leq \frac{\ln(0,8 + fy/1500)}{36} \qquad h_{(min)} \leq \frac{\ln(0,8 + fy/1500)}{36 + 9\beta}$$

$$\text{dimana } \beta = \frac{ly}{lx}$$

Contoh perhitungan $h_{(mak)}$ dan $h_{(min)}$ pada plat precast tipe P1 :



$$\frac{ly}{lx} = 3540/2650 = 1,3358 \leq 3 \text{ (two way slab)}$$

$$h_{(min)} = \frac{3540(0,8 + 400/1500)}{36 + 9 \times 1,3358} = 116,113 \text{ mm}$$

$$h_{(max)} = \frac{3540(0,8 + 400/1500)}{36} = 154,8889 \text{ mm}$$

Tebal plat precast untuk tipe P1 diambil 150 mm

Perhitungan $h_{(mak)}$ dan $h_{(min)}$ pada pelat tipe yang lain disajikan pada tabel di bawah ini :

Tabel 5.8 Tipe dan ukuran plat precast

TIPE	Ly (mm)	Lx (mm)	Ly/Lx	Arah Plat	Hmin	Hmax	Hterpakai
1	3540	2650	1,3358	two way slab	116,113	154,8889	150
2	3540	1350	2,6222	two way slab	102,8684	154,8889	150
3	3540	2350	1,5064	two way slab	112,5155	154,8889	150
4	3540	1450	2,4414	two way slab	104,7697	154,8889	150
5	3540	1600	2,2125	two way slab	99,72726	154,8889	150

Beban Yang Bekerja Pada Plat Precast

⇒ Beban mati

$$1. \text{ Beban sendiri plat} = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ Beban topping off} = 0,10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total (DL)} = 600 \text{ kg/m}^2$$

⇒ Beban hidup (LL) yang bekerja pada plat precast = 100 kg/m²

$$W_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (600) + 1,6 (100) = 880 \text{ kg/m}^2 = 8,80 \text{ kN / m}^2$$

Perhitungan Momen

Berdasarkan CUR 1, pada pelat yang menahan dua arah dengan terjepit pada kedua sisinya bekerja empat macam momen yaitu :

- Momen lapangan arah x (Mlx)
- Momen lapangan arah y (Mly)
- Momen tumpuan arah y (Mty)
- Momen jepit tak terduga arah x (Mtix)

Contoh perhitungan momen yang bekerja pada plat precast tipe P1 :

a. Momen lapangan arah x (Mlx)

$$\begin{aligned} M_{lx} &= \text{koef} \times W_u \times l_x^2 \\ &= 0,04139 \times 8,8 \times 2,65^2 \\ &= 2,5578 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Momen lapangan arah y (Mly)

$$\begin{aligned} M_{ly} &= \text{koef} \times W_u \times l_x^2 \\ &= 0,03258 \times 8,8 \times 2,65^2 \\ &= 2,0134 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Momen tumpuan arah y (Mty)

$$\begin{aligned} M_{ty} &= \text{koef} \times W_u \times l_x^2 \\ &= 0,08998 \times 8,8 \times 2,65^2 \\ &= 5,5606 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Momen jepit tak terduga arah x (Mtix)

$$\begin{aligned} M_{tix} &= 0,5 \times M_{lx} \\ &= 0,5 \times 2,5578 \\ &= 1,2789 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan momen-momen yang bekerja pada tiap tipe plat precast, disajikan dalam tabel di bawah ini :

Tabel 5.9 Momen pada tiap plat precast

Type	Momen	Lx (m)	koef.	Mu (kNm)
Plat 1 Ly/Lx= 1,34	m _{lx}	2,65	0,0414	2,5578
	m _{ly}	2,65	0,0326	2,0134
	m _{ty}	2,65	0,0900	5,5606
	m _{tix}	2,65	0,5000	1,2789
Plat 2 Ly/Lx= 2,62	m _{lx}	1,75	0,0398	1,07261
	m _{ly}	1,75	0,0327	0,88127
	m _{ty}	1,75	0,0885	2,38508
	m _{tix}	1,75	0,5000	0,53631
Plat 3 Ly/Lx= 1,51	m _{lx}	2,35	0,0398	1,9342
	m _{ly}	2,35	0,0327	1,58915
	m _{ty}	2,35	0,0885	4,30092
	m _{tix}	2,35	0,5000	0,9671

Plat 4 Ly/Lx= 2,44	m _{lx}	1,85	0,0398	1.198696
	m _{ly}	1,85	0,0327	0.98486
	m _{ty}	1,85	0,0885	2.66544
	m _{tix}	1,85	0,5000	0.59935
Plat 5 Ly/Lx= 2,21	m _{lx}	1,60	0,0398	0.896614
	m _{ly}	1,60	0,0327	0.73667
	m _{ty}	1,60	0,0885	1.99373
	m _{tix}	1,60	0,5000	0.44831

Perhitungan Tulangan

Berdasarkan CUR 1, langkah-langkah perhitungan tulangan pada pelat adalah sebagai berikut :

- Menetapkan tebal penutup beton menurut Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang hal. 14.
- Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.
- Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.
- Membagi Mu dengan $b \times d^2 \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right)$
- Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :
$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right)$$
- Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)
- Mencari luas tulangan yang dibutuhkan ($A_s = \rho \times b \times d \times 10^6$)

Contoh perhitungan tulangan lapangan arah x pada plat precast tipe P1:

- Tebal pelat (h) = 150 mm
- Penutup beton (p) = 50 mm
- Diameter tulangan utama arah x dan arah y rencana (\emptyset) = 25 mm
- Tinggi efektif arah x (dx) = h – p – 0,5x \emptyset = 150 – 50 – 12,5 = 87,5 mm
- Tinggi efektif arah y (dy) = h – p – \emptyset – 0,5x \emptyset = 150 – 50 – 25 – 12,5
= 62,5 mm

$$- \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{5,5606}{1 \times 0,0875^2} \right) = 726,2804 \text{ kN/m}^2$$

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

$$0,7262804 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50} \right)$$

$$0,7262804 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,00229$

- Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$\rho < \rho_{\min}$ maka yang digunakan adalah $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas tulangan yang dibutuhkan (A_s) = $\rho_{\min} \times b \times d \times 10^6$
 $= 0,0035 \times 1 \times 0,0875 \times 10^6$
 $= 306,25 \text{ mm}^2$

Berdasarkan tabel penulangan, maka tulangan yang digunakan adalah Ø8 – 150 (A_s terpasang = $335,1 \text{ mm}^2$)

Tabel 5.10 Penulangan plat precast

Tipe	koef.	Mu (kNm)	d (m)	Mu/bd ² (kN/m ²)	ρ	ρ_{\min}	ρ_{\max}	As (mm ²)	Tulangan
Plat 1 Ly/Lx= 1,34	0,0414	2,5578	0,0875	334,0825	0,0010	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,0326	2,0134	0,0625	515,4250	0,0016	0,0035	0,0406	218,75	8-150
	0,0900	5,5606	0,0875	726,2804	0,0023	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,5000	1,2789	0,0625	327,4009	0,0010	0,0035	0,0406	218,75	8-150
Plat 2 Ly/Lx= 2,62	0,0398	1,7744	0,0875	231,7618	0,0007	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,0327	1,4568	0,0625	372,9370	0,0012	0,0035	0,0406	218,75	8-150
	0,0885	3,9445	0,0875	515,1944	0,0016	0,0035	0,0406	141,96	8-150
	0,5000	0,8872	0,0625	227,1266	0,0007	0,0035	0,0406	218,75	8-150
Plat 3 Ly/Lx= 1,51	0,0398	2,0115	0,0875	262,7228	0,0008	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,0327	1,5833	0,0625	405,3306	0,0013	0,0035	0,0406	218,75	8-150
	0,0885	4,3728	0,0875	571,1475	0,0018	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,5000	1,0057	0,0625	257,4683	0,0008	0,0035	0,0406	218,75	8-150

Plat 4 Ly/Lx= 2,44	0,0398	2,1907	0,0875	286,1257	0,0009	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,0327	1,7985	0,0625	460,4160	0,0014	0,0035	0,0406	218,75	8-150
	0,0885	4,8697	0,0875	636,0424	0,0020	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,5000	1,0953	0,0625	280,4032	0,0009	0,0035	0,0406	218,75	8-150
Plat 5 Ly/Lx= 2,21	0,0398	1,7744	0,0875	231,7618	0,0007	0,0035	0,0406	306,25	8-150
	0,0327	1,4568	0,0625	372,9370	0,0012	0,0035	0,0406	218,75	8-150
	0,0885	3,9445	0,0875	515,1944	0,0016	0,0035	0,0406	141,96	8-150
	0,5000	0,8872	0,0625	227,1266	0,0007	0,0035	0,0406	218,75	8-150

Untuk memudahkan proses pelaksanaan di lapangan, maka penulangan plat precast disamakan dengan penulangan plat sesungguhnya yaitu

Ø25 – 60 (A_s terpasang = 8181,2 mm²) sebagai tulangan utama dan Ø12 – 200 (A_s terpasang = 565,5 mm²) sebagai tulangan pembagi.

4. Tahap Pembebanan Plat Keseluruhan

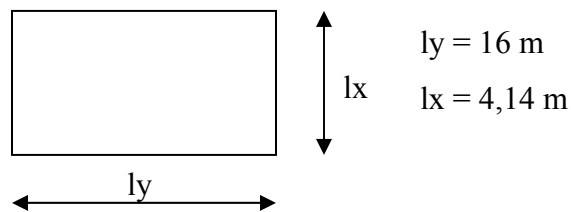
a. Penentuan Tebal Plat

Penentuan tebal pelat berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

$$h_{(mak)} \leq \frac{\ln(0,8 + f_y/1500)}{36} \qquad h_{(min)} \leq \frac{\ln(0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta}$$

$$\text{dimana } \beta = \frac{l_y}{l_x}$$

Contoh perhitungan $h_{(mak)}$ dan $h_{(min)}$ pada plat precast type P1 :



$$\frac{l_y}{l_x} = 16/4,14 = 3,865 \geq 3 \text{ (one way slab)}$$

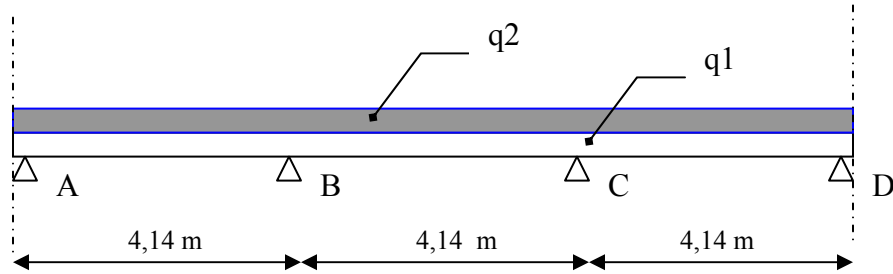
$$h_{(min)} = \frac{16000(0,8 + 400/1500)}{36 + 9 \times 3,865} = 241,113 \text{ mm}$$

$$h_{(max)} = \frac{16000(0,8 + 400/1500)}{36} = 474,074 \text{ mm}$$

Tebal plat sesungguhnya diambil 250 mm

b. Perhitungan Momen akibat Beban Primer

1. Menggunakan Metode Cross



\oplus q_1 = berat sendiri plat \rightarrow t/m
 tebal plat = 25 cm
 lebar plat = 4,14 m
 berat jenis beton = 2,4 t/m³
 $q_1 = 0,25 \times 4,14 \times 2,4 = 2,484$ t/m
 \oplus q_2 = berat container 2 tumpukan \rightarrow t/m
 berat container = 30,5 ton
 panjang container = 12,022 m
 beban hidup = $\frac{2 \times 30,5}{12,022} = 5,074$ t/m

q total = 2,484 + 5,074 = 7,558 t/m

Menentukan momen tumpuan dan momen lapangan dengan metode cross
 (Mekanika Teknik 2, Heinz Frick, 1979, hal 287-293)

- Menentukan kekakuan batang tiap-tiap batang

$$k_n = \frac{i_n}{l_n}$$

k_n = kekakuan batang
 i_n = momen lembam (diasumsikan 1 karena jenis bahan sama)
 l_n = panjang batang
 k_n dikalikan 0.75 pada batang bertumpuan sendi

$$k_1 = \frac{1}{4,14} \times 0,75 = 0,1812$$

$$k_2 = \frac{1}{4,14} = 0,2415$$

- Menentukan koefesien distribusi pada titik simpul

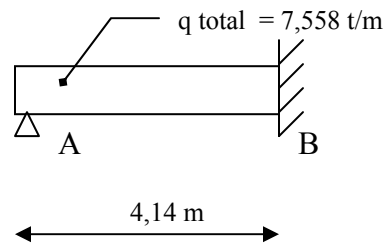
$$\mu = \frac{k_n}{\sum k} \quad \mu = \text{koefesien distribusi}$$

$$\mu_1 = \frac{0,1812}{(0,1812 + 0,2415)} = 0,4287$$

$$\mu_2 = \frac{0,2415}{(0,1812 + 0,2415)} = 0,5713$$

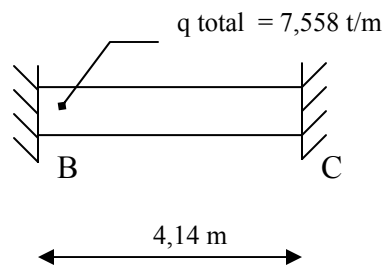
$$\mu_3 = \frac{0,2415}{(0,2415 + 0,2415)} = 0,5$$

- Menentukan koefesien reduksi tiap-tiap batang (γ)
 - Untuk tumpuan rol atau sendi $\gamma = 0$
 - Untuk tumpuan jepit $\gamma = 0,5$
- Menentukan momen jepit masing-masing tumpuan

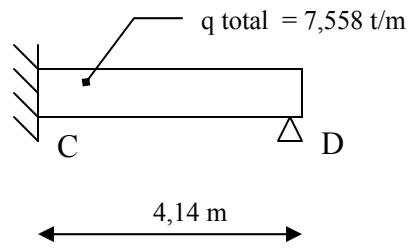


$$M_A = 0$$

$$M_{Bkiri} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 7,558 \times 4,14^2 = 16,193tm$$



$$M_{Bkanan} = M_{Ckiri} = \frac{1}{12}ql^2 = \frac{1}{12} \times 7,558 \times 4,14^2 = 10,795tm$$

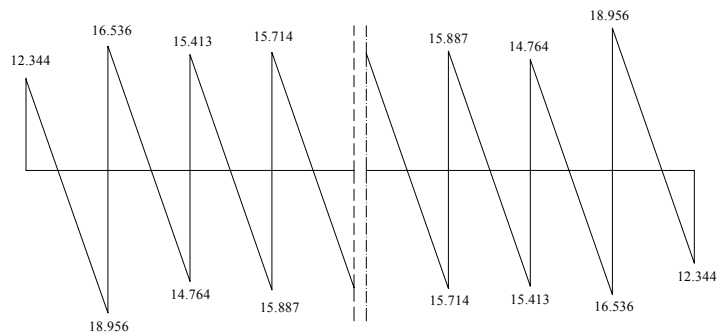


$$M_{C_{kanan}} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 7,558 \times 4,14^2 = 16,193 \text{ tm}$$

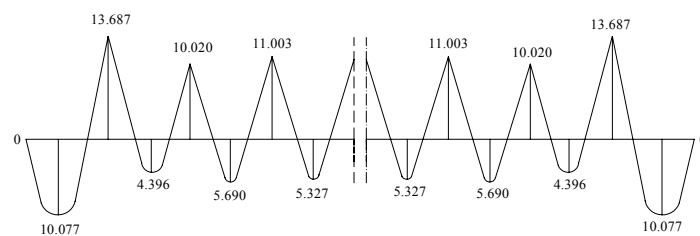
$$M_D = 0$$

Dari hasil perhitungan metode cross didapat :

Bidang Lintang



Bidang Momen



Gambar 5.13 Bidang momen dan bidang lintang hasil metode cross

Momen tumpuan maksimum = 13,687 tm

Momen lapangan maksimum = 10,077 tm

2. Menggunakan Program SAP 2000 versi 8

Cara yang digunakan dalam mencari momen yang bekerja pada plat dalam program SAP 2000 sama dengan perhitungan momen pada balok.

Tabel 5.11 Perbandingan momen

	Momen Lapangan (Tm)	Momen Tumpuan (Tm)
Metode Cross	10,077	13,687
Program SAP 2000	18,03422	37,987

c. Perhitungan Tulangan

Berdasarkan CUR 1, langkah-langkah perhitungan tulangan pada pelat adalah sebagai berikut :

- Menetapkan tebal penutup beton menurut Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang hal. 14.
- Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan
- Mencari tinggi efektif

d. Membagi Mu dengan $b \times d^2 \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right)$

- e. Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

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

- Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)
- Mencari luas tulangan yang dibutuhkan ($As = \rho \times b \times d \times 10^6$)
- Menghitung tulangan pembagi (SKSNI T15-1991-03, hal 155)

Untuk $fy = 400 \text{ Mpa}$ $As = \frac{0.18 \times b \times h}{100}$

Perhitungan tulangan tumpuan (plat satu arah) :

- Tebal pelat (h) = 250 mm
- Penutup beton (p) = 50 mm
- Diameter tulangan utama rencana (\emptyset) = 25 mm
- Tinggi efektif arah (d) = $h - p - 0,5 \times \emptyset = 250 - 50 - 12,5 = 187,5 \text{ mm}$
- $\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{379,87}{1 \times 0,1875^2} \right) = 10805,1911 \text{ kN} / \text{m}^2$

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

$$10,8051911 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50} \right)$$

$$10,8051911 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,04211$

- Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$\rho > \rho_{\max}$ tulangan ganda, maka yang digunakan adalah $\rho_{\max} = 0,0406$

$$\begin{aligned} \text{- Luas tulangan yang dibutuhkan (As)} &= \rho \times b \times d \times 10^6 \\ &= 0,0406 \times 1 \times 0,1875 \times 10^6 \\ &= 7620,117 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel penulangan, maka tulangan lapangan yang digunakan adalah $\text{Ø}25 - 60$ ($A_{s \text{ terpasang}} = 8181,2 \text{ mm}^2$)

- Menghitung besarnya momen yang disumbangkan oleh tulangan tarik

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bxd} = 0,0164$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bxd} = 0,0164$$

$$\rho = \rho_1 + \rho_2 = 0,0327$$

$$\left(\frac{Mu_1}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right) - 0,8\rho_2 \times f_y \frac{25 + \text{diameter}}{d}$$

$$\frac{Mu_1}{1000 \times 0,1875^2} = 0,0327 \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times 0,0327 \times \frac{400}{50} \right)$$

$$- 0,8 \times 0,0164 \times 400 \frac{25 + 25}{187,5}$$

$$Mu_1 = 262,0958 \text{ kNm}$$

- Menghitung besarnya momen yang ditahan tulangan tekan dan luasan yang dapat memikul

$$\begin{aligned} Mu_2 &= Mu - Mu_1 \\ &= 397,87 - 262,0958 \\ &= 135,7742 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{Mu_2}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')} \\ &= \frac{135,7742 \times 10^6}{0,8 \cdot 400 \cdot (187,5 - 110)} \\ &= 5474,7661 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan Ø25 – 60 ($A_{s \text{ terpasang}} = 8181,2 \text{ mm}^2$)

- Menghitung tulangan pembagi

$$A_s = \frac{0,18 \cdot b \cdot x \cdot h}{100} = \frac{0,18 \cdot 1000 \cdot 250}{100} = 450 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan tabel penulangan, maka tulangan pembagi yang digunakan adalah Ø12 – 200 ($A_{s \text{ terpasang}} = 565,5 \text{ mm}^2$)

Perhitungan tulangan lapangan (plat satu arah) :

- Tebal pelat (h) = 250 mm
- Penutup beton (p) = 50 mm
- Diameter tulangan utama rencana (Ø) = 25 mm
- Tinggi efektif arah (d) = h – p – 0,5xØ = 250 – 50 – 12,5 = 187,5 mm

$$-\left(\frac{Mu}{b \times d^2}\right) = \left(\frac{180,3422}{1 \times 0,1875^2}\right) = 6314,2817 \text{ kN/m}^2$$

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

$$6,3142817 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50}\right)$$

$$6,3142817 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,02201$

- Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ maka yang digunakan adalah $\rho = 0,02201$

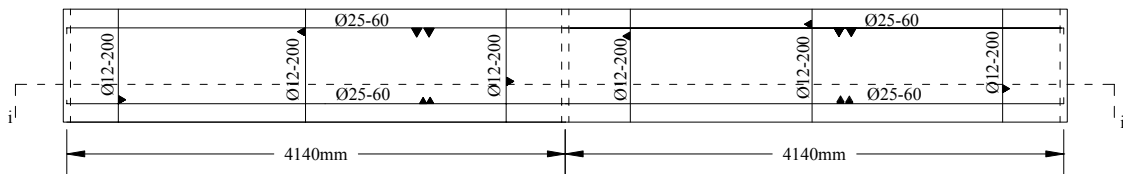
- Luas tulangan yang dibutuhkan (A_s) = $\rho \times b \times d \times 10^6$
 $= 0,02201 \times 1 \times 0,169 \times 10^6$
 $= 3719,89 \text{ mm}^2$

Berdasarkan tabel penulangan, maka tulangan tumpuan yang digunakan adalah $\text{Ø}25 - 60$ ($A_{s \text{ terpasang}} = 8181,2 \text{ mm}^2$)

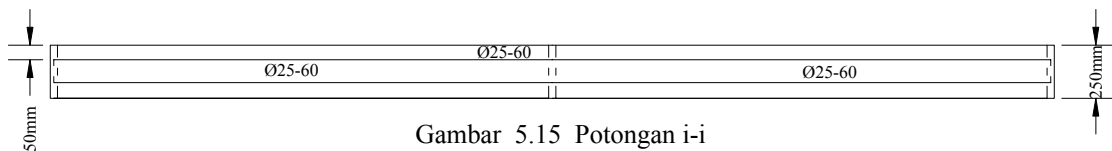
- Menghitung tulangan pembagi

$$A_s = \frac{0,18 \times b \times h}{100} = \frac{0,18 \times 1000 \times 250}{100} = 450 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan tabel penulangan, maka tulangan pembagi yang digunakan adalah $\text{Ø}12 - 200$ ($A_{s \text{ terpasang}} = 565,5 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.14 Tulangan plat tampak atas



Gambar 5.15 Potongan i-i

5.4.3 Perhitungan Balok Crane

Perhitungan Beban

Beban-beban yang diperhitungkan dalam program SAP 2000 yaitu :

1. Beban mati yaitu berat sendiri balok insitu
2. Beban hidup yaitu beban berjalan gantry crane 24 ton
3. Beban horisontal yaitu beban tarikan kapal, benturan kapal dan beban angin (hanya pada **Balok A**)

Gaya tarikan kapal = 35 ton pada setiap bollard

Gaya benturan kapal = 5,964 ton pada setiap fender

Gaya akibat angin = 3,049 ton pada setiap fender

Balok crane merupakan balok cor insitu yang menerima beban langsung dari gantry crane yang berjalan di atasnya. Dalam perencanaan dermaga ini terdapat dua buah balok crane yaitu **Balok A** dan **Balok F**. Spesifikasi dari gantry crane yang digunakan adalah :

Type	: Lc – 35 T
Span	: 16 m
Capacity	: 35 ton
Speed	: 20 m / menit
Max wheel load	: 24 ton
Runway rail	: 75 kg / m

Pembebanan yang bekerja pada balok crane adalah :

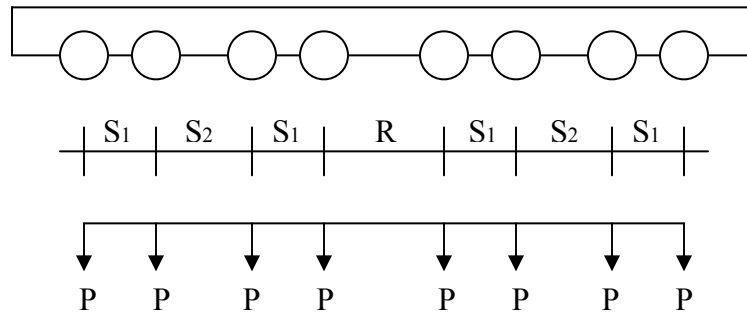
1. Beban merata.

- Berat sendiri = $1,2 \times 1 \times 2400$ = 2880 kg/m

- Berat rel = 75 kg/m

q = 2955 kg/m

2. Beban berjalan (rangkaian roda crane)



Gambar 5.18 Beban roda crane

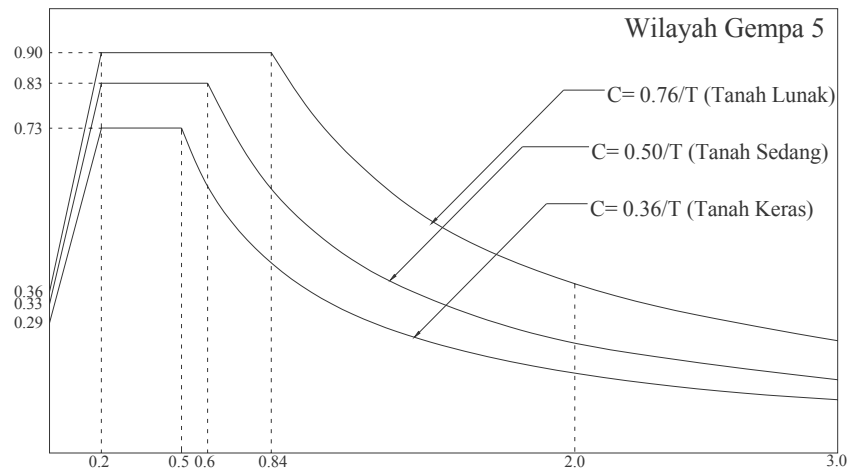
- $S_1 = 0,7 \text{ m}$
- $S_2 = 0,75 \text{ m}$
- $R = 1 \text{ m}$
- $P = 24 \text{ ton}$

Untuk perhitungan penulangan balok crane digunakan cara dengan menghitung beban berjalan sejauh x dari tepi balok yang ditinjau. Untuk menghitung besarnya momen maksimum yang dihasilkan pada tiap - tiap jarak x dari balok yang ditinjau, menggunakan program analisa struktur SAP versi 8.

Menggunakan Program SAP 2000 versi 8

Perhitungan Gempa

1. Faktor keutamaan struktur (I) dermaga = 1,4
2. Faktor jenis struktur (K) = 4
3. Faktor respon gempa rencana



Gambar 5.19 Spektrum Respon Gempa Zona 5

4. Faktor wilayah kegempaan (Z) = 0,6
 5. Penentuan jenis tanah
- Perhitungan kekuatan geser tanah (S) :

(Rekayasa Gempa, Himawan Indarto, hal IV-5, 2004)

$$S = c + (\gamma h) \times \tan \phi$$

S = Kekuatan geser tanah (kg/cm^2)

c = Kohesi tanah

γ = Berat jenis tanah (kg/cm^3)

h = Tebal lapisan tanah

θ = Sudut geser

Contoh perhitungan kekuatan geser tanah lapisan 1 :

$$\text{Lapisan 1} = S = 0,1 + (0,001216 \times 200) \times \tan 25^\circ$$

$$S = 0,21333 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabel 5.12 Kekuatan geser tanah

Lapisan	c	γ	h	$\tan\theta$	S	Sxh
1	0.1	0.001216	200	0.466	0.21333	42.6662
2	0.1	0.001216	100	0.532	0.16469	16.4691
3	0.1	0.000874	300	0.532	0.23949	71.8471
4	0.1	0.000892	300	0.532	0.24236	72.7090
5	0.1	0.001004	300	0.532	0.26024	78.0715
6	0.1	0.00101	300	0.532	0.26120	78.3588
7	0.1	0.00112	300	0.532	0.27875	83.6256
8	0.1	0.00136	300	0.532	0.31706	95.1168
9	0.1	0.00115	300	0.532	0.28354	85.0620
10	0.1	0.001016	300	0.532	0.26215	78.6461
11	0.1	0.001104	300	0.532	0.27620	82.8595
12	0.1	0.000953	300	0.532	0.25210	75.6296
13	0.1	0.001092	300	0.532	0.27428	82.2850
14	0.1	0.001236	200	0.532	0.23151	46.3021
15	0.1	0.001236	100	0.577	0.17132	17.1317
16	0.1	0.001407	100	0.869	0.22227	22.2268
17	0.1	0.001407	200	0.869	0.34454	68.9073
18	0.1	0.001401	200	0.869	0.34349	68.6988
			4400			1166.6131

- Perhitungan kekuatan geser tanah rata-rata :

$$S_{rata-rata} = \frac{\sum_{n=1}^{18} Sxh}{\sum_{n=1}^{18} h} = \frac{1166,6131}{4400} = 0,26514 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 26,514 \text{ KPa}$$

Dari tabel 2.2 Definisi Jenis Tanah, untuk kedalaman lapisan tanah keras 15 meter dengan kekuatan tanah geser rata-rata

($S_{rata-rata}$) = 26,514 Kpa < 180 Kpa, maka tanah dibawah struktur dermaga merupakan tanah lunak.

Tabel 5.13 Respon spektrum gempa rencana zona 5 jenis tanah lunak

T	C	T	C
0	0.360	1.6	0.475
0.2	0.900	1.8	0.422
0.5	0.900	2	0.380
0.6	0.900	2.2	0.345
0.84	0.900	2.4	0.317
0.9	0.844	2.6	0.292
1	0.760	2.8	0.271
1.2	0.633	3	0.253
1.4	0.543		

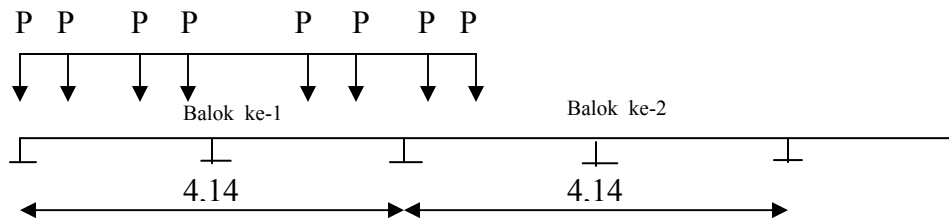
Dari hasil perhitungan dengan analisa struktur SAP diperoleh bahwa *momen maksimum batang balok yang terjadi adalah pada batang balok yang di atasnya terdapat beban berjalan.*

Untuk itu perhitungan momen tumpuan, momen lapangan dan gaya lintang yang digunakan adalah pada balok yang dikenai beban berjalan.

Perhitungan beban berjalan dilakukan dari $x = 0, 1, 2$ dan 3 dari masing – masing balok ke $1, 2$ dan 3 dari ujung rangkaian balok. Untuk balok $4, 5, 6$ dan seterusnya tidak dilakukan perhitungan beban karena momen maksimum yang dihasilkan sudah lebih kecil dari momen maksimum balok $1, 2$ dan 3 .

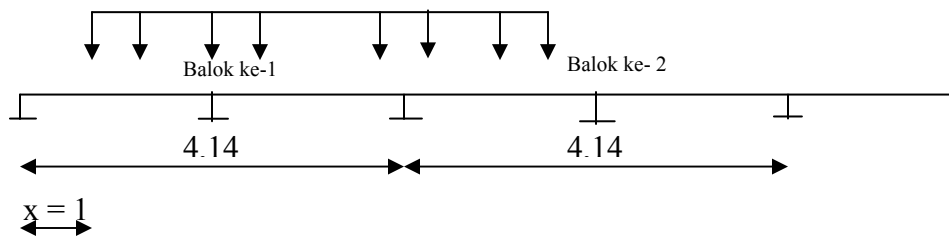
Hasil Perhitungan Beban Berjalan untuk Balok A:

Balok ke-1



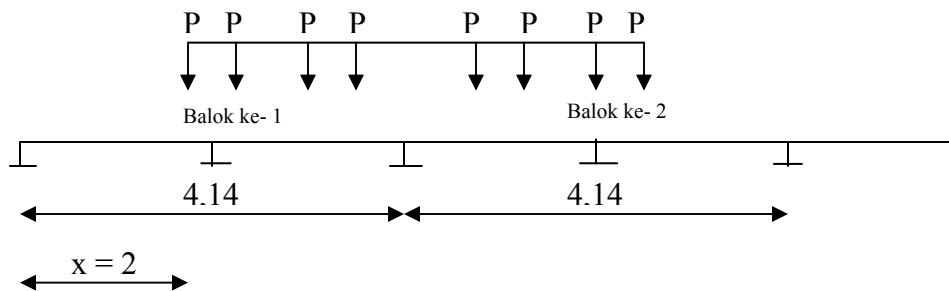
Untuk $x = 0$ m

Balok ke-1 \rightarrow M lap maks = 148,899 tm Balok ke-2 \rightarrow M lap maks = 88,913 tm
 M tump maks = 66,375 tm M tump maks = -85,798 tm



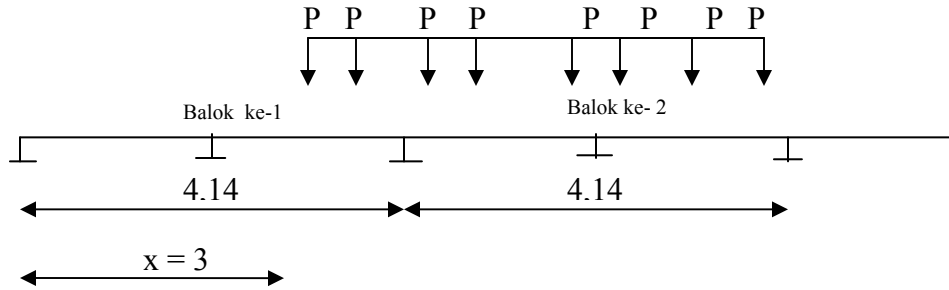
Untuk $x = 1$ m

Balok ke-1 \rightarrow M lap maks = 183,998 tm Balok ke-2 \rightarrow M lap maks = 157,852 tm
 M tump maks = 125,774 tm M tump maks = 128,618 tm



Untuk $x = 2$ m

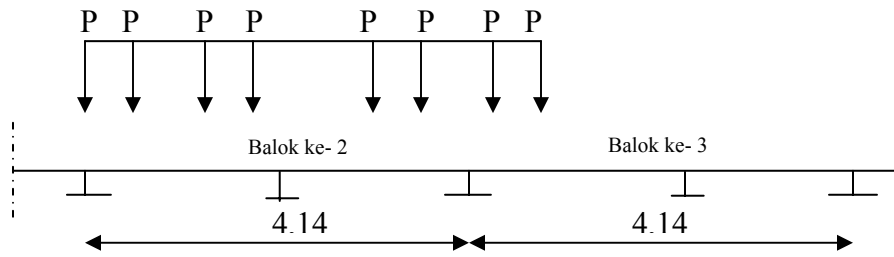
Balok ke-1 \rightarrow M lap maks = 185,698 tm Balok ke-2 \rightarrow M lap maks = 206,380 tm
 M tump maks = 154,769 tm M tump maks = 152,713 tm



Untuk $x = 3$ m

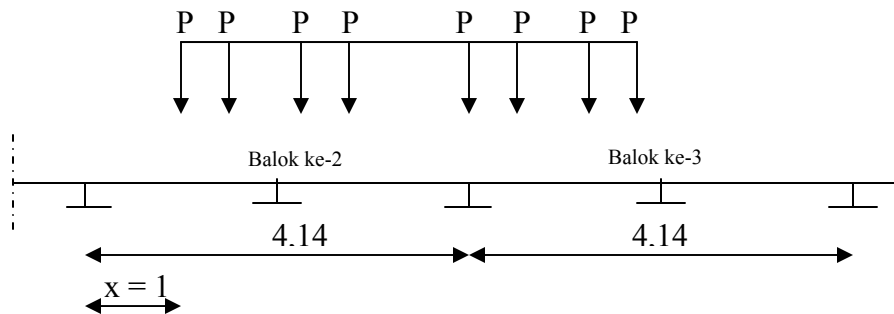
Balok ke-1 → M lap maks = 167,670 tm Balok ke-2 → M lap maks = 230,678 tm
 M tump maks = 154,534 tm M tump maks = 148,092 tm

Balok ke-2



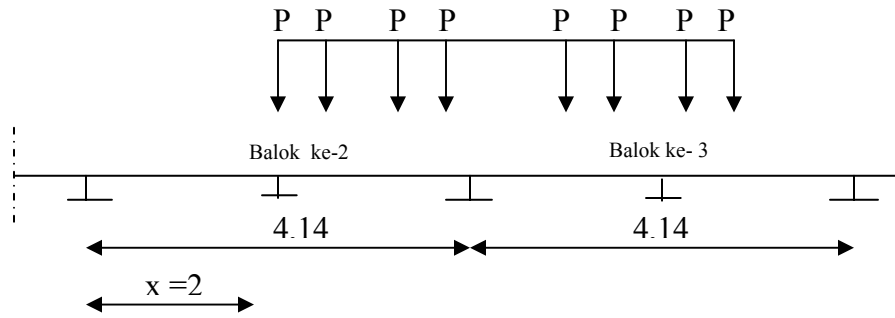
Untuk $x = 0$ m

Balok ke-2 → M lap maks = 237,879 tm Balok ke-3 → M lap maks = 148,081 tm
 M tump maks = 133,212 tm M tump maks = 138,812 tm



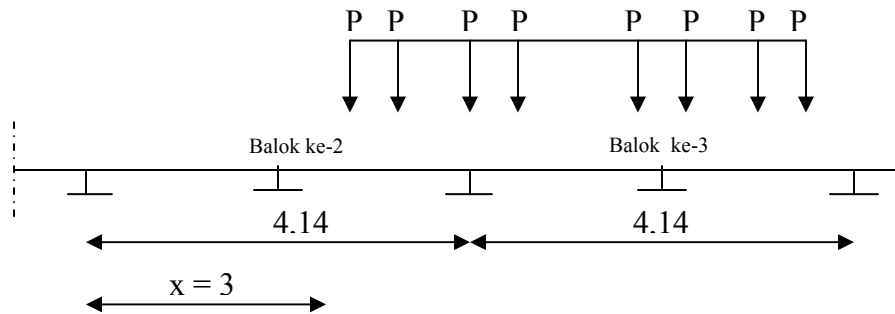
Untuk $x = 1$ m

Balok ke-2 → M lap maks = 225,937 tm Balok ke-3 → M lap maks = 184,296 tm
 M tump maks = 157,022 tm M tump maks = 159,062 tm



Untuk $x = 2$ m

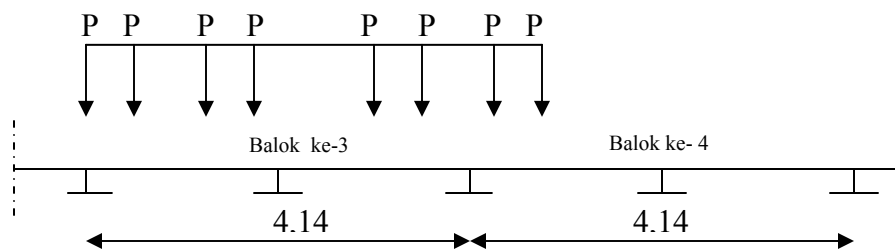
Balok ke-2 → M lap maks = 194,858 tm M tump maks = 159,825 tm
 Balok ke-3 → M lap maks = 209,425 tm M tump maks = 158,140 tm



Untuk $x = 3$ m

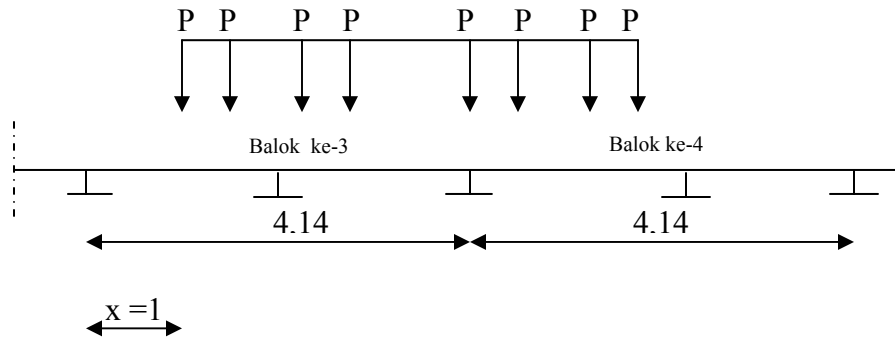
Balok ke-2 → M lap maks = 154,720 tm M tump maks = 141,372 tm
 Balok ke-3 → M lap maks = 221,806 tm M tump maks = 136,100 tm

Balok ke-3



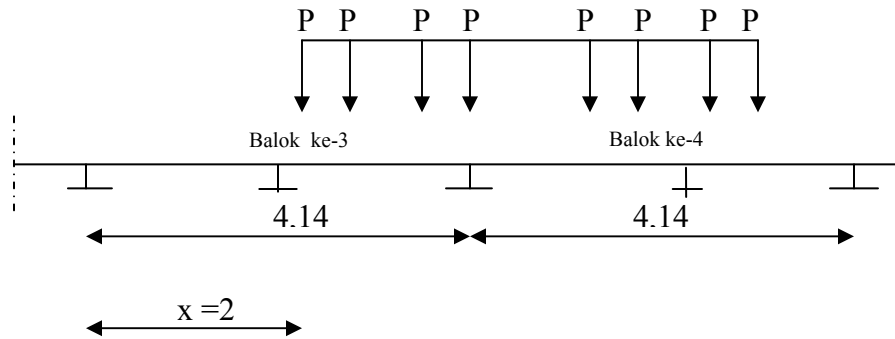
Untuk $x = 0$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 221,321 tm M tump maks = 123,893 tm
 Balok ke-4 → M lap maks = 140,032 tm M tump maks = 129,848 tm



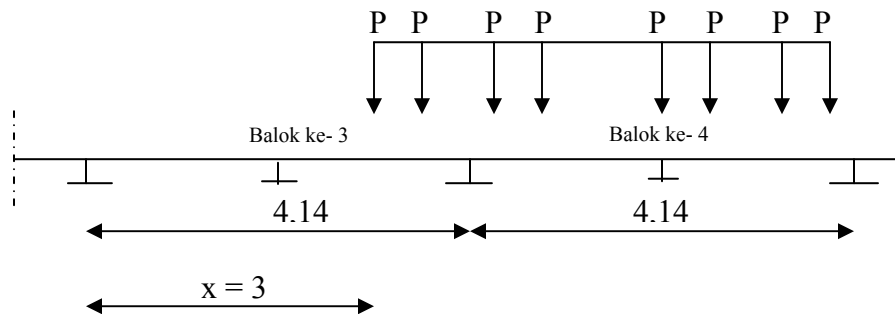
Untuk $x = 1$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 207,057 tm Balok ke-4 → M lap maks = 175,225 tm
 M tump maks = 145,917 tm M tump maks = 148,253 tm



Untuk $x = 2$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 176,430 tm Balok ke-4 → M lap maks = 202,349 tm
 M tump maks = 147,986 tm M tump maks = 146,551 tm

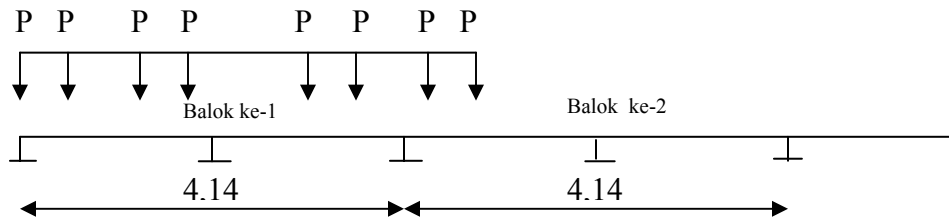


Untuk $x = 3$ m

Balok 3 → M lap maks = 140,734 tm Balok 4 → M lap maks = 215,494 tm
 M tump maks = 129,551 tm M tump maks = 124,496 tm

Hasil Perhitungan Beban Berjalan untuk Balok D

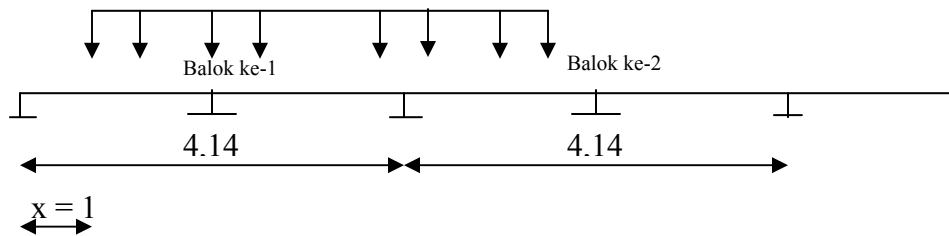
Balok ke-1



Untuk x = 0 m

Balok ke-1 → M lap maks = 156,940 tm
 M tump maks = 75,410 tm

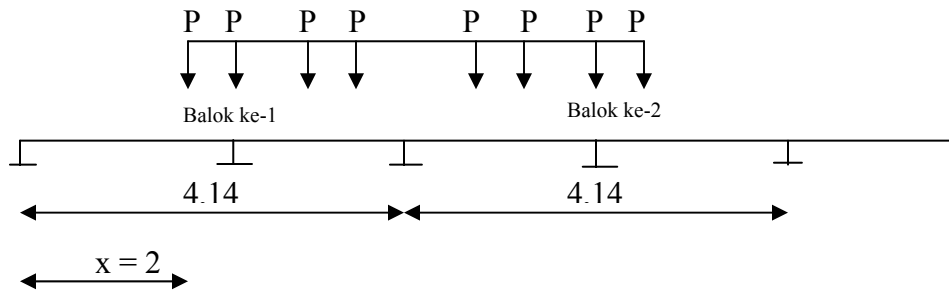
Balok ke-2 → M lap maks = 96,169 tm
 M tump maks = -97,734 tm



Untuk x = 1 m

Balok ke-1 → M lap maks = 202,185 tm
 M tump maks = 151,186 tm

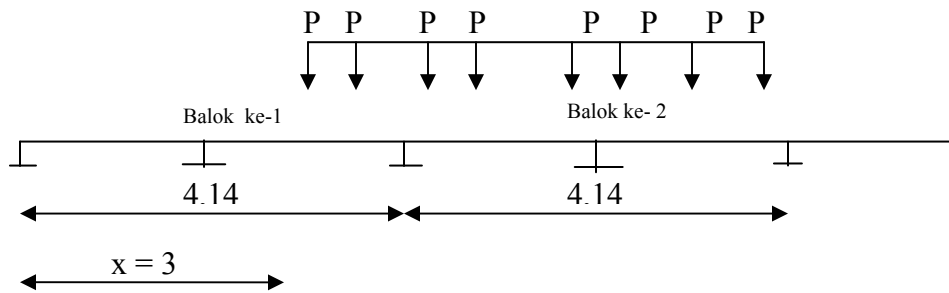
Balok ke-2 → M lap maks = 182,107 tm
 M tump maks = 154,797 tm



Untuk x = 2 m

Balok ke-1 → M lap maks = 216,947 tm
 M tump maks = 191,759 tm

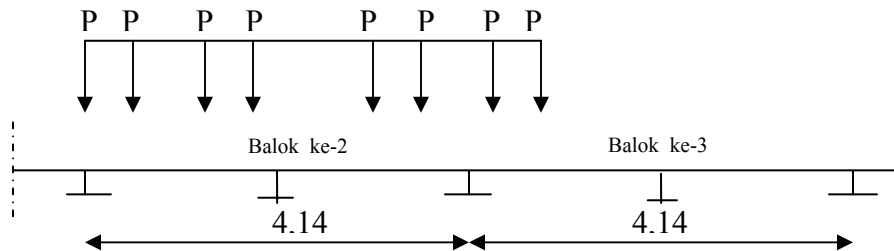
Balok ke-2 → M lap maks = 241,550 tm
 M tump maks = 190,552 tm



Untuk $x = 3$ m

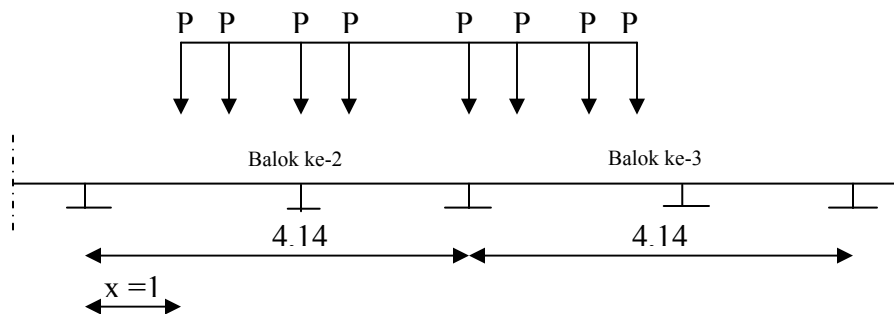
Balok ke-1 → M lap maks = 207,594 tm Balok ke-2 → M lap maks = 276,037 tm
M tump maks = 198,137 tm M tump maks = 192,623 tm

Balok ke-2



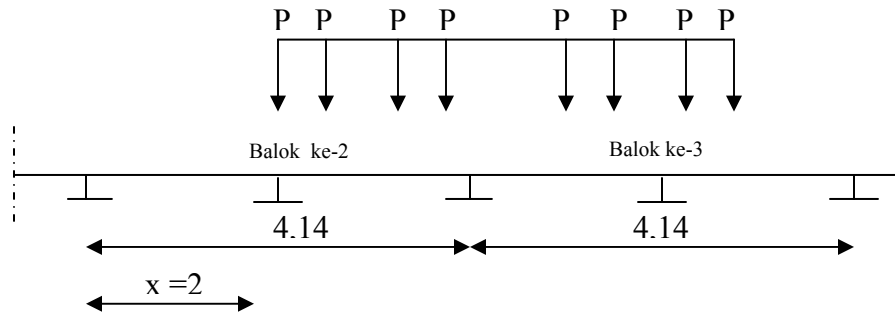
Untuk $x = 0$ m

Balok ke-2 → M lap maks = 290,813 tm Balok ke-3 → M lap maks = 198,805 tm
M tump maks = 188,358 tm M tump maks = 193,104 tm



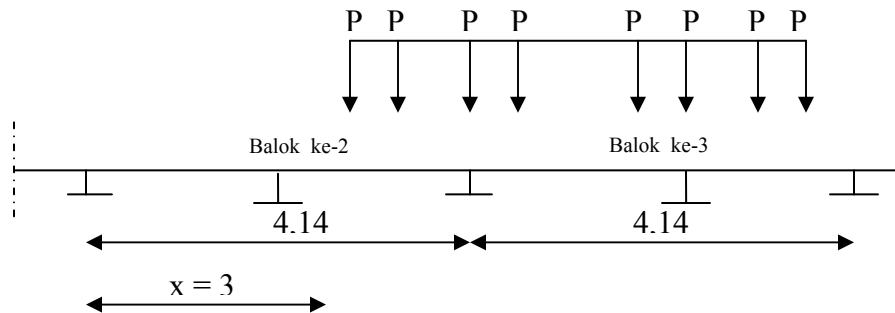
Untuk $x = 1$ m

Balok ke-2 → M lap maks = 282,370 tm Balok ke-3 → M lap maks = 240,859 tm
M tump maks = 218,895 tm M tump maks = 220,437 tm



Untuk $x = 2$ m

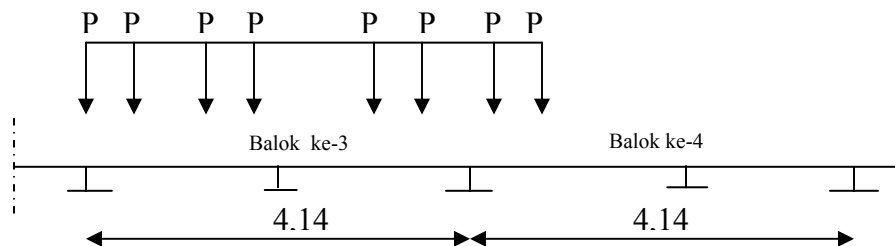
Balok ke-2 → M lap maks = 252,538 tm Balok ke-3 → M lap maks = 265,126 tm
M tump maks = 223,879 tm M tump maks = 222,093 tm



Untuk $x = 3$ m

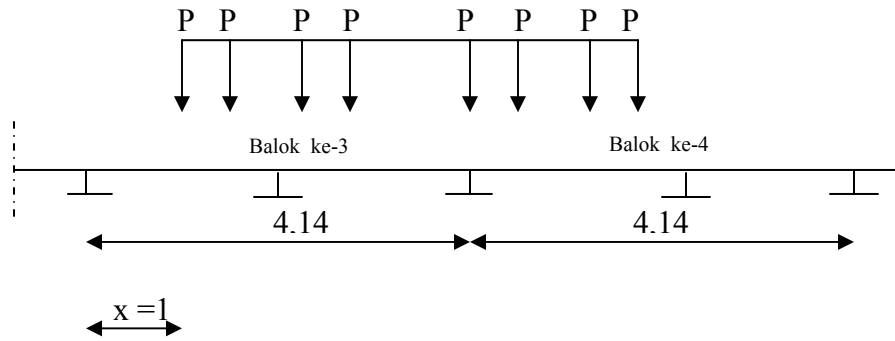
Balok ke-2 → M lap maks = 214,111tm Balok ke-3 → M lap maks = 278,641 tm
M tump maks = 203,258 tm M tump maks = 198,278 tm

Balok ke-3



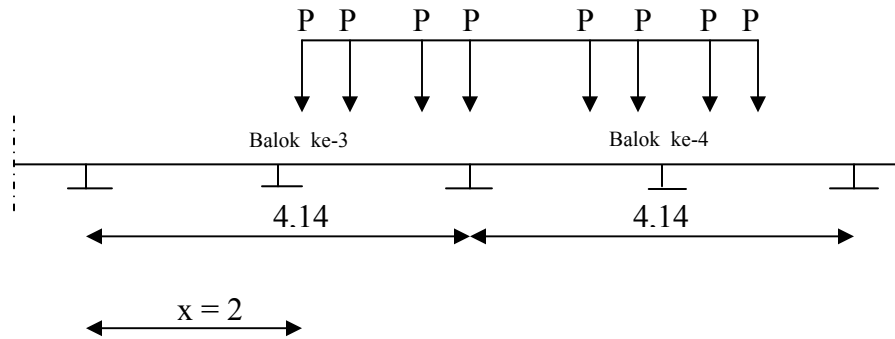
Untuk $x = 0$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 278,388 tm Balok ke-4 → M lap maks = 190,328 tm
M tump maks = 178,568 tm M tump maks = 183,998 tm



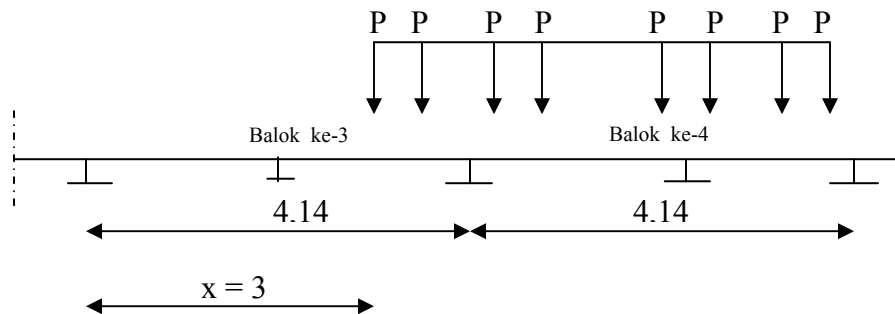
Untuk $x = 1$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 262,250 tm Balok ke-4 → M lap maks = 228,145 tm
M tump maks = 203,777 tm M tump maks = 206,006 tm



Untuk $x = 2$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 231,244 tm Balok ke-4 → M lap maks = 251,966 tm
M tump maks = 205,460 tm M tump maks = 204,348 tm



Untuk $x = 3$ m

Balok ke-3 → M lap maks = 192,031 tm Balok ke-4 → M lap maks = 266,007 tm
M tump maks = 183,136 tm M tump maks = 178,802 tm

Hasil perhitungan di atas dibuat tabel Momen Lapangan Maksimum dan Momen Tumpuan Maksimum.

Balok A

Tabel 5.14 Rekapitulasi Momen akibat Beban Berjalan pada Balok A

Balok ke-1

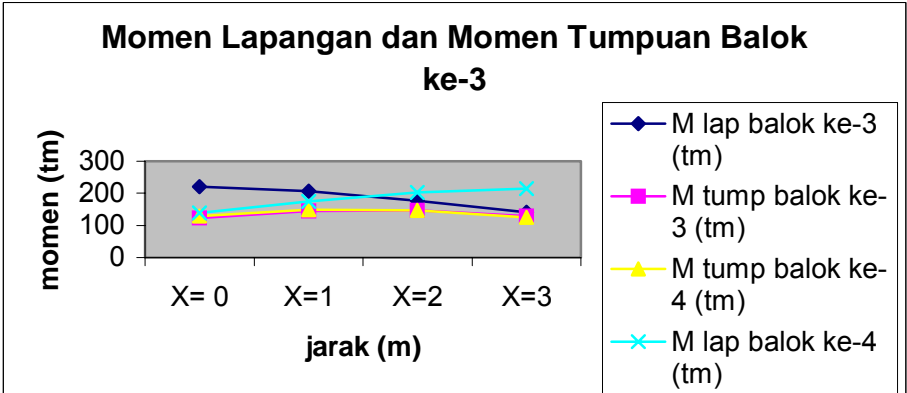
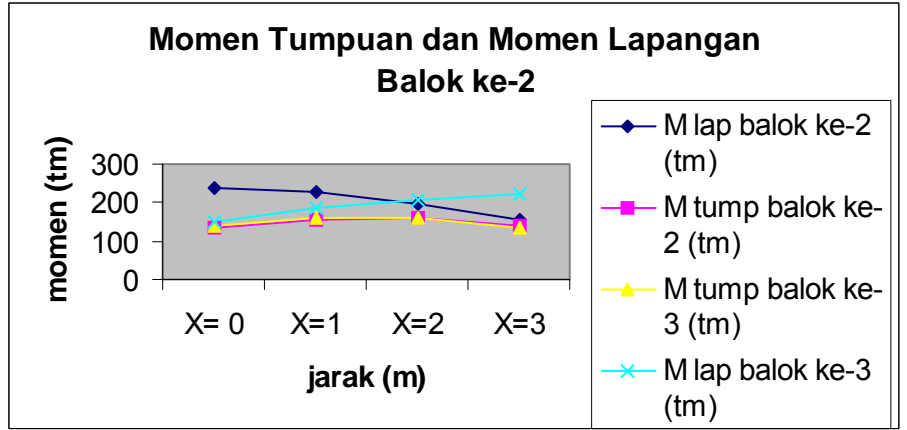
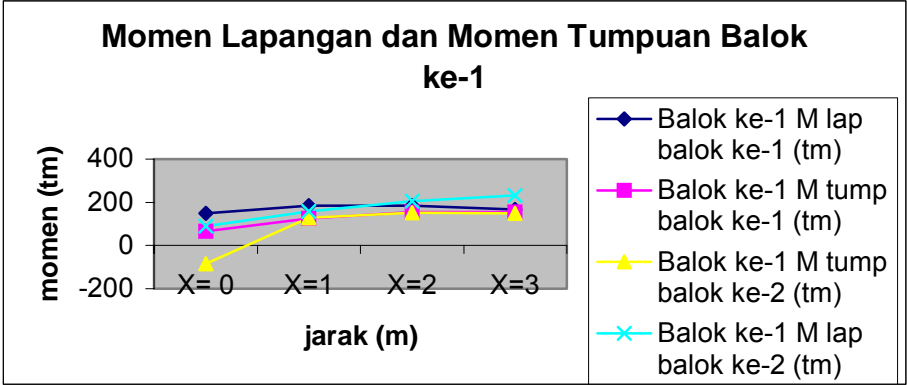
x	M lap balok ke-1 (tm)	M tump balok ke-1 (tm)	M tump balok ke-2 (tm)	M lap balok ke-2 (tm)
X= 0	148,899	66,375	-85,798	88,913
X=1	183,998	125,774	128,618	157,852
X=2	185,698	154,769	152,713	206,380
X=3	167,670	154,534	148,092	230,678

Balok ke-2

x	M lap balok ke-2 (tm)	M tump balok ke-2 (tm)	M tump balok ke-3 (tm)	M lap balok ke-3 (tm)
X= 0	237,879	133,212	138,812	148,081
X=1	225,937	157,022	159,062	184,296
X=2	194,858	159,825	158,140	209,425
X=3	154,720	141,372	136,100	221,806

Balok ke-3

x	M lap balok ke-3 (tm)	M tump balok ke-3 (tm)	M tump balok ke-4 (tm)	M lap balok ke-4 (tm)
X= 0	221,321	123,893	129,848	140,032
X=1	207,057	145,917	148,253	175,225
X=2	176,430	147,986	146,551	202,349
X=3	140,734	129,551	124,496	215,494



Gambar 5.20 Grafik Momen Lapangan dan Momen Tumpuan Balok A

Balok F

Tabel 5.15 Rekapitulasi Momen akibat Beban Berjalan pada Balok F

Balok ke-1

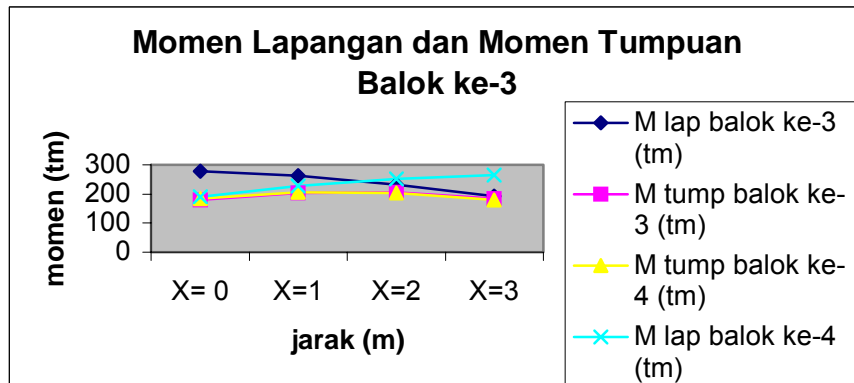
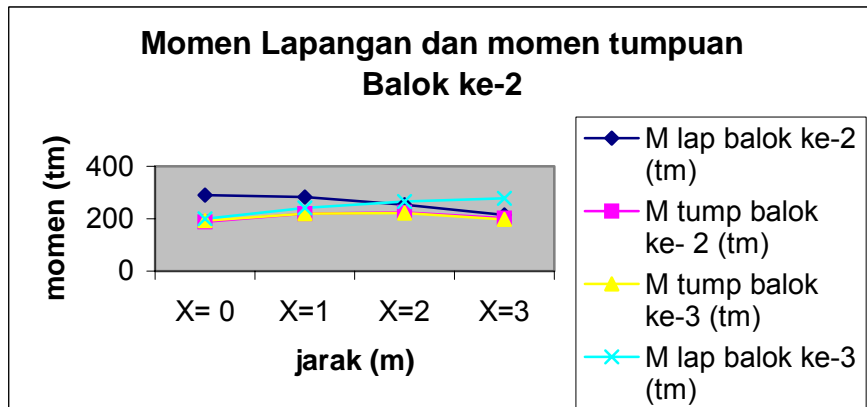
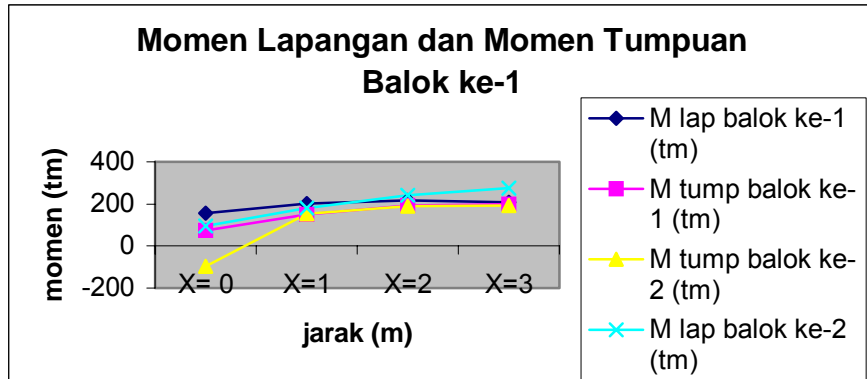
x	M lap balok ke-1 (tm)	M tump balok ke-1 (tm)	M tump balok ke-2 (tm)	M lap balok ke-2 (tm)
X= 0	156,940	75,410	-97,734	96,169
X=1	202,185	151,186	154,797	182,107
X=2	216,947	191,759	190,552	241,550
X=3	207,594	198,137	192,623	276,037

Balok ke-2

x	M lap balok ke-2 (tm)	M tump balok ke- 2 (tm)	M tump balok ke-3 (tm)	M lap balok ke-3 (tm)
X= 0	290,813	188,358	193,104	198,805
X=1	282,370	218,895	220,437	240,859
X=2	252,538	223,879	222,093	265,126
X=3	214,111	203,258	198,278	278,641

Balok ke-3

x	M lap balok ke-3 (tm)	M tump balok ke-3 (tm)	M tump balok ke-4 (tm)	M lap balok ke-4 (tm)
X= 0	278,388	178,568	183,998	190,328
X=1	262,250	203,777	206,006	228,145
X=2	231,244	205,460	204,348	251,966
X=3	192,031	183,136	178,802	266,007



Gambar 5.21 Grafik Momen Lapangan dan Momen Tumpuan Balok F

Berdasarkan perhitungan struktur menggunakan program SAP 2000 didapat :

1. Gaya momen lapangan maksimum = 290,813 tm
2. Gaya momen tumpuan maksimum = 223,879 tm
3. Gaya lintang maksimum = 132,605 tm

Perencanaan Lentur Murni

Berdasarkan buku CUR 1, langkah-langkah perhitungan tulangan pada balok adalah sebagai berikut :

- a. Menetapkan tebal penutup beton menurut Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang halaman 14.
- b. Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.
- c. Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.

- d. Membagi Mu dengan $b \times d^2 \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right)$

- e. Mencari rasio penulangan (ρ) dengan persamaan :

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

- f. Memeriksa syarat rasio penulangan ($\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$)
- g. Mencari luas tulangan yang dibutuhkan ($A_s = \rho \times b \times d \times 10^6$)

Contoh perhitungan penulangan balok as F:

(penulangan balok as A menyesuaikan dengan balok as F karena Momen Perhitungan Balok As F > Balok As A)

a. Tulangan Lapangan

- Tinggi penampang (h) = 1200 mm
- Lebar penampang (b) = 1000 mm
- Penutup beton (p) = 100 mm
- Diameter tulangan utama rencana (D) = 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (\emptyset) = 12 mm
- Tinggi efektif (d) = h - p - \emptyset - $\frac{1}{2}$ D
= 1200 - 100 - 12 - $\frac{1}{2}$. 25 = 1076 mm

$$- \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{2908,13}{1 \times 1,076^2} \right) = 2514,160 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

$$2,514160 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50} \right)$$

$$2,514160 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,00817$

Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{mak} = \frac{\beta_1 \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$ tulangan tunggal

- Luas tulangan tarik yang dibutuhkan (As) = $\rho \times b \times d \times 10^6$
= $0,00817 \times 1,0 \times 1,076 \times 10^6$
= $8796,5555 \text{ mm}^2$

maka tulangan yang digunakan adalah 18 D25 (As terpakai = $8835,729 \text{ mm}^2$)

- Cek terhadap jarak antar tepi terluar tulangan:

$$s = \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{(\text{jumlah tulangan} - 1)}$$

$$= \frac{(1000 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 18 \times 25)}{(18 - 1)}$$

$$= 19,18 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

maka jumlah tulangan dibuat dalam 2 lapis

Untuk itu dicari banyaknya tulangan yang dapat ditempatkan pada penampang dengan jarak antar tepi >25 mm yang ditentukan sebagai berikut:

$$n = 1 + \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{25}$$

$$= 1 + \frac{(1000 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 18 \times 25)}{25}$$

$$= 14,04 \text{ diambil } 14 \text{ D25 (As} = 6872,2 \text{ mm}^2)$$

Sisa tulangan tarik sebanyak 4 buah ditempatkan pada lapisan kedua.

b. Tulangan Tumpuan

$$- \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{2238,79}{1,0 \times 1,076^2} \right) = 1935,497 \text{ kN/m}^2$$

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

$$1,935497 = \rho \times 0,8 \times 400 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{400}{50} \right)$$

$$1,935497 = 320\rho - 1505,28\rho^2$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai $\rho = 0,00623$

- Pemeriksaan rasio penulangan ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{mak} = \frac{\beta_1 \times 450}{600 + fy} \times \frac{0,85 \times f'c}{fy} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 50}{400} = 0,0406$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{mak} \dots\dots\dots \text{tulangan tunggal}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan tarik yang dibutuhkan } (A_s) &= \rho \times b \times d \times 10^6 \\ &= 0,00623 \times 1,0 \times 1,076 \times 10^6 \\ &= 6708,1383 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

maka tulangan yang digunakan adalah 18 D25 ($A_{S\text{terpakai}} = 8835,729 \text{ mm}^2$)

- Cek terhadap jarak antar tepi terluar tulangan:

$$\begin{aligned} s &= \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{(\text{jumlah tulangan} - 1)} \\ &= \frac{(1000 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 18 \times 25)}{(18 - 1)} \\ &= 19,18 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

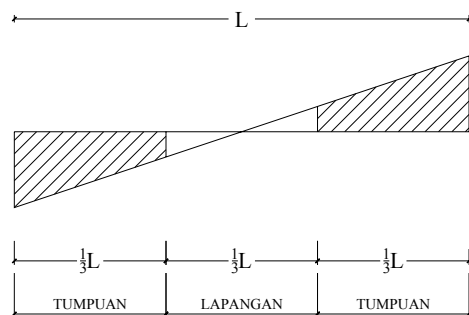
maka jumlah tulangan dibuat dalam 2 lapis

Untuk itu dicari banyaknya tulangan yang dapat ditempatkan pada penampang dengan jarak antar tepi $>25 \text{ mm}$ yang ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} n &= 1 + \frac{(b - 2p - 2\emptyset - \text{jumlah tulangan} \times D)}{25} \\ &= 1 + \frac{(1000 - 2 \times 100 - 2 \times 12 - 18 \times 25)}{25} \\ &= 14,04 \text{ diambil } 12 \text{ D25 } (A_s = 5890,486 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

Sisa tulangan tarik sebanyak 6 buah ditempatkan pada lapisan kedua.

Perhitungan Tulangan Geser



1. Tulangan Sengkang Tumpuan

- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 1200 \text{ mm}$
- $d = 1075 \text{ mm}$
- $V_u = 1326,05 \text{ kN}$
- $v_u = \frac{V_u}{b.d}$
 $= \frac{1326,05 \times 10^3}{1000 \times 1075} = 1,2335 \text{ MPa}$
- $\phi v_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c}$
 $= 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{50} = 0,8839 \text{ MPa}$

Karena $v_u > \phi v_c$ maka dibutuhkan tulangan geser.

$$\begin{aligned}\phi v_s = v_u - \phi v_c &= 1,2335 - 0,8839 \\ &= 0,3496 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi v_s \text{ max} &= \frac{2}{3} \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \sqrt{50} \\ &= 4,714 \text{ MPa}\end{aligned}$$

tegangan geser memenuhi syarat $\phi v_s < \phi v_s \text{ max}$

- Dipakai tulangan geser $\emptyset 12 \text{ mm}$ dengan $A_v = 226,1947 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times \phi f_y}{b(V_u - \phi V_c)} = \frac{226,1947 \times 400}{1000 \times (1326,05 - 0,8839 \times 1000)} \\ &= 194,103 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan sengkang yang dipakai $\emptyset 12 - 100$

2. Tulangan Senggang Lapangan

- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 1200 \text{ mm}$
- $d = 1075 \text{ mm}$
- $V_u = 2/3 \cdot 1326,05 \text{ kN} = 884,03 \text{ kN}$
- $v_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$
 $= \frac{884,03 \times 10^3}{1000 \times 1075} = 1,1146 \text{ MPa}$
- $\phi v_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c}$
 $= 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{50} = 0,8839 \text{ MPa}$

Karena $v_u > \phi v_c$ maka dibutuhkan tulangan geser.

$$\begin{aligned}\phi v_s = v_u - \phi v_c &= 1,1146 - 0,8839 \\ &= 0,2307 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi v_s \text{ max} &= \frac{2}{3} \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \sqrt{50} \\ &= 4,714 \text{ MPa}\end{aligned}$$

tegangan geser memenuhi syarat $\phi v_s < \phi v_s \text{ max}$

- Dipakai tulangan geser $\emptyset 12 \text{ mm}$ dengan $A_v = 226,1947 \text{ mm}^2$

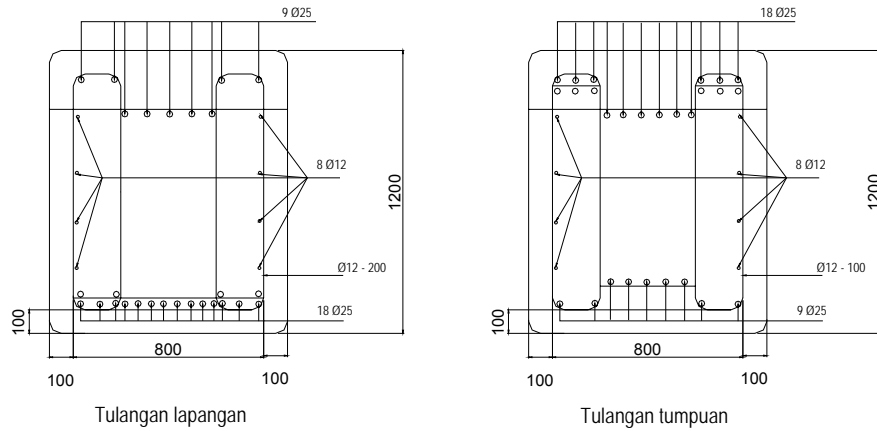
$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times \phi f_y}{b(V_u - \phi V_c)} = \frac{226,1947 \times 0,75 \times 400}{1000 \times 0,2307} \\ &= 294,141 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan sengkang yang dipakai $\emptyset 12 - 200$

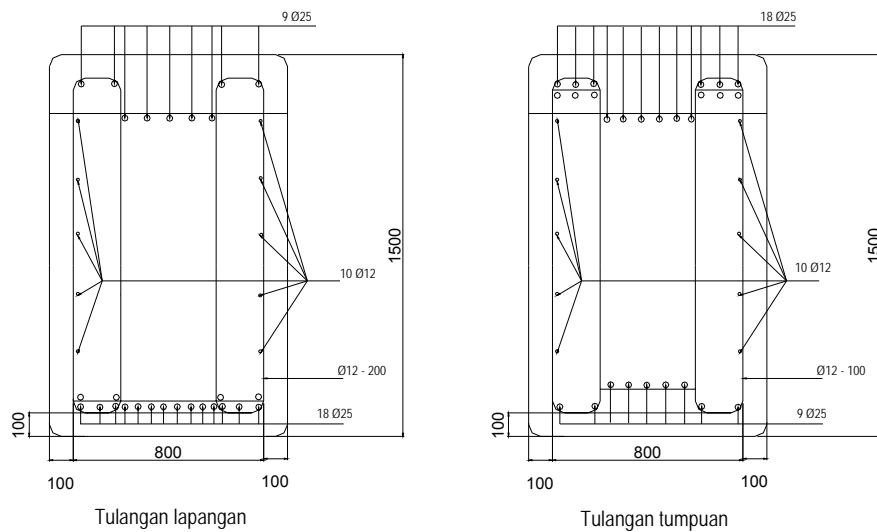
Catatan : Dimensi Balok A berubah menjadi :

- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 1500 \text{ mm}$

karena menyesuaikan dengan adanya konsol balok fender.



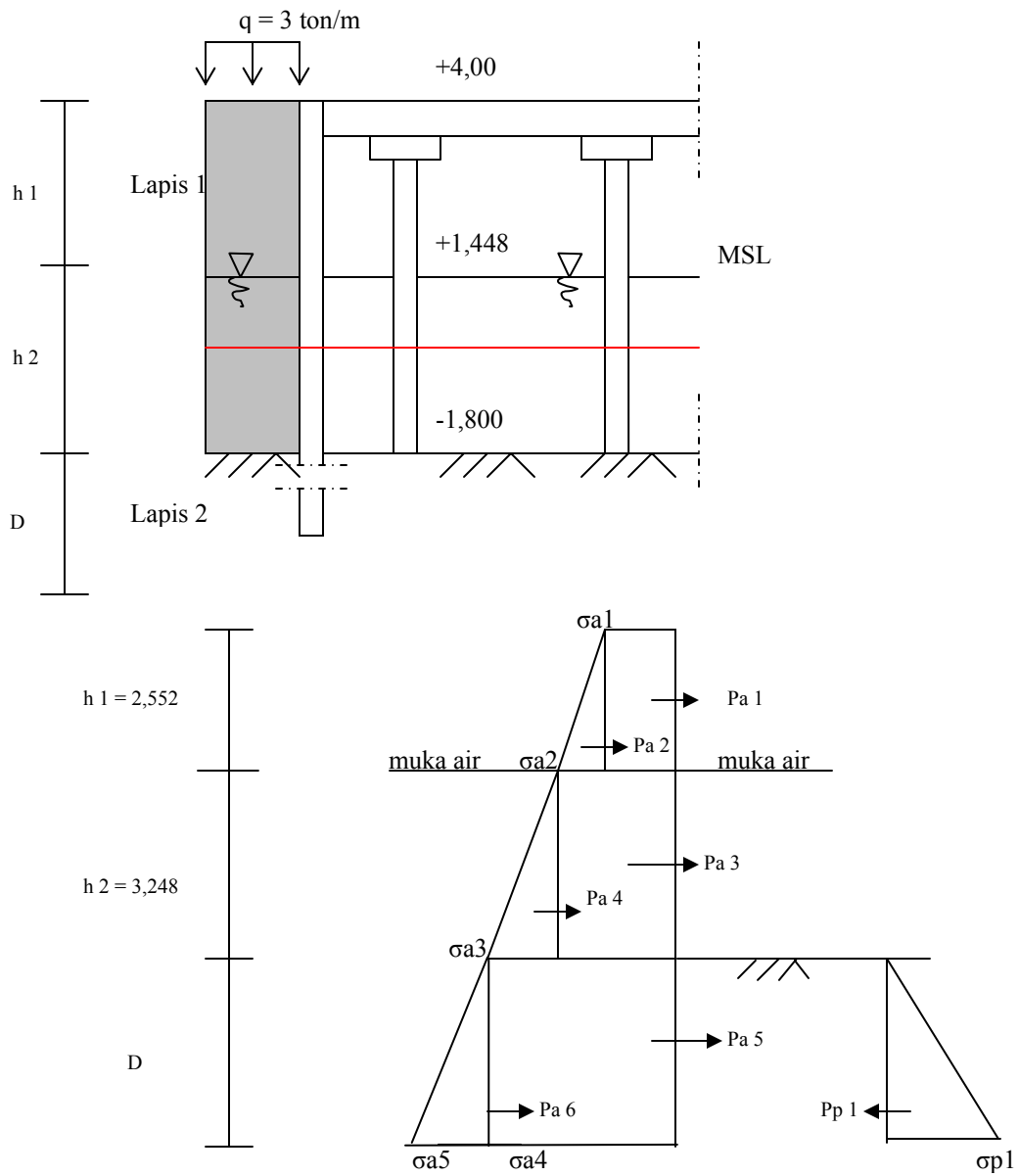
Gambar 5.22 Penulangan balok crane as F



Gambar 5.23 Penulangan balok crane as A

Catatan : Pada perencanaan dermaga ini dilakukan pemasangan dilatasi antara struktur balok crane dengan struktur keseluruhan plat dan balok. Pemasangan dilatasi ini bertujuan untuk mencegah rusaknya seluruh struktur dermaga apabila suatu saat terjadi penurunan pada balok crane.

5.4.4 Perhitungan Sheet Pile



Gambar 5.24 Diagram Tekanan Tanah

$$K_{a1} = \frac{1 - \sin 31}{1 + \sin 31}$$

$$= 0,32$$

$$K_{p2} = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25}$$

$$= 2,464$$

$$K_{a2} = \frac{1 - \sin 25}{1 + \sin 25}$$

$$= 0,405$$

$$q = 3 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan dan tekanan tanah :

$$\sigma_{a1} = q \cdot K_{a1}$$

$$= 3 \cdot 0,32$$

$$= 0,96 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a1} = \sigma_{a1} \cdot h_1$$

$$= 0,96 \cdot 2,552$$

$$= 2,450 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a1} + h_1 \cdot K_{a1} \cdot \gamma_1$$

$$= 0,96 + 2,552 \cdot 0,320 \cdot 1,7$$

$$= 2,348 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \sigma_{a2} \cdot h_1$$

$$= \frac{1}{2} 2,348 \cdot 1,852$$

$$= 2,996 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{a3} = (q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_{1sub}) \cdot K_{a1}$$

$$= (3 + 2,552 \cdot 1,7 + 3,248 \cdot 0,7) \cdot 0,32$$

$$= 3,076 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a3} = \sigma_{a2} \cdot h_2$$

$$= 2,348 \cdot 3,248$$

$$= 7,626 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{a4} = (q + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_{1sub}) \cdot K_{a2}$$

$$= (3 + 2,552 \cdot 1,7 + 3,248 \cdot 0,7) \cdot 0,405$$

$$= 3,893 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a4} = \frac{1}{2} \sigma_{a3} \cdot h_2$$

$$= \frac{1}{2} 3,076 \cdot 3,248$$

$$= 4,995 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{a5} = \sigma_{a4} + D \cdot K_{a2} \cdot \gamma_{2sub}$$

$$= 3,893 + (0,216 \cdot D \cdot 0,405)$$

$$= 3,893 + 0,087D \text{ t/m}^2$$

$$P_{a5} = \sigma_{a4} \cdot D$$

$$= 3,893 \cdot D \text{ t/m}$$

$$P_{a6} = \frac{1}{2} \sigma_{a5} \cdot D$$

$$= \frac{1}{2} (3,893 + 0,087D) \cdot D$$

$$= 1,947D + 0,044 D^2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{p1} = D \cdot K_{p2} \cdot \gamma_{2sub}$$

$$= D \cdot 2,464 \cdot 0,216$$

$$= 0,532 D \text{ t/m}^2$$

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \sigma_{p1} \cdot D$$

$$= \frac{1}{2} (0,532D) \cdot D$$

$$= 0,266 D^2 \text{ t/m}$$

Ambil ΣM terhadap dasar dinding turap :

$$\Sigma M = 0$$

$$P_{a1} \cdot (2,552/2 + 3,248 + D) + P_{a2} \cdot (2,552/3 + 3,248 + D) + P_{a3} \cdot (3,248/2 + D) +$$

$$P_{a4} \cdot (3,248/3 + D) + P_{a5} \cdot (D/2) + P_{a6} \cdot (D/3) - P_{p1} \cdot (D/3) = 0$$

$$(2,450 \cdot 4,514 + 2,450D) + (2,996 \cdot 4,092 + 2,996D) + (7,626 \cdot 1,624 + 7,626D) + (4,995 \cdot 1,083 + 4,995D) + (3,893/2 \cdot D^2) + \{ (1,947D + 0,044D^2) \cdot D/3 \} - (0,266D^2 \cdot D/3) = 0$$

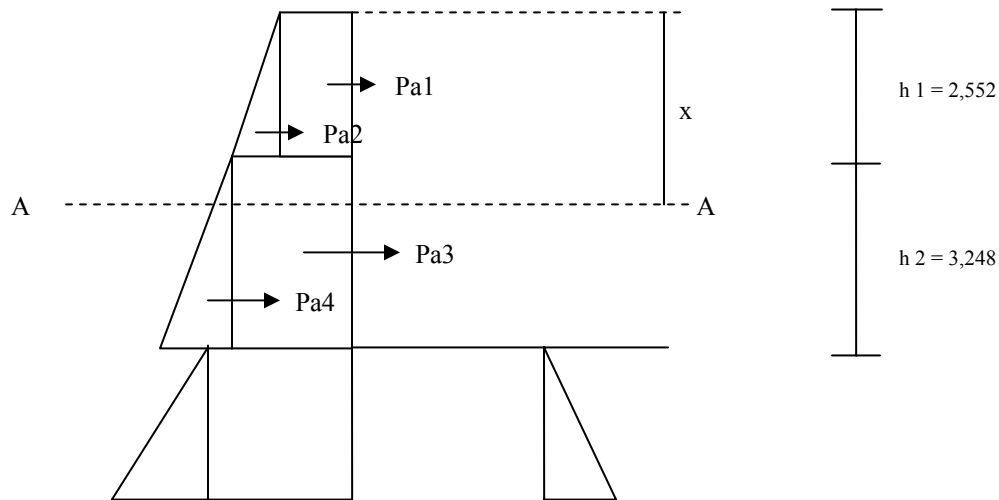
$$(11,059 + 2,450D) + (12,260 + 2,996D) + (12,385 + 7,626D) + (5,410 + 4,995D) + (1,947 \cdot D^2) + (0,649D + 0,015D^3) - (0,089D^3) = 0$$

$$41,114 + 18,716D + 1,962D^2 - 0,074 D^3 = 0$$

Dari hasil coba – coba didapatkan nilai $D = 34,35 \text{ m}$

Dalamnya pemancangan diambil **35 m**.

Mencari Momen Maksimum :



pandang sebelah atas potongan A – A

$$\frac{\sigma a_3'}{\sigma a_3} = \frac{(x - 2,552)}{3,248}$$

$$\sigma a_3' = 0,947x - 2,416$$

$$\begin{aligned} Pa_4' &= \frac{1}{2} \sigma a_3' \cdot (x - 2,552) \\ &= \frac{1}{2} (0,947x - 2,416) \cdot (x - 2,552) \\ &= 0,474x^2 - 2,415x + 3,083 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= Pa_1 \cdot (x - 2,552/2) + Pa_2 \cdot (x - 2,552 \cdot 2/3) + Pa_3 \cdot 1/2 (x - 2,552) + \\ &Pa_4' \cdot 1/3 (x - 2,552) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 2,450.(x - 1,276) + 2,996.(x - 1,701) + 7,626.1/2 (x - 2,552) + \\
&\quad (0,474x^2 - 2,415x + 3,083)1/3 (x - 2,552) \\
&= 2,450x - 3,126 + 2,996x - 5,096 + 3,813x - 9,731 + 0,158 x^3 - 1,208x^2 + \\
&\quad 3,082x - 2,623 \\
&= 0,158 x^3 - 1,208x^2 + 12,341x - 20,576
\end{aligned}$$

$$D_x = \frac{dMx}{dx}$$

$$= 0,474x^2 - 2,416x + 12,341$$

$$x_{12} = \frac{2,416 \pm \sqrt{(2,416)^2 - 4.(0,474).12,341}}{2.(0,474)}$$

$$= \frac{2,416 \pm 4,191}{0,948}$$

$$x_1 = 6,969 \text{ m}$$

$$x_2 = -1,872 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 0,158 (6,969)^3 - 1,208(6,969)^2 + 12,341(6,969) - 20,576$$

$$= 53,477 - 58,669 + 86,004 - 20,576$$

$$= 60,236 \text{ tm}$$

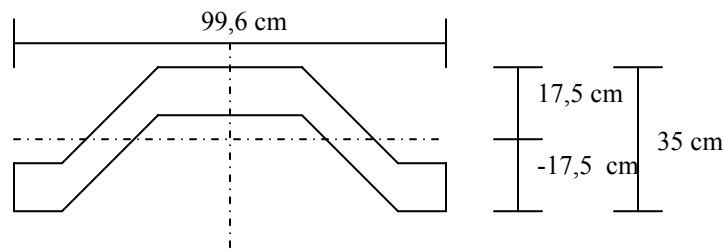
$$= 6023600 \text{ kgcm}$$

$$\tau = \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{6023600}{1800}$$

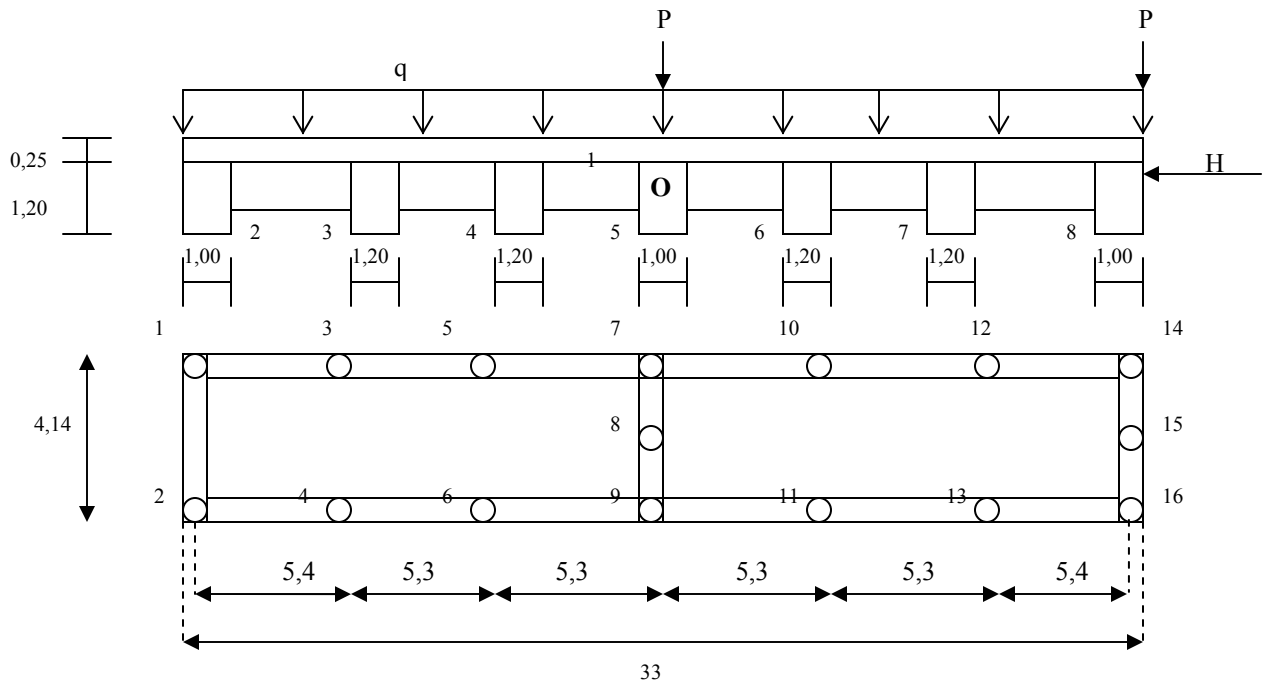
$$= 3346,44 \text{ cm}^3$$

Digunakan sheetpile tipe W-350 ($W = 9682 \text{ cm}^3$) produksi Wika Beton dengan dimensi sebagai berikut :



Gambar 5.25 Dimensi Sheetpile

5.4.5 Perhitungan Tiang Pancang



Gambar 5.26 Denah Perhitungan Tiang Pancang

Diketahui :

P = beban gantry crane (dalam 1 meter panjang terdapat 2 buah beban sumbu gantry crane dengan masing – masing beban sumbu sebesar 24 ton)

$$= 2 \times 24 \text{ ton}$$

$$= 48 \text{ ton}$$

H = gaya – gaya horisontal

- gaya benturan kapal = - 5,964 ton

- gaya akibat angin = - 3,049 ton

- gaya tarikan kapal pada bolard = 35 ton

q = beban merata peti kemas (dianggap peti kemas ditumpuk merata 2 lapis)

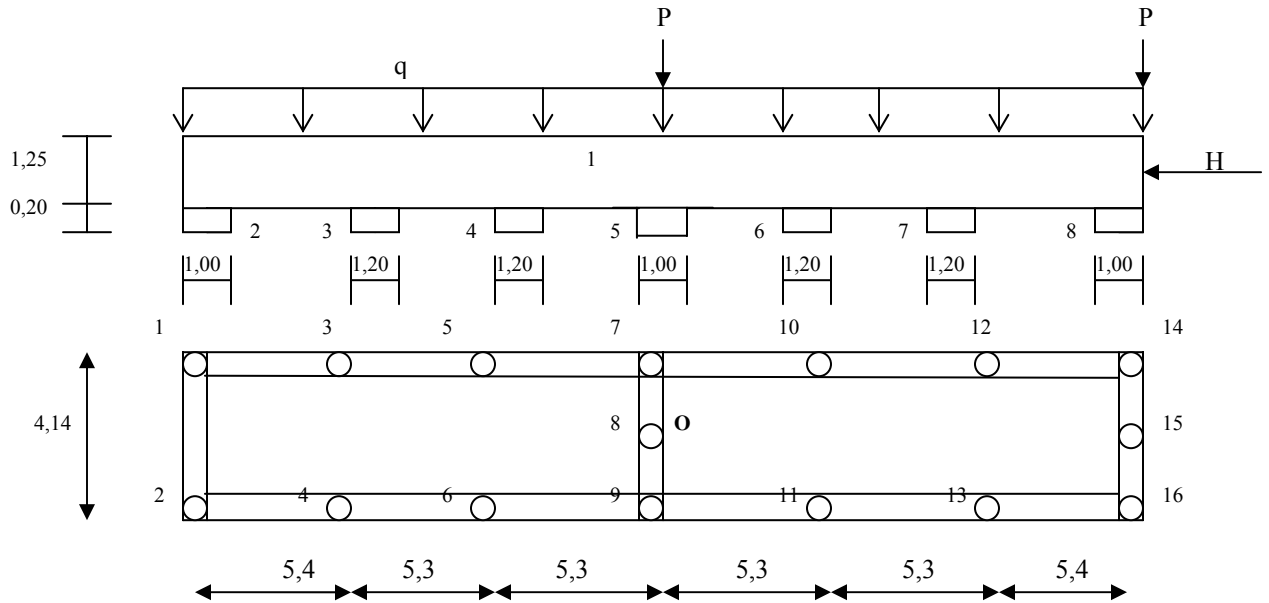
$$= (\text{berat 2 buah peti kemas}) / \text{lebar peti kemas}$$

$$= (2 \times 30,5 \text{ ton}) / 2,44$$

$$= 25 \text{ ton/m}$$

Ukuran tiang pancang yang digunakan adalah tiang dengan diameter 40 cm.

Di dalam merencanakan tiang pancang pendukung dermaga, dihitung gaya - gaya vertikal dan horisontal yang bekerja pada segmen dermaga.



Gambar 5.27 Denah Pembebanan Tiang Pancang

Beban – beban yang diperhitungkan per 1 m panjang yaitu :

1. Berat sendiri struktur (beban mati)

$$\begin{aligned}
 &= (1,25 \times 33 \times 2,4) + (0,2 \times 1,0 \times 2,4) + (0,2 \times 1,2 \times 2,4) + (0,2 \times 1,2 \times 2,4) + \\
 &\quad (0,2 \times 1,0 \times 2,4) + (0,2 \times 1,2 \times 2,4) + (0,2 \times 1,2 \times 2,4) + (0,2 \times 1,0 \times 2,4) \\
 &= 102,744 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

- beban peti kemas 2 tumpukan

$$\begin{aligned}
 &= 25 \times 33 \\
 &= 825 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- beban gantry crane

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 48 \text{ ton} \\
 &= 96 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya vertikal :

$$\begin{aligned}
 V &= 102,744 + 825 + 96 \\
 &= 1023,744 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya horisontal :

$$\begin{aligned} H &= \text{benturan kapal} + \text{gaya akibat angin} + \text{tarikan pada bollard} \\ &= - 5,964 + - 3,049 + 35 \\ &= 25,993 \text{ ton (} \rightarrow \text{)} \end{aligned}$$

Lebar balok melintang adalah 0,8 m dan jarak antara balok melintang adalah 4,14 m.

Untuk pias sepanjang 4,14 m, gaya – gaya dan momen adalah :

$$\begin{aligned} V &= (1023,744 \times 4,14) = 4238,3 \text{ t} \\ H &= (25,993 \times 4,14) = 107,611 \text{ t} \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang mendukung dermaga adalah sebanyak 16 buah untuk setiap 4,14 m panjang.

Gaya vertikal yang bekerja untuk tiap tiang dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} p &= \frac{V}{n} \\ p &= \frac{4238,3}{16} \\ &= 264,894 \text{ ton} \end{aligned}$$

Menentukan gaya dukung tiang:

Gaya dukung tiang dihitung terhadap gesekan dan terhadap ujung bawah pondasi.

1. Kapasitas gaya dukung tanah di bawah ujung pondasi.

(Pile Design and Construction Practice, M.J. Tomlinson, hal 135, 1977)

→ lihat dasar teori bab 2.3.6

$$Q_b = P_d \cdot N_q \cdot A_b$$

$$\begin{aligned} A_b &= \pi r^2 = 3,14 \cdot 0,2^2 \rightarrow r = 0,2 \text{ m} \\ &= 0,1256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_d &= \gamma \times z \\ &= 1,401 \times 44 \text{ m} \\ &= 61,644 \end{aligned}$$

$N_q = 12,7 \rightarrow$ (Tabel 2.2 Pondasi Dalam dan Pondasi Dangkal, Gunadarma 1997, hal 16)

$$Q_b = 61,644 \cdot 12,7 \cdot 0,1256 \\ = 98,330 \text{ ton}$$

2. Kapasitas gaya dukung dari gaya gesekan tiang pancang dengan tanah.
(Pile Design and Construction Practice, M.J. Tomlinson, hal 136, 1977)

$$Q_s = \frac{1}{2} K_s \cdot P_d \cdot \tan \delta \cdot A_s$$

$K_s = 1 \rightarrow$ (Tabel 4.13, Pile Design and Construction Practice, M.J. Tomlinson, hal 136, 1977)

$$P_d = \gamma \cdot x \cdot z \\ = 1,401 \cdot 44 \text{ m} \\ = 61,644$$

$$\delta = \frac{3}{4} \times 25^\circ = 18,75^\circ$$

$$A_s = \pi \cdot d \cdot x \cdot z \rightarrow \text{luas permukaan tiang yang menerima gesekan} \\ = 3,14 \cdot 0,4 \cdot 44 \\ = 55,264 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 61,644 \cdot \tan 18,75 \cdot 55,264 \\ = 578,208 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{total}} = 98,330 + 578,208 \\ = 676,538 \text{ ton} \geq 264,894 \text{ ton} \dots \text{ (OK)}$$

Gaya horisontal yang bekerja pada tiap tiang adalah :

Daya dukung tiang pancang pada dermaga terhadap gaya horisontal yang diijinkan adalah 0,7 ton (Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, hal 184, 1996).

$$T = \frac{H}{n} = \frac{107,611}{16} \\ = 6,726 \text{ ton} > T_{\text{ijin}} = 0,7 \text{ ton}$$

Gaya horisontal tersebut lebih besar dari gaya dukung yang diijinkan tiang. Untuk bisa menahan gaya horisontal tersebut maka pada tiang – tiang yang menerima gaya horisontal (tiang 14,15 dan 16) dipancang miring dengan kemiringan sebagai berikut :

Tiang 14, 15 dan 16 dibuat miring 1 : 7

Proyeksi vertikal dan horisontal dari gaya dukung tiang :

Tabel 5.16 Proyeksi Vertikal dan Horisontal dari Gaya Dukung Tiang Miring

No.	m : 1	V(t)	h (t)	P (t)
14.	7 : 1	264,894	37,842	267,583
15.	7 : 1	264,894	37,842	267,583
16.	7 : 1	264,894	37,842	267,583
			$\Sigma h = 113,526 \text{ ton}$	

Gaya horisontal yang bekerja pada tiap tiang menjadi :

$$\Sigma h - H = 113,526 - 107,611 = 5,915 \text{ ton}$$

$$T = \frac{H}{n} = \frac{5,915}{16}$$

$$= 0,369 < T_{ijin} = 0,7 \text{ ton}$$

Karena gaya horisontal yang bekerja pada tiang lebih kecil daripada gaya dukung ijin, berarti tiang tersebut aman.

Perhitungan Tulangan Tiang Pancang

Perhitungan perencanaan menggunakan hasil dari analisis program SAP versi 8 :

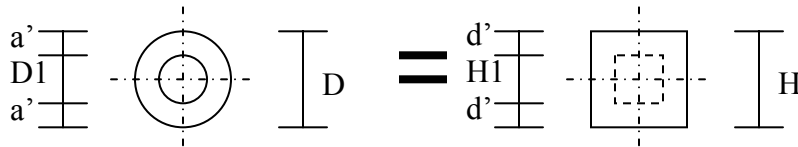
$$M_u = 223,879 \text{ tm}$$

$$P_u = 252,688 \text{ ton}$$

$$V_u = 109,821 \text{ ton}$$

Menghitung Penampang Balok Segiempat Ekuivalen

(Menghitung Beton Bertulang, Udiyanto, hal 131, 2000)



$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$a' = 0,075 \text{ m}$$

$$H = 0,88 D$$

$$= 0,88 \cdot 0,4 = 0,352 \text{ m}$$

$$d' = 0,88 a'$$

$$= 0,88 \cdot 0,075 = 0,066 \text{ m}$$

$$D1 = D - 2a'$$

$$= 0,4 - 2 \cdot 0,075 = 0,25 \text{ m}$$

$$H1 = H - 2d'$$

$$= 0,352 - 2 \cdot 0,066 = 0,22 \text{ m}$$

$$d = H - d'$$

$$= 0,352 - 0,066 = 0,286 \text{ m}$$

Menghitung Kapasitas Penampang Persegi Tekanan Eksentris (tulangan simetris)

(Menghitung Beton Bertulang, Udiyanto, hal 109, 2000)

- Perhitungan Penampang Balance

$$P_b = R_L \cdot b \cdot a \cdot b + f_y \cdot (A_s' - A_s)$$

$$M_b = R_L \cdot b \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a \cdot b}{2}\right) + f_y \cdot A_s' \cdot (d - d')$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$RL = 0,85 \cdot f'_c = 425 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0,352 \text{ m} = 35,2 \text{ cm}$$

$$d = 0,286 \text{ m} = 28,6 \text{ cm}$$

$$d' = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm}$$

$$ab = 0,85 \cdot \frac{6000 \cdot 28,6}{6000 + 4000} = 14,59 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan 12D25 (5890,48 mm²)

$$A_s = A_s' = 5890,48 / 2 = 2945,24 \text{ mm}^2 = 29,45 \text{ cm}^2$$

$$P_b = 425 \cdot 35,2 \cdot 14,59 + 4000 (29,45 - 29,45) = 218266,4 \text{ kg}$$

$$M_b = 425 \cdot 35,2 \cdot 14,59 \cdot (28,6 - 14,59/2) + 4000 \cdot 29,45 \cdot (28,6 - 6,6) \\ = 7241765,652 \text{ kgcm}$$

$$e_b = M_b / P_b = 7241765,652 / 218266,4 = 33,18 \text{ cm}$$

$$P_u = 252688 \text{ kg}$$

$$M_u = 22387900 \text{ kgcm}$$

$$e = M_u / P_u = 22387900 / 252688 = 88,60 \text{ cm} > e_b$$

Jadi yang menentukan adalah keruntuhan tarik

Persamaan gaya tahan nominal untuk kolom bundar dengan keruntuhan tarik menurut buku Beton Bertulang Edward G. Nawy, hal 335, 1997 :

$$P_n = 0,85 f'_c D^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e}{D} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho \cdot m \cdot D1}{2,5D}} - \left(\frac{0,85 \cdot e}{D} - 0,38\right) \right\}$$

$$\rho = \frac{5890,48}{(1/4 \cdot \pi \cdot 400^2)} = 0,047$$

$$m = f_y / RL = 4000 / 425 = 9,41$$

$$D1 = 25 \text{ cm}$$

$$P_n = 0,85 \cdot 500 \cdot 40^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot 88,6}{40} - 0,38\right)^2 + \frac{0,047 \cdot 9,41 \cdot 25}{2,5 \cdot 40}} - \left(\frac{0,85 \cdot 88,6}{40} - 0,38\right) \right\} \\ = 432640 \text{ kg}$$

$$\Phi \cdot P_n = 0,6 \cdot 432640 = 259584 \text{ kg} > P_u \dots \text{(OK)}$$

Dipakai jumlah tulangan 12D25

Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.9 halaman 26, rasio tulangan memanjang dibatasi antara 0,01 – 0,08 luas penampang bruto.

Dicoba tulangan 12D25 dengan luas 5890,48 mm²

$$\rho = \frac{5890,48}{(1/4 \cdot \pi \cdot 400^2)} = 0,047 \longrightarrow 0,01 < \rho < 0,08 \dots (\text{OK})$$

Menghitung Tulangan Geser

(Menghitung Beton Bertulang, Udiyanto, hal 109, 2000)

$$V_u = 109,821 \text{ ton} = 1098210 \text{ N}$$

$$V_n = V_u / \Phi = 1098210 / 0,6 = 1830350 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot \sqrt{50} \cdot 352 \cdot 286 = 121015,95 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_n - V_c = 1830350 - 121015,95 = 1709334,05 \text{ N}$$

Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.10.5 halaman 154 jarak minimum sengkang :

- 16 x tulangan longitudinal = 16 x 25 = 400 mm
- 48 x tulangan sengkang = 48 x 20 = 960 mm
- ukuran terkecil penampang = 400 mm
- jarak maksimum sengkang 150 mm

Dari ketentuan di atas dicoba sengkang Ø 20 – 150 (2094 mm²)

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s}$$

$$= 2094 \cdot 400 \cdot 286 / 150 = 1597024 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s = 121015,95 + 1597024 = 1718039,95 \text{ N}$$

$$\Phi \cdot V_n = 0,6 \cdot 1718039,95 = 1130823,97 \text{ N} > V_u = 1098210 \text{ N} \dots (\text{OK})$$

Jadi dipakai sengkang Ø 20 – 150 (2094 mm²)

5.4.6 Perhitungan Lapangan Penumpukan

Menghitung luas lapangan penumpukan yang dibutuhkan :

Berdasarkan data proyeksi arus peti kemas pada Pelabuhan Trisakti, luas lapangan penumpukan direncanakan sehingga mampu melayani arus peti kemas sampai dengan tahun 2025. Luas lapangan penumpukan yang dibutuhkan dapat dihitung dengan rumus :

(Port and Terminals, H. Ligteringen, hal 7-18, 2000)

$$O = \frac{C_i \cdot \bar{t}_d \cdot F}{r \cdot 365 \cdot m_i}$$

dimana :

O = luas area yang dibutuhkan (m²)

C_i = 1.084.651 TEU/thn

\bar{t}_d = waktu tinggal rata- rata (hari)

= (T+2)/3 → T untuk negara berkembang = 20 – 30 hari

= (30+2)/3

= 10,67 hari

F = luas area yang dibutuhkan untuk pergerakan peralatan (m²)

= 13 m² (direncanakan penanganan peti kemas menggunakan straddle carrier dengan tiga lapis tumpukan peti kemas)

r = rata – rata tinggi tumpukan / nominal tinggi tumpukan (0,6-0,9)

= 0,9

m_i = angka rata –rata peti kemas yang menginap (0,65-0,70)

= 0,7

$$O = \frac{1.084.651 \times 10,67 \times 13}{0,9 \times 365 \times 0,7}$$

= 654.281,11 m²

= 660.000 m²

Direncanakan dibangun 2 buah lapangan penumpukan dengan luas masing – masing 330.000 m² dengan ukuran 550 m x 600 m.

Menghitung luas Container Freight Station yang dibutuhkan :

Besarnya arus peti kemas yang memasuki Container Freight Station diperkirakan sebesar 250.000 TEU`s. Sehingga luas untuk Container Freight Station dapat dihitung dengan rumus :

(Port and Terminals, H. Ligteringen, hal 7-20, 2000)

$$O_{CFS} = \frac{C_i \cdot V \cdot \bar{t}_d \cdot f_1 \cdot f_2}{h_a \cdot m_i \cdot 365}$$

dimana :

O_{CFS} = luas container freight station (m²)

C = 250.000 TEU/thn

\bar{t}_d = waktu tinggal rata- rata (hari)

= (T+2)/3 → T untuk negara berkembang = 20 – 30 hari

= (30+2)/3 = 10,67 hari

V = volume 1 TEU peti kemas = 29 m³

f_1 = gross area / nett area = 1,4

f_2 = faktor bulking (1,1 - 1,2)

= 1,2

h_a = tinggi peti kemas rata – rata di dalam CFS

= 2,6 m

m_i = angka rata – rata peti kemas yang menginap (0,65 – 0,7)

= 0,7

$$O_{CFS} = \frac{250.000 \times 29 \times 10,67 \times 1,4 \times 1,2}{2,6 \times 0,7 \times 365}$$

= 195.635,41 m²

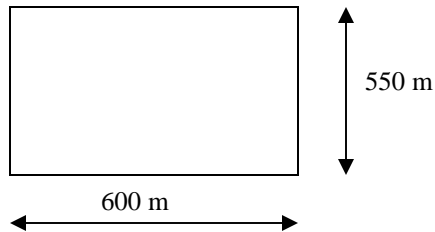
= 196.000 m²

Sehingga luas CFS untuk masing – masing lapangan penumpukan adalah sebesar 98.000 m² dengan ukuran 350 m x 280 m.

Menghitung perencanaan perkerasan untuk lapangan penumpukan :

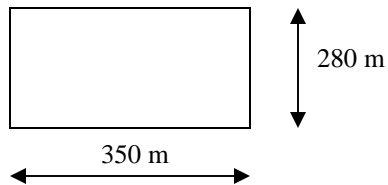
Perkerasan untuk lapangan penumpukan direncanakan menggunakan perkerasan bersambung menerus dengan tulangan. Dimensi dari masing – masing pelat perkerasan yang direncanakan adalah sebagai berikut :

a. Storage Yard



Digunakan pelat beton bertulang dengan dimensi 11 m x 100 m sebanyak 300 buah.

b. Container Freight Station



Digunakan pelat beton bertulang dengan dimensi 7 m x 50 m sebanyak 280 buah.

Jumlah Sumbu Kendaraan Niaga Harian (JSKNH)

Arus peti kemas diperkirakan dari arus peti kemas yang masuk ke lapangan penumpukan pada tahun 2005 yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Arus peti kemas / thn} &= \frac{\text{ arus peti kemas / thn (TEU/thn)}}{\text{volume peti kemas 20 ft}} \\ &= \frac{190.708}{35,9} \\ &= 5312,2 \text{ peti kemas / thn} \\ &= 15 \text{ peti kemas / hari} \end{aligned}$$

Dengan arus peti kemas sebesar 15 peti kemas / hari, diasumsikan sebanyak 5 buah trailer ukuran 20 ft dan 10 buah trailer ukuran 40 ft memasuki area lapangan penumpukan setiap harinya.

Tabel 5.17 Jumlah Sumbu Kendaraan Niaga Harian th. 2005

Jenis Kendaraan	Jumlah		Beban Sumbu		Konfigurasi Sumbu	
	kendaraan	sumbu	depan	belakang	depan	belakang
20 ft trailer (5+10+16)	5	10	5	10	STRT	STRG
40 ft trailer (6+15+16.16)	10	20	6	16	STRT	STRG
				15		STRG
				32		SGRG
jumlah	15	30				

Jadi diperoleh hasil JSKNH = 30 buah.

Jumlah Sumbu Kendaraan Niaga selama umur rencana (JSKN) dan Repetisi

Beban.

(Perkerasan Jalan Beton Semen Portland (Rigid Pavement), Ari Suryawan, hal II – 30, 2005)

$$JSKN = 365 \times JSKNH \times R$$

$$R = \frac{(1+i)^n - 1}{i \log(1+i)} \rightarrow i = 5\% , n = 20 \text{ thn}$$

$$= \frac{(1+0,05)^e - 1}{i \log(1+0,05)}$$

$$= 33,9$$

$$JKSN = 365 \times 30 \times 33,9$$

$$= 371205 \text{ buah}$$

Repetisi Beban = % konfigurasi sumbu x Cd x JSKN

Cd = 1 (tabel koefisien distribusi lajur rencana untuk 1 lajur 2 arah)

Tabel 5.18 Repetisi Beban selama umur rencana (n = 20 thn)

Konfigurasi Sumbu	Beban Sumbu (ton)	% konfigurasi sumbu	Jumlah repetisi beban selama umur rencana
STRT	5	5/30 = 16,67	61879,87

STRG	10	5/30 = 16,67	61879,87
STRG	16	5/30 = 16,67	61879,87
STRT	6	10/30 = 33,33	123722,63
STRG	15	10/30 = 33,33	123722,63
SGRG	32	10/30 = 33,33	123722,63

Kekuatan Tanah Dasar

Dikarenakan pada perkerasan kaku diperlukan adanya keseragaman pelat di seluruh area perkerasan yang direncanakan, maka pada seluruh area perkerasan ini diperlukan adanya perbaikan tanah dasar sehingga nilai CBR- nya bisa homogen. Diasumsikan setelah proses perbaikan tanah dasar, untuk seluruh area perkerasan yang direncanakan diperoleh nilai CBR = 6 %. Maka dengan menggunakan grafik korelasi nilai CBR dan nilai k (modulus reaksi tanah dasar) diperoleh nilai k sebagai berikut :

$$\text{CBR} = 6 \%$$

$$k = 40 \text{ kPa/mm}$$

Kuat Lentur Tarik Beton (MR)

(Perkerasan Jalan Beton Semen Portland (Rigid Pavement), Ari Suryawan, hal II – 30, 2005)

$$MR = 0,62 \sqrt{\sigma_{BK}}$$

$$\sigma_{BK} = 35 \text{ MPa}$$

$$MR = 0,62 \sqrt{35} \\ = 3,67 \text{ MPa}$$

Ketebalan Pelat

- Aerasi 1, dicoba tebal pelat 240 mm.

Tabel 5.19 Perhitungan tebal pelat 240 mm

Konfigurasi Sumbu	Beban Sumbu (ton)	Beban Rencana SF = 1,5	Repetisi Beban	Tegangan yang terjadi (MPa)	Perbandingan Tegangan	Repetisi Beban yang diijinkan	Persentase Fatigue (%)
STRT	5	7,5	61879,87	1,45	0,40	-	-

STRG	10	15	61879,87	2,15	0,59	42.000	147,33
STRG	16	24	61879,87	-	-	-	-
STRT	6	9	123722,63	1,6	0,44	-	-
STRG	15	22,5	123722,63	-	-	-	-
SGRG	32	48	123722,63	-	-	-	-
Jumlah % fatigue							147,33

Aerasi 1, % fatigue = 147,33 % > 100 % sehingga tebal pelat perlu ditambah.

- Aerasi 2, dicoba tebal pelat 250 mm.

Tabel 5.20 Perhitungan tebal pelat 250 mm

Konfigurasi Sumbu	Beban Sumbu (ton)	Beban Rencana SF = 1,5	Repetisi Beban	Tegangan yang terjadi (MPa)	Perbandingan Tegangan	Repetisi Beban yang diijinkan	Persentase Fatigue (%)
STRT	5	7,5	61879,87	-	-	-	-
STRG	10	15	61879,87	2,05	0,56	100.000	61,88
STRG	16	24	61879,87	-	-	-	-
STRT	6	9	123722,63	1,4	0,38	-	-
STRG	15	22,5	123722,63	-	-	-	-
SGRG	32	48	123722,63	-	-	-	-
Jumlah % fatigue							61,88

Aerasi 2, % fatigue = 61,88 % < 100 % (oke)

Sehingga tebal pelat yang digunakan 250 mm.

Penulangan pada perkerasan beton bertulang menerus

(Perkerasan Jalan Beton Semen Portland (Rigid Pavement), Ari Suryawan, hal II – 31, 2005)

PELAT I - ukuran 11m x 100 m

- sambungan pemuaian dipasang tiap 100 m
- ruji yang dipakai \varnothing 32 mm panjang 450 mm jarak 300 mm

(tabel 7-19 Principles of Pavement Design, Yoder & Witezak,1975)

Tulangan memanjang

$$P_s = \frac{100 \cdot f_t}{(f_y - n \cdot f_t)} (1,3 - 0,2F)$$

$$f_t = 0,5 \text{ MR} = 0,5 \times 36,7 = 18,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3390 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7 \text{ (tabel hubungan angka ekuivalensi baja dengan beton)}$$

$$F = 0,9 \text{ (tabel koefisien gesekan antara pelat beton dengan lapis pondasi bawah)}$$

$$P_s = \frac{100 \cdot 18,35}{(3390 - 7 \cdot 18,35)} (1,3 - (0,2 \cdot 0,9))$$
$$= 0,75 \%$$

$$A_s = 0,75 \% \times (100 \times 25) = 18,75 \text{ cm}^2 / \text{m panjang}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,6 \% \times (100 \times 25) = 15 \text{ cm}^2 / \text{m panjang}$$

Digunakan tulangan $\varnothing 19 - 150 \text{ mm}$ ($A = 18,90 \text{ cm}^2 / \text{m panjang}$)

Pengecekan jarak teoritis antara retakan (L_{cr}):

$$L_{cr} = \frac{f_t^2}{n \cdot p^2 \cdot u \cdot f_b \cdot (S \cdot E_c - f_t)}$$

$$f_t = 0,5 \text{ MR} = 0,5 \times 36,7 = 18,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7 \text{ (tabel hubungan angka ekuivalensi baja dengan beton)}$$

$$p = \text{luas tulangan memanjang per satuan luas beton}$$

$$= 18,90 / (100 \times 25) = 0,0756 \text{ cm}$$

$$u = \text{perbandingan keliling dan luas tulangan} = 4/d$$

$$= 4/1,9 = 2,1$$

$$f_b = \text{tegangan lekat antara tulangan dengan beton}$$

$$= 2,16 \frac{\sqrt{\sigma_{BK}}}{d}$$

$$= 2,16 \sqrt{\frac{350}{1,9}} = 21,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \text{koefisien susut beton} = 400 \cdot 10^{-6}$$

$$E_c = \text{modulus elastisitas}$$

$$= 16600 \sqrt{\sigma_{BK}}$$

$$= 16600\sqrt{350} = 310557,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{cr} = \frac{18,35^2}{8 \cdot (0,0756)^2 \cdot 2,1 \cdot 21,27 \cdot (400 \cdot 10^{-6} \cdot 310557,8 - 18,35)}$$

$$= 155,73 \text{ cm}$$

$$= 1 \text{ m} < 155,73 \text{ cm} < 2 \text{ m} \text{ (oke)}$$

Jadi tulangan memanjang menggunakan $\phi 19 - 150 \text{ mm}$ ($A = 18,90 \text{ cm}^2 / \text{ m}$ panjang)

Tulangan Melintang

$$A_s = \frac{1200 \cdot F \cdot L \cdot h}{f_s}$$

F = 0,9 (tabel koefisien gesekan antara pelat beton dengan lapis pondasi bawah)

L = 11 m

h = 0,25 m

$f_s = 2300 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{1200 \cdot 0,9 \cdot 11 \cdot 0,25}{2300}$$

$$= 1,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,14 \% \times (100 \times 25) = 3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Digunakan tulangan $\phi 12 - 250 \text{ mm}$ ($A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ m}$ panjang)

Hasil dari perhitungan tulangan untuk masing – masing pelat adalah sebagai berikut

Tabel 5.21 Hasil perhitungan penulangan pelat

Tipe Pelat	Jarak Sambungan Muai	Ruji yang dipakai	Tulangan memanjang	Tulangan melintang
Pelat 1 (11 m x 100 m)	setiap 100 m	$\phi 32 \text{ mm}$ panjang 450 mm jarak 300 mm	$\phi 19 - 150 \text{ mm}$ $A_s = 18,90 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 12 - 250 \text{ mm}$ $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$
Pelat 2 (7 m x 50 m)	setiap 50 m	$\phi 32 \text{ mm}$ panjang 450 mm jarak 300 mm	$\phi 19 - 150 \text{ mm}$ $A_s = 18,90 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 12 - 250 \text{ mm}$ $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$

5.5 Perhitungan Fender

Energi yang membentur dermaga adalah setengah dari energi benturan yang diakibatkan oleh kapal ($\frac{1}{2} E$). Akibat benturan tersebut, dermaga memberikan gaya reaksi $F \frac{1}{2} d$. dengan menyamakan kedua nilai tersebut :

$$\begin{aligned} \rightarrow E &= 11,928 \text{ tm} \\ F \frac{1}{2} d &= \frac{1}{2} E \\ Fd &= E \\ Fd &= 5,964 \text{ tm} \end{aligned}$$

Dari perencanaan pender ini, ditetapkan memakai fender Bridestone Super-Arch tipe FV006-1-1 (dimensi terlampir) dengan kekuatan menahan energi benturan sebesar 6,3 tm.

- Jarak maksimum antar fender :

Jarak maksimum antar fender (L) bisa dihitung dengan rumus :

(Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, 1997, hal 207)

$$L = 2\sqrt{r^2 - (r - h)^2}$$

untuk kapal berbobot 3650 gt

$$\log r = -1,055 + 0,65 \log (GT)$$

$$\log r = -1,055 + 0,65 \log (3650) = 1,2604$$

$$r = 18,217 \text{ m}$$

$$h = \text{tinggi fender} = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

$$L = 2\sqrt{18,217^2 - (18,217 - 1)^2}$$

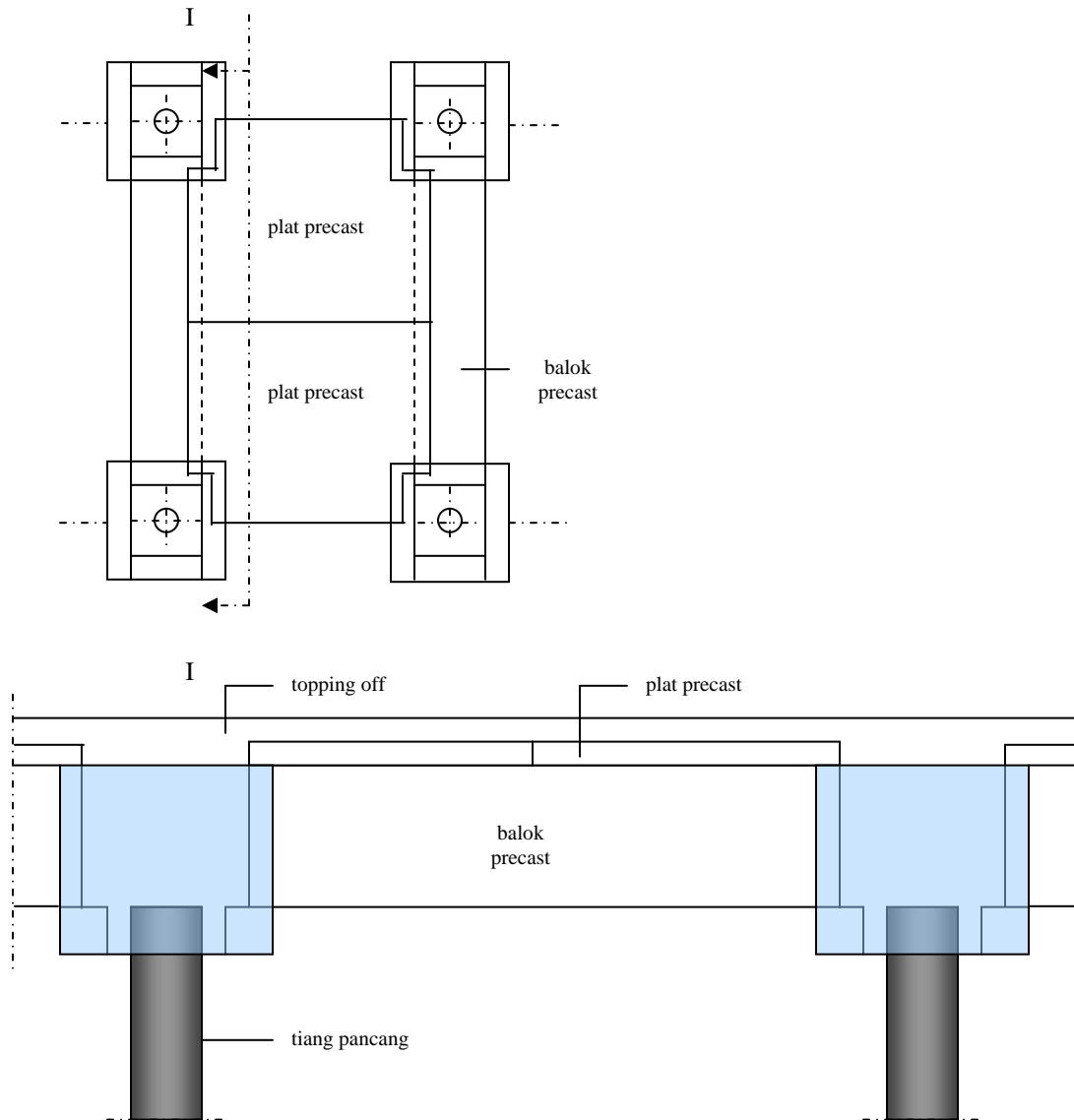
$$L = 11,905 \text{ m}$$

Tabel dari OCDI (1991) untuk kedalaman air 8 – 10 m memberikan jarak maksimum antar fender 10 – 15 m.

Dengan membandingkan kedua jarak tersebut, maka dalam perencanaan diambil jarak antar fender adalah 4,14 m.

5.4.7 Perhitungan Poer

Poer merupakan elemen struktur yang menghubungkan antara tiang pancang dengan balok dan pelat. Struktur balok dan pelat menumpu pada poer kemudian dilakukan proses topping-off untuk mengunci masing – masing elemen tersebut menjadi satu.



Gambar 5.28 Potongan Melintang Poer

Untuk penulangan poer disamakan dengan penulangan balok dan plat, yaitu menggunakan tulangan D 25 (gambar detail pada lampiran)