

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

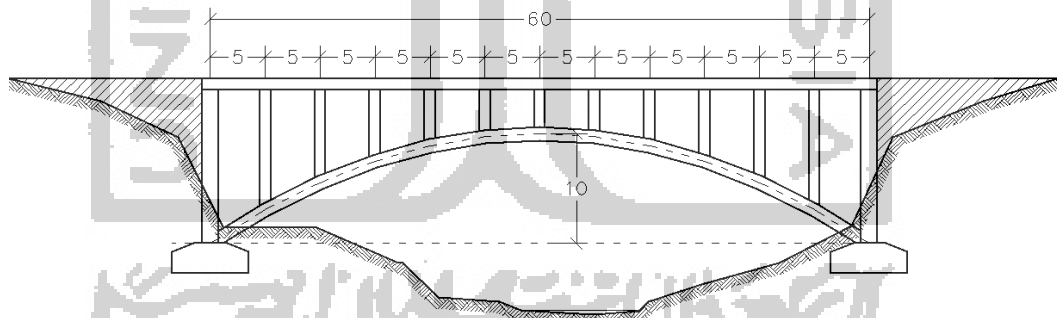
Dalam merencanakan ulang struktur atas jembatan Sardjito I untuk mendapatkan tegangan dan momen pada elemen struktur jembatan maka perlu dilakukan analisis struktur terlebih dahulu kemudian dimasukkan ke dalam perhitungan struktur untuk mendesain elemen struktur. Analisis struktur atas jembatan Sardjito I dengan menggunakan program SAP2000 v.14 dengan analisis 3 dimensi.

5.1 Perencanaan Ketinggian Busur Jembatan

Pada perancangan jembatan Sardjito I ini menggunakan jembatan pelengkung beton bertulang dengan tipe *true arch*, yaitu konstruksi pelengkung berada dibawah lantai jembatan.

5.1.1 Ketinggian busur maksimum jembatan 10 m

Jembatan pertama menggunakan ketinggian busur sebesar 10m seperti pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Jembatan Tinggi Busur 10m

1. Cek syarat ketinggian busur (f)

$$0,1667 \leq \frac{f}{L} \leq 0,2$$

$$f = 10 \text{ m,}$$

$$L = 60 \text{ m}$$

$$\text{maka } \frac{f}{L} = \frac{10}{60} = 0,1667$$

Ketinggian busur telah memenuhi syarat minimal.

2. Ketinggian busur jembatan

Menentukan ketinggian busur jembatan dengan persamaan berikut:

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2}$$

Jarak yang ditinjau (x) = 5 m

Tinggi busur (y) = 10 m

Panjang jembatan (L) = 60 m

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2}$$

$$y = \frac{4 \cdot 10 \cdot 5(60 - 5)}{60^2} = 3,056 \text{ m}$$

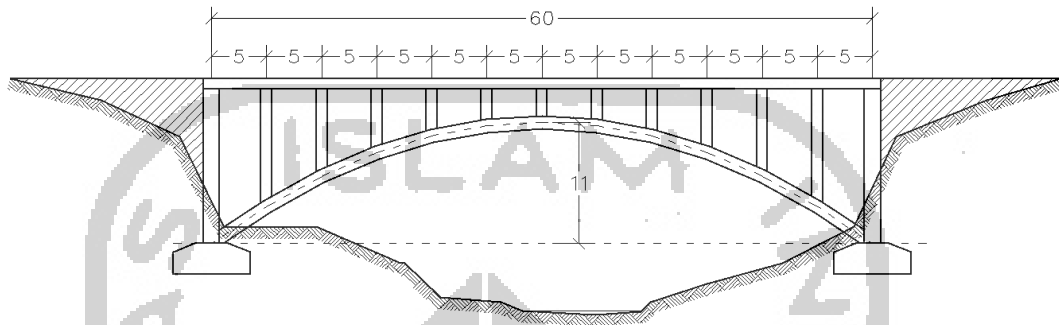
Untuk perhitungan ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Ketinggian Busur Maksimum Jembatan 10 m

L (m)	f (m)	x (m)	y (m)
60	10	5	3.056
60	10	10	5.556
60	10	15	7.500
60	10	20	8.889
60	10	25	9.722
60	10	30	10.000
60	10	35	9.722
60	10	40	8.889
60	10	45	7.500
60	10	50	5.556
60	10	55	3.056
60	10	60	0.000

5.1.2 Ketinggian busur maksimum jembatan 11 m

Jembatan pertama menggunakan ketinggian busur sebesar 11m seperti pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Jembatan Tinggi Busur 11 m

1. Cek syarat ketinggian busur (f)

$$0,1667 \leq \frac{f}{L} \leq 0,2$$

$$f = 11 \text{ m,}$$

$$L = 60 \text{ m}$$

$$\text{maka } \frac{f}{L} = \frac{11}{60} = 0,1833$$

Ketinggian busur telah memenuhi syarat minimal.

2. Ketinggian busur jembatan

Menentukan ketinggian busur jembatan dengan persamaan berikut:

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2}$$

$$\text{Jarak yang ditinjau (x)} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi busur (y)} = 11 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 60 \text{ m}$$

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2}$$

$$y = \frac{4 \cdot 11 \cdot 5(60 - 5)}{60^2} = 3,361 \text{ m}$$

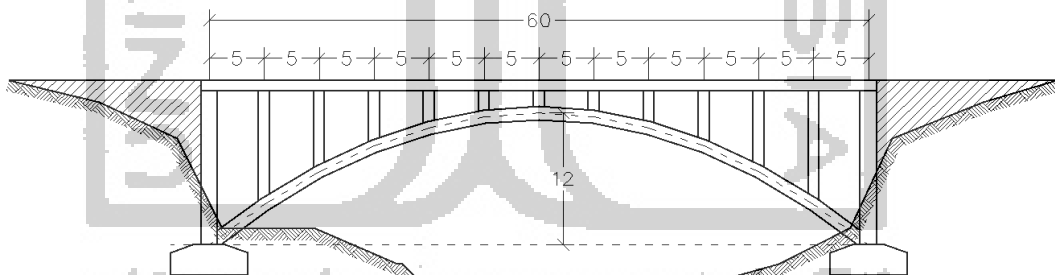
Untuk perhitungan ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Ketinggian Busur Maksimum Jembatan 11 m

L (m)	f (m)	x (m)	y (m)
60	11	5	3.361
60	11	10	6.111
60	11	15	8.250
60	11	20	9.778
60	11	25	10.694
60	11	30	11.000
60	11	35	10.694
60	11	40	9.778
60	11	45	8.250
60	11	50	6.111
60	11	55	3.361
60	11	60	0.000

5.1.3 Ketinggian busur maksimum jembatan 12 m

Jembatan pertama menggunakan ketinggian busur sebesar 12 m seperti pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Jembatan Tinggi Busur 12 m

1. Cek syarat ketinggian busur (f)

$$0,1667 \leq \frac{f}{L} \leq 0,2$$

$$f = 12 \text{ m,}$$

$$L = 60 \text{ m}$$

$$\text{maka } \frac{f}{L} = \frac{12}{60} = 0,20$$

Ketinggian busur telah memenuhi syarat minimal.

2. Ketinggian busur jembatan

Menentukan ketinggian busur jembatan dengan persamaan berikut:

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2}$$

Jarak yang ditinjau (x) = 5 m

Tinggi busur (y) = 12 m

Panjang jembatan (L) = 60 m

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x(L - x)}{L^2}$$

$$y = \frac{4 \cdot 12 \cdot 5(60 - 5)}{60^2} = 3,667 \text{ m}$$

Untuk perhitungan ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.3 Ketinggian Busur Maksimum Jembatan 11 m

L (m)	f (m)	x (m)	y (m)
60	12	5	3.667
60	12	10	6.667
60	12	15	9.000
60	12	20	10.667
60	12	25	11.667
60	12	30	12.000
60	12	35	11.667
60	12	40	10.667
60	12	45	9.000
60	12	50	6.667
60	12	55	3.667
60	12	60	0.000

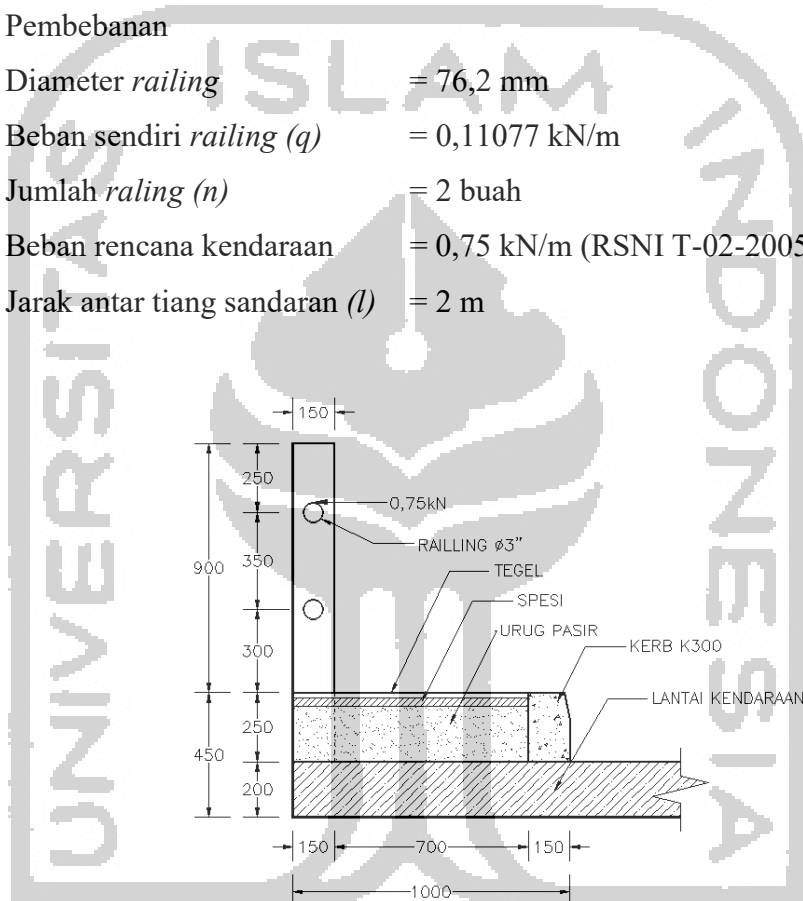
5.2 Pembebanan Struktur

5.2.1 Desain Tiang Sandaran

Perencanaan tiang sandaran digunakan tinggi tiang sandaran 90 cm dari muka trotoar seperti pada Gambar 5.4. Berikut ini merupakan langkah-langkah dalam merencanakan tiang sandaran.

1. Pembebanan

Diameter railing	= 76,2 mm
Beban sendiri railing (q)	= 0,11077 kN/m
Jumlah railing (n)	= 2 buah
Beban rencana kendaraan	= 0,75 kN/m (RSNI T-02-2005)
Jarak antar tiang sandaran (l)	= 2 m



Gambar 5.4 Tiang Sandaran

a. Menghitung momen ultimit rencana

$$\begin{aligned}
 H_{TP} &= 0,75 \times l \\
 &= 0,75 \times 2 \\
 &= 1,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= 900 - 211,9 \\
 &= 688,1 \text{ mm} \\
 &= 0,6881 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_{TP} = H_{TP} \times y$$

$$= 1,5 \times 0,6881$$

$$= 1,032 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{MS} &= q \times n \times l \times (0,15/2 + 0,925 + 0,15) \\ &= 0,11077 \times 2 \times 2 \times (0,15/2 + 0,925 + 0,15) \\ &= 0,5095 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= (M_{MS} \times 1,3) + (M_{TP} \times 1,8) \\ &= (0,5095 \times 1,3) + (1,032 \times 1,8) \\ &= 2,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Menghitung gaya geser tiang *railing*

$$\begin{aligned} Vu &= H_{TP} \times 1,8 \\ &= 1,5 \times 1,8 \\ &= 2,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Penulangan lentur

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan tiang sandaran adalah sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok (d_p)	= 12 mm
Kuat tekan beton (f'_c)	= 25 MPa
Kuat Tarik baja (f_y)	= 240 MPa
Faktor distribusi tegangan beton (β_1)	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur (θ)	= 0,9
Tebal tiang <i>railing</i> (h)	= 150 mm
Lebar tiang <i>railing</i> (b)	= 150 mm
Selimut beton (S_b)	= 25 mm

a. Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{0,9} \\ &= \frac{2,52}{0,9} \\ &= 2,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Menentukan nilai R_n

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - d_s - \frac{1}{2} d_p \\ &= 150 - 25 - 6 - \frac{1}{2} \cdot 10 \end{aligned}$$

$$= 114 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \cdot 25}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600+2} \\ &= 7,4732 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\ &= \frac{2,8 \cdot 10^6}{150 \cdot 114} \\ &= 1,462 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$R_n < R_{max}$, maka perhitungan dapat dilanjutkan.

c. Menghitung rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{240}{0,85 \cdot 25} \\ &= 11,29412 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{240} \\ &= 0,005833 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,29412} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,29412 \cdot 1,7877}{240}} \right) \\ &= 0,0077916 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = 0,0077916$

d. Menghitung jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_{sperlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0077916 \times 150 \times 114 \\ &= 134,5319 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s}{A_{1d}} = \frac{134,5319}{113,0974} = 1,1895 \text{ buah}$$

Digunakan tualangan pokok 2 buah diameter 12mm.

e. Kontrol

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= n \times A1d \\ &= 2 \times 113,0974 \\ &= 226,1947 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \\ &= \frac{226,1947 \times 240}{0,85 \times 25 \times 150} \\ &= 17,03113 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 226,1947 \times 240 \times (114 - 17,03113/2) \times 10^{-6} \\ &= 5,66772 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 2,8 \text{ kNm}$$

$M_n > M_u = 5,667 \text{ kNm} > 2,8 \text{ kNm}$, maka tulangan pokok yang digunakan aman.

3. Penulangan geser

$$\text{Diameter tulangan sengkang } (d_s) = 6 \text{ mm}$$

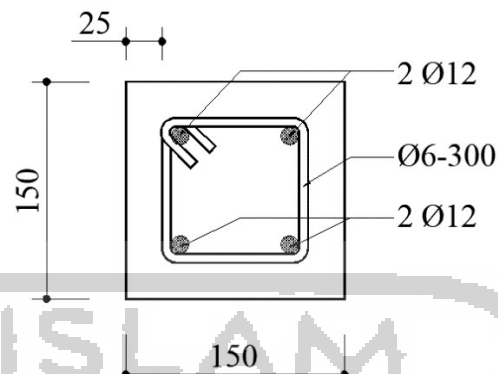
$$\text{Jumlah kaki} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 1000 \times 114 \\ &= 14125 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\theta V}{2} &= \frac{0,6 \cdot 14125}{2} \\ &= 4237,5 \text{ N} \end{aligned}$$

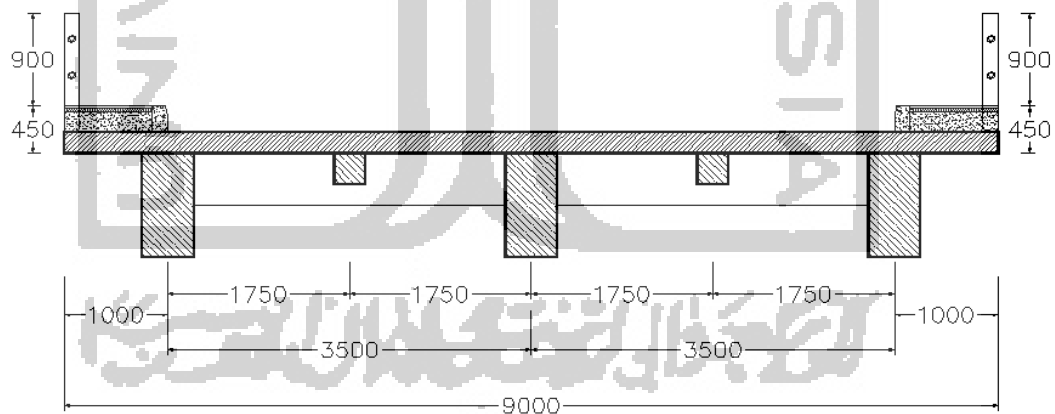
$\frac{\theta V_c}{2} > V_u = 2700 \text{ N}$, maka tidak diperlukan tulangan geser. Namun digunakan tulangan geser minimum yaitu P6-300 untuk memudahkan pekerjaan pemansangan tulangan pokok. Detail penulangan tiang sandaran dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Detail Penulangan Tiang Sandaran

5.1.3 Desain Pelat Lantai Jembatan

Perencanaan pelat lantai didesain berdasarkan beban yang bekerja pada pelat lantai, yaitu beban sendiri, beban mati tambahan, beban truk, dan beban angin yang kemudian dihitung nilai kekuatannya untuk dapat menahan beban dan memberikan rasa aman dan nyaman pada pengguna jalan. Penampang pelat lantai jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.6. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam merencanakan pelat lantai jembatan.



Gambar 5.6 Penampang Pelat Lantai Jembatan

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (MS)

a. Berat sendiri pelat (merata)

Pelat jembatan ditinjau sepanjang 1 m

Tebal pelat lantai kendaraan (h) = 0,2 m

$$\text{Berat jenis beton bertulang } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{pelat}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0.2 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Berat sendiri trotoar (merata)

$$\text{Tinggi trotoar } (h) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar } (b) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton bertulang } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{trotoar}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0.25 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Total berat sendiri merata

$$\begin{aligned} Q_{MS} &= Q_{MS\text{trotoar}} + Q_{MS\text{pelat}} \\ &= 5 + 6,25 \\ &= 11,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Berat sendiri tiang sandaran (titik)

Railing jembatan ditinjau sepanjang 1 m

$$\text{Tinggi tiang sandaran } (t) = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar tiang sandaran } (b) = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Tebal tiang sandaran } (h) = 0,15 \text{ m}$$

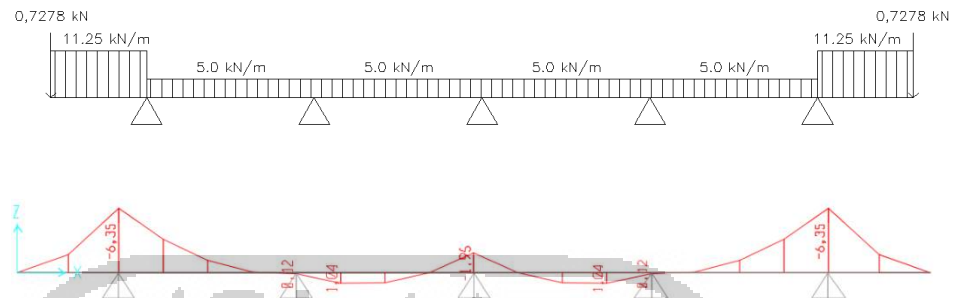
$$\text{Beban sendiri railing } (q) = 0,1107 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat jenis beton bertulang } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Jumlah railing } (n) = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} P_{MS} &= (b \times h \times t \times \gamma_c) + (q \times n \times 1) \\ &= (0,15 \times 0,15 \times 0,9 \times 25) + (0,1107 \times 2 \times 1) \\ &= 0,7278 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban sendiri pelat lantai digunakan SAP2000. Gambar pembebanan dari beban sendiri dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Mati Sendiri Lantai Jembatan

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.7 diperoleh momen terbesar tumpuan sebesar 6,3528 kNm dan momen terbesar lapangan sebesar 1,0365 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban mati sendiri adalah 1,3.

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Berat sendiri aspal

Lebar aspal ditinjau sepanjang 1 m

Tebal aspal + overlay (h) = 0,1 m

Berat jenis beton aspal (γ_c) = 22 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_c \times l \times h \\ &= 22 \times 1 \times 0,1 \\ &= 2,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

Lebar aspal ditinjau sepanjang 1 m

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 9,81 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times l \times h \\ &= 9,81 \times 1 \times 0,05 \\ &= 0,4905 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

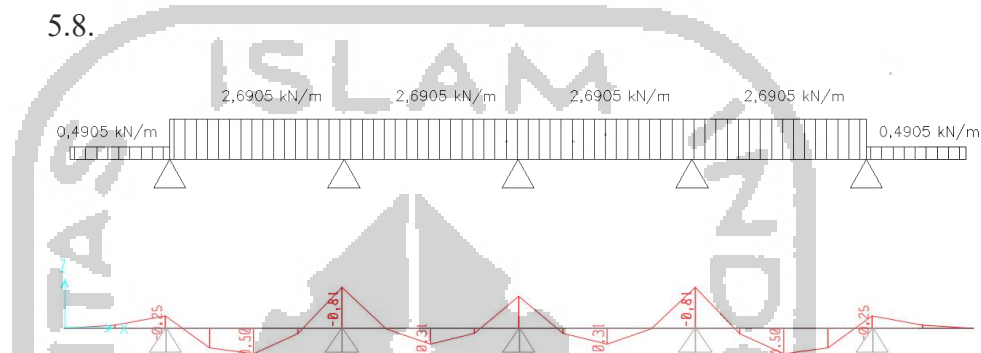
3) Total beban mati tambahan (MA)

$$Q_{MA} = Q_{MA \text{ aspal}} \times Q_{MA \text{ air hujan}}$$

$$= 2,2 \times 0,4905$$

$$= 2,6905 \text{ kN/m}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban mati tambahan pelat lantai digunakan SAP2000. Gambar pembebanan dari beban mati tambahan dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Mati Tambahan Lantai Jembatan

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.8 diperoleh momen terbesar tumpuan sebesar 0,8079 kNm dan momen terbesar lapangan sebesar 0,5034 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban mati tambahan adalah 2.

c. **Beban pejalan kaki (TP)**

Menurut SNI 1725-2016, semua komponen trotoar yang lebih besar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Pembebanan dan hasil perhitungan momen SAP 2000 pada beban pejalan kaki dapat dilihat pada Gambar 5.9

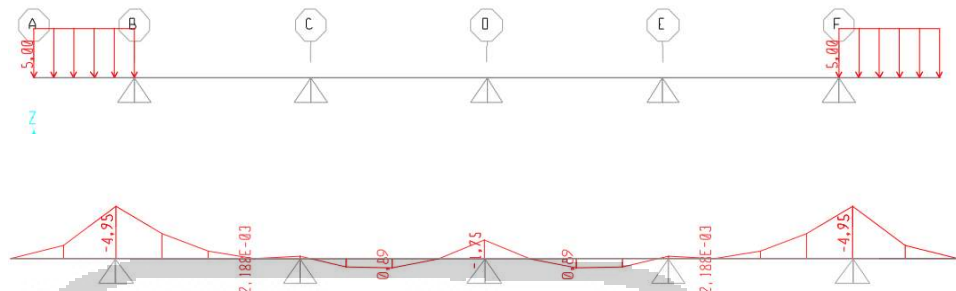
$$\text{Lebar trotoar (l)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban pejalan kaki (q)} = 5 \text{ kPa} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{TP} = q \times l$$

$$= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$= 5 \text{ kN/m}$$

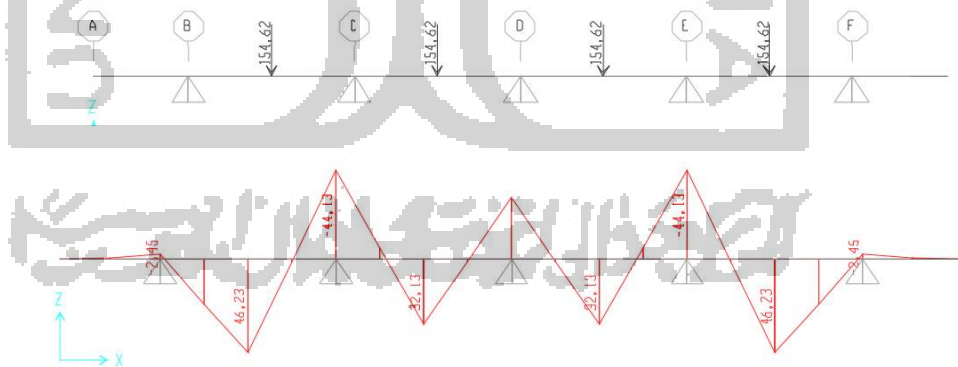


Gambar 5.9 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Pejalan Kaki

d. Beban truk “T” (TT)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban roda gandar oleh truk } (T) &= 112,5 \text{ kN} \\
 \text{Faktor beban dinamis } (FBD) &= 37,437 \% \\
 P_{TT} &= (1+FBD) \times T \\
 &= (1+37,437\%) \times 112,5 \\
 &= 154,617 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban truk pelat lantai digunakan SAP2000. Gambar pembebanan dari beban truk dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Truk Lantai Jembatan

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.10 diperoleh momen terbesar tumpuan sebesar 42,7421 kNm dan momen terbesar lapangan sebesar 45.6895 kNm.

Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban truk adalah 1,8.

Rekapitulasi nilai momen dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Nilai Momen Pelat Lantai

Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Momen		Satuan
			Tumpuan	Lapangan	
Beban sendiri	(MS)	1,3	8,2586	1,3475	kNm
Beban mati tambahan	(MA)	2,0	1,6158	1,0068	kNm
Beban pejalan kaki	(TP)	1	4,9517	0,8882	kNm
Beban truk "T"	(TT)	1,8	82,8655	77,7902	kNm
Total Momen (M_u)			97,6917	81,0327	kNm

2. Penulangan tumpuan pelat

a. Penulangan pokok

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan pokok pelat lantai adalah sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok (d_p) = 22 mm

Diameter tulangan susut (d_s) = 13 mm

Kuat tekan beton (f'_c) = 25 MPa

Kuat Tarik baja (f_y) = 390 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (θ) = 0,9

Tebal pelat lantai kendaraan (h) = 0,2 m

Selimut beton (S_b) = 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0,9} \\
 &= \frac{97,69166}{0,9} \\
 &= 108,5463 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menentukan nilai Rn

$$\begin{aligned} d &= h - sb - ds - \frac{1}{2} dp \\ &= 200 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 \\ &= 149 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b.d} \\ &= \frac{108,5463.10^6}{1000.149} \\ &= 4,889 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3) Menghitung rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85.f'c} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 25} \\ &= 18,535 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{390} \\ &= 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85.f'c.\beta_1}{fy} \times \frac{600}{600} \\ &= \frac{0,85.25.0,85}{390} \times \frac{600}{600+390} \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0281 \end{aligned}$$

$$= 0,0211$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{18,535} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.18,535.4,889}{390}} \right) \\ &= 0,0145 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{pakai} = 0,0145$$

4) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 A_{S_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0145 \times 1000 \times 149 \\
 &= 2153,58 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{pokok} &= \frac{A_{1d.b}}{A_{S_{perlu}}} \\
 &= \frac{380,1327 \cdot 1000}{2153,58} \\
 &= 176,512 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 170 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok D22-170

b. Penulangan susut

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan susut pelat lantai adalah sebagai berikut.

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau (l) adalah 1000 mm

Diameter tulangan susut (d_s) = 10 mm

Tinggi pelat lantai (h) = 200 mm

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= 0,0018 \times b \times h \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 200 \\
 &= 360 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{susut} &= \frac{A_{1d.b}}{A_{s_{perlu}}} \\
 &= \frac{78,54 \cdot 1000}{360} \\
 &= 218,166 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut D10-200

Cek

$$\begin{aligned}
 A_{s_{pakai}} &= n \times A_{1d} \\
 &= 5 \times 78,54 \\
 &= 392,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot l} \\
 &= \frac{392,7 \times 390}{0,85 \times 25 \times 1000} \\
 &= 7,207 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= As \times fy \times (d-a/2) \\
 &= 392,7 \times 390 \times (149-7,207/2) \\
 &= 22267844,1 \text{ Nmm} \\
 &= 22,2678 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$Mn = 22,2678 \text{ kNm} > Mu = 20\% \times 97,692 = 19,538 \text{ kNm}$, maka tulangan susut yang digunakan aman.

3. Tulangan pelat lapangan

a. Penulangan pokok

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan pokok pelat lantai adalah sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok (dp)	= 22 mm
Diameter tulangan susut (ds)	= 10 mm
Kuat tekan beton ($f'c$)	= 28 MPa
Kuat Tarik baja (fy)	= 390 MPa
Faktor distribusi tegangan beton ($\beta 1$)	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur (θ)	= 0,9
Tebal pelat lantai kendaraan (h)	= 0,2 m
Selimit beton (Sb)	= 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,9} \\
 &= \frac{81,2065}{0,9} \\
 &= 90,0363 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - ds - \frac{1}{2} dp \\
 &= 200 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 \\
 &= 139 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d} \\
 &= \frac{90,0363 \cdot 10^6}{1000 \cdot 139} \\
 &= 4,0555 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) Menghitung rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \\
 &= \frac{390}{0,85 \times 25} \\
 &= 18,353
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,0281
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0281 \\
 &= 0,02359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 4,0555}{390}} \right) \\
 &= 0,0116
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{pakai} = 0,0116$$

4) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0116 \times 1000 \times 149 \\
 &= 1734,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{pokok} &= \frac{A_{1d} \cdot b}{A_{s_{perlu}}} \\
 &= \frac{380,1327 \cdot 1000}{1734,75} \\
 &= 219,128 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok D22-200

b. Penulangan geser

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan susut pelat lantai adalah sebagai berikut.

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau (l) adalah 1000 mm

Diameter tulangan susut (d_s) = 10 mm

Tinggi pelat lantai (h) = 200 mm

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 200 \\ &= 268,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{susut} &= \frac{A_{1d.b}}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{78,54 \cdot 1000}{268,2} \\ &= 292,84 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 250 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut D10-250

Kontrol

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= n \times A_{1d} \\ &= 4 \times 78,54 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f' \cdot c \cdot l} \\ &= \frac{314,159 \times 390}{0,85 \times 25 \times 100} \\ &= 5,766 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 265,4646 \times 390 \times (149 - 5,766/2) \\ &= 17902579,2 \text{ Nmm} \\ &= 17,9026 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_n = 17,9026 \text{ kNm} < M_u = 20\% \times 81,0327 = 16,206 \text{ kNm}$, maka tulangan susut yang digunakan aman.

5.1.4 Pembebanan Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri pelat pada jembatan dengan persamaan berikut

1. Berat sendiri pelat lantai kendaraan (merata)

Pelat lantai kendaraan jembatan ditinjau sepanjang

$$\frac{1,75}{2} = 0,875 \text{ m}$$

Tebal pelat lantai kendaraan (h) = 0,2 m

Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 25 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat tepi}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 0,875 \times 0,2 \\ &= 4,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat tengah}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1,75 \times 0,2 \\ &= 8,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Pelat lantai trotoar jembatan ditinjau sepanjang

Tebal pelat lantai trotoar (h) = 0,2 m

Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 25 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0,2 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat sendiri trotoar (merata)

Tinggi trotoar (h) = 0,25 m

Lebar trotoar (b) = 1 m

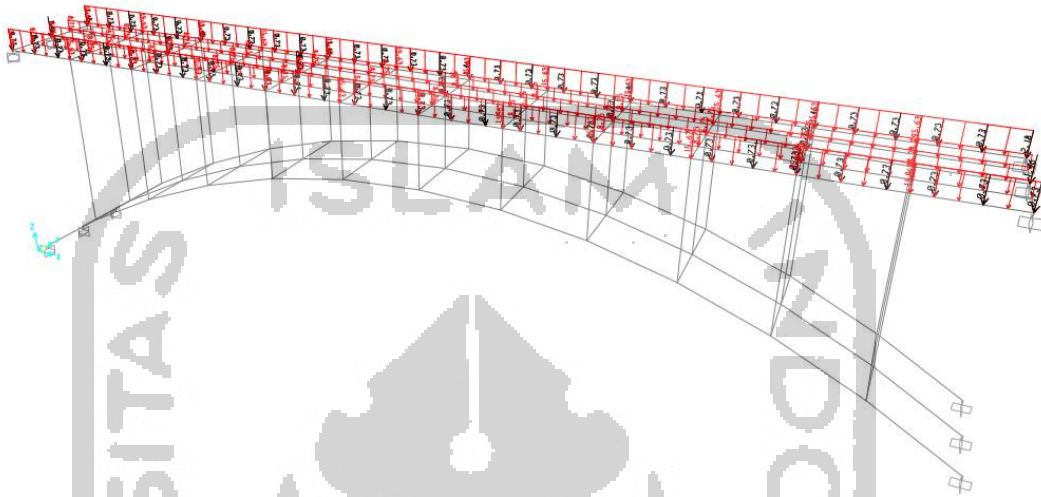
Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 25 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ trotoar}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0,25 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Total berat sendiri merata

$$\begin{aligned} Q_{MS} &= Q_{MS \text{ trotoar}} + Q_{MS \text{ pelat}} \\ &= 5 + 6,25 \\ &= 11,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk pembebanan beban mati sendiri jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Pembebanan Beban Mati Sendiri

5.1.5 Beban mati tambahan (MA)

1. Berat sendiri aspal

Lebar aspal ditinjau sepanjang 1,75 m

$$\text{Tebal aspal + overlay } (h) = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton aspal } (\gamma_c) = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal tepi}} &= \gamma_c \times l \times h \\ &= 22 \times 0,875 \times 0,1 \\ &= 1,925 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal tengah}} &= 22 \times 1,75 \times 0,1 \\ &= 3,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat sendiri air hujan

Lebar aspal ditinjau sepanjang 1,75 m

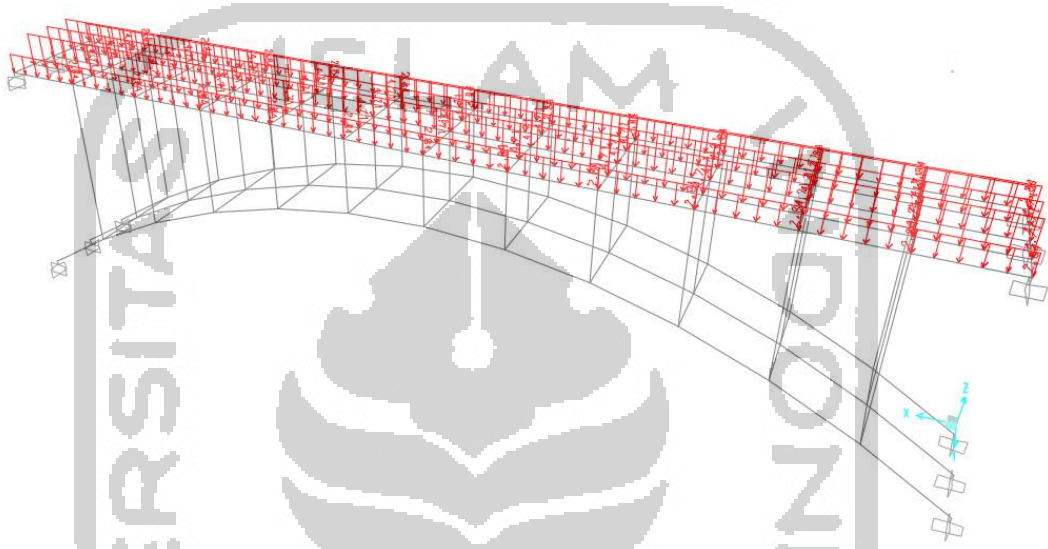
$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ air hujan tepi}} &= \gamma_w \times l \times h \\ &= 9,81 \times 0,875 \times 0,05 \\ &= 0,429 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ air hujan tengah}} &= 9,81 \times 1,75 \times 0,05 \\
 &= 0,858 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk pembebanan beban mati tambahan jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.12.



Gambar 5.12 Pembebanan Beban Mati Tambahan

5.1.6 Beban Lajur (*D*)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan dengan beban garis (BGT). Dengan factor beban keadaan batas ultimit beton 1,80 berdasarkan SNI 1725-2016.

1. Beban terbagi merata (*BTR*)

Beban terbagi rata (*BTR*) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu sebagai berikut.

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 60 \text{ m}$$

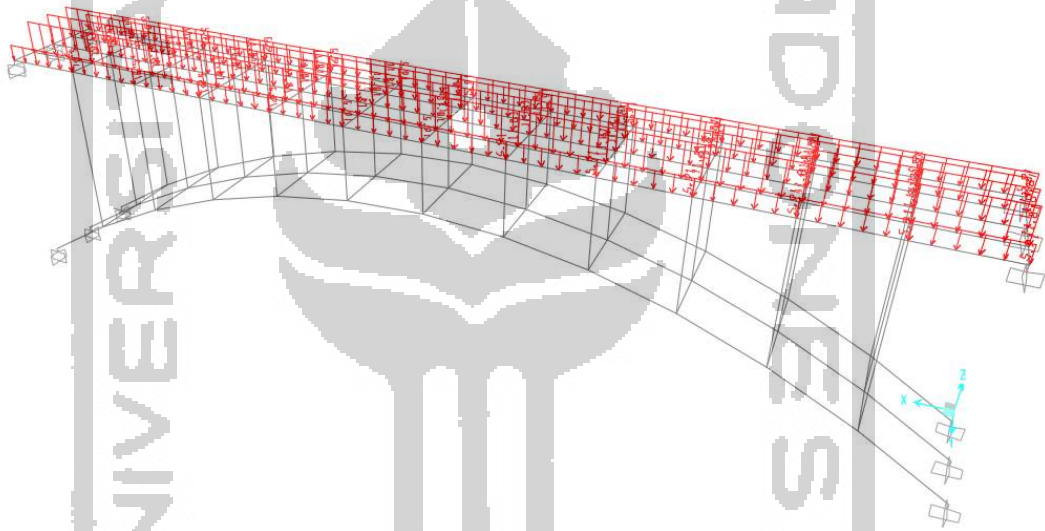
$$\text{Lebar lajur } (x) = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah lajur } (n) = 2$$

$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\
 &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{60} \right) \\
 &= 6,75 \text{ kPa} \\
 &= 6,75 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 BTR \text{ tepi} &= q \times L \times b \\
 &= 6,75 \times \frac{1,75}{2} \times 1 \\
 &= 5,90625 \text{ kN/m} \\
 BTR \text{ tengah} &= q \times b \\
 &= 6,75 \times 1,75 \\
 &= 11.8125 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk pembebanan beban terbagi merata jembatan dapat dilihat dapat Gambar 5.13.

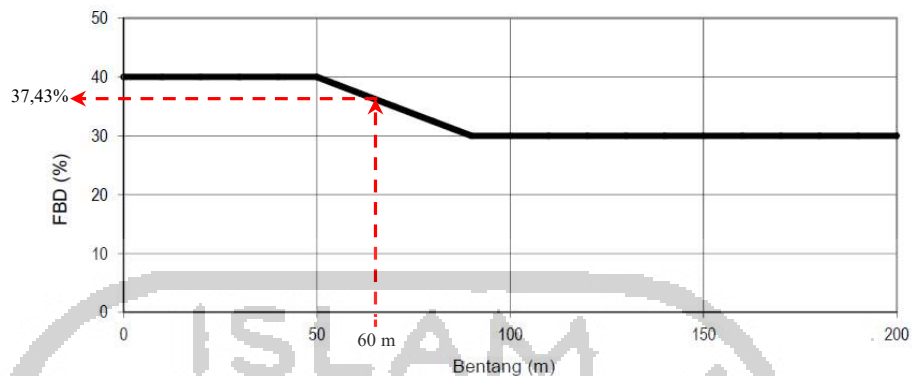


Gambar 5.13 Pembebanan Beban Terbagi Merata

2. Beban garis tegak (*BGT*)

Beban garis terpusat (*BGT*) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. faktor beban dinamis untuk beban garis tegak (*BTR*) pada bentang jembatan 60 m dapat dilihat pada Gambar 5.14.

$$\text{Intensitas BGT } (q) = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.14 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Garis Tegak (BGT) pada Bentang Jembatan 60 m

$$\begin{aligned}
 FBD &= 37,437 \% \\
 BGT &= (37,437\% \times 49 \text{ kN/m}) + 49 \text{ kN/m} \\
 &= 67,344 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk pembebanan Berat *BGT* dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5.15 Pembebanan Berat BGT

5.1.7 Gaya Rem

Gaya rem tersebut ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan Pasal 8.2 (SNI 1725-2016) dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama.

- 25% dari berat gandar truk desain

Beban roda gandar oleh truk = 225 kN

Jumlah lajur = 2

Jumlah join = 5

$$Q_{TB} = 25\% \times 225 \times 2$$

$$= 112,5 \text{ kN}$$

- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata *BTR*

Berat truk rencana = 500 kN

Jumlah lajur = 2

Jumlah join = 5

$$BTR = 6,75 \text{ kN/m} \times 5$$

$$= 33,75 \text{ kN}$$

$$Q_{TB} = (5\% \times T) + (BTR \times b)$$

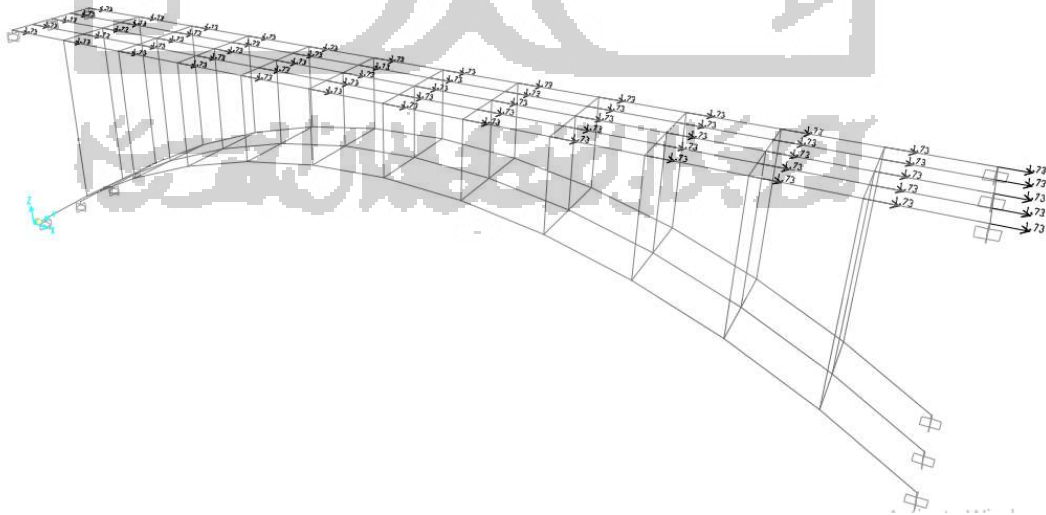
$$= (500 \times 5\%) + (33,75 \times 7)$$

$$= 46,342 \text{ kN}$$

Nilai gaya rem diambil yang terbesar dari perhitungan di atas.

$$TB = \frac{112,5}{65} = 1,731 \text{ kN}$$

Sedangkan untuk pembebanan gaya rem pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.16 Pembebanan Gaya Rem

5.1.8 Beban Angin

Beban angin terbagi menjadi 2 jenis beban angin, tekanan angin horizontal dan tekanan angin vertikal.

1. Tekanan angin horizontal

$$V_0 = 19,3 \text{ km/jam (daerah perkotaan, Tabel 3.4)}$$

$$V_{10} = 126 \text{ km/jam}$$

$$Z = 123000 \text{ mm}$$

$$Z_0 = 2500 \text{ mm (daerah perkotaan, Tabel 3.4)}$$

$$V_B = 126 \text{ km/jam}$$

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \cdot V_0 \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \cdot 19,3 \cdot \left(\frac{126}{126} \right) \cdot \ln \left(\frac{123000}{2500} \right) \\ &= 187,9769 \text{ km/j} \end{aligned}$$

a. Beban angin pada struktur

1) Jembatan dengan tinggi busur 10 m

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang jembatan} &= 30\% \text{ luas penampang samping} \\ &= 30\% \times 562.980.200 \text{ mm}^2 \\ &= 168.894.060 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas railing dan tiang sandaran} &= (2 \times 60 \times 76,2 \times 2000) + (31 \times 150 \times 900) \\ &= 22.473.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 168.894.060 + 22.473.000 \\ &= 191.367.060 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a) Angin tekan

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \cdot \left(\frac{187,9769}{126} \right)^2 \\ &= 0,005342 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$P_{EWS} = \frac{P_D \cdot At}{L} = \frac{0,005342 \cdot 191367060}{60000} = 17,037 \text{ N/mm}$$

Gaya total beban angin tekan tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWS} = 0,01704 \text{ kN/mm}$$

b) Angin hisap

$$P_B = 0,0012 \text{ MPa}$$

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 0,0012 \cdot \left(\frac{187,9769}{126} \right)^2$$

$$= 0,002671 \text{ MPa}$$

$$P_{EWS} = \frac{P_D \cdot At}{L} = \frac{0,002671 \cdot 191367060}{60000} = 8,519 \text{ N/mm}$$

Gaya total beban angin hisap tidak boleh kurang dari 2,2 kN/mm.

$$P_{EWS} = 0,008519 \text{ kN/mm}$$

2) Jembatan dengan tinggi busur 11 m

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang jembatan} &= 30\% \text{ luas} \\ &= 30\% \times 523.799.400 \text{ mm}^2 \\ &= 157.139.820 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas railing dan tiang sandaran} &= (2 \times 60 \times 76,2 \times 2000) + (31 \times 150 \times 900) \\ &= 22.473.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 157.139.820 + 22.473.000 \\ &= 179.612.820 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Angin tekan

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 0,0024 \cdot \left(\frac{187,9769}{126} \right)^2$$

$$= 0,005342 \text{ MPa}$$

$$P_{EWs} = \frac{P_D \cdot At}{L} = \frac{0,001615 \cdot 179612820}{60000} = 15,9906 \text{ N/mm}$$

Gaya total beban angin tekan tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,01599 \text{ kN/mm}$$

a) Angin hisap

$$P_B = 0,0012 \text{ MPa}$$

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 0,0012 \cdot \left(\frac{187,9769}{126} \right)^2$$

$$= 0,002671 \text{ MPa}$$

$$P_{EWs} = \frac{P_D \cdot At}{L} = \frac{0,002671 \cdot 179612820}{60000} = 7,9953 \text{ N/mm}$$

Gaya total beban angin hisap tidak boleh kurang dari 2,2 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,007995 \text{ kN/mm}$$

3) Jembatan dengan tinggi busur 12 m

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang jembatan} &= 30\% \text{ luas} \\ &= 30\% \times 484.616.700 \text{ mm}^2 \\ &= 145.385.010 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas railing dan tiang sandaran} &= (2 \times 60 \times 76,2 \times 2000) + (31 \times 150 \times 900) \\ &= 22.473.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 145.385.010 + 22.473.000 \\ &= 167.858.010 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a) Angin tekan

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 0,0024 \cdot \left(\frac{187,9769}{126} \right)^2$$

$$= 0,005342 \text{ MPa}$$

$$P_{EWs} = \frac{P_D \cdot At}{L} = \frac{0,005342 \cdot 167858010}{60000} = 14,944 \text{ N/mm}$$

Gaya total beban angin tekan tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,014944 \text{ kN/mm}$$

b) Angin hisap

$$P_B = 0,0012 \text{ MPa}$$

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 0,0012 \cdot \left(\frac{187,9769}{126} \right)^2$$

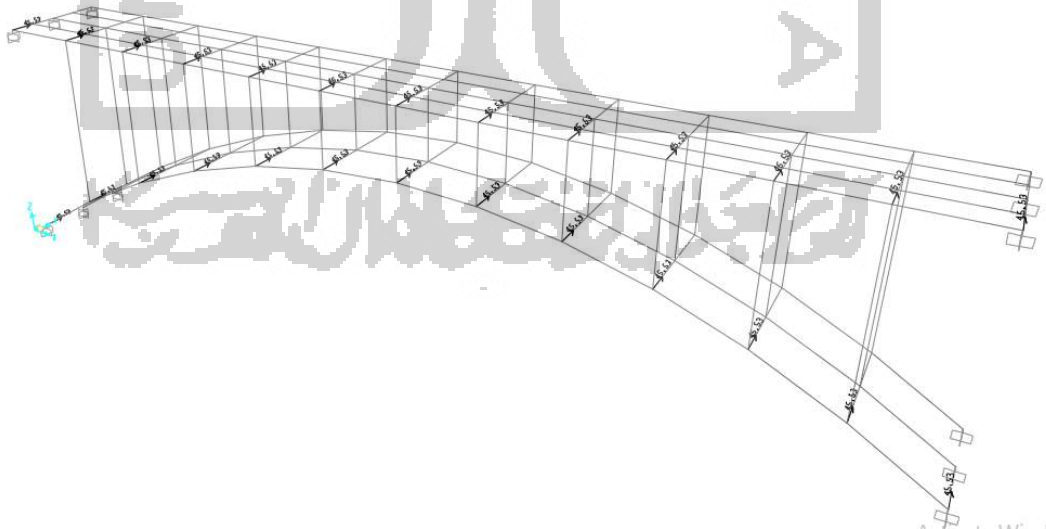
$$= 0,002671 \text{ MPa}$$

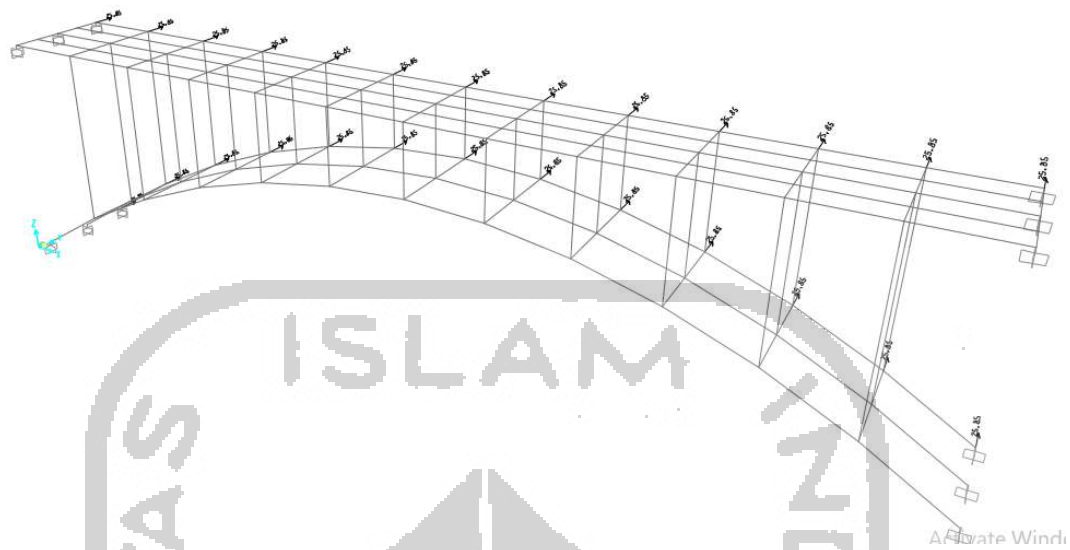
$$P_{EWs} = \frac{P_D \cdot At}{L} = \frac{0,002671 \cdot 167858010}{60000} = 7,472 \text{ N/mm}$$

Gaya total beban angin hisap tidak boleh kurang dari 2,2 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,007472 \text{ kN/mm}$$

Sedangkan untuk Pembebanan beban angin pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.





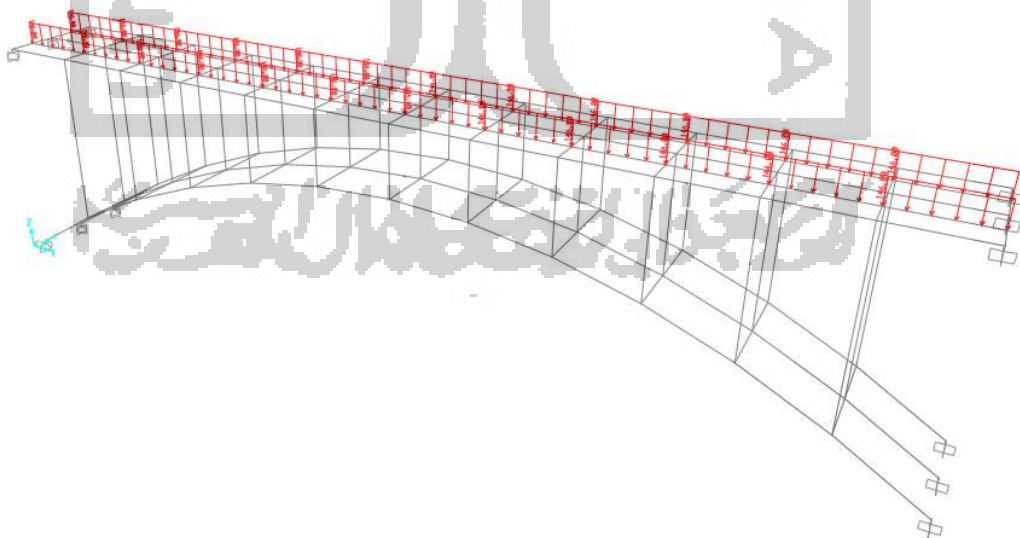
Gambar 5.17 Pembebanan Beban Angin

a. Beban angin pada kendaraan (*EW*)

Berdasarkan SNI 1725-2016, gaya akibat tekanan angin pada kendaraan harus diasumsikan tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm.

$$P_{EWL} = 1,46 \text{ N/mm}$$

Sedangkan untuk pembebanan dan momen angin kendaraan pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5.18 Pembebanan Angin Kendaraan

5.1.9 Beban Gempa

Berdasarkan SNI 2833-2016 jembatan harus dirancang agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa.

1. Jembatan dengan ketinggian busur 10 m.

Berat total jembatan dengan ketinggian busur 10 m adalah 19451367 N. Untuk dapat menghitung kekuatan struktur, terlebih dahulu diasumsikan dimensi *pile cap* untuk menahan struktur jembatan.

a. Kekakuan struktur (K_p)

Dimensi *pile cap* diasumsikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b &= 4,5 \text{ m} \\
 h &= 9 \text{ m} \\
 d &= 10 \text{ m} \\
 E_c &= 23500 \text{ MPa} \\
 \text{Luas } pile \text{ cap} &= b \times h \\
 &= 4,5 \times 9 \\
 &= 40,5 \text{ m}^2 \\
 I_x &= \frac{1}{12} b h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 4,5^3 \times 9 \\
 &= 68,344 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= \frac{1}{12} b h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 4,5 \times 9^3 \\
 &= 273,375 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan struktur arah x } (K_{px}) &= 3 \times E_c \times \frac{I_x}{d^3} \\
 &= 3 \times 23500000 \times \frac{68,344}{10^3} \\
 &= 4.818,23 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan struktur arah y } (K_{py}) &= 3 \times E_c \times \frac{I_y}{d^3} \\
 &= 3 \times 23500000 \times \frac{273,375}{10^3} \\
 &= 19.272,94 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu getar struktur arah x } (T_x) &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_{px}}} \\
 &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{19451,37}{9,81 \cdot 4818,23}} \\
 &= 0,255 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu getar struktur arah y } (T_y) &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_{py}}} \\
 &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{19451,37}{9,81 \cdot 19272,94}} \\
 &= 0,51 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008, seperti pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(Sumber SNI 2833-2008 Perencanaan Gempa untuk Jembatan)

Yogyakarta masuk ke dalam wilayah 3, diambil periode ulang 500 tahun, dengan nilai PGA 0,6-0,4. Dalam perencanaan ini diambil 0,4.

Koefisien tanah wilayah Jembatan Sardjito I merupakan tanah sedang dengan nilai S_2 sebesar 1,2.

Menentukan koefisien respons gempa elastis seperti berikut.

$$\begin{aligned}
 Csm-X &= \frac{1,2xAxS}{T^3} \\
 &= \frac{1,2x0,4x1,2}{0,255^3} \\
 &= 1,433
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Csm-X &= 2,5 \times A = 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Maka koefisien respon gempa yang diambil adalah yang terkecil

$$Csm-X = 1$$

$$\begin{aligned}
 Csm-Y &= \frac{1,2xAxS}{T^3} \\
 &= \frac{1,2x0,4x1,2}{0,510^3} \\
 &= 0,903
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Csm-Y &= 2,5 \times A = 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Maka koefisien respon gempa yang diambil adalah yang terkecil $Csm-Y = 0,903$

Setelah mendapatkan koefisien respon gempa, menentukan faktor modifikasi respon dengan Tabel 5.6

Tabel 5.6 Faktor Modifikasi Respons

	Kolom atau Pilar	Penghubung bangunan atas		
		Kepala jembatan	Kolom, pilar, atau tiang	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat)	0,8	1,0	0,8
	3 (sumbu lemah)			
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
<i>Pile cap</i> beton	2-3			

(Sumber SNI 2833-2008 Perencanaan Gempa untuk Jembatan)

Dari tabel di atas nilai faktor modifikasi respon untuk pilar kolom majemuk

$$R_d = 6$$

Nilai gaya gempa kemudian dihitung untuk didistribusikan ke join setiap elemen jembatan.

$$\begin{aligned} E_{qx} &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\ &= \frac{1}{6} \times 19451,367 \\ &= 3.241,894 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Join} &= 6 \\ T_{eq-x} &= \frac{E_{qx}}{n} = \frac{3241,891}{12} \\ &= 270,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{qy} &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\ &= \frac{0,903}{6} \times 19451,367 \\ &= 2.926,929 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Join} &= 39 \\ T_{eq-y} &= \frac{E_{qy}}{n} = \frac{2925,929}{39} \\ &= 75,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Jembatan dengan ketinggian busur 11 m.

Berat total jembatan dengan ketinggian busur 11 m adalah 19.220.667 N.

Untuk dapat menghitung kekuatan struktur, terlebih dahulu diasumsikan dimensi *pile cap* untuk menahan struktur jembatan.

a. Kekakuan struktur (K_p)

Dimensi *pile cap* diasumsikan sebagai berikut:

$$b = 4,5 \text{ m}$$

$$h = 9 \text{ m}$$

$$d = 11 \text{ m}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas pile cap} &= b \times h \\ &= 4,5 \times 9 \\ &= 40,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} x b^3 x h \\ &= \frac{1}{12} x 4,5^3 x 9 \\ &= 68,344 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} x b x h^3 \\ &= \frac{1}{12} x 4,5 x 9^3 \\ &= 273,375 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur arah x (Kpx)} &= 3 \times E_c \times \frac{I_x}{d^3} \\ &= 3 \times 23500000 \times \frac{68,344}{11^3} \\ &= 3.620,01 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur arah y (Kpy)} &= 3 \times E_c \times \frac{1}{d^3} \\ &= 3 \times 23500000 \times \frac{273,375}{11^3} \\ &= 14.480,04 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar struktur arah x (T-x)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kpx}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{19220,667}{9,81 \cdot 3620,01}} \\ &= 0,292 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar struktur arah y (Tyx)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kpy}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{19220,667}{9,81 \cdot 14480,04}} \end{aligned}$$

$$= 0,585 \text{ detik}$$

Akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008, seperti pada Tabel 5.3

b. Menentukan koefisien respons gempa elastis seperti berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{sm-X} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^3} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,292^3} \\
 &= 1,308 \\
 C_{sm-X} &= 2,5 \times A = 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Maka koefisien respon gempa yang diambil adalah yang terkecil

$$C_{sm-X} = 0,302$$

$$\begin{aligned}
 C_{sm-Y} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^3} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,585^3} \\
 &= 0,824 \\
 C_{sm-Y} &= 2,5 \times A = 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Maka koefisien respon gempa yang diambil adalah yang terkecil $C_{sm-Y} = 0,824$. Setelah mendapatkan koefisien respon gempa, menentukan faktor modifikasi respon dengan Tabel 5.6 nilai faktor modifikasi respon untuk pilar kolom majemuk $R_d = 6$. Nilai gaya gempa kemudian dihitung untuk didistribusikan ke join setiap elemen jembatan.

$$\begin{aligned}
 Eq_x &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{1}{6} \times 19220,667 \\
 &= 3.241,894 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Join} &= 12 \\
 \text{Teq-x} &= \frac{Eqx}{n} = \frac{3241,894}{12} \\
 &= 270,158 \text{ kN} \\
 \text{Eqy} &= \frac{Csm}{Rd} \times Wt \\
 &= \frac{0,824}{6} \times 19220,667 \\
 &= 2.670,535 \text{ kN} \\
 \text{Join} &= 39 \\
 \text{Teq-y} &= \frac{Eqx}{n} = \frac{2670,535}{39} \\
 &= 68,475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Jembatan dengan ketinggian busur 12 m.

Berat total jembatan dengan ketinggian busur 12 m adalah 18.941.074 N. Untuk dapat menghitung kekuatan struktur, terlebih dahulu diasumsikan dimensi *pile cap* untuk menahan struktur jembatan.

- c. Kekakuan struktur (K_p)

Dimensi *pile cap* diasumsikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b &= 4,5 \text{ m} \\
 h &= 9 \text{ m} \\
 d &= 12 \text{ m} \\
 E_c &= 23500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas } \textit{pile cap} &= b \times h \\
 &= 4,5 \times 9 \\
 &= 40,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_x &= \frac{1}{12} \times b^3 \times h \\
 &= \frac{1}{12} \times 4,5^3 \times 9 \\
 &= 68,344 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 4,5 \times 9^3$$

$$= 273,375 \text{ m}^4$$

$$\text{Kekakuan struktur arah x (Kpx)} = 3 \times Ec \times \frac{Ix}{d^3}$$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{68,344}{12^3}$$

$$= 2.788,33 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kekakuan struktur arah y (Kpy)} = 3 \times Ec \times \frac{1}{d^3}$$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{273,375}{12^3}$$

$$= 11.153,32 \text{ kN/m}$$

$$\text{Waktu getar struktur arah x (T-x)} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kpx}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{18941,074}{9,81 \cdot 2788,33}}$$

$$= 0,331 \text{ detik}$$

$$\text{Waktu getar struktur arah y (Tyx)} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kpy}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{18941,074}{9,81 \cdot 11153,32}}$$

$$= 0,661 \text{ detik}$$

Akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008, seperti pada Tabel 5.3

d. Menentukan koefisien respons gempa elastis seperti berikut.

$$C_{sm-X} = \frac{1,2 \times A \times S}{T^3}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,331^{\frac{2}{3}}} \\
 &= 1,205 \\
 C_{sm-X} &= 2,5 \times A = 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Maka koefisien respon gempa yang diambil adalah yang terkecil

$$C_{sm-X} = 1$$

$$\begin{aligned}
 C_{sm-Y} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{\frac{2}{3}}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,661^{\frac{2}{3}}} \\
 &= 0,759 \\
 C_{sm-Y} &= 2,5 \times A = 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Maka koefisien respon gempa yang diambil adalah yang terkecil $C_{sm-Y} = 0,759$. Setelah mendapatkan koefisien respon gempa, menentukan faktor modifikasi respon dengan Tabel 5.6 nilai faktor modifikasi respon untuk pilar kolom majemuk $R_d = 6$. Nilai gaya gempa kemudian dihitung untuk didistribusikan ke join setiap elemen jembatan.

$$\begin{aligned}
 E_{qx} &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{1}{6} \times 18941,074 \\
 &= 3.156,846 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

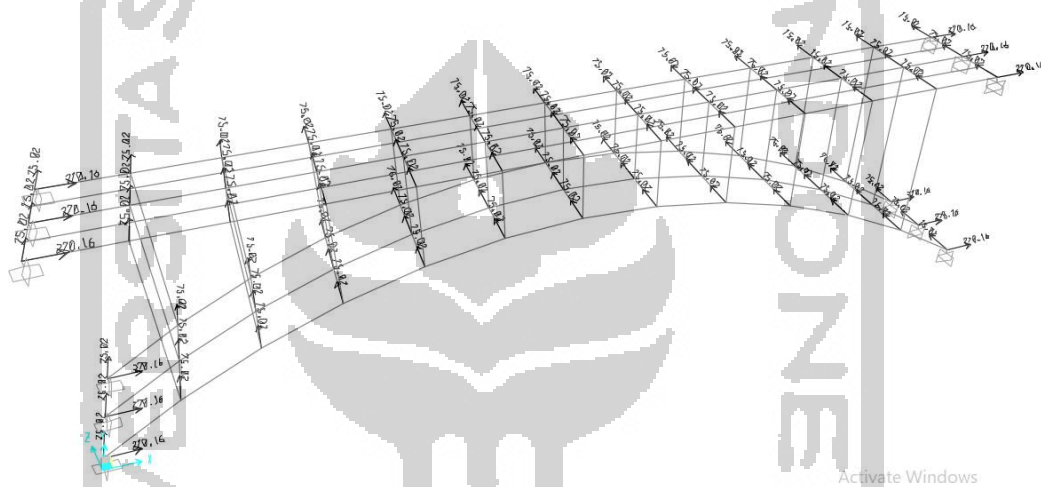
$$\text{Join} = 12$$

$$\begin{aligned}
 T_{eq-x} &= \frac{E_{qx}}{n} = \frac{3156,856}{12} \\
 &= 263,070 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$E_{qy} = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,759}{6} \times 18941,074 \\
 &= 2.395,441 \text{ kN} \\
 \text{Join} &= 39 \\
 \text{Teq-y} &= \frac{Eqx}{n} = \frac{2395,441}{39} \\
 &= 61,422 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pembebanan Beban Gempa dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut.



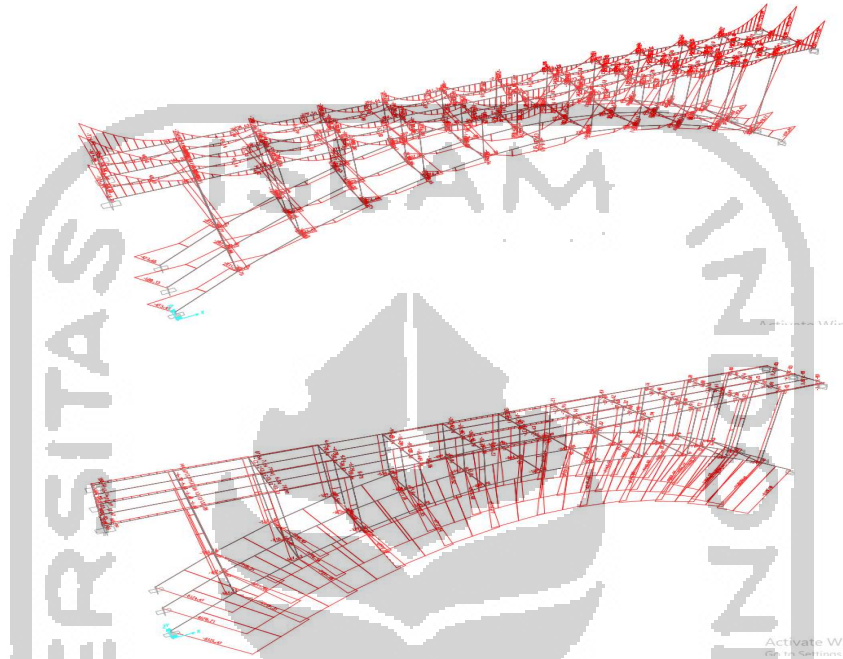
Gambar 5.19 Pembebanan Beban Gempa

5.3 Analisis Struktur

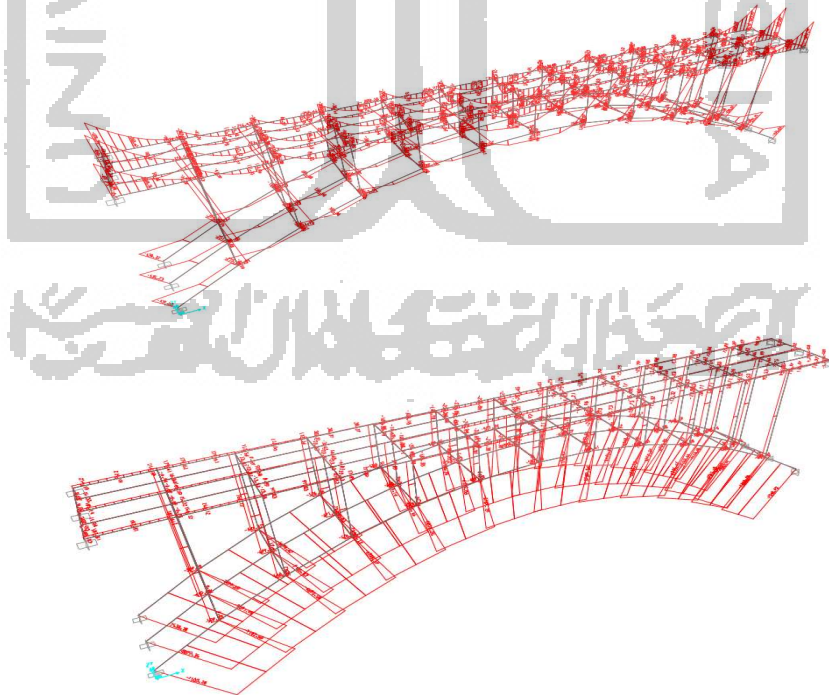
Analisis struktur merupakan proses perhitungan untuk memperoleh gaya-gaya dalam dalam setiap elemen struktur Jembatan Sardjito I ini. Analisis struktur dilakukan menggunakan program SAP2000 dengan memasukan beban-beban pada jembatan, kemudian dianalisis menggunakan kombinasi beban sesuai SNI 1725-2016. Berikut ini merupakan kombinasi beban pada jembatan Sardjito I:

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat I} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ TD} + 1,8 \text{ TB} + 1,8 \text{ TP} \\
 \text{Kuat II} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,4 \text{ TD} + 1,4 \text{ TB} + 1,4 \text{ TP} \\
 \text{Kua III} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,4 \text{ EW}_s \\
 \text{Kuat IV} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} \\
 \text{Kuat V} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 0,4 \text{ EW}_s + \text{EW}_L \\
 \text{Ekstrem I} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + \text{EQ} \\
 \text{Ekstrem II} &= 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 0,5 \text{ TD} + 0,5 \text{ TB} + 0,5 \text{ TP}
 \end{aligned}$$

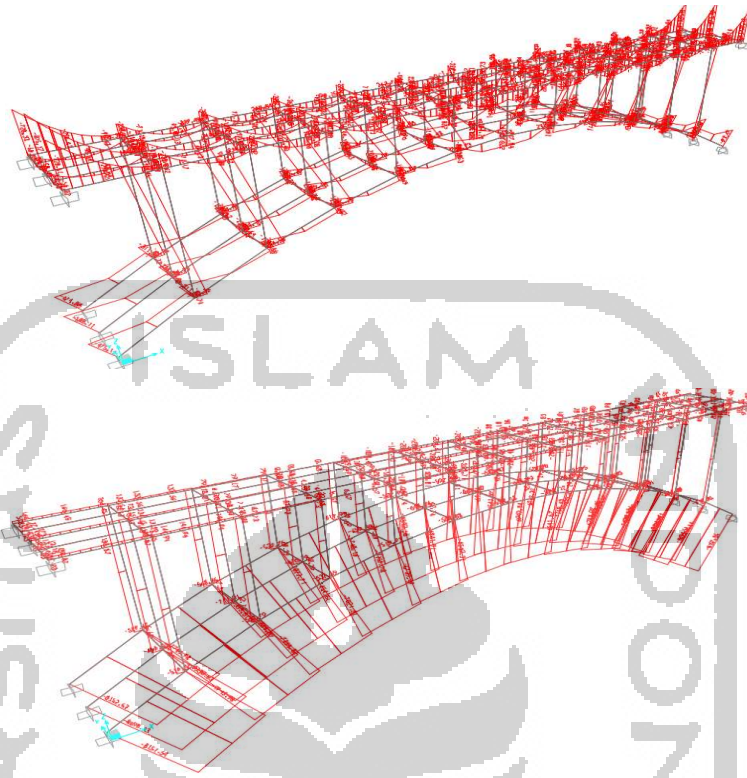
Hasil yang digunakan merupakan hasil maksimum dari gaya dalam setiap elemen struktur. Berikut ini merupakan gaya-gaya dalam struktur jembatan tinggi 10, 11, dan 12 m dapat dilihat pada Gambar 5.20 sampai Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.20 Gaya Dalam Jembatan Tinggi 10 m



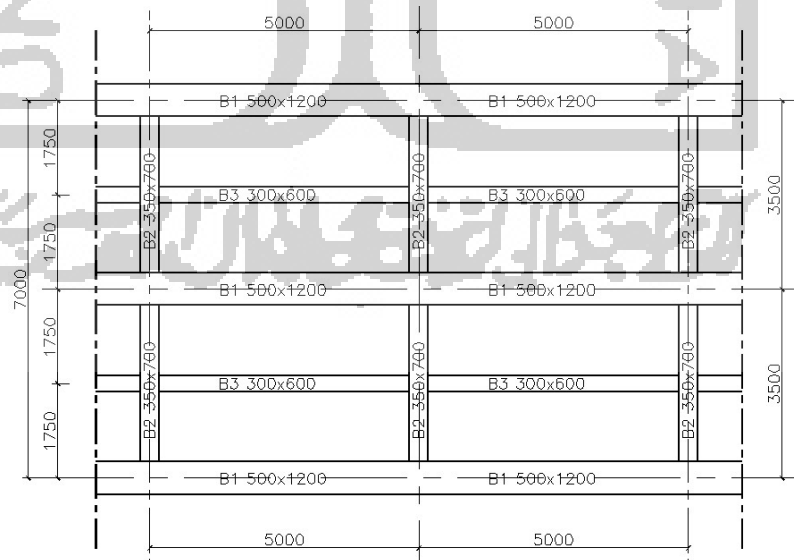
Gambar 5.21 Gaya Dalam Jembatan Tinggi 11 m



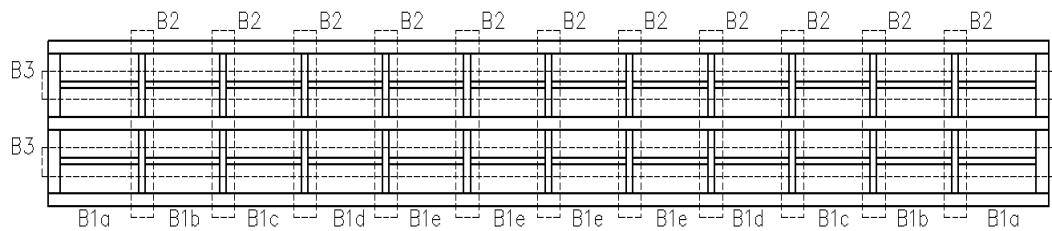
Gambar 5.22 Gaya Dalam Jembatan Tinggi 12 m

5.4 Desain Struktur Atas Jembatan

Gambar 5.23 dan Gambar 5.24 berikut merupakan kodefikasi balok Jembatan Sardjito I.

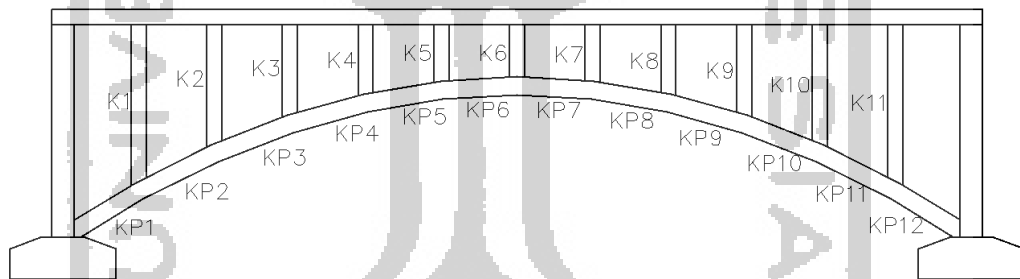


Gambar 5.23 Kodefikasi Elemen Balok



Gambar 5.24 Kodefikasi Elemen Balok

Gambar 5.23 dan Gambar 5.24 merupakan kodefikasi elemen balok struktur Jembatan Sardjito I. Kode balok gelagar jembatan dinamakan B1 dengan dimensi 450 mm x 900 mm, balok penyambung antar portal kolom B2 dengan dimensi 350 mm x 700 mm, dan balok anak B3 dengan dimensi 300 mm x 600 mm. Pada gambar 5.2 balok B1a hingga B1f merupakan kodefikasi untuk posisi balok B1 di jembatan. B1a merupakan balok B1 yang berada di tepi bentang sesuai abjad hingga B1f yang berada di tengah bentang jembatan. Kodefikasi elemen kolom dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut.



Gambar 5.25 Kodefikasi Elemen Kolom

Gambar 5.25 merupakan kodefikasi elemen kolom struktur Jembatan Sardjito I. Kode kolom tegak jembatan dinamakan K1 hingga K11. K1 dimulai dari sebelah kiri jembatan menuju ke arah kanan jembatan dengan jumlah kolom tegak 11 buah. Dengan dimensi kolom K 1000 mm x 500 mm. Sedangkan untuk kolom pelengkung dengan kode KP1 hingga KP 12. KP1 dimulai dari sebelah kiri jembatan hingga ke arah kanan jembatan. Dengan dimensi kolom KP 1500 mm x 750 mm.

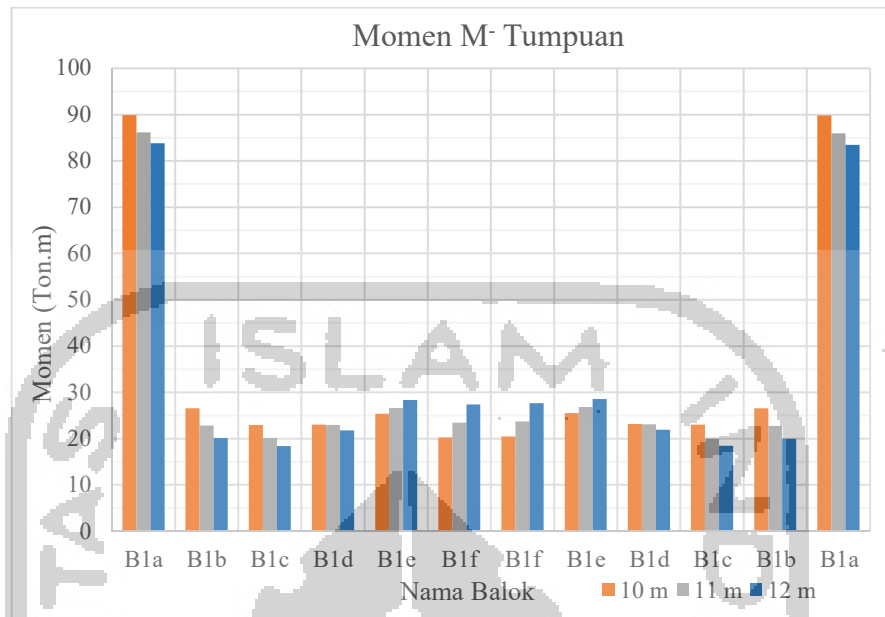
5.4.1 Hasil Analisis Struktur Balok

Tabel 5.7 dibawah ini merupakan tabel hasil rekap momen tumpuan balok B1 dari analisis struktur SAP2000 pada jembatan Sardjito I, dengan ketinggian busur 10 m, 11 m, dan 12 m.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Momen Tumpuan Balok B1 Tinggi Busur 10 m

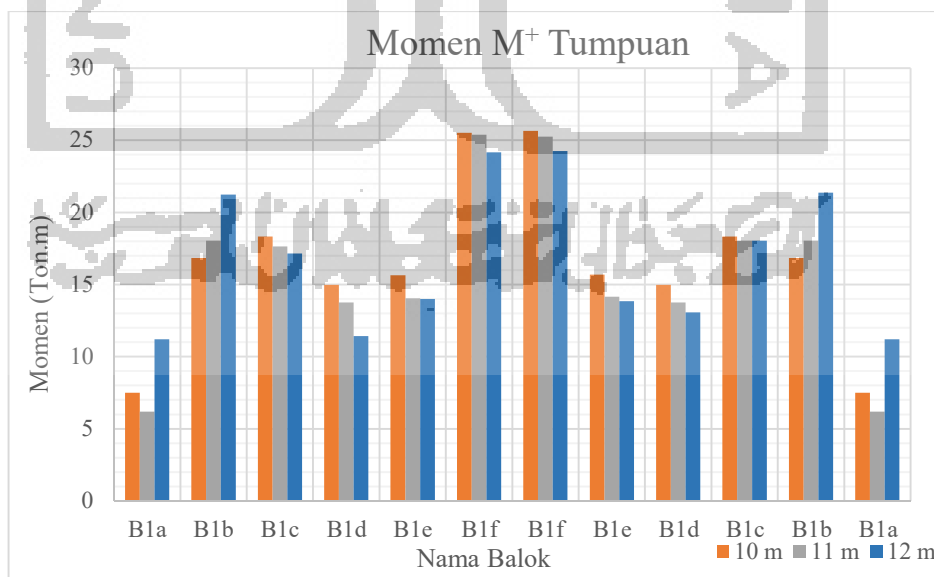
Nama Balok	Momen Tumpuan (Ton.m)					
	Tinggi 10 m		Tinggi 11 m		Tinggi 12 m	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+
B1a	89.92	7.49	86.18	6.20	83.82	11.21
B1b	26.57	16.85	22.78	18.03	20.08	21.24
B1c	22.93	18.33	20.10	17.65	18.40	17.16
B1d	23.05	14.98	22.99	13.75	21.77	11.42
B1e	25.35	15.64	26.64	14.04	28.36	13.99
B1f	20.26	25.51	23.44	25.38	27.35	24.16
B1f	20.46	25.64	23.71	25.24	27.67	24.25
B1e	25.51	15.70	26.84	14.15	28.57	13.85
B1d	23.17	22.58	23.10	13.75	21.89	13.06
B1c	23.00	18.33	20.17	18.05	18.46	18.04
B1b	26.57	16.85	22.75	18.03	20.01	21.38
B1a	89.82	7.49	85.96	6.20	83.47	11.21

Dari Tabel 5.13 di atas kemudian dimodelkan dengan grafik pada Gambar 5.26 dan Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5.26 Diagram Hubungan Momen Negatif Tumpuan Balok B1

Dari Gambar 5.26 diketahui bahwa grafik tersebut merupakan nilai momen tumpuan M⁻ B1 dari ketinggian busur jembatan 10 m, 11 m, dan 12 m. Nilai momen tumpuan M⁻ terbesar terdapat di daerah tepi bentang jembatan. Hal ini terjadi karena distribusi gaya dari tengah bentang ke tepi bentang jembatan, sehingga menghasilkan nilai momen M⁻ terbesar pada daerah tepi bentang jembatan.



Gambar 5.27 Diagram Hubungan Momen Positif Tumpuan Balok B1

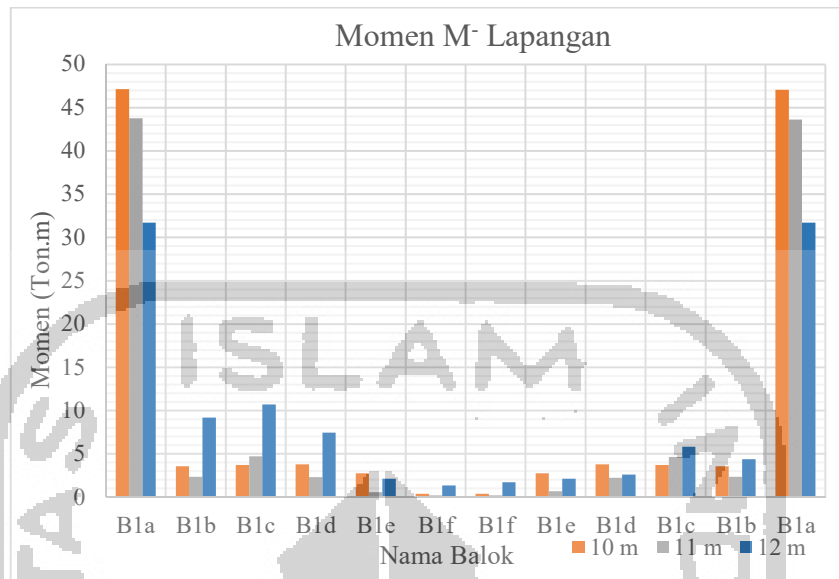
Dari Gambar 5.27 diketahui bahwa grafik tersebut merupakan nilai momen tumpuan M^+ B1 dari ketinggian busur jembatan 10 m, 11 m, dan 12 m. Jembatan dengan tinggi busur 10 m, 11 m dan 12 m memiliki nilai momen tumpuan M^+ terbesar di tengah bentang jembatan, yaitu balok B1f, sedangkan nilai momen tumpuan M^+ terkecil terdapat di tepi bentang jembatan.

Dibawah ini merupakan hasil rekap momen lapangan balok B1 dari analisis struktur SAP2000 pada jembatan Sardjito I, dengan ketinggian busur 10 m, 11 m, dan 12 m yang dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Momen Lapangan Balok B1 Tinggi Busur 10 m

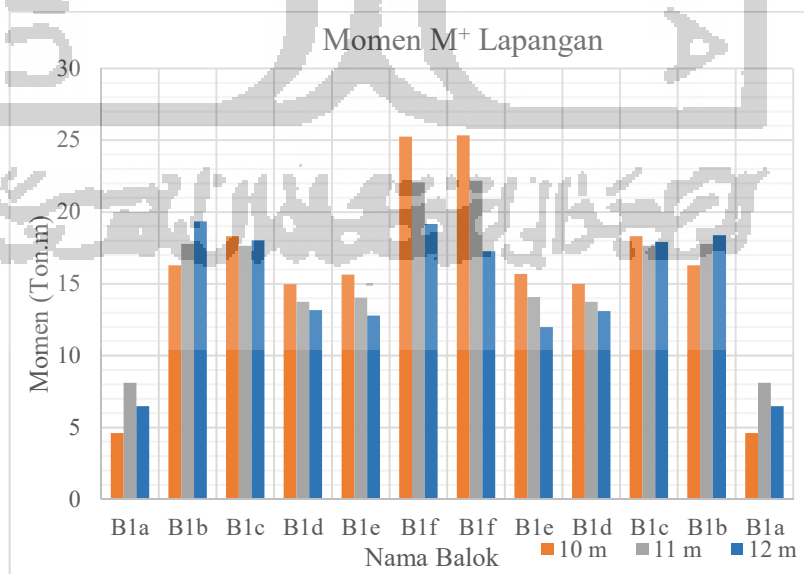
Nama Balok	Momen Lapangan (Ton.m)					
	Tinggi 10 m		Tinggi 11 m		Tinggi 12 m	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+
B1a	47.122	4.603	43.773	8.107	31.715	6.490
B1b	3.581	16.299	2.351	17.783	9.209	19.339
B1c	3.729	18.326	4.718	17.647	10.720	18.036
B1d	3.791	14.979	2.317	13.754	7.445	13.173
B1e	2.766	15.643	0.584	14.036	2.133	12.796
B1f	0.385	25.249	0.216	22.059	1.354	19.164
B1f	0.385	25.337	0.216	22.172	1.706	17.262
B1e	2.766	15.698	0.668	14.096	2.111	11.993
B1d	3.791	15.000	2.241	13.748	2.626	13.106
B1c	3.729	18.326	4.655	17.647	5.829	17.915
B1b	3.581	16.299	2.343	17.783	4.396	18.386
B1a	47.052	4.603	43.625	8.107	31.725	6.490

Dari Tabel 5.13 di atas kemudian dimodelkan dengan grafik pada Gambar 5.28 dan Gambar 5.29 berikut.



Gambar 5.28 Diagram Hubungan Momen Negatif Lapangan Balok B1

Dari Gambar 5.28 diketahui bahwa grafik tersebut merupakan nilai momen lapangan M^- B1 dari ketinggian busur jembatan 10 m, 11 m, dan 12 m. Nilai momen lapangan M^- terbesar terdapat di daerah tepi bentang jembatan. Semakin ke tengah bentang jembatan nilai momen lapangan M^- semakin kecil. Hal ini terjadi karena distribusi gaya dari tengah bentang ke tepi bentang jembatan, sehingga menghasilkan nilai momen M^- terbesar pada daerah tepi bentang jembatan.



Gambar 5.29 Diagram Hubungan Momen Positif Lapangan Balok B1

Dari Gambar 5.29 diketahui bahwa grafik tersebut merupakan nilai momen lapangan M^+ B1 dari ketinggian busur jembatan 10 m, 11 m, dan 12 m. Jembatan dengan tinggi busur 10 m, 11 m dan 12 m memiliki nilai momen tumpuan M^+ terbesar di tengah bentang jembatan, yaitu balok B1f, sedangkan nilai momen tumpuan M^+ terkecil terdapat di tepi bentang jembatan. Momen M^+ terbesar adalah jembatan tinggi busur 10 m, dan yang paling rendah adalah jembatan tinggi busur 12 m. Perencanaan tulangan lentur balok B1 ini menggunakan nilai momen terbesar dari hasil analisis struktur. Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi momen balok B2 pada setiap variasi tinggi busur jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Momen Balok B2

Tinggi Busur Jembatan	Momen Sebelum Redistribusi (kN.m)					
	Tumpuan		Lapangan		ΣM	
	M-	M+	M-	M+	Tumpuan	Lapangan
10 m	28.310	25.095	20.212	21.426	53.405	41.639
11 m	28.744	25.497	21.053	20.900	54.241	41.953
12 m	28.832	25.584	22.007	20.365	54.416	42.371

Pada Tabel 5.9 merupakan nilai momen balok B2, hasil analisis menunjukkan bahwa pada jembatan dengan tinggi busur 10 m memiliki momen M^- terkecil di daerah tumpuan maupun lapangan. Sedangkan jembatan dengan tinggi 12 memiliki nilai momen M^- yang terbesar. Selisih antara ketiga variasi ketinggian busur jembatan tidak terlalu besar. Sedangkan untuk hasil rekapitulasi momen balok B3 dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.10 Rekapitulasi Momen Balok B3

Tinggi Busur Jembatan	Momen Sebelum Redistribusi (kN.m)					
	Tumpuan		Lapangan		ΣM	
	M-	M+	M-	M+	Tumpuan	Lapangan
10 m	11.809	4.484	0.301	6.260	16.293	6.561
11 m	11.664	3.459	0.294	6.035	15.123	6.330
12 m	11.378	3.433	0.291	5.820	14.810	6.111

Pada Tabel 5.10 merupakan nilai momen balok B3, hasil analisis menunjukkan bahwa pada jembatan dengan tinggi busur 10 m memiliki momen terbesar pada daerah tumpuan maupun lapangan.

5.4.2 Perencanaan Penulangan Balok

Setelah mendapatkan hasil analisis dari SAP2000, kemudian merencanakan penulangan balok. Untuk mendapatkan desain penulangan yang efektif maka perlu dilakukan redistribusi momen balok apabila momen positif lebih besar dari 50% momen negatif. Redistribusi momen tidak perlu lebih dari 20% agar tidak terjadi penurunan kekuatan secara signifikan. Berikut ini merupakan perhitungan redistribusi momen pada balok B1.

1. Redistribusi balok B1 jembatan tinggi busur 10 m

$$M^- = 89,921 \text{ T.m}$$

$$M^+ = 25,642 \text{ T.m}$$

$$\Sigma M = M^+ + M^-$$

$$= 89,921 + 25,642$$

$$= 115,563 \text{ T.m}$$

Redistribusi 15%

$$M^- = 89,921 \times (1-15\%)$$

$$M^- = 76,433 \text{ T.m}$$

$$50\% M^- = 50\% \times 76,433$$

$$= 38,216 \text{ T.m}$$

$$M^+ = \Sigma M - M^-$$

$$= 115,563 - 76,433$$

$$= 39,130 \text{ T.m}$$

$$M^+ = 39,130 \text{ T.m} > 38,216 \text{ T.m} \sim \text{OK}$$

Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi dari redistribusi momen balok B1 yang dapat dilihat pada Tabel 5.11

Tabel 5.11 Rekapitulasi Redistribusi Momen Balok B1

Tinggi Busur Jembatan	Momen Sebelum Redistribusi (Ton.m)				Momen Redistribusi (Ton.m)		
	Tumpuan		ΣM	Redistribusi	Redistribusi (%)	Tumpuan	
	M-	M+				M-	M+
10 m	89.921	25.642	115.563	Perlu	15%	76.433	39.130
11 m	86.182	25.380	111.562	Perlu	14%	74.117	37.445
12 m	83.825	24.251	108.076	Perlu	15%	71.251	36.825

Dari Tabel 5.11, pada balok B1 semua variasi ketinggian busur jembatan memerlukan redistribusi momen. Pada balok B1 ketinggian busur 10 m memerlukan redistribusi momen sebesar 15%, ketinggian busur 11 m memerlukan redistribusi momen sebesar 14%, dan ketinggian busur 12 m memerlukan redistribusi momen sebesar 15%. Sedangkan untuk hasil rekapitulasi redistribusi momen balok B2 dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Rekapitulasi Redistribusi Momen Balok B2

Tinggi Busur Jembatan	Momen Sebelum Redistribusi (Ton.m)				Redistribusi
	Tumpuan		ΣM	Redistribusi	
	M-	M+			
10 m	28,310	25,095	53,405	Tidak Perlu	
11 m	28.744	25.497	54.241	Tidak Perlu	
12 m	28.832	25.584	54.416	Tidak Perlu	

Dari Tabel 5.12, pada balok B2 semua variasi ketinggian busur jembatan tidak memerlukan redistribusi momen. Karena momen positif memiliki nilai 50% lebih besar dari nilai momen negatif balok. Sedangkan untuk hasil rekapitulasi redistribusi momen balok B3 dapat dilihat pada Tabel 5.13

Tabel 5.13 Rekapitulasi Redistribusi Momen Balok B3

Tinggi Busur Jembatan	Momen Sebelum Redistribusi (Ton.m)				Momen Redistribusi (Ton.m)		
	Tumpuan		ΣM	Redistribusi	Redistribusi (%)	Tumpuan	
	M-	M+				M-	M+
10 m	11,809	4,484	16,293	Perlu	9%	10,756	5,546
11 m	11.664	3.459	15.123	Perlu	14%	10.031	5.092
12 m	11.378	3.433	14.810	Perlu	14%	9.785	5.026

Dari Tabel 5.13, pada balok B3 semua variasi ketinggian busur jembatan memerlukan redistribusi momen. Pada balok B3 semua variasi ketinggian busur 10 m, ketinggian busur 11 m, dan ketinggian busur 12 m memerlukan redistribusi momen sebesar 14%.

2. Perencanaan penulangan lentur balok

Perencanaan penulangan lentur balok berfungsi untuk menahan momen yang terjadi pada balok. Pada perencanaan balok ini pada balok

a. Estimasi dimensi balok

Menentukan tinggi efektif balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c}$$

$$= \frac{3975535}{0,85 \cdot 254842}$$

$$= 18,353 \text{ m}$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot \varepsilon}{m \cdot (\varepsilon + \varepsilon_y)}$$

$$= \frac{0,85}{18,353} \cdot \frac{0,003}{(0,003 + 0,00189)}$$

$$= 0,0284$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,0284$$

$$= 0,02129$$

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} \cdot \rho_b \cdot m\right)\right)$$

$$= 0,0284 \cdot 3975,535 \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} \cdot 0,0284 \cdot 18,353\right)\right)$$

$$= 83,472 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_m = \rho_m \cdot f_y \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} \cdot \rho_m \cdot m\right)\right)$$

$$= 0,02129 \cdot 3975,535 \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} \cdot 0,0284 \cdot 18,353\right)\right)$$

$$= 68,119 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{76,433 \times 10^5}{0,9} \\ &= 8492549,383 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\text{Asumsi } Ht = 2b$$

$$Rb \times b \times Ht^2 = 4.Rb$$

$$= 4 \times 83,472$$

$$= 333,889 b^3$$

$$b \text{ perlu} = \left(\frac{Mn}{4.Rb} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$= \left(\frac{8492549,383}{4 \times 83,472} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$= 29,409 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm} > 29,409 \text{ cm} \sim \text{OK}$$

b. Parameter tinggi beton

$$d = Sb + \phi_{\text{sengkang}} + \phi_{\text{pokok}} + \frac{2,5}{2}$$

$$= 4 + 1 + 1,6 + \frac{2,5}{2} = 7,85 \text{ cm}$$

$$d' = Sb + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{\phi_{\text{pokok}}}{2}$$

$$= 4 + 1 + \frac{1,6}{2} = 5,8 \text{ cm}$$

$$H = Ht - d$$

$$= 90 - 7,85 = 82,15 \text{ cm}$$

$$H' = Ht - d'$$

$$= 90 - 5,8 = 84,2 \text{ cm}$$

c. Desain balok tulangan sebelah

Secara teoritis balok tulangan sebelah digunakan menahan momen akibat tegangan tarik.

$$\begin{aligned}
 R_l &= 0,15 \times R_b \\
 &= 0,15 \times 83,472 \\
 &= 12,521 \text{ kg/cm}^2 \\
 M_l &= R_l \times b \times H^2 \\
 &= 12,521 \times 45 \times 82,15^2 \\
 &= 3802425,467 \text{ kgcm} \\
 M_l &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(H - \frac{a}{2} \right) \\
 3802425,467 &= 0,85 \times 254,842 \times a \times 45 \times \left(82,15 - \frac{a}{2} \right) \\
 3802425,467 &= \left(800774,089a - \frac{9747,706a^2}{2} \right) \\
 a &= 4,894 \text{ cm} \\
 c &= \frac{a}{\beta} \\
 &= \frac{4,894}{0,85} \\
 &= 5,758 \text{ cm} \\
 C_c &= T_s \\
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\
 &= 0,85 \times 254,842 \times 4,894 \times 45 \\
 &= 47707,501 \text{ kg} \\
 A_{s1} &= \frac{C_c}{f_y} \\
 &= \frac{47707,501}{3975,535} \\
 &= 12,0003 \text{ cm}^2 \\
 n_l &= \frac{A_s}{A_d}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{12,0003}{0,25 \times \pi \times 1,6^2} \\
 &= 5,968 \text{ buah} \sim 6 \text{ D16} \\
 A_{S1 \text{ pakai}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \times n1 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 \times 6 \\
 &= 12,064 \text{ cm}^2 \\
 A_{S_{min}} &= \rho_b \times b \times d \\
 &= 0,0036 \times 45 \times 7,85 \\
 &= 1,268 \text{ cm}^2 < A_{S1 \text{ pakai}} \sim \text{OK} \\
 T_{S1 \text{ pakai}} &= A_{S1 \text{ pakai}} \times f_y \\
 &= 12,064 \times 3975,535 \\
 &= 47959,726 \text{ kg} \\
 a &= \frac{T_{S1}}{0,85 \times f' \times c \times b} \\
 &= \frac{47959,726}{0,85 \times 254842 \times 45} \\
 &= 4,920 \text{ cm} \\
 c &= \frac{a}{\beta} \\
 &= \frac{4,920}{0,85} \\
 &= 5,788 \text{ cm} \\
 \varepsilon_{s'} &= \left(\frac{c - d'}{c} \right) \varepsilon_{cu} \\
 &= \left(\frac{5,788 - 5,8}{5,788} \right) 0,003 \\
 &= -6,034 \times 10^{-6} < \varepsilon_y (0,0019) \sim \text{Tulangan belum leleh} \\
 \varepsilon_t &= \left(\frac{H - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}
 \end{aligned}$$

$$= \left(\frac{82,15 - 5,788}{5,788} \right) 0,003$$

$$= 0,0396 > \epsilon_y \sim \text{Tulangan sudah leleh}$$

$$M_1 = 0,85 \times f'c \times a \times b \times \left(H - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 254,842 \times 4,920 \times \left(82,15 - \frac{4,920}{2} \right)$$

$$= 3821908,109 \text{ kgcm}$$

d. Desain balok tulangan rangkap

$$M_2 = Mn - M_1$$

$$= 8492549,383 - 3821908,109$$

$$= 4670641,274 \text{ kgcm}$$

$$Ts_2 = \frac{M_2}{(H - d')}$$

$$= \frac{4670641,274}{(82,15 - 5,8)}$$

$$= 61174,083 \text{ kg}$$

$$As_2 = \frac{Ts_2}{f_y}$$

$$= \frac{61174,083}{3975,535}$$

$$= 15,388 \text{ cm}^2$$

$$n_2 = \frac{As_2}{Ad}$$

$$= \frac{15,388}{2,011}$$

$$= 7,653 \text{ buah} \sim 8 \text{ D16}$$

e. Kontrol momen negatif tersedia

$$n_1 = 14 \text{ D16}$$

$$n_2 = 8 \text{ D16}$$

$$As = (n_1 + n_2) \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= (14 + 8) \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2$$

$$= 28,148 \text{ cm}^2$$

$$As' = n_2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2$$

$$= 16,085 \text{ cm}^2$$

$$Ts = Cc + Cs$$

$$As \times fy = (0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + \left(As' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_s \cdot Es \right)$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot b) \cdot a^2 = \{ (As' \cdot \epsilon_s \cdot Es) - (As \cdot fy) \} - (As' \cdot d' \cdot Es \cdot \epsilon_s \cdot \beta_1)$$

$$9747,707 a^2 = -10570,816a - 499582,598$$

$$a = 7,722 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$= \frac{7,722}{0,85}$$

$$= 9,084 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{9,084 - 5,8}{9,084} \cdot 0,003$$

$$= 0,00108 < \epsilon_y (0,0019) \sim \text{Tulangan belum leleh}$$

$$fs' = \epsilon_s' \cdot Es$$

$$= 0,00108 \times 2100000$$

$$= 2277,713 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_l = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(H - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 254,842 \times 7,721 \times 45 \times \left(82,15 - \frac{7,721}{2} \right)$$

$$= 5892754,474 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= A_s' \cdot f_s' \cdot (H - d) \\
 &= 16,085 \times 2277,713 (82,15 - 7,85) \\
 &= 2797227,908 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_1 + M_2 \\
 &= 5892754,474 + 2797227,908 \\
 &= 8689982,382 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_i &= 0,9 \cdot M_n \\
 &= 0,9 \times 8689982 \\
 &= 78,210 \text{ Tm} > M_u (76,433 \text{ Tm}) \sim \text{OK}
 \end{aligned}$$

f. Kontrol momen positif tersedia

$$\begin{aligned}
 A_s' &= (n_1 + n_2) \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= (14 + 8) \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 \\
 &= 28,148 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= n_2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 \\
 &= 16,085 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) + \left(A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \rho \cdot E_s \right)$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot b) \cdot a^2 = \{ (A_s' \cdot \rho \cdot E_s) - (A_s \cdot f_y) \} - (A_s' \cdot d \cdot E_s \cdot \rho \cdot \beta_1)$$

$$9747,706 a^2 = 113390,32a - 1183278,611$$

$$a = 6,642 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$= \frac{6,642}{0,85}$$

$$= 7,815 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_s' &= \frac{c-d}{c} \cdot \varepsilon_c \\ &= \frac{7,815 - 7,85}{7,815} \cdot 0,003 \\ &= 1,357 \times 10^{-5} < \varepsilon_y (0,0019) \sim \text{Tulangan belum leleh}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s' &= \varepsilon_s' \times E_s \\ &= 1,357 \times 10^{-5} \times 2100000 \\ &= 28,503 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_1 &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(H' - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \times 254,842 \times 6,642 \times 45 \left(84,2 - \frac{6,642}{2} \right) \\ &= 5236789,804 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_2 &= A_s' \cdot f_s' \cdot (H' - d) \\ &= 16,085 \times 3975,535 (84,2 - 7,85) \\ &= 30628,805 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= M_1 + M_2 \\ &= 5236789,804 + 30628,805 \\ &= 5267418,609 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_t^+ &= 0,9 \cdot M_n \\ &= 0,9 \times 5267418,609 \\ &= 47,407 \text{ Tm} > M_u^+ (39,130 \text{ Tm}) \sim \text{OK}\end{aligned}$$

g. Kontrol momen kapasitas negative

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times \phi_o \times f_y = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) + \left(A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \right)$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot b) \cdot a^2 = \{ (A_s' \cdot \varepsilon_c \cdot E_s) - (A_s \cdot f_y \cdot \phi_o) \} a - (A_s' \cdot d' \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot \beta_1)$$

$$9747,707 a^2 = -38547,323a - 499582,598$$

$$a = 9,404 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{9,404}{0,85} \\
 &= 11,064 \text{ cm} \\
 \varepsilon s' &= \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon c \\
 &= \frac{11,064 - 5,8}{11,064} \cdot 0,003 \\
 &= 0,00143 < \varepsilon y (0,0019) \sim \text{Tulangan belum leleh} \\
 fs' &= \varepsilon s' \cdot Es \\
 &= 0,00143 \times 2100000 \\
 &= 2997,356 \text{ kg/cm}^2 \\
 M_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(H - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 254,842 \times 9,404 \times 45 \left(82,15 - \frac{9,404}{2} \right) \\
 &= 7099660,485 \text{ kgcm} \\
 M_2 &= As' \cdot fs' \cdot (H - d') \\
 &= 16,085 \times 2997,356 (82,15 - 5,8) \\
 &= 3681011,952 \text{ kgcm} \\
 M_{kap} &= M_1 + M_2 \\
 &= 7099660,485 + 3681011,952 \\
 &= 107,807 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

h. Kontrol momen kapasitas positif

$$\begin{aligned}
 T_s &= C_c + C_s \\
 As \times \varphi_o \times f_y &= (0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + \left(As' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \varepsilon c \cdot Es \right) \\
 (0,85 \cdot f'c \cdot b) \cdot a^2 &= \{ (As' \cdot \varepsilon c \cdot Es) - (As \cdot f_y \cdot \varphi_o) \} a - (As' \cdot d' \cdot \varepsilon c \cdot Es \cdot \beta_1) \\
 9747,706 a^2 &= 24722,009a - 591639,306 \\
 a &= 6,625 \text{ cm} \\
 c &= \frac{a}{\beta}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{6,625}{0,85} \\
 &= 7,794 \text{ cm} \\
 \varepsilon_s' &= \frac{c-d}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{7,794-7,85}{7,794} \cdot 0,003 \\
 &= 2,144 \times 10^{-5} < \varepsilon_y (0,0019) \sim \text{Tulangan belum leleh} \\
 f_s' &= \varepsilon_s' \cdot E_s \\
 &= 2,144 \times 10^{-5} \times 2100000 \\
 &= 45,026 \text{ kg/cm}^2 \\
 M_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(H - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 254,842 \times 6,625 \times 45 \left(84,2 - \frac{6,337}{2} \right) \\
 &= 5223711,225 \text{ kgcm} \\
 M_2 &= A_s' \cdot f_s \cdot (H' - d) \\
 &= 14,074 \times 45,026 \cdot (84,2 - 7,85) \\
 &= 48384,096 \text{ kgcm} \\
 M_{kap} &= M_1 + M_2 \\
 &= 5223711,225 + 48384,096 \\
 &= 52,721 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan hasil desain tulangan lentur balok B1, B2 dan B3 dari ketiga variasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.14 sampai Tabel 5.15.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Tumpuan Balok B1

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Mt- (Ton.m)	Mt+ (Ton.m)	Mkap- (Ton.m)	Mkap+ (Ton.m)
10 m	90 x 45	14 D16	8 D16	78.210	47.407	107.807	52.721
11 m	90 x 45	14 D16	8 D16	78.210	47.407	107.807	52.721
12 m	90 x 45	13 D16	7 D16	72.749	47.850	100.269	53.565

Tabel 5.15 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Lapangan Balok B1

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Mt- (Ton.m)	Mt+ (Ton.m)	Mkap- (Ton.m)	Mkap+ (Ton.m)
10 m	90 x 45	9 D16	3 D16	47.946	50.890	55.358	70.103
11 m	90 x 45	6 D16	3 D16	44.572	34.398	50.087	47.410
12 m	90 x 45	6 D16	3 D16	44.572	34.398	50.087	47.410

Tabel 5.14 dan Tabel 5.15 menunjukkan tulangan pokok pada balok B1 dengan ketinggian 10 m memerlukan jumlah tulangan yang lebih banyak, sedangkan tulangan pokok dengan jumlah paling sedikit adalah jembatan dengan tinggi busur 12 m, hal ini karena momen yang dihasilkan jembatan 10 m lebih besar dibandingkan dengan yang lain. Sedangkan untuk hasil rekapitulasi desain tulangan lentur tumpuan dan lapangan pada balok B2 dapat dilihat pada Tabel 5.16 dan Tabel 5.17.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Tumpuan Balok B2

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Mt- (Ton.m)	Mt+ (Ton.m)	Mkap- (Ton.m)	Mkap+ (Ton.m)
10 m	70 x 35	7 D16	3 D16	29.516	27.814	40.577	31.647
11 m	70 x 35	7 D16	4 D16	29.521	27.619	40.618	30.966
12 m	70 x 35	7 D16	4 D16	29.521	27.619	40.618	30.966

Tabel 5.17 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Lapangan Balok B2

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Mt- (Ton.m)	Mt+ (Ton.m)	Mkap- (Ton.m)	Mkap+ (Ton.m)
10 m	70 x 35	6 D16	3 D16	27.188	25.470	30.641	35.031
11 m	70 x 35	5 D16	3 D16	26.420	21.400	29.453	29.427
12 m	70 x 35	5 D16	3 D16	26.420	21.400	29.453	29.427

Tabel 5.16 dan Tabel 5.17 menunjukkan tulangan tekan daerah tumpuan balok B2 dengan ketinggian 10 m memerlukan jumlah tulangan yang lebih sedikit dibandingkan dengan yang lain, namun pada daerah lapangan tulangan tariknya lebih banyak dibandingkan yang lain. Sedangkan untuk hasil rekapitulasi desain tulangan lentur tumpuan dan lapangan pada balok B3 dapat dilihat pada Tabel 5.18 dan Tabel 5.19.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Tumpuan Balok B3

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Mt- (Ton.m)	Mt+ (Ton.m)	Mkap- (Ton.m)	Mkap+ (Ton.m)
10 m	60 x 30	4 D16	3 D16	14.299	18.776	19.615	20.726
11 m	60 x 30	4 D16	3 D16	14.299	18.776	19.615	20.726
12 m	60 x 30	4 D16	3 D16	14.299	18.776	19.615	20.726

Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Lapangan Balok B3

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan Tarik	Tulangan Tekan	Mt- (Ton.m)	Mt+ (Ton.m)	Mkap- (Ton.m)	Mkap+ (Ton.m)
10 m	60 x 30	4 D16	3 D16	18.776	14.299	20.726	19.615
11 m	60 x 30	4 D16	3 D16	18.776	14.299	20.726	19.615
12 m	60 x 30	4 D16	3 D16	18.776	14.299	20.726	19.615

Tabel 5.18 dan Tabel 5.19 menunjukkan jumlah tulangan pokok B3 sama dengan ketiga variasi ketinggian busur jembatan, baik di daerah tumpuan maupun lapangan.

3. Perencanaan penulangan geser balok

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya geser akibat beban gravitasi pada balok B1 dengan berbagai ketinggian busur dapat dilihat pada Tabel 5.20 sampai Tabel 5.22

Tabel 5.20 Rekapitulasi Gaya Geser Balok B1 Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)							
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Beban Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	Beban Mati (Vd)	Beban Hidup (Vl)
B1a	18.691	2.089	7.168	0.453	9.773	1.682	20.781	19.076
B1b	12.217	1.413	4.522	0.272	8.291	1.384	13.630	14.469
B1c	10.545	1.496	3.716	0.530	6.552	1.422	12.041	12.220
B1d	9.170	1.458	4.812	0.521	4.848	1.403	10.628	11.584
B1e	8.487	1.396	5.829	0.424	2.986	1.372	9.883	10.611
B1f	7.957	1.273	7.382	0.171	1.006	1.311	9.230	9.869
B1f	7.957	1.273	7.382	0.171	1.006	1.311	9.230	9.869
B1e	8.487	1.396	5.829	0.424	2.986	1.372	9.883	10.611
B1d	9.170	1.458	4.812	0.521	4.848	1.403	10.628	11.584
B1c	10.545	1.496	3.716	0.530	6.552	1.422	12.041	12.220
B1b	12.217	1.413	4.522	0.272	8.291	1.384	13.630	14.469

B1a	18.691	2.089	7.168	0.453	9.773	1.682	20.781	19.076
-----	--------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------

Tabel 5.21 Rekapitulasi Gaya Geser Balok B1 Tinggi Busur 11m

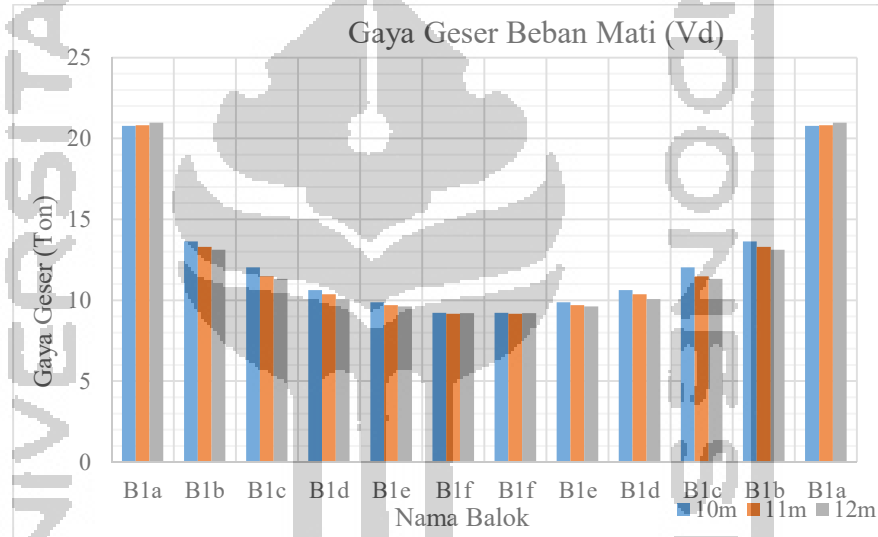
Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)							
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Beban Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	Beban Mati (Vd)	Beban Hidup (VI)
B1a	18.766	2.048	7.106	0.585	9.039	1.662	20.815	18.392
B1b	11.913	1.381	4.486	0.212	7.653	1.368	13.294	13.719
B1c	10.006	1.467	3.677	0.538	6.029	1.408	11.473	11.651
B1d	8.913	1.463	4.796	0.600	4.449	1.405	10.376	11.251
B1e	8.291	1.409	5.914	0.535	2.724	1.378	9.700	10.551
B1f	7.884	1.281	7.426	0.228	0.910	1.315	9.165	9.879
B1f	7.884	1.281	7.426	0.228	0.910	1.315	9.165	9.879
B1e	8.291	1.409	5.914	0.535	2.724	1.378	9.700	10.551
B1d	8.913	1.463	4.796	0.600	4.449	1.405	10.376	11.251
B1c	10.006	1.467	3.677	0.538	6.029	1.408	11.473	11.651
B1b	11.913	1.381	4.486	0.212	7.653	1.368	13.294	13.719
B1a	18.766	2.048	7.106	0.585	9.039	1.662	20.815	18.392

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Gaya Geser Balok B1 Tinggi Busur 12m

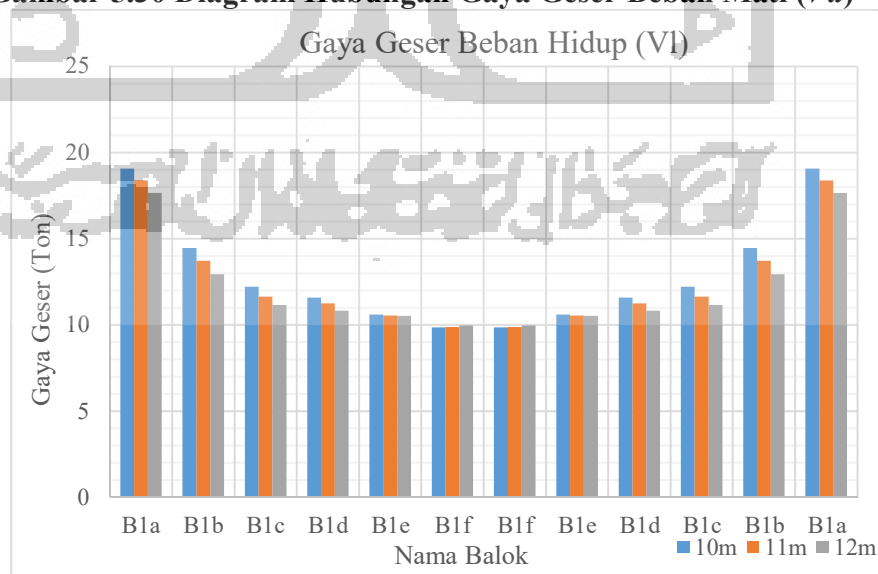
Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)							
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Beban Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	Beban Mati (Vd)	Beban Hidup (VI)
B1a	18.968	2.013	7.073	0.714	8.229	1.644	20.981	17.660
B1b	11.760	1.358	4.481	0.151	6.954	1.357	13.118	12.943
B1c	9.849	1.466	3.740	0.556	5.457	1.407	11.315	11.161
B1d	8.617	1.462	4.729	0.682	4.008	1.405	10.079	10.824
B1e	8.192	1.435	6.035	0.679	2.424	1.392	9.628	10.529
B1f	7.900	1.303	7.545	0.311	0.798	1.325	9.203	9.979
B1f	7.900	1.303	7.545	0.311	0.798	1.325	9.203	9.979
B1e	8.192	1.435	6.035	0.679	2.424	1.392	9.628	10.529
B1d	8.617	1.462	4.729	0.682	4.008	1.405	10.079	10.824
B1c	9.849	1.466	3.740	0.556	5.457	1.407	11.315	11.161
B1b	11.760	1.358	4.481	0.151	6.954	1.357	13.118	12.943

B1a	18.968	2.013	7.073	0.714	8.229	1.644	20.981	17.660
-----	--------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan hasil gaya geser beban mati (V_d) tertinggi terdapat di jembatan dengan tinggi busur 12 m, dan terkecil terdapat pada ketinggian busur 10 m. Namun nilai gaya geser beban hidup (V_l) terkecil terdapat pada jembatan dengan ketinggian busur 12 m, dan terbesar terdapat pada ketinggian busur 10 m. Diagram perbandingan gaya geser beban mati (V_d) dapat dilihat pada Gambar 5.30. Dan diagram perbandingan gaya geser beban hidup (V_l) dapat dilihat pada Gambar 5.31.



Gambar 5.30 Diagram Hubungan Gaya Geser Beban Mati (V_d)



Gambar 5.31 Diagram Hubungan Gaya Geser Beban Hidup (V_l)

Dari kedua diagram di atas menunjukkan bahwa semakin ke tepi bentang gaya geser yang terjadi semakin besar, hal ini menunjukkan distribusi gaya geser dari tengah bentang jembatan menuju ke tepi bentang jembatan.

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya geser pada balok B2 dan B3 dengan berbagai ketinggian busur dapat dilihat pada Tabel 5.23 dan Tabel 5.24.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Gaya Geser Balok B2

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)							
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Beban Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	Beban Mati (Vd)	Beban Hidup (Vl)
10m	5.105	1.317	15.406	10.591	15.407	0.364	6.422	41.768
11m	5.088	1.322	15.474	10.777	14.225	0.355	6.409	40.831
12m	5.072	1.329	15.565	10.827	12.924	0.347	6.401	39.663

Tabel 5.24 Rekapitulasi Gaya Geser Balok B3

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)							
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Beban Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	Beban Mati (Vd)	Beban Hidup (Vl)
10m	3.633	1.286	3.593	0.412	3.204	0.006	4.919	7.215
11m	3.615	1.286	3.588	0.413	2.956	0.005	4.901	6.962
12m	3.603	1.287	3.585	0.415	2.684	0.005	4.890	6.689

Dari kedua tabel di atas menunjukkan hasil analisis gaya geser pada setiap ketinggian busur jembatan semakin tinggi busur jembatan semakin kecil gaya geser yang terjadi.

Berikut merupakan perhitungan untuk mendapatkan tulangan geser pada balok B1.

$$VD = 20,781 \text{ Ton}$$

$$VL = 19,076 \text{ Ton}$$

Dari hasil desain didapat :

$$M_{kap}^{(-)} = 107,807 \text{ Tm}$$

$$M_{kap}^{(+)} = 52,721 \text{ Tm}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa} = 254,842 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 3975,535 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,75$$

$$L_{B1} = 5 \text{ m}$$

$$L_n = L_{B1} - (0,5 \times B. \text{ kolom kiri}) - (0,5 \times B. \text{ kolom kanan})$$

$$= 5 - (0,5 \times 1) - (0,5 \times 1)$$

$$= 4 \text{ m}$$

$$b_{\text{balok}} = 45 \text{ cm}$$

$$h_{t \text{ balok}} = 90 \text{ cm}$$

$$h = h_t - (Sb + \phi_{\text{sengkang}} + \phi_{\text{pokok}} + \frac{2,5}{2})$$

$$= 90 - (4 + 1,3 + 1,6 + \frac{2,5}{2})$$

$$= 81,85 \text{ cm}$$

$$h' = h_t - (Sb + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{\phi_{\text{pokok}}}{2})$$

$$= 90 - (4 + 1,3 + \frac{1,6}{2})$$

$$= 83,9 \text{ cm}$$

$$H_{\text{rata-rata}} = \frac{h+h'}{2}$$

$$= \frac{81,85 + 83,9}{2}$$

$$= 82,875 \text{ cm}$$

$$V_g = \frac{1,2 V_d + V_l}{\phi_{\text{geser}}}$$

$$= \frac{1,2 \times 20,781 + 19,076}{0,75}$$

$$= 58,684 \text{ T}$$

$$V_e = \frac{M_{\text{kap}+}}{L_n \times \phi_{\text{geser}}} + \frac{M_{\text{kap}-}}{L_n \times \phi_{\text{geser}}}$$

$$= \frac{52,721}{4 \times 0,75} + \frac{107,807}{4 \times 0,75}$$

$$= 53,509 \text{ T} < V_g = 58,684$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times \text{Hrata-rata} \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{254,842} \times 45 \times 82,875 \\
 &= 31,680 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu1 &= V_g + V_e \\
 &= 58,684 + 53,509 \\
 &= 112,193 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu2 &= \frac{Vu1 \times \left(\frac{(V_g + V_e) \times Ln}{2 \times V_g} \right) - (2 \times \text{Hrata-rata})}{\left(\frac{(V_g + V_e) \times Ln}{2 \times V_g} \right)} \\
 &= \frac{112,193 \times (3,824 - 1,658)}{3,824} \\
 &= 63,559 \text{ T}
 \end{aligned}$$

a. Daerah sendi plastis

Digunakan tulangan D13 dengan jumlah kaki sebanyak 2 buah

$$\begin{aligned}
 Vs1 &= Vu1 - V_c \\
 &= 112,193 - 31,680 \\
 &= 80,513 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Av &= n \times 0,25 \times \pi \times \emptyset \text{sengkang}^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 0,314 \times 1,3^2 \\
 &= 2,655 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Sperlu} &= \frac{Av \times f_y \times \text{Hrata-rata}}{Vs1} \\
 &= \frac{2,655 \times 3975,535 \times 82,875}{80,513}
 \end{aligned}$$

$$= 10,863 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{min1} &= \frac{\text{Hrata-rata}^2}{4} \\
 &= \frac{82,875^2}{4}
 \end{aligned}$$

$$= 20,719 \text{ cm}$$

$$S_{min2} = 8 \times \emptyset \text{pokok}$$

$$= 8 \times 1,6$$

$$= 12,8 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min } 3} = 24 \times \text{Øsengkang}$$

$$= 24 \times 1,3$$

$$= 31,2 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min } 4} = 30 \text{ cm}$$

Maka diambil $S = 10 \text{ cm}$.

$$V = 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b \times \text{hrata-rata}$$

$$= 0,33 \times \sqrt{254,842} \times 45 \times 82,875$$

$$= 62,726 \text{ T}$$

Karena $V < V_{s1}$, maka S pakai = $0,5 \times S$ ambil

$$S_{\text{pakai}} = 0,5 \times S$$

$$= 0,5 \times 10$$

$$= 5 \text{ cm.}$$

b. Daerah luar sendi plastis

Digunakan tulangan D13 dengan jumlah kaki sebanyak 2 buah

$$V_{s2} = V_{u2} - V_c$$

$$= 63,559 - 31,680$$

$$= 31,879 \text{ T}$$

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times \text{Øsengkang}^2$$

$$= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 1,3^2$$

$$= 2,655 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_v \times f_y \times \text{Hrata-rata}}{V_{s2}}$$

$$= \frac{2,655 \times 3975,535 \times 82,875}{31,879}$$

$$= 10,863 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min } 1} = \frac{\text{Hrata-rata}^2}{4}$$

$$= \frac{82,875^2}{4}$$

$$= 20,719 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} S_{min 2} &= 8 \times \emptyset_{pokok} \\ &= 8 \times 1,6 \\ &= 12,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{min 3} &= 24 \times \emptyset_{sengkang} \\ &= 24 \times 1,3 \\ &= 31,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$S_{min 4} = 30 \text{ cm}$$

Maka diambil $S = 10 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned} V &= 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b \times \text{hrata-rata} \\ &= 0,33 \times \sqrt{254,842} \times 45 \times 82,875 \\ &= 62,726 \text{ T} \end{aligned}$$

Karena $V > V_{s2}$, maka S pakai = S ambil
 S pakai = 10 cm.

Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil dari desain tulangan geser balok terdapat pada tabel 5.25 sampai Tabel 5.27 berikut.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok B1

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Jarak Sengkang	
		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
10 m	90 x 45	2 D13-50	2 D13-100
11 m	90 x 45	2 D13-50	2 D13-100
12 m	90 x 45	2 D13-50	2 D13-100

Tabel 5.26 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok B2

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Jarak Sengkang	
		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
10 m	70 x 35	3 D13-50	3 D13-100
11 m	70 x 35	3 D13-50	3 D13-100
12 m	70 x 35	3 D13-50	3 D13-100

Tabel 5.27 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok B3

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Jarak Sengkang	
		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
10 m	60 x 30	2 Ø10-100	2 Ø10-100
11 m	60 x 30	2 Ø10-100	2 Ø10-100
12 m	60 x 30	2 Ø10-100	2 Ø10-100

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan bahwa tulangan geser yang digunakan setiap penampang balok dengan ketiga variasi ketinggian busur memerlukan tulangan geser dengan diameter dan jarak tulangan yang sama.

5.4.3 Hasil Analisis Struktur Kolom Tegak

Berdasarkan hasil analisis struktur kolom jembatan, rekapitulasi momen M2 dan M3 kolom K hasil dari analisis SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.28 dan Tabel 5.29 berikut.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Momen M2 Jembatan Kolom K

Nama Elemen	Tinggi Busur Jembatan (Ton.m)		
	10 m	11 m	12 m
K1	5.076	5.473	5.798
K2	6.697	6.774	6.872
K3	8.055	8.263	8.512

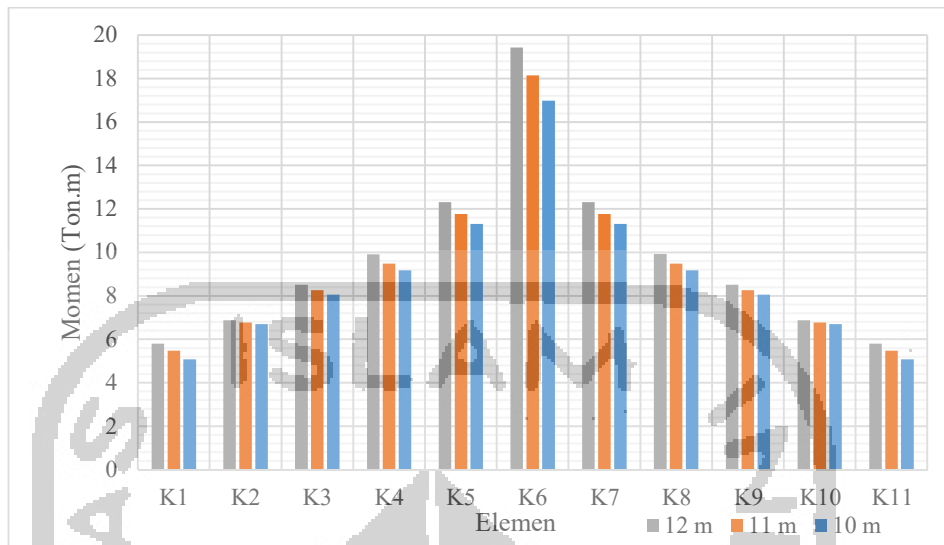
Lanjutan Tabel 5.28 Rekapitulasi Momen M2 Jembatan Kolom K

Nama Elemen	Tinggi Busur Jembatan (Ton.m)		
	10 m	11 m	12 m
K4	9.171	9.490	9.907
K5	11.310	11.771	12.309
K6	16.981	18.145	19.429
K7	11.310	11.771	12.307
K8	9.170	9.489	9.927
K9	8.054	8.261	8.508
K10	6.696	6.772	6.869
K11	5.076	5.473	5.798

Tabel 5.29 Rekapitulasi Momen M3 Jembatan Kolom K

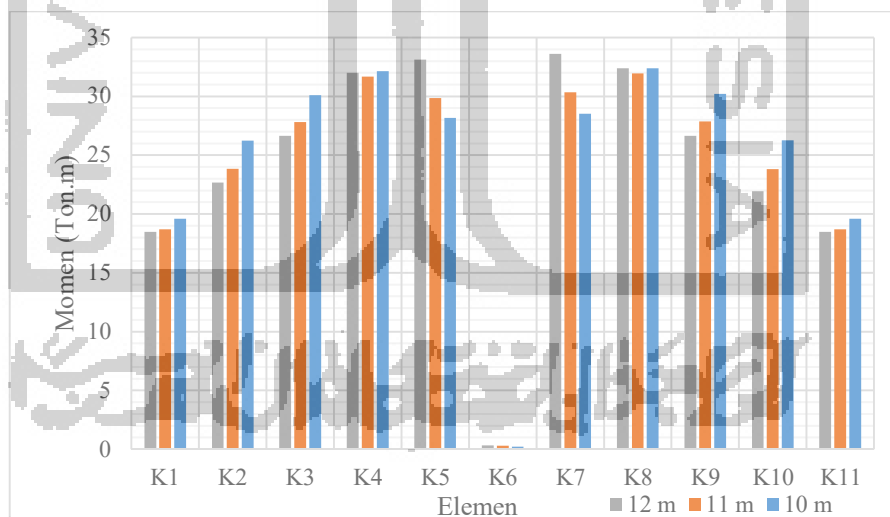
Nama Elemen	Tinggi Busur Jembatan (Ton.m)		
	10 m	11 m	12 m
K1	19.595	18.688	18.486
K2	26.241	23.837	22.660
K3	30.099	27.815	26.646
K4	32.136	31.685	32.015
K5	28.158	29.870	33.123
K6	0.217	0.288	0.336
K7	28.533	30.342	33.625
K8	32.387	31.953	32.391
K9	30.223	27.879	26.639
K10	26.274	23.814	21.947
K11	19.585	18.689	18.486

Dari tabel diatas menunjukkan momen M2 kolom K terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 12 m dari semua variasi ketinggian busur jembatan. Sedangkan momen M3 kolom K dengan momen terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m. Diagram hubungan momen M2 kolom K dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut.



Gambar 5.32 Diagram Hubungan Momen M2 Kolom K

Pada Gambar 5.32 menunjukkan momen kolom K semakin ke tengah bentang jembatan momen M2 akan semakin besar, sebaliknya semakin ke tepi bentang jembatan nilai momen M2 akan semakin kecil. Sedangkan diagram hubungan momen M3 kolom K dapat dilihat pada Gambar 5.33 berikut.



Gambar 5.33 Diagram Hubungan Momen M3 Kolom K

Pada Gambar 5.33 diketahui momen M3 kolom K pada tengah bentang jembatan memiliki nilai momen terkecil.

Sebelum mendesain tulangan kolom maka perlu mengetahui gaya aksial kolom akibat gravitasi ($N_{g,k}$) dan momen kapasitas balok di tepi muka kolom

(M_u, k). Rekapitulasi gaya aksial kolom K akibat beban gravitasi hasil dari analisis SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.30 sampai Tabel 5.32 berikut.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Gaya Aksial Jembatan Kolom K Tinggi 10 m

Nama Elemen	Gaya Aksial (Ton)				Ng,k
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Pejalan Kaki	
K1	52.426	4.306	11.479	2.030	70.241
K2	55.551	4.722	12.737	2.246	75.256
K3	51.852	4.572	12.884	2.172	71.480
K4	49.889	4.523	12.330	2.157	68.900
K5	48.207	4.444	12.425	2.124	67.200
K6	47.692	4.413	25.082	2.112	79.300
K7	48.207	4.444	12.425	2.124	67.200
K8	49.889	4.523	12.330	2.157	68.900
K9	51.852	4.572	12.451	2.172	71.047
K10	55.551	4.722	12.737	2.246	75.256
K11	52.426	4.306	11.479	2.030	70.241

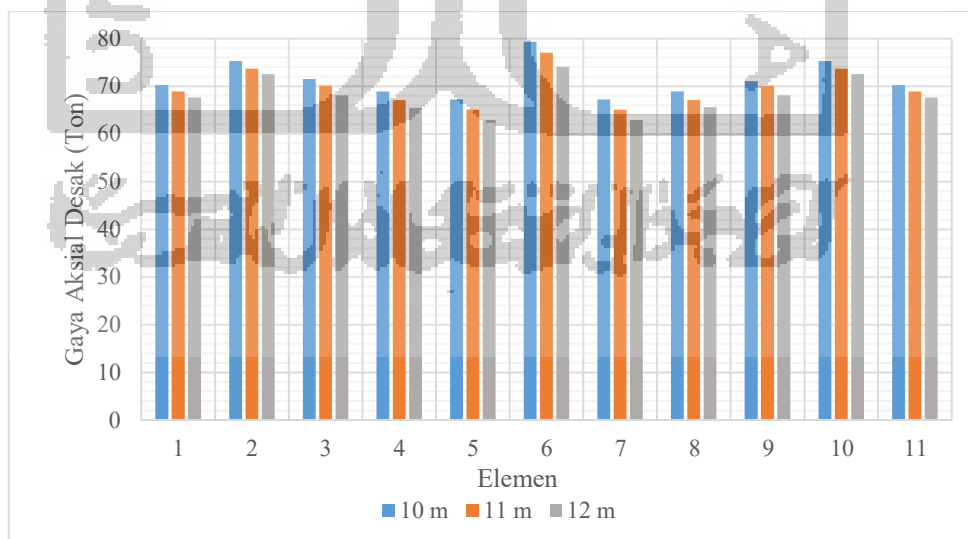
Tabel 5.31 Rekapitulasi Gaya Aksial Jembatan Kolom K Tinggi 11 m

Nama Elemen	Gaya Aksial (Ton)				Ng,k
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Pejalan Kaki	
K1	51.035	4.320	11.523	2.039	68.916
K2	53.881	4.735	12.762	2.256	73.633
K3	50.691	4.613	12.585	2.198	70.087
K4	47.951	4.529	12.448	2.169	67.096
K5	46.169	4.432	12.348	2.130	65.079
K6	45.620	4.389	24.883	2.112	77.004
K7	46.169	4.432	12.348	2.130	65.079
K8	47.951	4.529	12.448	2.169	67.096
K9	50.691	4.613	12.585	2.198	70.087
K10	53.881	4.735	12.762	2.256	73.633
K11	51.035	4.320	11.523	2.039	68.916

Tabel 5.32 Rekapitulasi Gaya Aksial Jembatan Kolom K Tinggi 12 m

Nama Elemen	Gaya Aksial (Ton)				Ng,k
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Pejalan Kaki	
K1	49.688	4.336	11.573	2.049	67.646
K2	52.640	4.766	12.837	2.275	72.519
K3	48.709	4.612	12.581	2.205	68.107
K4	46.254	4.547	12.465	2.189	65.455
K5	44.073	4.412	12.284	2.135	62.904
K6	43.153	4.328	24.476	2.100	74.057
K7	44.073	4.412	12.284	2.135	62.904
K8	46.254	4.547	12.635	2.189	65.625
K9	48.709	4.612	12.581	2.205	68.107
K10	52.640	4.766	12.837	2.275	72.519
K11	49.688	4.336	11.573	2.049	67.646

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan gaya aksial kolom K terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m dari semua variasi ketinggian busur jembatan. Sedangkan gaya aksial kolom K dengan gaya aksial terkecil adalah jembatan dengan ketinggian busur 12 m. Semakin tinggi busur jembatan maka beban gravitasinya akan semakin mengecil. Diagram hubungan gaya aksial kolom K dapat dilihat pada Gambar 5.34 berikut.

**Gambar 5.34 Diagram Hubungan Gaya Aksial Kolom K**

Pada gambar 5.34 diagram gaya aksial kolom K akibat beban gravitasi terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m. Pada kolom K_6 merupakan gaya aksial tertinggi di semua variasi tinggi busur jembatan.

5.4.4 Perencanaan Penulangan Kolom Tegak

Berdasarkan prinsip struktur daktail, maka kolom harus lebih kuat daripada balok. Untuk merencanakan penulangan kolom harus mengetahui momen maksimum yang dapat ditahan oleh balok dan momen hasil analisa struktur dari SAP2000.

1. Momen ultimit kolom

Diketahui penampang:

$$\begin{aligned}
 H_{\text{kolom}} (Hk) &= 11,444\text{m} \\
 H_{\text{kolom}} (Hc) &= 1\text{ m} \\
 \text{Lebar kolom } (bc) &= 0,5\text{ m} \\
 \text{Lebar balok } (b) &= 0,45\text{m} \\
 \text{Tinggi balok } (ht) &= 0,9\text{ m} \\
 \text{Faktor pembesar dinamik } (\phi) &= 1,3 \\
 \text{Faktor reduksi kekuatan } (\varnothing) &= 0,7 \\
 M_{\text{kap.ka}} &= 107,807\text{ Tm} \\
 M_{\text{kap.ki}} &= 107,807\text{ Tm} \\
 Hk' &= Hk - Hc \\
 &= 11,444 - 0,9 = 10,544\text{ m} \\
 Ln_{\text{.balok.ka}} (lbi') &= L_{\text{.balok.ka}} - (1/2.bc + 1/2.bc) \\
 &= 5 - (1/2.1 + 1/2.1) \\
 &= 4\text{ m} \\
 Ln_{\text{.balok.ki}} (lba') &= L_{\text{.balok.ki}} - (1/2.bc + 1/2.bc) \\
 &= 5 - (1/2.1 + 1/2.1) \\
 &= 4\text{ m} \\
 EIa &= (1/12.b.ht^3) \\
 &= (1/12.0,45.0,9^3) = 0,01\text{ m}^4 \\
 ELi &= (1/12.b.ht^3) \\
 &= (1/12.0,45.0,9^3) = 0,01\text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Faktor distribusi momen ke kolom

$$\alpha_a = \frac{Ela/ha}{\frac{Ela}{ha} + \frac{Elb}{hb}}$$

$$= \frac{0,01/2,75}{\frac{0,01}{2,75} + \frac{0,01}{2,75}}$$

$$= 0,5$$

$$Mu,ka = \frac{h_a'}{h_a} \cdot \omega \cdot \alpha_a \cdot \varphi \cdot \left(\frac{lb_i}{lb_i'} \cdot M_{kap,i} + \frac{lb_a}{lb_a'} \cdot M_{kap,a} \right)$$

$$= \frac{10,244}{11,444} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{5}{4} \cdot 107,807 + \frac{5}{4} \cdot 107,807 \right)$$

$$= 112,986 \text{ T.m}$$

$$Mn,ka = 112,986/0,9 = 125,540 \text{ Ton.m}$$

Setelah mendapatkan momen kolom akibat balok (Mu,k), kemudian membandingkan antara Mu,k dengan momen kolom dari hasil analisis SAP2000. Hasil momen yang terbesar yang digunakan untuk merencanakan penulangan kolom. Rekapitulasi hasil perbandingan momen kolom K akibat balok dan hasil SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.33 sampai Tabel 5.35 berikut.

Tabel 5. 33 Rekapitulasi Momen Kolom K Tinggi 10m

Nama Elemen	Momen M2 SAP2000 (t.m)	Momen M3 SAP2000 (t.m)	Mu,k M2 (t.m)	Mu,k M3 (t.m)	Mn,k M2 (t.m)	Mn,k M3 (t.m)
K1	5.076	19.595	112.986	79.254	125.540	88.059
K2	6.697	26.241	110.291	77.363	122.545	85.959
K3	8.055	30.099	106.864	74.959	118.737	83.288
K4	9.171	32.136	102.961	72.221	114.401	80.246
K5	11.310	28.158	99.531	69.816	110.590	77.573
K6	16.981	0.217	98.104	68.815	109.005	76.461
K7	11.310	28.533	99.531	69.816	110.590	77.573
K8	9.170	32.387	102.961	72.221	114.401	80.246
K9	8.054	30.223	106.864	74.959	118.737	83.288
K10	6.696	26.274	110.291	77.363	122.545	85.959
K11	5.076	19.585	112.986	79.254	125.540	88.059

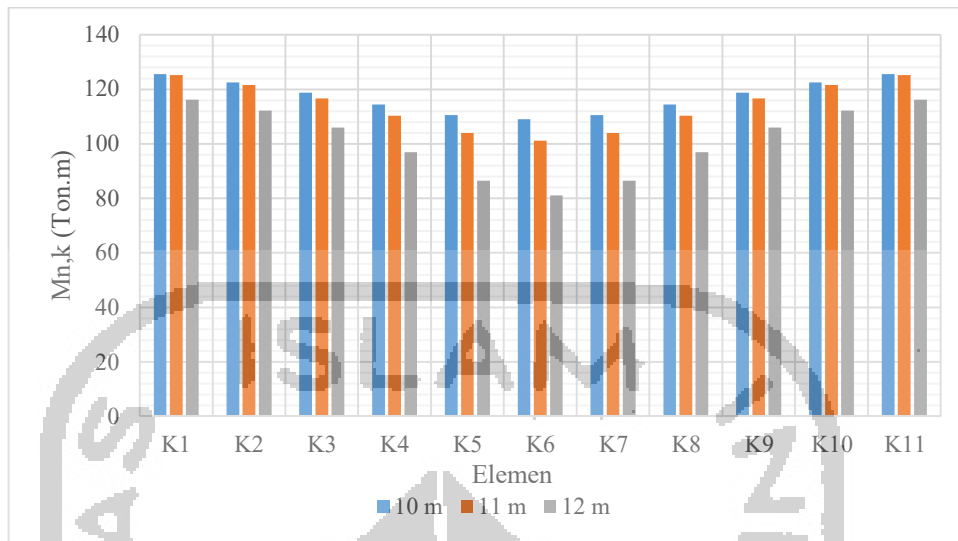
Tabel 5.34 Rekapitulasi Momen Kolom K Tinggi 11 m

Nama Elemen	Momen M2 SAP2000 (t.m)	Momen M3 SAP2000 (t.m)	Mu,k M2 (t.m)	Mu,k M3 (t.m)	Mn,k M2 (t.m)	Mn,k M3 (t.m)
K1	5.473	18.688	112.722	79.277	125.247	88.086
K2	6.774	23.837	109.474	76.993	121.638	85.548
K3	8.263	27.815	104.961	73.819	116.624	82.021
K4	9.490	31.685	99.257	69.807	110.286	77.564
K5	11.771	29.870	93.632	65.851	104.036	73.168
K6	18.145	0.288	91.097	64.068	101.219	71.187
K7	11.771	30.342	93.632	65.851	104.036	73.168
K8	9.489	31.953	99.257	69.807	110.286	77.564
K9	8.261	27.879	104.961	73.819	116.624	82.021
K10	6.772	23.814	109.474	76.993	121.638	85.548
K11	5.473	18.689	112.722	79.277	125.247	88.086

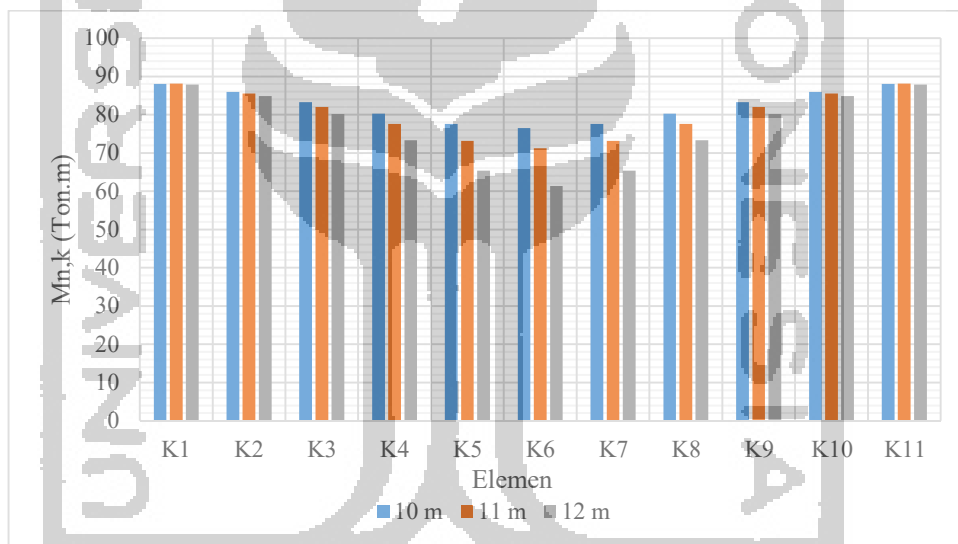
Tabel 5. 35 Rekapitulasi Momen Kolom K Tinggi 12m

Nama Elemen	Momen M2 SAP2000 (t.m)	Momen M3 SAP2000 (t.m)	Mu,k M2 (t.m)	Mu,k M3 (t.m)	Mn,k M2 (t.m)	Mn,k M3 (t.m)
K1	5.798	18.486	104.580	79.080	116.200	87.867
K2	6.872	22.660	100.951	76.336	112.168	84.818
K3	8.512	26.646	95.392	72.133	105.991	80.147
K4	9.907	32.015	87.275	65.995	96.973	73.328
K5	12.309	33.123	77.822	58.847	86.469	65.385
K6	19.429	0.336	72.996	55.197	81.106	61.330
K7	12.307	33.625	77.822	58.847	86.469	65.385
K8	9.927	32.391	87.275	65.995	96.973	73.328
K9	8.508	26.639	95.392	72.133	105.991	80.147
K10	6.869	21.947	100.951	76.336	112.168	84.818
K11	5.798	18.486	104.580	79.080	116.200	87.867

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan bahwa momen ultimit kolom (Mu,k) terbesar terdapat pada jembatan dengan ketinggian busur 10 m, dan momen ultimit kolom (Mu,k) terkecil terdapat pada jembatan dengan ketinggian busur 12 m. Diagram hubungan momen Mn,k M2 dan M3 kolom K dapat dilihat pada Gambar 5.35 dan Gambar 5.36.



Gambar 5.35 Diagram Hubungan Momen $M_{n,k}$ M2 Kolom K



Gambar 5.36 Diagram Hubungan Momen $M_{n,k}$ M3 Kolom K

Pada gambar di atas menunjukkan nilai momen kolom ($M_{n,k}$) semakin ke tengah bentang jembatan semakin kecil, dan semakin ke tepi bentang jembatan momen kolom ($M_{n,k}$) semakin besar.

2. Gaya aksial kolom ($N_{u,k}$)

Dari gaya aksial beban gravitasi kolom ($N_{g,k}$), kemudian mencari gaya aksial yang bekerja pada kolom berdasarkan kapasitas momen balok.

$$N_{u,ki} = R_v \cdot 0,7 \cdot \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{(\sum M_{kap,i})i}{L_i} + \frac{(\sum M_{kap,a})a}{L_a} \right\} + 1,05 \cdot N_{g,k}$$

$$= 0,9 \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{107,807}{5} + \frac{107,807}{5} \right) + 1,05 \cdot 70,241$$

$$= 100,921 \text{ Ton}$$

$$P_n = \frac{N_{u,k}}{0,65}$$

$$= \frac{100,921}{0,65}$$

$$= 155,263 \text{ Ton}$$

Hasil rekapitulasi dari gaya aksial (P_n) kolom K dapat dilihat pada Tabel 5.36 sampai Tabel berikut.

Tabel 5.36 Rekapitulasi Gaya Aksial (P_n) Jembatan Kolom K Tinggi 10m

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
K1	70.241	100.921	155.263
K2	75.256	106.186	163.364
K3	71.480	102.221	157.264
K4	68.900	99.512	153.095
K5	67.200	97.728	150.350
K6	79.300	110.432	169.896
K7	67.200	97.728	150.350
K8	68.900	99.512	153.095
K9	71.047	101.766	156.564
K10	75.256	106.186	163.364
K11	70.241	100.921	155.263

Tabel 5.37 Rekapitulasi Gaya Aksial (P_n) Jembatan Kolom K Tinggi 11m

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
K1	68.916	99.555	153.162
K2	73.633	104.508	160.782
K3	70.087	100.784	155.053
K4	67.096	97.644	150.221
K5	65.079	95.526	146.964
K6	77.004	108.047	166.227
K7	65.079	95.526	146.964
K8	67.096	97.644	150.221

**Lanjutan Tabel 5.37 Rekapitulasi Gaya Aksial (P_n) Jembatan Kolom K
Tinggi 11m**

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
K9	70.087	100.784	155.053
K10	73.633	104.508	160.782
K11	68.916	99.555	153.162

Tabel 5.38 Rekapitulasi Gaya Aksial (P_n) Jembatan Kolom K Tinggi 12m

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
K1	67.646	98.222	151.110
K2	72.519	103.338	158.982
K3	68.107	98.706	151.855
K4	65.455	95.921	147.570
K5	62.904	93.242	143.449
K6	74.057	104.953	161.466
K7	62.904	93.242	143.449
K8	65.625	96.099	147.845
K9	68.107	98.706	151.855
K10	72.519	103.338	158.982
K11	67.646	98.222	151.110

Berikut ini merupakan diagram interaksi antara hasil gaya aksial desak kolom K dengan ketiga variasi ketinggian busur jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 5.37.

$$= 4,909 \text{ cm}^2$$

Tulangan sengkang P13, selimut beton = 4 cm,

Tulangan pokok kolom diperkirakan 1 lapis dengan 6 buah tulangan,

$$A_s = A_s'$$

$$= n \times A_d$$

$$= 6 \times 4,909$$

$$= 29,452 \text{ cm}^2$$

$$d = d'$$

$$= S_b + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ pokok}$$

$$= 4 + 1,3 + \left(\frac{1}{2} \times 2,5\right)$$

$$= 6,55 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d$$

$$= 100 - 6,55$$

$$= 93,45 \text{ cm}$$

1. Kondisi Patah Berimbang (*Balance*)

$$cb = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \times h$$

$$= \frac{0,003}{0,003 + 0,00189} \times 93,45$$

$$= 57,281 \text{ cm}$$

$$ab = 0,85 \times cb$$

$$= 0,85 \times 57,066$$

$$= 48,689 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{57,066 - 6,9}{57,066} \times 0,003$$

$$= 0,00264 \geq \epsilon_y = 0,00189$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_s = \frac{h - cb}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{93,45 - 57,281}{57,281} \times 0,003$$

$$= 0,00189 \geq \varepsilon_y = 0,00189$$

Baja tarik sudah leleh $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} C_{cb} &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 255 \times 48,689 \times 50 \\ &= 527666,202 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{sb} &= A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \\ &= 29,452 \times (3978 - 0,85 \times 255) \\ &= 110777,957 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{sb} &= A_s \times f_y \\ &= 29,452 \times 3978 \\ &= 117161,771 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \\ &= 527666,202 + 110777,957 - 117161,771 \\ &= 521282,388 \text{ kg} \\ &= 521,282 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_{cb} \times \left(\frac{ht}{2} - \frac{ab}{2}\right) + C_{sb} \times \left(\frac{ht}{2} - d'\right) + T_{sb} \times \left(\frac{ht}{2} - d\right) \\ &= 527666,202 \times \left(\frac{100}{2} - \frac{48,689}{2}\right) + 110777,957 \times \left(\frac{100}{2} - 6,55\right) + 117161,771 \times \\ &\quad \left(\frac{100}{2} - 6,55\right) \\ &= 23441541,75 \text{ kgcm} \\ &= 234,415 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0,7 \times P_n \\ &= 0,7 \times 521,282 \\ &= 364,898 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0,7 \times M_n \\ &= 0,7 \times 234,415 \\ &= 164,091 \text{ Tm} \end{aligned}$$

2. Kondisi Patah Desak

Agar terjadi kondisi patah desak, maka diambil faktor pengali $C_b > 1$.

Digunakan faktor pengali = 1,1

$$c = 1,1 \times cb$$

$$= 1,1 \times 57,281$$

$$= 63,009 \text{ cm}$$

$$a = 0,85 \times c$$

$$= 0,85 \times 63,009$$

$$= 53,558 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s' &= \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \\ &= \frac{63,009 - 6,55}{63,009} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,00269 > \varepsilon_y = 0,00189$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{h - c}{c} \times \varepsilon_c \\ &= \frac{93,45 - 63,009}{63,009} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,00145 < \varepsilon_y = 0,00189$$

Baja tarik belum leleh, $f_s = \varepsilon_s \times E_s = 3045 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 255 \times 53,558 \times 50 \\ &= 580432,823 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \\ &= 29,452 \times (3978 - 0,85 \times 255) \\ &= 110777,957 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times F_s \\ &= 29,452 \times 3045 \end{aligned}$$

$$= 89642,49 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 580432,823 + 110777,957 - 89642,49 \end{aligned}$$

$$= 601568,29 \text{ kg}$$

$$= 601,568 \text{ T}$$

$$M_n = C_c \times \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{ht}{2} - d'\right) + T_s \times \left(\frac{ht}{2} - d\right)$$

$$= 580432,823 \times \left(\frac{100}{2} - \frac{53,558}{2}\right) + 110777,957 \times \left(\frac{100}{2} - 6,55\right) + 89642,49$$

$$\begin{aligned}
 & \times \left(\frac{100}{2} - 6,55 \right) \\
 & = 22186552,62 \text{ kgcm} \\
 & = 221,866 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi Pn & = 0,7 \times Pn \\
 & = 0,7 \times 601,568 \\
 & = 421,098 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi Mn & = 0,7 \times Mn \\
 & = 0,7 \times 221,866 \\
 & = 155,306 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

3. Kondisi Patah Tarik

Agar terjadi kondisi patah tarik, maka diambil faktor pengali $Cb < 1$

Digunakan faktor pengali = 0,9

$$\begin{aligned}
 c & = 0,9 \times cb \\
 & = 0,9 \times 57,281 \\
 & = 51,553 \text{ cm} \\
 a & = 0,85 \times c \\
 & = 0,85 \times 51,553 \\
 & = 43,82 \text{ cm} \\
 \epsilon_s' & = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \\
 & = \frac{51,553 - 6,55}{51,553} \times 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,00262 > \epsilon_y = 0,00189$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s & = \frac{h - c}{c} \times \epsilon_c \\
 & = \frac{93,45 - 51,553}{51,553} \times 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,00244 > \epsilon_y = 0,00189$$

Baja tarik sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 Cc & = 0,85 \times f_c \times a \times b \\
 & = 0,85 \times 255 \times 43,82 \times 50 \\
 & = 474899,582 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \\
 &= 29,452 \times (3978 - 0,85 \times 255) \\
 &= 110777,957 \text{ kg} \\
 T_s &= A_s \times F_y \\
 &= 29,452 \times 3978 \\
 &= 117161,77 \text{ kg} \\
 P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 474899,582 + 110777,957 - 117161,77 \\
 &= 468515,77 \text{ kg} \\
 &= 468,516 \text{ T} \\
 M_n &= C_c \times \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{ht}{2} - d'\right) + T_s \times \left(\frac{ht}{2} - d\right) \\
 &= 474899,582 \times \left(\frac{100}{2} - \frac{43,82}{2}\right) + 110777,957 \times \left(\frac{100}{2} - 6,55\right) + 117161,77 \\
 &\quad \times \left(\frac{100}{2} - 6,55\right) \\
 &= 23243903,15 \text{ kgcm} \\
 &= 232,439 \text{ Tm} \\
 \Phi P_n &= 0,7 \times P_n \\
 &= 0,7 \times 468,516 \\
 &= 327,961 \text{ Tm} \\
 \Phi M_n &= 0,7 \times M_n \\
 &= 0,7 \times 232,439 \\
 &= 162,707 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

4. Kondisi Desak Sentris ($M_n = 0$)

Kondisi ini terjadi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen atau momen nol.

$$\begin{aligned}
 P_{no} &= (0,85 \times f'_c \times b \times ht) + \{(A_s + A_s') \times (f_y - 0,85 \times f'_c)\} \\
 &= (0,85 \times 255 \times 50 \times 100) + \{(29,452 + 29,452) \times (3978 - 0,85 \times 255)\} \\
 &= 1305305,913 \text{ kg} \\
 &= 1305,306 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 0$$

$$\Phi P_n = 0,7 \times P_n$$

$$= 0,7 \times 1305,306$$

$$= 730,971 \text{ Tm}$$

5. Kondisi Lentur Murni ($P_n = 0$)

Kondisi ini terjadi dimana beban yang bekerja hanyalah momen, beban aksial = 0, sehingga perhitungannya seperti pada analisis balok tulangan rangkap dengan asumsi tulangan desak belum leleh.

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 255 \times a \times 50 \\ &= 10837,5 a \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_y \\ &= 29,452 \times 3978 \\ &= 117161,771 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s \\ &= A_s' \times \frac{a - (0,85 \times d')}{a} \epsilon_c \times E_s \\ &= 29,452 \times \frac{a - (0,85 \times 6,55)}{a} \times 0,003 \times 2100000 \end{aligned}$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal

$$\begin{aligned} C_c + C_s - T_s &= 0 \\ a &= 7,105 \text{ cm} \\ c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{7,105}{0,85} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 8,359 \text{ cm} \\ \epsilon_s &= \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{8,359 - 6,55}{8,359} \times 0,003 \\ &= 0,00065 < \epsilon_y = 0,00189 \end{aligned}$$

Baja desak belum leleh

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,00065 \times 2100000 \\ &= 1363,496 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 255 \times 8,359 \times 50$$

$$= 77003,491 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \times f_s$$

$$= 29,453 \times 1363,496$$

$$= 40158,28 \text{ kg}$$

$$M_n = C_c \times \left(h - \frac{a}{2}\right) + T_s \times (h - d')$$

$$= 88525,449 \times \left(93,45 - \frac{8,359}{2}\right) + 40158,28 \times (93,45 - 6,55)$$

$$= 10412165,018 \text{ kgcm}$$

$$= 104,122 \text{ Tm}$$

$$\Phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 104,122$$

$$= 93,709 \text{ Tm}$$

6. Kondisi Tarik Murni

Kondisi ini terjadi dimana beban yang bekerja hanyalah beban aksial tarik murni.

$$P_t = -(A_s + A_s') \times f_y$$

$$= -(29,453 + 29,453) \times 3978$$

$$= -234323,542 \text{ kg}$$

$$= -234,324 \text{ T}$$

Berikut ini merupakan Tabel 5.39 dan Tabel 5.40 rekapitulasi hasil dari perhitungan Mn - Pn kolom K.

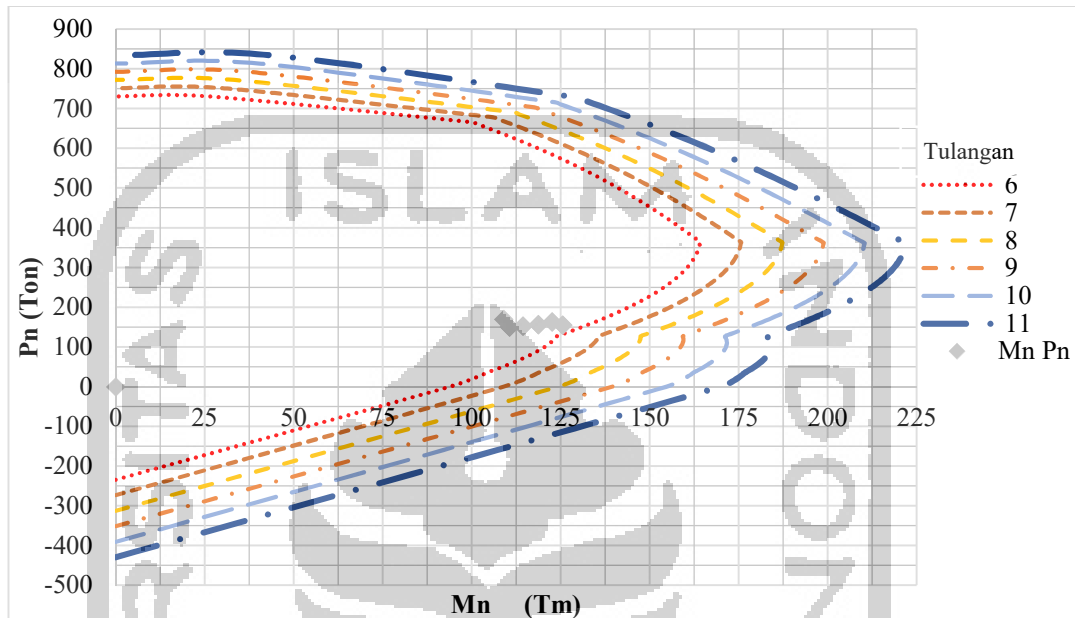
Tabel 5.39 Rekapitulasi Perhitungan Mn - Pn Kolom K Tinggi Busur 10 m Arah X

	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	
n tulangan	6		7		8		9		10		11		
Rasio tulangan (%)	2.356		2.749		3.142		3.534		3.927		4.320		
Mn = 0	0.000	730.971	0.000	751.650	0.000	772.328	0.000	793.007	0.000	813.686	0.000	834.364	
Desak	1,5	113.342	620.214	119.782	631.241	126.221	642.268	132.661	653.296	139.101	664.323	145.540	675.350
	1,35	130.901	549.113	138.477	557.524	146.053	565.935	153.629	574.347	161.206	582.758	168.782	591.169
	1,2	146.118	474.087	155.115	479.229	164.112	484.370	173.109	489.511	182.106	494.653	191.103	499.794
Balance	364.898	164.091	364.153	175.645	363.408	187.200	362.663	198.755	361.919	210.309	361.174	221.864	
Tarik	0,9	162.707	327.961	174.262	327.216	185.817	326.471	197.371	325.727	208.926	324.982	220.481	324.237
	0,75	157.260	272.556	168.815	271.811	180.369	271.067	191.924	270.322	203.479	269.577	215.033	268.832
	0,6	147.766	217.151	159.321	216.406	170.876	215.662	182.430	214.917	193.985	214.172	205.540	213.427
Pn = 0	93.709	0.000	108.954	0.000	124.189	0.000	139.419	0.000	154.646	0.000	169.871	0.000	
PT	0.00	-234.32	0.00	-273.38	0.00	-312.43	0.00	-351.49	0.00	-390.54	0.00	-429.59	

Tabel 5.40 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn kolom K tinggi busur 10 m Arah Y

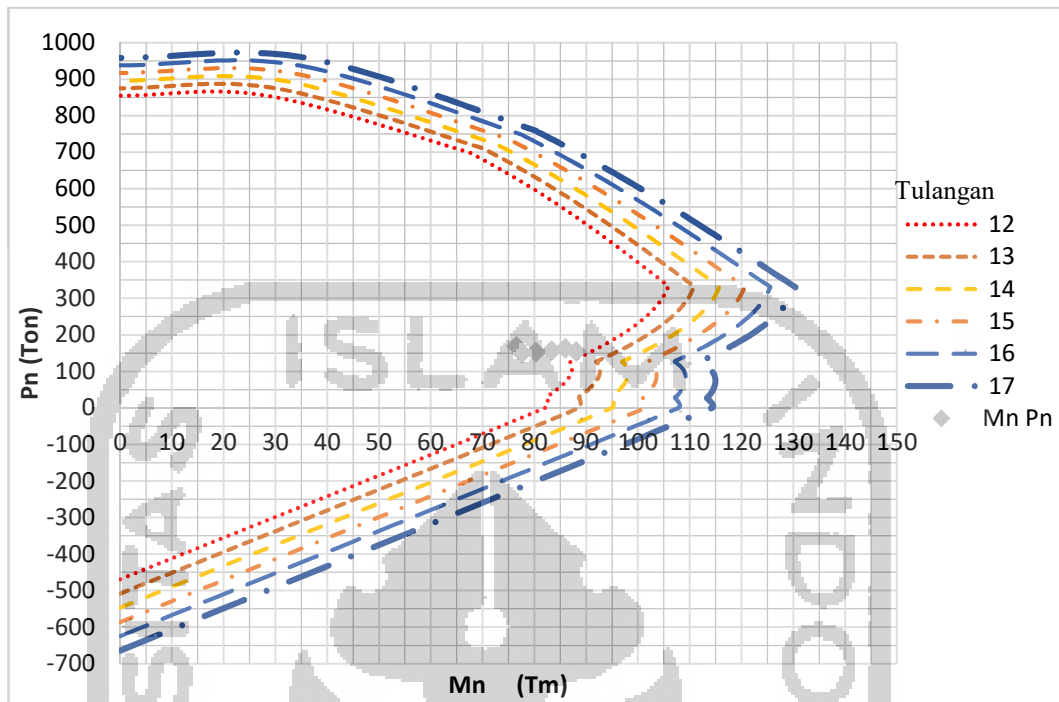
	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	
n tulangan	12		13		14		15		16		17		
Rasio tulangan (%)	4.712		5.105		5.498		5.890		6.283		6.676		
Mn = 0	0.000	855.043	0.000	875.721	0.000	896.400	0.000	917.078	0.000	937.757	0.000	958.435	
Desak	1,5	74.141	647.544	76.875	658.571	79.610	669.599	82.344	680.626	85.079	691.653	87.813	702.681
	1,35	83.673	564.630	86.890	573.041	90.107	581.453	93.324	589.864	96.541	598.275	99.758	606.687
	1,2	92.903	473.868	96.724	479.009	100.544	484.151	104.365	489.292	108.185	494.433	112.005	499.574
Balance	334.540	105.868	333.795	110.774	333.050	115.681	332.305	120.587	331.561	125.493	330.816	130.400	
Tarik	0,9	104.668	300.192	109.574	299.447	114.480	298.702	119.387	297.958	124.293	297.213	129.200	296.468
	0,75	101.410	248.670	106.316	247.926	111.222	247.181	116.129	246.436	121.035	245.691	125.942	244.947
	0,6	96.402	197.149	101.309	196.404	106.215	195.659	111.121	194.915	116.028	194.170	120.934	193.425
Pn = 0	81.973	0.000	88.433	0.000	94.887	0.000	101.337	0.000	107.784	0.000	114.228	0.000	
PT	0.00	-468.65	0.00	-507.70	0.00	-546.75	0.00	-585.81	0.00	-624.86	0.00	-663.92	

Berdasarkan nilai dari beberapa kondisi yang telah di dapatkan, maka dapat dibuat diagram Mn-Pn dengan menambahkan beberapa jumlah tulangan (n) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.38 berikut.



Gambar 5.38 Diagram Mn-Pn Kolom K1 M2 50 x 100 cm

Dengan menggunakan perhitungan yang sama, maka Diagram Mn-Pn pada kolom tegak K M3 100 x 50 cm dengan menambahkan beberapa jumlah tulangan (n) dapat dilihat pada Gambar 5.39.



Gambar 5.39 Diagram Mn-Pn Kolom K1 M3 50 x 100 cm

Tabel dan grafik Mn-Pn kolom K pada ketinggian busur 11 m dan 12 m dapat di lihat pada lampiran. Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi tulangan lentur kolom K dengan ketiga variasi ketinggian busur jembatan terdapat pada Tabel.5.41.

Tabel 5.41 Rekapitulasi Tulangan Lentur Kolom K

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan		Arah X		Arah Y	
		Arah X	Arah Y	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)
10 m	100 x 50	6 D25	12 D25	98.05	214.9	152.5	242.5
11 m	100 x 50	6 D25	12 D25	100.7	240	154.5	255.5
12 m	100 x 50	6 D25	12 D25	102.6	265.25	162	320

4. Desain Tulangan Geser Kolom

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya geser pada kolom K dengan berbagai ketinggian busur dapat dilihat pada tabel 5.42 sampai Tabel 5.44

Tabel 5.42 Rekapitulasi Gaya Geser Kolom K Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
K1	52.426	4.306	11.479	0.252	9.965	0.105	78.533
K2	50.922	4.722	12.737	0.316	8.444	0.211	77.351
K3	51.852	4.572	12.884	0.636	6.868	0.317	77.130
K4	49.889	4.523	12.330	0.864	5.163	0.394	73.163
K5	48.207	4.444	12.425	0.720	3.243	0.377	69.417
K6	47.692	4.413	25.082	0.329	1.110	0.237	78.865
K7	48.207	4.444	12.425	0.720	3.243	0.377	69.417
K8	49.889	4.523	12.330	0.864	5.163	0.394	73.163
K9	51.852	4.572	12.451	0.636	6.868	0.317	76.696
K10	50.922	4.722	12.737	0.316	8.444	0.211	77.351
K11	52.426	4.306	11.479	0.252	9.965	0.105	78.533

Tabel 5.43 Rekapitulasi Gaya Geser Kolom K Tinggi Busur 11 m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
K1	51.035	4.320	11.523	0.238	9.039	0.101	76.256
K2	49.391	4.735	12.762	0.247	7.653	0.213	75.001
K3	50.691	4.613	12.585	0.606	6.029	0.351	74.875
K4	47.951	4.529	12.448	0.848	4.449	0.483	70.707
K5	46.169	4.432	12.348	0.804	2.724	0.499	66.976
K6	45.620	4.389	24.883	0.266	0.910	0.308	76.377
K7	46.169	4.432	12.348	0.804	2.724	0.499	66.976
K8	47.951	4.529	12.448	0.848	4.449	0.483	70.707
K9	50.691	4.613	12.585	0.606	6.029	0.351	74.875
K10	49.391	4.735	12.762	0.247	7.653	0.213	75.001
K11	51.035	4.320	11.523	0.238	9.039	0.101	76.256

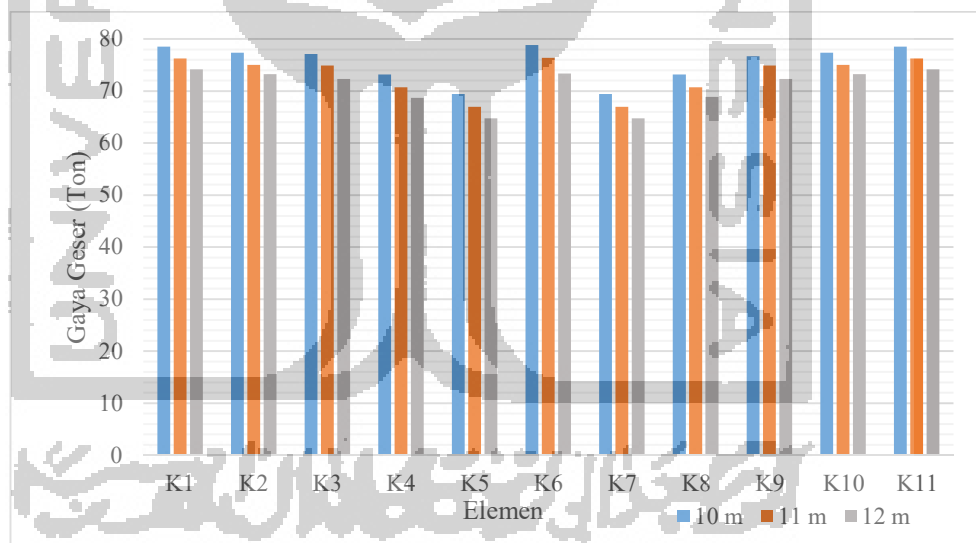
Tabel 5. 44 Rekapitulasi Gaya Geser Kolom K Tinggi Busur 12 m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
K1	49.688	4.336	11.573	0.222	8.229	0.097	74.146
K2	48.254	4.766	12.837	0.193	6.954	0.222	73.226
K3	48.709	4.612	12.581	0.549	5.457	0.402	72.310

Lanjutan Tabel 5.44 Rekapitulasi Gaya Geser Kolom K Tinggi Busur 12 m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
K4	46.254	4.547	12.465	0.806	4.008	0.628	68.707
K5	44.073	4.412	12.284	0.808	2.424	0.730	64.730
K6	43.153	4.328	24.476	0.202	0.798	0.430	73.387
K7	44.073	4.412	12.284	0.808	2.424	0.730	64.730
K8	46.254	4.547	12.635	0.806	4.008	0.628	68.877
K9	48.709	4.612	12.581	0.549	5.457	0.402	72.310
K10	48.254	4.766	12.837	0.193	6.954	0.222	73.226
K11	49.688	4.336	11.573	0.222	8.229	0.097	74.146

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan gaya geser kolom K terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m dari semua variasi ketinggian busur jembatan. Diagram hubungan gaya geser kolom K dapat dilihat pada Gambar 5.40 berikut.



Gambar 5.40 Diagram Hubungan Gaya Geser Kolom K

Pada gambar 5.40 diagram gaya geser kolom K terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m. Pada kolom K₆ merupakan gaya geser tertinggi di semua variasi tinggi busur jembatan.

Perhitungan desain geser kolom tegak K 50 x 100 cm sebagai berikut.

a. Perhitungan Geser Kolom K Sendi Plastis Arah X tinggi busur 10 m

Data penampang :

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$ht = 100 \text{ cm}$$

$$Sb = 4 \text{ cm}$$

$$H \text{ kolom} = 450 \text{ cm}$$

$$H \text{ pelat} = 12 \text{ cm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa} = 254,842 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 3975,535 \text{ kg/cm}^2$$

Penentuan L_o

$$\frac{1}{6} H = 75 \text{ cm}$$

$$D \text{ max} = 100 \text{ cm}$$

$$L_{\text{min}} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Digunakan } L_o = 100 \text{ cm}$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 50 \times 100$$

$$= 5000 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = (b - (2 \times Sb)) \times (h - (2 \times Sb))$$

$$= (50 - (2 \times 4)) \times (100 - (2 \times 4))$$

$$= 3864 \text{ cm}^2$$

$$H_c = h - (2 \times Sb) - \phi_{\text{sengkang}}$$

$$= 100 - (2 \times 4) - 1,3$$

$$= 90,7 \text{ cm}$$

Penentuan nilai S

$$\frac{1}{4} H = 25 \text{ cm}$$

$$6 \phi_{\text{pokok}} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min}} = 10 \text{ cm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sh1} = 0,3 \times (s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y}) \times (\frac{A_g}{A_{ch}} - 1)$$

$$= 0,3 \times (10 \times 90,7 \times \frac{254,842}{3975,535}) \times (\frac{5000}{3864} - 1)$$

$$= 5,128 \text{ cm}$$

$$Ash2 = 0,009 \times (s \times hc \times \frac{f'c}{fy})$$

$$= 0,009 \times (10 \times 90,7 \times \frac{255}{3975,535})$$

$$= 5,233 \text{ cm}^2$$

$$Ash \text{ pakai} = 5,233 \text{ cm}^2$$

$$n \text{ perlu} = \frac{Ash \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times \emptyset \text{sengkang}^2}$$

$$= \frac{5,233}{0,25 \times 3,14 \times 1,3^2}$$

$$= 3,942 \text{ kaki} \sim 4 \text{ kaki}$$

Maka pada jembatan dengan ketinggian busur 10 m tulangan geser kolom K di daerah sendi plastis digunakan 4 D13 – 100.

- b. Perhitungan geser luar sendi plastis kolom K tinggi busur 10 m

Dimensi balok :

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$Ht = 90 \text{ cm}$$

$$Sb = 4 \text{ cm}$$

$$Hc = Ht - (2 \times Sb) \times \emptyset \text{sengkang}$$

$$= 90 - (2 \times 4) - 1,3$$

$$= 80,7 \text{ cm}$$

$$Mu,k \text{ kolom kanan} = 112,986 \text{ Tm}$$

$$Mu,k \text{ kolom kiri} = 112,986 \text{ Tm}$$

Dimensi kolom :

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$Ht = 100 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{pokok} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{sengkang} = 1,3 \text{ cm}$$

$$H \text{ kolom} = 450 \text{ cm}$$

$$L_o = 100 \text{ cm}$$

$$L_n = H \text{ kolom} - H_t \text{ balok}$$

$$= 450 - 90$$

$$= 360 \text{ cm}$$

$$H_c = H_t - (2 \times (S_b + \emptyset \text{ sengkang}) \times \emptyset \text{ pokok})$$

$$= 100 - (2 \times (4 + 1,3) \times 2,5)$$

$$= 36,9 \text{ cm}$$

$$V_e = \frac{Mu, k \text{ atas} + Mu, k \text{ bawah}}{L_n}$$

$$= \frac{(112,986 + 112,986)}{3,60}$$

$$= 62,77 \text{ T}$$

$$V_u = 81,98 \text{ T}$$

$$V_u \text{ pakai} = 81,98 \text{ T}$$

$$V_{u2} = \frac{(V_u \text{ pakai} \times (0,5 \times L_n - L_o))}{0,5 \times L_n}$$

$$= \frac{(81,98 \times (0,5 \times 3,6 - 1))}{0,5 \times 3,6}$$

$$= 36,436 \text{ T}$$

$$\frac{V_{u2}}{\phi} = 48,581 \text{ T}$$

$$Nu = 110,43 \text{ T} = 1083,342 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14 \times b \text{ kolom} \times H_t \text{ kolom}}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f_c} \times b \text{ kolom} \times H_c \text{ kolom}}{6}\right)$$

$$= \left(1 + \frac{1083,342}{14 \times 1000 \times 500}\right) \times \left(\frac{\sqrt{25} \times 100 \times 3600}{6}\right)$$

$$= 3075,476 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{u2}}{\phi} < V_c, \text{ maka dicoba } s = 150 \text{ mm}$$

$$A_{v \text{ min}} = \frac{1}{3} \times \frac{b \text{ kolom} \times 10 \times s}{f_y}$$

$$= \frac{1}{3} \times \frac{500 \times 10 \times 150}{390}$$

$$= 64,103 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ min} &= \frac{Av \text{ min}}{(0,25 \times \pi \times \text{Øsengkang})^2} \\
 &= \frac{64,103}{(0,25 \times 3,14 \times 1,3^2)} \\
 &= 0,483 \text{ kaki} \\
 n \text{ pakai} &= 2 \text{ kaki}
 \end{aligned}$$

Maka jembatan dengan ketinggian busur 10 m tulangan geser kolom K daerah luar sendi plastis digunakan 2 D13-150. Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan tulangan geser kolom K pada semua variasi ketinggian busur jembatan dapat di lihat pada Tabel 5.45.

Tabel 5.45 Rekapitulasi Tulangan Geser Kolom K

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Sendi Plastis		Luas Sendi Plastis	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
10 m	100 x 50	4D13-100	2D13-100	2D13-150	2D13-150
11 m	100 x 50	4D13-100	2D13-100	2D13-150	2D13-150
12 m	100 x 50	4D13-100	2D13-100	2D13-150	2D13-150

Dari Tabel 5.45 menunjukkan tulangan geser kolom K yang dibutuhkan setiap variasi ketinggian busur jembatan adalah sama.

5.4.3 Hasil Analisis Struktur Kolom Pelengkung (KP)

Berdasarkan hasil analisis struktur kolom jembatan, rekapitulasi momen M2 dan M3 kolom KP hasil dari analisis SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.46 dan Tabel 5.47

Tabel 5.46 Rekapitulasi Momen M2 Jembatan Kolom KP

Nama Elemen	Tinggi Busur Jembatan (Ton.m)		
	10 m	11 m	12 m
KP1	129.593	120.756	111.927
KP2	73.511	68.888	64.243
KP3	59.772	56.450	52.989
KP4	55.072	51.518	47.966
KP5	45.101	42.094	39.215
KP6	33.395	31.166	29.051
KP7	33.395	31.166	29.051
KP8	45.101	42.094	39.215

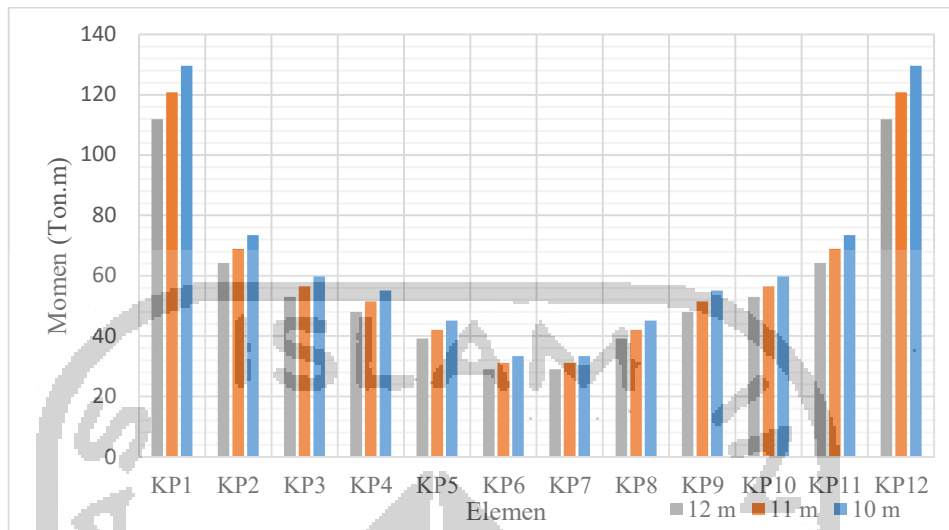
Lanjutan Tabel 5.46 Rekapitulasi Momen M2 Jembatan Kolom KP

Nama Elemen	Tinggi Busur Jembatan (Ton.m)		
	10 m	11 m	12 m
KP9	55.072	51.518	47.966
KP10	59.772	56.450	52.989
KP11	73.511	68.888	64.243
KP12	129.593	120.756	111.927

Tabel 5.47 Rekapitulasi Momen M3 Jembatan Kolom K

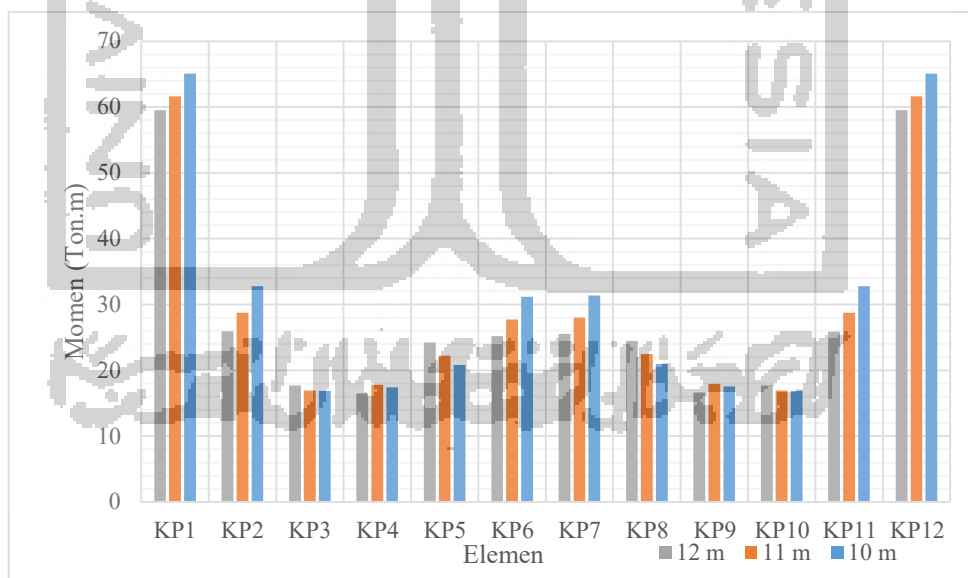
Nama Elemen	Tinggi Busur Jembatan (Ton.m)		
	10 m	11 m	12 m
KP1	65.068	61.611	59.517
KP2	32.788	28.749	25.919
KP3	16.895	16.934	17.680
KP4	17.426	17.773	16.481
KP5	20.814	22.236	24.219
KP6	31.165	27.731	25.203
KP7	31.381	28.018	25.537
KP8	20.980	22.453	24.458
KP9	17.542	17.921	16.634
KP10	16.895	16.934	17.680
KP11	32.790	28.724	25.855
KP12	65.068	61.611	59.517

Dari tabel di atas menunjukkan momen M2 dan M3 kolom K terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m dari semua variasi ketinggian busur jembatan. Sedangkan diagram hubungan momen M2 kolom Kp dapat dilihat pada Gambar 5.41 berikut.



Gambar 5.41 Diagram Hubungan Momen M2 Kolom KP

Pada Gambar 5.41 diketahui momen M2 kolom KP semakin ke tengah bentang jembatan semakin kecil, sebaliknya semakin ke tepi bentang jembatan nilai momen M2 akan semakin besar. Sedangkan diagram hubungan momen M3 kolom KP dapat dilihat pada Gambar 5.42 berikut.



Gambar 5.42 Diagram Hubungan Momen M3 Kolom KP

Pada Gambar 5.42 menunjukkan momen M3 kolom KP terbesar berada di tepi bentang jembatan, dan nilai momen M3 terkecil berada kolom KP3, KP4, KP9, dan KP10. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya aksial akibat beban grafitasi ($N_{g,k}$)

kolom KP akibat beban gravitasi hasil dari analisis SAP2000 yang terdapat pada Tabel 5.48 sampai Tabel 5.50.

Tabel 5.48 Rekapitulasi Gaya Aksial Jembatan Kolom KP Tinggi 10 m

Nama Elemen	Gaya Aksial (Ton)				Ng,k
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Pejalan Kaki	
KP1	461.262	39.007	115.786	18.954	635.008
KP2	435.212	36.952	110.858	17.975	600.997
KP3	411.603	35.022	106.165	17.042	569.833
KP4	392.854	33.396	101.438	16.255	543.943
KP5	379.391	32.102	95.755	15.627	522.875
KP6	372.013	31.350	89.651	15.261	508.275
KP7	372.013	31.350	89.651	15.261	508.275
KP8	379.391	32.102	95.755	15.627	522.875
KP9	392.854	33.396	101.438	16.255	543.943
KP10	411.603	35.022	106.165	17.042	569.833
KP11	435.212	36.952	110.858	17.975	600.997
KP12	461.262	39.007	115.786	18.954	635.008

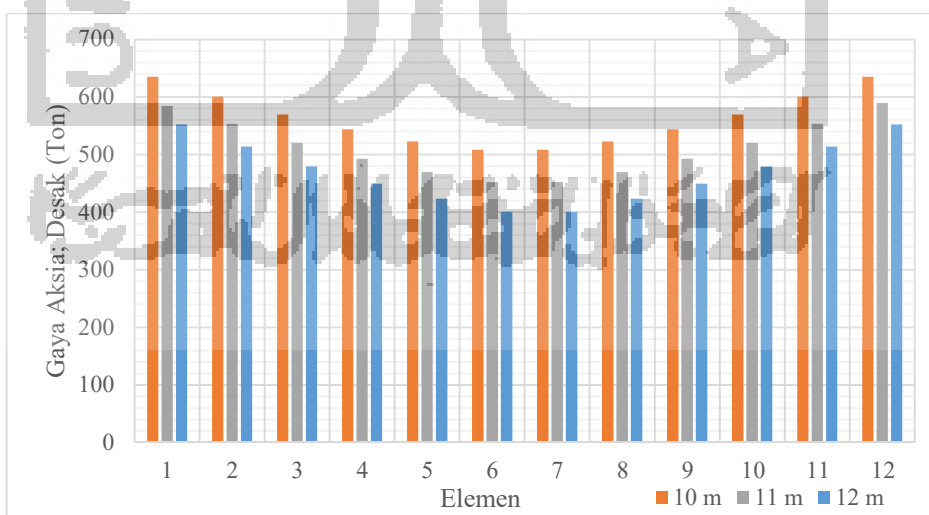
Tabel 5.49 Rekapitulasi Gaya Aksial Jembatan Kolom KP Tinggi 11 m

Nama Elemen	Gaya Aksial (Ton)				Ng,k
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Pejalan Kaki	
KP1	425.555	31.581	109.402	17.942	584.480
KP2	398.012	34.696	104.129	16.898	553.734
KP3	373.098	32.627	99.155	15.897	520.777
KP4	353.118	30.840	94.056	15.032	493.047
KP5	338.705	29.357	87.405	14.310	469.777
KP6	330.693	28.435	79.330	13.860	452.317
KP7	330.693	28.435	79.330	13.860	452.317
KP8	338.705	29.357	87.405	14.310	469.777
KP9	353.118	30.840	94.056	15.032	493.047
KP10	373.098	32.627	99.155	15.897	520.777
KP11	398.012	34.696	104.129	16.898	553.734
KP12	425.555	36.886	109.402	17.942	589.785

Tabel 5.50 Rekapitulasi Gaya Aksial Jembatan Kolom KP Tinggi 12 m

Nama Elemen	Gaya Aksial (Ton)				Ng,k
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Pejalan Kaki	
KP1	395.820	35.141	104.206	17.114	552.281
KP2	366.833	32.818	98.603	16.006	514.259
KP3	340.427	30.598	93.345	14.932	479.301
KP4	319.167	28.644	87.949	13.984	449.745
KP5	303.393	26.891	80.008	13.129	423.421
KP6	294.221	25.656	68.447	12.524	400.849
KP7	294.221	25.656	68.447	12.524	400.849
KP8	303.393	26.891	80.008	13.129	423.421
KP9	319.167	28.644	87.949	13.984	449.745
KP10	340.427	30.598	93.345	14.932	479.301
KP11	366.833	32.818	98.603	16.006	514.259
KP12	395.820	35.141	104.206	17.114	552.281

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan gaya aksial kolom KP terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m dari semua variasi ketinggian busur jembatan. Sedangkan gaya aksial kolom KP dengan gaya aksial terkecil adalah jembatan dengan ketinggian busur 12 m. Semakin tinggi busur jembatan maka beban gravitasinya akan semakin mengecil. Sedangkan diagram hubungan gaya aksial kolom KP dapat dilihat pada Gambar 5.43 berikut.

**Gambar 5.43 Diagram Hubungan Gaya Aksial Kolom KP**

Pada gambar 5.43 diagram gaya aksial kolom KP akibat beban gravitasi semakin ke tengah bentang jembatan semakin kecil, sebaliknya semakin ke tepi bentang jembatan nilai gaya aksial akan semakin besar. Gaya aksial terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m.

5.4.5 Perencanaan Penulangan Kolom Pelengkung (KP)

Berdasarkan prinsip struktur daktail, maka kolom harus lebih kuat daripada balok. Untuk merencanakan penulangan kolom harus mengetahui momen maksimum yang dapat ditahan oleh balok dan momen hasil analisa struktur dari SAP2000.

1. Momen ultimit kolom

Diketahui penampang:

$$\begin{aligned}
 H_{\text{kolom}} (Hk) &= 5,86 \text{ m} \\
 H_{\text{kolom}} (Hc) &= 1 \text{ m} \\
 \text{Lebar kolom } (bc) &= 0,5 \text{ m} \\
 \text{Lebar balok } (b) &= 0,35 \text{ m} \\
 \text{Tinggi balok } (ht) &= 0,7 \text{ m} \\
 \text{Faktor pembesar dinamik } (\phi) &= 1,3 \\
 \text{Faktor reduksi kekuatan } (\varnothing) &= 0,7 \\
 M_{\text{kap.ka}} &= 107,807 \text{ Tm} \\
 M_{\text{kap.ki}} &= 107,807 \text{ Tm} \\
 Hk' &= Hk - Hc \\
 &= 5,86 - 0,7 = 5,160 \text{ m} \\
 Ln_{\text{.balok.ka}} (lbi') &= L_{\text{.balok.ka}} - (1/2 \cdot bc + 1/2 \cdot bc) \\
 &= 3,5 - (1/2 \cdot 0,35 + 1/2 \cdot 0,35) \\
 &= 2,75 \text{ m} \\
 Ln_{\text{.balok.ki}} (lba') &= L_{\text{.balok.ki}} - (1/2 \cdot bc + 1/2 \cdot bc) \\
 &= 3,5 - (1/2 \cdot 0,75 + 1/2 \cdot 0,75) \\
 &= 2,75 \text{ m} \\
 EIa &= (1/12 \cdot b \cdot ht^3) \\
 &= (1/12 \cdot 0,35 \cdot 0,7^3) = 0,01 \text{ m}^4 \\
 ELi &= (1/12 \cdot b \cdot ht^3) \\
 &= (1/12 \cdot 0,35 \cdot 0,7^3) = 0,01 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Faktor distribusi momen ke kolom

$$\begin{aligned}\alpha_a &= \frac{Ela/ha}{\frac{Ela}{ha} + \frac{Elb}{hb}} \\ &= \frac{0,01/2,75}{\frac{0,01}{2,75} + \frac{0,01}{2,75}} \\ &= 0,5 \\ Mu,ka &= \frac{h_a'}{h_a} \cdot \omega \cdot \alpha_a \cdot \varphi \cdot \left(\frac{lb_i}{lb_i'} \cdot M_{kap,i} + \frac{lb_a}{lb_a'} \cdot M_{kap,a} \right) \\ &= \frac{5,86}{5,16} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{3,5}{2,75} \cdot 52 \cdot 721 + \frac{3,5}{2,75} \cdot 52 \cdot 721 \right) \\ &= 107,533 \text{ Ton.m} \\ Mn,ka &= 107,533/0,9 = 119,481 \text{ Ton.m}\end{aligned}$$

Setelah mendapatkan momen kolom akibat balok (Mn,k), kemudian membandingkan antara Mu,k dengan momen kolom dari hasil analisis SAP2000. Hasil momen yang terbesar yang digunakan untuk merencanakan penulangan kolom. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perbandingan momen kolom K akibat balok dan hasil SAP2000 yang terdapat pada Tabel 5.51 sampai Tabel 5.53.

Tabel 5.51 Rekapitulasi Momen Kolom K Tinggi 10m

Nama Elemen	Momen M2 SAP2000 (t.m)	Momen M3 SAP2000 (t.m)	Mu,k M2 (t.m)	Mu,k M3 (t.m)	Mn,k M2 (t.m)	Mn,k M3 (t.m)
KP1	129.593	65.068	174.568	107.533	193.965	119.481
KP2	73.511	32.788	173.425	106.829	192.695	118.699
KP3	59.772	16.895	172.381	106.186	191.535	117.984
KP4	55.072	17.426	171.508	105.648	190.564	117.386
KP5	45.101	20.814	170.872	105.256	189.858	116.952
KP6	33.395	31.165	170.538	105.050	189.486	116.723
KP7	33.395	31.381	170.538	105.050	189.486	116.723
KP8	45.101	20.980	170.872	105.256	189.858	116.952
KP9	55.072	17.542	171.508	105.648	190.564	117.386
KP10	59.772	16.895	172.381	106.186	191.535	117.984
KP11	73.511	32.790	173.425	106.829	192.695	118.699
KP12	129.593	65.068	174.568	107.533	193.965	119.481

Tabel 5.52 Rekapitulasi Momen Kolom KP Tinggi 11 m

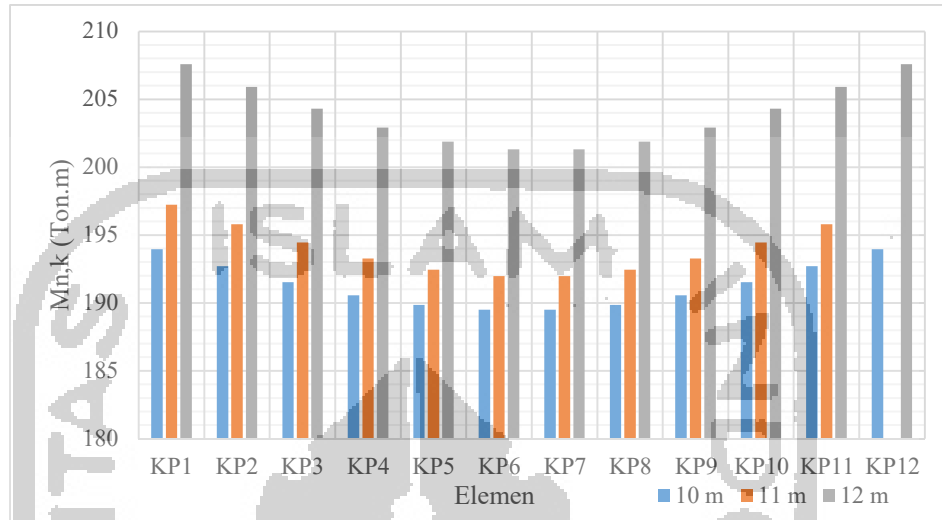
Nama Elemen	Momen M2 SAP2000 (t.m)	Momen M3 SAP2000 (t.m)	Mu,k M2 (t.m)	Mu,k M3 (t.m)	Mn,k M2 (t.m)	Mn,k M3 (t.m)
KP1	120.756	61.611	177.513	107.932	197.237	119.924
KP2	68.888	28.749	176.212	107.140	195.791	119.045
KP3	56.450	16.934	175.004	106.406	194.449	118.229
KP4	51.518	17.773	173.953	105.767	193.281	117.519
KP5	42.094	22.236	173.191	105.304	192.435	117.004
KP6	31.166	27.731	172.783	105.056	191.982	116.729
KP7	31.166	28.018	172.783	105.056	191.982	116.729
KP8	42.094	22.453	173.191	105.304	192.435	117.004
KP9	51.518	17.921	173.953	105.767	193.281	117.519
KP10	56.450	16.934	175.004	106.406	194.449	118.229
KP11	68.888	28.724	176.212	107.140	195.791	119.045
KP12	120.756	61.611	177.513	107.932	197.237	119.924

Tabel 5.53 Rekapitulasi Momen Kolom KP Tinggi 12m

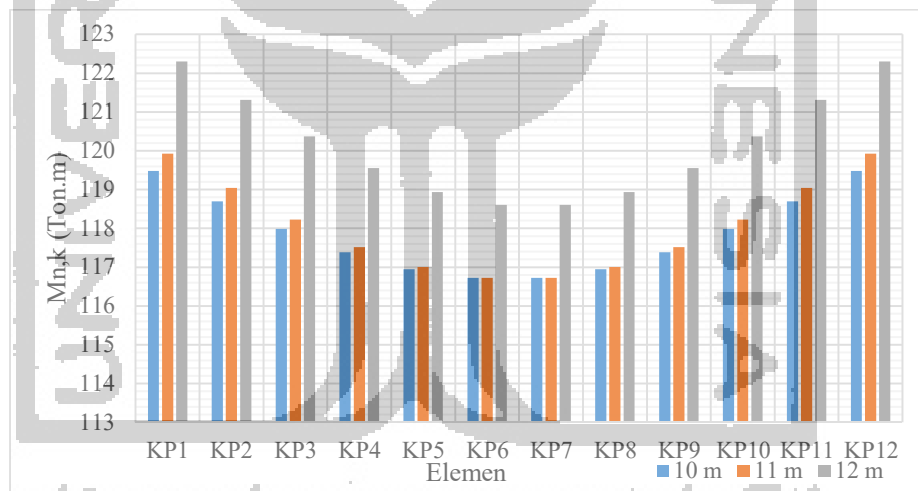
Nama Elemen	Momen M2 SAP2000 (t.m)	Momen M3 SAP2000 (t.m)	Mu,k M2 (t.m)	Mu,k M3 (t.m)	Mn,k M2 (t.m)	Mn,k M3 (t.m)
KP1	111.927	59.517	186.825	110.069	207.583	122.299
KP2	64.243	25.919	185.318	109.181	205.909	121.313
KP3	52.989	17.680	183.881	108.335	204.313	120.372
KP4	47.966	16.481	182.630	107.598	202.922	119.553
KP5	39.215	24.219	181.689	107.043	201.876	118.937
KP6	29.051	25.203	181.181	106.744	201.312	118.605
KP7	29.051	25.537	181.181	106.744	201.312	118.605
KP8	39.215	24.458	181.689	107.043	201.876	118.937
KP9	47.966	16.634	182.630	107.598	202.922	119.553
KP10	52.989	17.680	183.881	108.335	204.313	120.372
KP11	64.243	25.855	185.318	109.181	205.909	121.313
KP12	111.927	59.517	186.825	110.069	207.583	122.299

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan momen kolom (Mn,k) M2 terbesar terdapat pada jembatan dengan ketinggian busur 11 m, dan terkecil dengan ketinggian busur 12 m. Namun momen kolom (Mn,k) M3 dengan nilai terbesar berada pada jembatan dengan ketinggian busur 12 m. Sedangkan untuk diagram

hubungan momen $M_{n,k}$ M2 dan M3 kolom KP dapat dilihat pada Gambar 5.44 dan Gambar 5.45.



Gambar 5.44 Diagram Hubungan Momen $M_{n,k}$ M2 Kolom KP



Gambar 5.45 Diagram Hubungan Momen $M_{n,k}$ M3 Kolom KP

Pada Gambar 5.44 dan Gambar 5.45 diagram momen kolom ($M_{n,k}$) KP semakin ke tengah bentang jembatan semakin kecil, sebaliknya semakin ke tepi bentang jembatan nilai momen kolom ($M_{n,k}$) akan semakin besar. Momen kolom ($M_{n,k}$) M2 maupun ($M_{n,k}$) M3 KP nilai momen terkecil dengan tinggi busur 10 m, hal ini karena momen kapasitas (M_{kap}) lebih kecil dari ketiga variasi ketinggian busur.

2. Gaya aksial kolom (Nu,k)

Dari gaya aksial beban gravitasi kolom (Ng,k), kemudian mencari gaya aksial yang bekerja pada kolom berdasarkan kapasitas momen balok.

$$\begin{aligned}
 Nu,ki &= Rv \cdot 0,7 \cdot \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{(\sum M_{kapi})i}{Li} + \frac{(\sum M_{kap,a})a}{La} \right\} + 1,05 \cdot Ng,k \\
 &= 0,9 \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{152,2}{4,5} + \frac{152,2}{4,5} \right) + 1,05 \cdot 635,008 \\
 &= 709,458 \text{ Ton} \\
 Pn &= \frac{Nu,k}{0,65} \\
 &= \frac{709,458}{0,65} \\
 &= 1091,474 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi dari gaya aksial (Pn) kolom KP yang terdapat pada Tabel 5.54 sampai Tabel 5.56.

Tabel 5.54 Rekapitulasi Gaya Aksial (Pn) Jembatan Kolom KP Tinggi 10m

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
KP1	635.008	709.458	1091.474
KP2	600.997	673.747	1036.534
KP3	569.833	641.024	986.191
KP4	543.943	613.840	944.369
KP5	522.875	591.719	910.337
KP6	508.275	576.388	886.751
KP7	508.275	576.388	886.751
KP8	522.875	591.719	910.337
KP9	543.943	613.840	944.369
KP10	569.833	641.024	986.191
KP11	600.997	673.747	1036.534
KP12	635.008	709.458	1091.474

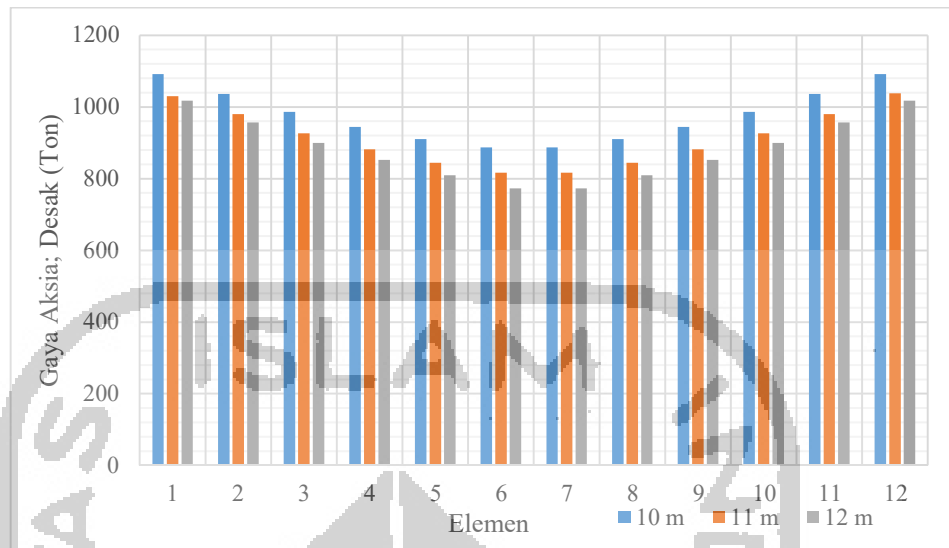
Tabel 5.55 Rekapitulasi Gaya Aksial (P_n) Jembatan Kolom KP Tinggi 11m

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
KP1	584.480	669.324	1029.729
KP2	553.734	637.041	980.063
KP3	520.777	602.436	926.824
KP4	493.047	573.319	882.030
KP5	469.777	548.886	844.440
KP6	452.317	530.553	816.236
KP7	452.317	530.553	816.236
KP8	469.777	548.886	844.440
KP9	493.047	573.319	882.030
KP10	520.777	602.436	926.824
KP11	553.734	637.041	980.063
KP12	589.785	674.895	1038.300

Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Aksial (P_n) Jembatan Kolom KP Tinggi 12m

Kolom	Ng,k (ton)	Nu,k (ton)	Pn (ton)
KP1	552.281	661.543	1017.758
KP2	514.259	621.620	956.339
KP3	479.301	584.914	899.868
KP4	449.745	553.880	852.123
KP5	423.421	526.240	809.600
KP6	400.849	502.539	773.137
KP7	400.849	502.539	773.137
KP8	423.421	526.240	809.600
KP9	449.745	553.880	852.123
KP10	479.301	584.914	899.868
KP11	514.259	621.620	956.339
KP12	552.281	661.543	1017.758

Dari tabel di atas, kemudian ditampilkan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat pada Gambar 5.46 berikut.



Gambar 5.46 Diagram Hubungan Gaya Aksial Desak ($P_{n,k}$) Kolom KP

Pada gambar 5.46 diagram gaya aksial ($P_{n,k}$) kolom KP semakin ke tengah bentang jembatan semakin kecil, sebaliknya semakin ke tepi bentang jembatan nilai gaya aksial kolom ($P_{n,k}$) akan semakin besar.

3. Perencanaan Penulangan Kolom Tegak

Perhitungan penulangan kolom lengkung KP M2 75 cm x 150 cm adalah sebagai berikut.

Data penampang :

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$H_t = 150 \text{ cm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa} = 255 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 3978 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$E_s = 2100000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3978}{2100000} = 0,00189$$

Digunakan tulangan pokok D19,

$$A_d = 0,25 \times \pi \times d^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 1,9^2$$

$$= 2,835 \text{ cm}^2$$

Tulangan sengkang P13, selimut beton = 4 cm,

Tulangan pokok kolom diperkirakan 1 lapis dengan 10 buah tulangan,

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= n \times A_d \\ &= 10 \times 2,835 \\ &= 28,353 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= d' \\ &= S_b + \emptyset \text{sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{pokok} \\ &= 4 + 1,3 + \left(\frac{1}{2} \times 1,9\right) \\ &= 6,25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &= h_t - d \\ &= 150 - 6,25 \\ &= 143,75 \text{ cm} \end{aligned}$$

1. Kondisi Patah Berimbang (*Balance*)

$$\begin{aligned} cb &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \times h \\ &= \frac{0,003}{0,003 + 0,00189} \times 143,75 \\ &= 88,113 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ab &= 0,85 \times cb \\ &= 0,85 \times 88,113 \\ &= 74,896 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s' &= \frac{cb - d'}{cb} \times \varepsilon_c \\ &= \frac{88,113 - 6,25}{88,113} \times 0,003 \\ &= 0,00279 \geq \varepsilon_y = 0,00189 \end{aligned}$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{h - cb}{cb} \times \varepsilon_c \\ &= \frac{143,75 - 88,113}{88,113} \times 0,003 \\ &= 0,00189 \geq \varepsilon_y = 0,00189 \end{aligned}$$

Baja tarik sudah leleh $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 Ccb &= 0,85 \times f'c \times ab \times b \\
 &= 0,85 \times 255 \times 74,896 \times 75 \\
 &= 1217528,356 \text{ kg} \\
 Csb &= As' \times (fy - 0,85 \times f'c) \\
 &= 28,353 \times (3978 - 0,85 \times 255) \\
 &= 106642,246 \text{ kg} \\
 Tsb &= As \times fy \\
 &= 28,353 \times 3978 \\
 &= 112787,732 \text{ kg} \\
 Pn &= Ccb + Csb - Tsb \\
 &= 1217528,356 + 106642,246 - 112787,732 \\
 &= 1211382,871 \text{ kg} \\
 &= 1211,383 \text{ T} \\
 Mn &= Ccb \times \left(\frac{ht}{2} - \frac{ab}{2}\right) + Csb \times \left(\frac{ht}{2} - d'\right) + Tsb \times \left(\frac{ht}{2} - d\right) \\
 &= 1217528,356 \times \left(\frac{150}{2} - \frac{74,896}{2}\right) + 106642,246 \times \left(\frac{150}{2} - 6,25\right) + 112787,732 \\
 &\quad \times \left(\frac{150}{2} - 6,25\right) \\
 &= 60806426,21 \text{ kgcm} \\
 &= 608,064 \text{ Tm} \\
 \Phi Pn &= 0,7 \times Pn \\
 &= 0,7 \times 1211,383 \\
 &= 847,968 \text{ Tm} \\
 \Phi Mn &= 0,7 \times Mn \\
 &= 0,7 \times 608,064 \\
 &= 425,645 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

2. Kondisi Patah Desak

Agar terjadi kondisi patah desak, maka diambil faktor pengali $Cb > 1$.

Digunakan faktor pengali = 1,1

$$\begin{aligned}
 c &= 1,1 \times cb \\
 &= 1,1 \times 88,113 \\
 &= 96,924 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= 0,85 \times c \\
 &= 0,85 \times 96,924 \\
 &= 82,386 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s' &= \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \\
 &= \frac{96,924 - 6,25}{96,924} \times 0,003 \\
 &= 0,00281 > \varepsilon_y = 0,00189
 \end{aligned}$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{h - c}{c} \times \varepsilon_c \\
 &= \frac{143,75 - 96,924}{96,924} \times 0,003 \\
 &= 0,00145 < \varepsilon_y = 0,00189
 \end{aligned}$$

Baja tarik belum leleh, $f_s = \varepsilon_s \times E_s = 3045 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\
 &= 0,85 \times 255 \times 82,386 \times 75 \\
 &= 1339281,192 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'_c) \\
 &= 28,353 \times (3978 - 0,85 \times 255) \\
 &= 106642,246 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= A_s \times F_s \\
 &= 28,353 \times 3045 \\
 &= 86295,84 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 1339281,192 + 106642,246 - 86295,84 \\
 &= 1359627,60 \text{ kg} \\
 &= 1359,628 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times (ht - d') + T_s \times \left(\frac{ht}{2} - d\right) \\
 &= 1339281,192 \times \left(\frac{150}{2} - \frac{82,386}{2}\right) + 106642,246 \times \left(\frac{150}{2} - 6,25\right) + 86295,84 \\
 &\quad \times \left(\frac{150}{2} - 6,25\right) \\
 &= 58541828,75 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$= 585,418 \text{ Tm}$$

$$\Phi P_n = 0,7 \times P_n$$

$$= 0,7 \times 1359,628$$

$$= 951,739 \text{ Tm}$$

$$\Phi M_n = 0,7 \times M_n$$

$$= 0,7 \times 585,418$$

$$= 409,793 \text{ Tm}$$

3. Kondisi Patah Tarik

Agar terjadi kondisi patah tarik, maka diambil faktor pengali $C_b < 1$

Digunakan faktor pengali = 0,9

$$c = 0,9 \times cb$$

$$= 0,9 \times 88,113$$

$$= 79,302 \text{ cm}$$

$$a = 0,85 \times c$$

$$= 0,85 \times 79,302$$

$$= 67,406 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{79,302 - 6,25}{79,302} \times 0,003$$

$$= 0,00276 > \epsilon_y = 0,00189$$

Baja desak sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_s = \frac{h - c}{c} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{143,75 - 79,302}{79,302} \times 0,003$$

$$= 0,00244 > \epsilon_y = 0,00189$$

Baja tarik sudah leleh, $f_s = f_y = 3978 \text{ kg/cm}^2$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 255 \times 79,302 \times 75$$

$$= 1095775,521 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s' \times (f_y - 0,85 \times f'_c)$$

$$= 28,353 \times (3978 - 0,85 \times 255)$$

$$= 106642,246 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \times F_y$$

$$= 28,353 \times 3978$$

$$= 112787,73 \text{ kg}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= 1095775,521 + 106642,246 + 112787,73$$

$$= 1089630,04 \text{ kg}$$

$$= 1089,630 \text{ T}$$

$$M_n = C_c \times \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \times \left(\frac{ht}{2} - d'\right) + T_s \times \left(\frac{ht}{2} - d\right)$$

$$= 1095775,521 \times \left(\frac{150}{2} - \frac{67,406}{2}\right) + 106642,246 \times \left(\frac{150}{2} - 6,25\right) + 112787,73$$

$$\times \left(\frac{150}{2} - 6,25\right)$$

$$= 60337825,72 \text{ kgcm}$$

$$= 603,378 \text{ Tm}$$

$$\Phi P_n = 0,7 \times P_n$$

$$= 0,7 \times 1089,630$$

$$= 762,741 \text{ Tm}$$

$$\Phi M_n = 0,7 \times M_n$$

$$= 0,7 \times 603,378$$

$$= 422,365 \text{ Tm}$$

4. Kondisi Desak Sentris ($M_n = 0$)

Kondisi ini terjadi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen atau momen nol.

$$P_{no} = (0,85 \times f'_c \times b \times ht) + \{(A_s + A_s') \times (f_y - 0,85 \times f'_c)\}$$

$$= (0,85 \times 255 \times 75 \times 150) + \{(28,353 + 28,353) \times (3978 - 0,85 \times 255)\}$$

$$= 2651721,992 \text{ kg}$$

$$= 2651,722 \text{ T}$$

$$M_n = 0$$

$$\Phi P_n = 0,8 \times P_n$$

$$= 0,8 \times 2651,722$$

$$= 1484,964 \text{ Tm}$$

5. Kondisi Lentur Murni ($P_n = 0$)

Kondisi ini terjadi dimana beban yang bekerja hanyalah momen, beban aksial = 0, sehingga perhitungannya seperti pada analisis balok tulangan rangkap dengan asumsi tulangan desak belum leleh.

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 255 \times a \times 75 \\ &= 16256,250 a \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_y \\ &= 28,353 \times 3978 \\ &= 112787,732 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s \\ &= A_s' \times \frac{a - (0,85 \times d)}{a} \epsilon_c \times E_s \\ &= 28,353 \times \frac{a - (0,85 \times 6,25)}{a} \times 0,003 \times 2100000 \end{aligned}$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal

$$\begin{aligned} C_c + C_s - T_s &= 0 \\ a &= 5,879 \text{ cm} \\ c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{5,879}{0,85} \\ &= 6,917 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{6,917 - 6,25}{6,917} \times 0,003 \\ &= 0,000289 < \epsilon_y = 0,00189 \end{aligned}$$

Baja desak belum leleh

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,000289 \times 2100000 \\ &= 607,181 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 255 \times 5,879 \times 75 \\ &= 95572,401 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= A_s \times f_s \\
 &= 28,353 \times 607,181 \\
 &= 17215,330 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times \left(h - \frac{a}{2} \right) + T_s \times (h - d') \\
 &= 95572,401 \times \left(143,75 - \frac{5,879}{2} \right) + 17215,330 \times (143,75 - 6,25) \\
 &= 15824699,918 \text{ kgcm} \\
 &= 158,247 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 158,247 \\
 &= 142,422 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

6. Kondisi Tarik Murni

Kondisi ini terjadi dimana beban yang bekerja hanyalah beban aksial tarik murni.

$$\begin{aligned}
 P_t &= -(A_s + A_s') \times f_y \\
 &= -(28,353 + 28,353) \times 3978 \\
 &= -225575,463 \text{ kg} \\
 &= -225,575 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan Tabel 5.57 dan Tabel 5.58 rekapitulasi hasil dari perhitungan Mn - Pn kolom KP.

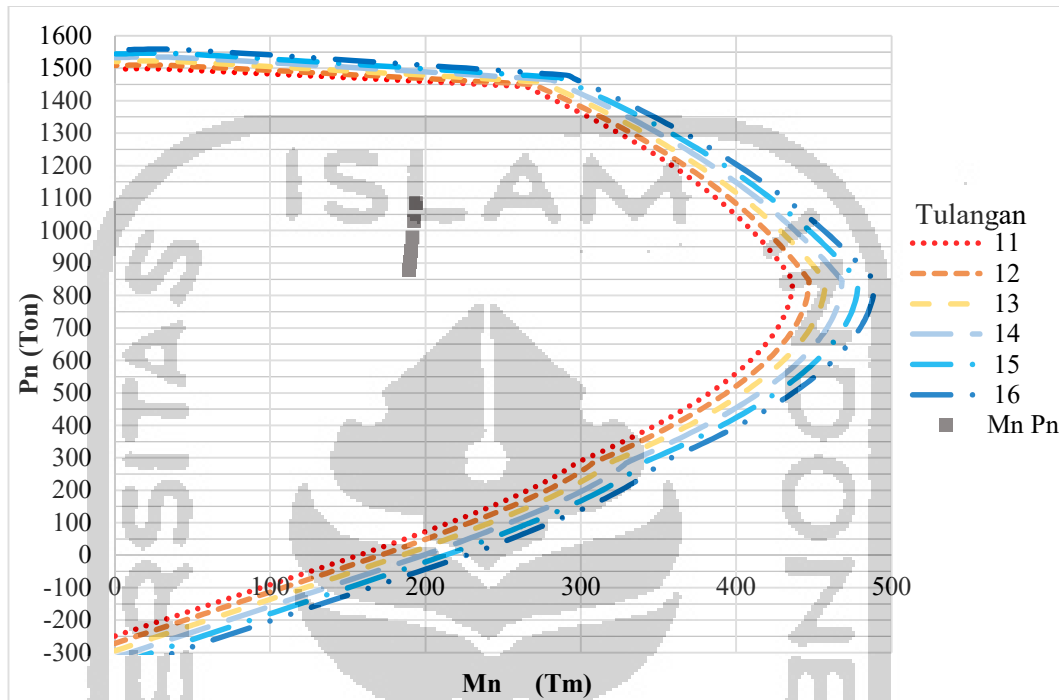
Tabel 5.57 Rekapitulasi Perhitungan Mn - Pn Kolom KP Tinggi Busur 10 m Arah X

	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	
n tulangan	10		11		12		13		14		15		
Rasio tulangan (%)	1.008		1.109		1.210		1.311		1.411		1.512		
Mn = 0	0.000	1484.964	0.000	1496.908	0.000	1508.852	0.000	1520.796	0.000	1532.740	0.000	1544.684	
Desak	1,5	299.551	1342.099	305.437	1348.468	311.322	1354.838	317.207	1361.207	323.093	1367.576	328.978	1373.946
	1,35	350.499	1199.148	357.424	1204.007	364.348	1208.865	371.272	1213.723	378.196	1218.582	385.120	1223.440
	1,2	389.682	1052.420	397.905	1055.390	406.128	1058.359	414.350	1061.329	422.573	1064.298	430.796	1067.268
Balance	847.968	425.645	847.538	436.205	847.108	446.765	846.677	457.325	846.247	467.885	845.817	478.445	
Tarik	0,9	422.365	762.741	432.925	762.311	443.485	761.881	454.045	761.450	464.605	761.020	475.165	760.590
	0,75	405.476	634.901	416.036	634.470	426.596	634.040	437.156	633.610	447.716	633.180	458.276	632.750
	0,6	374.225	507.060	384.785	506.630	395.345	506.200	405.905	505.770	416.465	505.339	427.026	504.909
Pn = 0	142.422	0.000	156.388	0.000	170.347	0.000	184.301	0.000	198.251	0.000	212.198	0.000	
PT	0.000	-225.575	0.000	-248.133	0.000	-270.691	0.000	-293.248	0.000	-315.806	0.000	-338.363	

Tabel 5.58 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn Kolom KP Tinggi Busur 10 m Arah Y

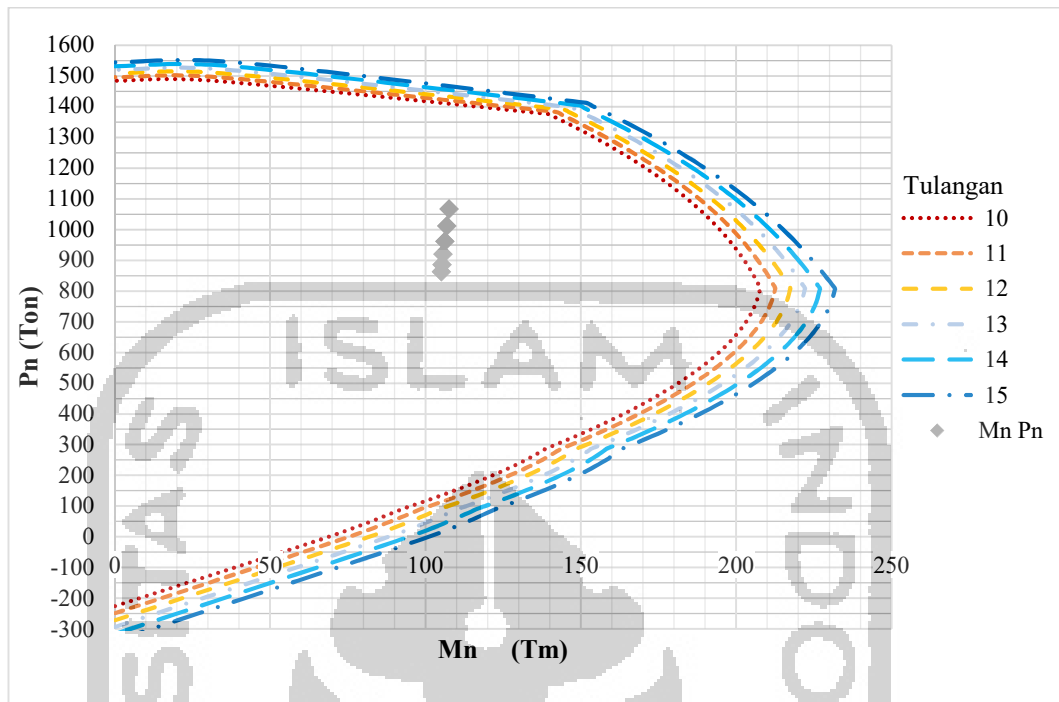
	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)	
n tulangan	10		11		12		13		14		15		
Rasio tulangan (%)	1.008		1.109		1.210		150.000		0.000		0.000		
Mn = 0	0.000	1484.964	0.000	1496.908	0.000	1508.852	0.000	1520.796	0.000	1532.740	0.000	1544.684	
Desak	1,5	156.800	1286.516	159.475	1292.885	162.151	1299.255	164.826	1305.624	167.501	1311.994	170.176	1318.363
	1,35	178.083	1149.124	181.231	1153.982	184.378	1158.840	187.525	1163.699	190.673	1168.557	193.820	1173.416
	1,2	193.976	1007.954	197.714	1010.923	201.452	1013.893	205.189	1016.862	208.927	1019.832	212.664	1022.802
Balance	810.913	207.702	810.483	212.502	810.052	217.302	809.622	222.102	809.192	226.902	808.762	231.702	
Tarik	0,9	204.872	729.391	209.672	728.961	214.472	728.531	219.272	728.101	224.072	727.671	228.872	727.240
	0,75	195.152	607.109	199.952	606.679	204.752	606.249	209.552	605.819	214.352	605.388	219.152	604.958
	0,6	178.862	484.827	183.662	484.397	188.462	483.967	193.262	483.536	198.062	483.106	202.862	482.676
Pn = 0	68.702	0.000	75.133	0.000	81.550	0.000	87.956	0.000	94.352	0.000	100.739	0.000	
PT	0.000	-225.575	0.000	-248.133	0.000	-270.691	0.000	-293.248	0.000	-315.806	0.000	-338.363	

Berdasarkan nilai dari beberapa kondisi yang telah di dapatkan, maka dapat dibuat diagram $Mn-Pn$ dengan menambahkan beberapa tulangan (n) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.47 berikut ini.



Gambar 5.47 Grafik Diagram Mn-Pn Kolom Lengkung K1 M2 75 x 150 cm

Dengan menggunakan perhitungan yang sama, maka Diagram Mn-Pn pada kolom lengkung K1 M3 150 x 75 cm dengan menambahkan beberapa tulangan (n) dapat dilihat pada Gambar 5.48



Gambar 5.48 Grafik Diagram Mn-Pn Kolom Lengkung K1 M3 150 x 75 cm

Tabel dan grafik Mn-Pn kolom KP pada ketinggian busur 11 m dan 12 m dapat di lihat pada lampiran. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil desain penulangan lentur kolom pelengkung KP dari ketiga varisasi ketinggian busur jembatan terdapat pada Tabel 5.59

Tabel 5.59 Rekapitulasi Tulangan Lentur Kolom KP

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Tulangan		Arah X		Arah Y	
		Arah X	Arah Y	Mn (T.m)	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pn (Ton)
10 m	150 x 75	10 D19	10 D19	295,5	1442,5	156,7	1377
11 m	150 x 75	10 D19	10 D19	309,75	1439,5	176	1288,5
12 m	150 x 75	10 D19	10 D19	334,5	1405	186	1250

4. Desain Tulangan Geser Kolom

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya geser pada kolom K dengan berbagai ketinggian busur dapat dilihat pada Tabel 5.60 sampai 5.62.

Tabel 5.60 Rekapitulasi Gaya Geser Kolom KP Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
KP1	461.262	39.007	115.786	6.655	11.177	0.168	634.054
KP2	435.212	36.952	110.858	6.388	10.477	0.192	600.079
KP3	411.603	35.022	106.165	5.142	8.603	0.153	566.689
KP4	392.854	33.396	101.438	3.684	6.284	0.129	537.785
KP5	379.391	32.102	95.755	2.196	3.815	0.098	513.358
KP6	372.013	31.350	89.651	0.731	1.290	0.037	495.072
KP7	372.013	31.350	89.651	0.731	1.290	0.037	495.072
KP8	379.391	32.102	95.755	2.196	3.815	0.098	513.358
KP9	392.854	33.396	101.438	3.684	6.284	0.129	537.785
KP10	411.603	35.022	106.165	5.142	8.603	0.153	566.689
KP11	435.212	36.952	110.858	6.388	10.477	0.192	600.079
KP12	461.262	39.007	115.786	6.655	11.177	0.168	634.054

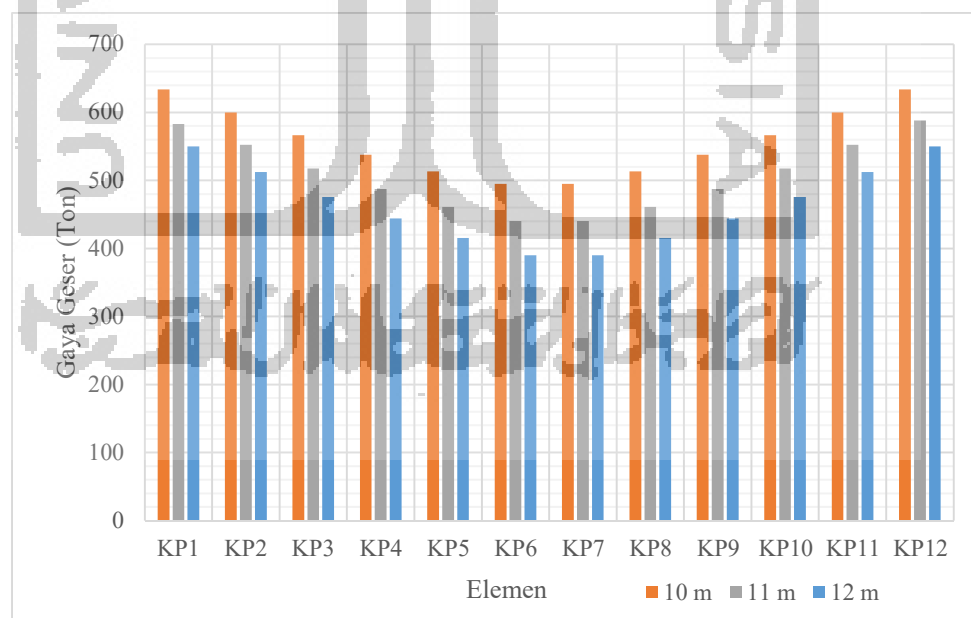
Tabel 5.61 Rekapitulasi Gaya Geser Kolom KP Tinggi Busur 11m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
KP1	425.555	31.581	109.402	6.154	10.169	0.140	583.001
KP2	398.012	34.696	104.129	5.929	9.496	0.174	552.435
KP3	373.098	32.627	99.155	4.770	7.805	0.134	517.589
KP4	353.118	30.840	94.056	3.436	5.767	0.131	487.348
KP5	338.705	29.357	87.405	2.059	3.564	0.104	461.193
KP6	330.693	28.435	79.330	0.691	1.229	0.041	440.419
KP7	330.693	28.435	79.330	0.691	1.229	0.041	440.419
KP8	338.705	29.357	87.405	2.059	3.564	0.104	461.193
KP9	353.118	30.840	94.056	3.436	5.767	0.131	487.348
KP10	373.098	32.627	99.155	4.770	7.805	0.134	517.589
KP11	398.012	34.696	104.129	5.929	9.496	0.174	552.435
KP12	425.555	36.886	109.402	6.154	10.169	0.140	588.306

Tabel 5.62. Rekapitulasi Gaya Geser Kolom KP Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Gaya Geser (Ton)						Vu
	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur D	Beban Angin	Beban Gempa	Pejalan Kaki	
KP1	395.820	35.141	104.206	5.672	9.075	0.117	550.031
KP2	366.833	32.818	98.603	5.480	8.400	0.160	512.293
KP3	340.427	30.598	93.345	4.415	6.959	0.128	475.871
KP4	319.167	28.644	87.949	3.192	5.210	0.117	444.279
KP5	303.393	26.891	80.008	1.936	3.319	0.117	415.664
KP6	294.221	25.656	68.447	0.660	1.181	0.052	390.218
KP7	294.221	25.656	68.447	0.660	1.181	0.052	390.218
KP8	303.393	26.891	80.008	1.936	3.319	0.117	415.664
KP9	319.167	28.644	87.949	3.192	5.210	0.117	444.279
KP10	340.427	30.598	93.345	4.415	6.959	0.128	475.871
KP11	366.833	32.818	98.603	5.480	8.400	0.160	512.293
KP12	395.820	35.141	104.206	5.672	9.075	0.117	550.031

Dari ketiga tabel di atas menunjukkan gaya geser kolom KP terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m dari semua variasi ketinggian busur jembatan. Sedangkan diagram hubungan gaya geser kolom KP dapat dilihat pada Gambar 5.49 berikut.

**Gambar 5.49 Diagram Hubungan Gaya Geser Kolom KP**

Pada gambar 5.49 diagram gaya geser kolom K terbesar adalah jembatan dengan ketinggian busur 10 m. Semakin ke tengah bentang jembatan gaya geser semakin kecil.

Perhitungan desain geser kolom tegak KP 75 x 150 cm adalah sebagai berikut.

- a. Perhitungan Geser Kolom KP Sendi Plastis Arah X tinggi busur 10 m

Data penampang :

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$ht = 150 \text{ cm}$$

$$Sb = 4 \text{ cm}$$

$$H \text{ kolom} = 500,8 \text{ cm}$$

$$H \text{ pelat} = 13 \text{ cm}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa} = 254, \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 390 \text{ MPa} = 3978 \text{ kg/cm}^2$$

Penentuan L_o

$$\frac{1}{6} H = 83,467 \text{ cm}$$

$$D \text{ max} = 150 \text{ cm}$$

$$L \text{ min} = 45 \text{ cm}$$

Digunakan $L_o = 150 \text{ cm}$

$$A_g = b \times h$$

$$= 75 \times 150$$

$$= 11250 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = (b - (2 \times Sb)) \times (h - (2 \times Sb))$$

$$= (75 - (2 \times 4)) \times (150 - (2 \times 4))$$

$$= 9514 \text{ cm}^2$$

$$H_c = h - (2 \times Sb) - \phi \text{ sengkang}$$

$$= 150 - (2 \times 4) - 1,3$$

$$= 140,7 \text{ cm}$$

Penentuan nilai S

$$\frac{1}{4} H = 37,5 \text{ cm}$$

$$6 \phi_{\text{pokok}} = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min}} = 10 \text{ cm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 10 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} Ash1 &= 0,3 \times (s \times hc \times \frac{f'_c}{f_y}) \times (\frac{Ag}{Ach} - 1) \\ &= 0,3 \times (10 \times 140,7 \times \frac{254,842}{3975,535}) \times (\frac{11250}{9514} - 1) \\ &= 4,937 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash2 &= 0,009 \times (s \times hc \times \frac{f'_c}{f_y}) \\ &= 0,009 \times (10 \times 140,7 \times \frac{254,842}{3975,535}) \\ &= 8,117 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$Ash_{\text{pakai}} = 8,117 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} n_{\text{perlu}} &= \frac{Ash_{\text{pakai}}}{0,25 \times \pi \times \phi_{\text{sengkang}}^2} \\ &= \frac{8,117}{0,25 \times 3,14 \times 1,3^2} \\ &= 6,116 \text{ kaki} \sim 7 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Maka pada jembatan dengan ketinggian busur 10 m tulangan geser kolom KP di daerah sendi plastis digunakan 7 D13 – 100.

- b. Perhitungan geser luar sendi plastis kolom KP arah X

Dimensi balok :

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$H_t = 70 \text{ cm}$$

$$S_b = 4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} H_c &= H_t - (2 \times S_b) - \phi_{\text{sengkang}} \\ &= 70 - (2 \times 4) - 1,3 \\ &= 60,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_{u,k} \text{ atas} = 246,815 \text{ Tm}$$

$$M_{u,k} \text{ bawah} = 246,815 \text{ Tm}$$

Dimensi kolom :

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$H_t = 150 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{\text{pokok}} = 1,9 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{\text{sengkang}} = 1,3 \text{ cm}$$

$$H_{\text{kolom}} = 500,8 \text{ cm}$$

$$L_o = 150 \text{ cm}$$

$$L_n = H_{\text{kolom}} - H_t \text{ balok}$$

$$= 500,8 - 70$$

$$= 430,8 \text{ cm}$$

$$H_c = H_t - (2 \times (S_b + \emptyset_{\text{sengkang}}) \times \emptyset_{\text{pokok}})$$

$$= 150 - (2 \times (4 + 1,3) \times 1,9)$$

$$= 137,5 \text{ cm}$$

$$V_e = \frac{Mu, k \text{ atas} + Mu, k \text{ bawah}}{L_n}$$

$$= \frac{(246,814 + 246,814)}{3,60}$$

$$= 114,584 \text{ T}$$

$$V_u = 634,054 \text{ T}$$

$$V_u \text{ pakai} = 634,054 \text{ T}$$

$$V_{u2} = \frac{(V_u \text{ pakai} \times (0,5 \times L_n - L_o))}{0,5 \times L_n}$$

$$= \frac{(634,054 \times (0,5 \times 4,308 - 1))}{0,5 \times 4,308}$$

$$= 192,512 \text{ T}$$

$$\frac{V_{u2}}{\phi} = 256,683 \text{ T}$$

$$N_u = 693,926 \text{ T} = 6807,411 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \times b \text{ kolom} \times H_t \text{ kolom}}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} \times b \text{ kolom} \times H_c \text{ kolom}}{6}\right)$$

$$= \left(1 + \frac{6807,411}{14 \times 750 \times 1500}\right) \times \left(\frac{\sqrt{25} \times 75 \times 1375}{6}\right)$$

$$= 8559,948 \text{ kN}$$

$$\frac{Vu2}{\phi} < Vc, \text{ maka dicoba } s = 150 \text{ mm}$$

$$Av \text{ min} = \frac{1}{3} \times \frac{b \text{ kolom} \times 10 \times S}{fy}$$

$$= \frac{1}{3} \times \frac{750 \times 10 \times 150}{390}$$

$$= 92,154 \text{ cm}$$

$$n \text{ min} = \frac{Av \text{ min}}{0,25 \times \pi \times \phi \text{ sengkang}^2}$$

$$= \frac{92,154}{0,25 \times \pi \times 1,3^2}$$

$$= 0,745 \text{ kaki}$$

$$n \text{ pakai} = 2 \text{ kaki}$$

Maka jembatan dengan ketinggian busur 10 m tulangan geser kolom K di daerah luar sendi plastis digunakan 2 D13-150. Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan tulangan geser kolom KP pada semua variasi ketinggian busur jembatan dapat di lihat pada Tabel 5.63.

Tabel 5.63 Rekapitulasi Tulangan Geser Kolom KP

Tinggi Busur	Dimensi (cm)	Sendi Plastis		Luas Sendi Plastis	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
10 m	150 x 75	7D13-100	3D13-100	2D13-150	2D13-150
11 m	150 x 75	7D13-100	3D13-100	2D13-150	2D13-150
12 m	150 x 75	7D13-100	3D13-100	2D13-150	2D13-150

Dari Tabel 5.63 menunjukkan tulangan geser kolom KP yang dibutuhkan setiap variasi ketinggian busur jembatan adalah sama.

5.5 Perhitungan Volume Elemen Jembatan

Perhitungan volume elemen jembatan ditujukan untuk mengetahui volume beton dan tulangan baja pada elemen balok dan kolom yang dibutuhkan setiap jembatan yang telah di desain kebutuhan tulangnya. Selanjutnya akan dicari

jembatan yang paling efisien dari segi material pada ketiga variasi ketinggian busur jembatan.

5.5.1 Volume Elemen Balok

1. Volume beton

Semua variasi ketinggian busur jembatan memiliki dimensi dan jumlah balok B1, B2, dan B3 yang sama, sehingga volume beton yang dibutuhkan pun juga akan sama. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan volume beton balok pada Tabel 5.64.

Tabel 5.64 Rekapitulasi Volume Beton Balok Jembatan

Balok	H (m)	B (m)	Panjang (m)	Jumlah	Volume (m ³)
B1	0.9	0.45	5	36	72.9
B2	0.7	0.35	3.5	26	22.295
B3	0.6	0.3	5	24	21.6
Total					116.795

Total volume beton yang dibutuhkan untuk elemen balok setiap ketinggian busur jembatan adalah 116,785 m³

2. Volume tulangan

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan volume tulangan pokok hasil dari desain yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 5.65 sampai Tabel 5.67.

Tabel 5.65 Rekapitulasi Volume Tulangan Balok Jembatan Tinggi Busur

10m

Nama Balok	Daerah	Diameter (mm)	Tarik (n)	Tekan (n)	Ln (m)	Panjang Penyaluran (m)	Jumlah	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat (kg)
B1	Tumpuan	16	14	8	4	27.08	36	7850	8077.546
	Lapangan	16	9	3	4	3.6	36	7850	1568.235
B2	Tumpuan	16	7	3	3	12.36	26	7850	2245.530
	Lapangan	16	6	3	3	2.64	26	7850	662.333
B3	Tumpuan	16	4	3	4.65	8.58	24	7850	1883.018
	Lapangan	16	4	3	4.65	2	24	7850	692.258
Total									15128.920

**Tabel 5.66 Rekapitulasi Volume Tulangan Balok Jembatan Tinggi Busur
11m**

Nama Balok	Daerah	Diameter (mm)	Tarik (n)	Tekan (n)	Ln (m)	Panjang Penyaluran (m)	Jumlah	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat (kg)
B1	Tumpuan	16	14	8	4	23.78	36	7850	7702.533
	Lapangan	16	6	3	4	2.64	36	7850	1172.767
B2	Tumpuan	16	7	4	3	11.89	26	7850	2330.066
	Lapangan	16	5	3	3	2.32	26	7850	587.646
B3	Tumpuan	16	4	3	4.65	7.53	24	7850	1803.470
	Lapangan	16	4	3	4.65	2	24	7850	692.258
								Total	14288.740

**Tabel 5.67 Rekapitulasi Volume Tulangan Balok Jembatan Tinggi Busur
12m**

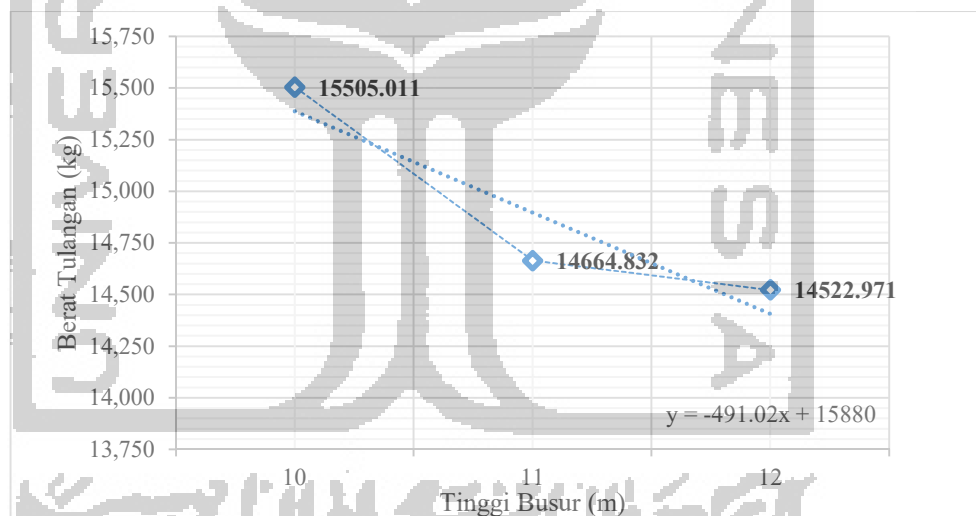
Nama Balok	Daerah	Diameter (mm)	Tarik (n)	Tekan (n)	Ln (m)	Panjang Penyaluran (m)	Jumlah	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat (kg)
B1	Tumpuan	16	13	7	4	24.64	36	7850	7345.703
	Lapangan	16	6	3	4	2.64	36	7850	1172.767
B2	Tumpuan	16	7	4	3	13.54	26	7850	2465.487
	Lapangan	16	5	3	3	2.32	26	7850	587.646
B3	Tumpuan	16	4	3	4.65	8.58	24	7850	1883.018
	Lapangan	16	4	3	4.65	2	24	7850	692.258
								Total	14146.879

Kemudian berikut ini merupakan perhitungan volume tulangan geser pada balok. Karena pada setiap ketinggian busur jembatan memiliki kebutuhan tulangan geser yang sama, sehingga volume tulangan geser yang dibutuhkanpun juga akan sama. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan volume beton balok yang terdapat pada Tabel 5.68

Tabel 5.68 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Balok

Balok	Ln Balok (mm)	Daerah	Tulangan	Jarak (mm)	Panjang tulangan (m)	Jumlah (buah)	Berat (kg)
B1	4000	Sendi Plastis	2 D13	50	2536	42	110.980
		Luas sendi Plastis	2 D13	100	2536	21	55.490
B2	3000	Sendi Plastis	3 D13	50	2712	32	90.424
		Luas sendi Plastis	3 D13	100	2712	16	45.212
B3	4650	Sendi Plastis	2 Ø10	100	1600	26	25.648
		Luas sendi Plastis	2 Ø10	100	1600	49	48.337
Total							376.091

Setelah mendapatkan volume tulangan balok dari semua ketinggian busur jembatan kemudian melakukan perbandingan antara ketiga variasi ketinggian busur jembatan dengan grafik dari volume tulangan pada balok jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.50

**Gambar 5.50 Perbandingan Volume Tulangan Balok**

Dari gambar diatas menunjukkan bahwa volume tulangan balok paling tinggi yaitu pada ketinggian busur 10 m sebesar 15.505,011 kg, hal ini karena momen yang dihasilkan dari analisis struktur jembatan dengan ketinggian busur 10 m memiliki momen terbesar, sehingga memerlukan tulangan yang lebih banyak untuk menahan momennya.

5.5.2 Volume Elemen Kolom (K)

1. Volume beton

Berikut rekapitulasi perhitungan volume beton kolom K yang terdapat pada Tabel 5.69 sampai Tabel 5.71

Tabel 5. 69 Rekapitulasi Volume Kolom K Beton Jembatan Tinggi Busur

10m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Ht balok (m)	H kolom bersih (m)	Jumlah	Volume (m ³)
K1	1	0.5	11.444	0.9	10.544	3	15.816
K2	1	0.5	8.944	0.9	8.044	3	12.066
K3	1	0.5	7	0.9	6.1	3	9.150
K4	1	0.5	5.611	0.9	4.711	3	7.067
K5	1	0.5	4.778	0.9	3.878	3	5.817
K6	1	0.5	4.5	0.9	3.6	3	5.400
K7	1	0.5	4.778	0.9	3.878	3	5.817
K8	1	0.5	5.611	0.9	4.711	3	7.067
K9	1	0.5	7	0.9	6.1	3	9.150
K10	1	0.5	8.944	0.9	8.044	3	12.066
K11	1	0.5	11.444	0.9	10.544	3	15.816
Total							105.231

Tabel 5. 70 Rekapitulasi Volume Kolom K Beton Jembatan Tinggi Busur

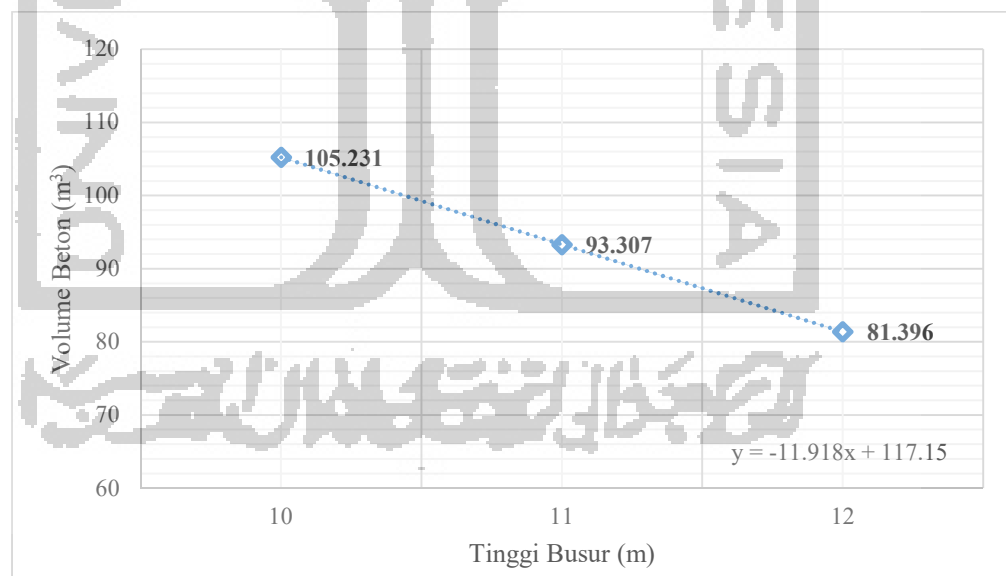
11m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Ht balok (m)	H kolom bersih (m)	Jumlah	Volume (m ³)
K1	1	0.5	11.139	0.9	10.239	3	15.359
K2	1	0.5	8.389	0.9	7.489	3	11.234
K3	1	0.5	6.2464	0.9	5.3464	3	8.020
K4	1	0.5	4.722	0.9	3.822	3	5.733
K5	1	0.5	3.806	0.9	2.906	3	4.359
K6	1	0.5	3.5	0.9	2.6	3	3.900
K7	1	0.5	3.806	0.9	2.906	3	4.359
K8	1	0.5	4.722	0.9	3.822	3	5.733
K9	1	0.5	6.2464	0.9	5.3464	3	8.020
K10	1	0.5	8.389	0.9	7.489	3	11.234
K11	1	0.5	11.139	0.9	10.239	3	15.359
Total							93.307

Tabel 5.71 Rekapitulasi Volume Kolom K Beton Jembatan Tinggi Busur 12m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Ht balok (m)	H kolom bersih (m)	Jumlah	Volume (m ³)
K1	1	0.5	10.833	0.9	9.933	3	14.900
K2	1	0.5	7.833	0.9	6.933	3	10.400
K3	1	0.5	5.5	0.9	4.6	3	6.900
K4	1	0.5	3.833	0.9	2.933	3	4.400
K5	1	0.5	2.833	0.9	1.933	3	2.900
K6	1	0.5	2.5	0.9	1.6	3	2.400
K7	1	0.5	2.833	0.9	1.933	3	2.900
K8	1	0.5	3.833	0.9	2.933	3	4.400
K9	1	0.5	5.5	0.9	4.6	3	6.900
K10	1	0.5	7.833	0.9	6.933	3	10.400
K11	1	0.5	10.833	0.9	9.933	3	14.900
Total							81.396

Dari keriga tabel di atas kemudian dimodelkan dalam grafik kebutuhan beton kolom K dapat dilihat pada Gambar 5.51.



Gambar 5.51 Perbandingan Volume Beton Kolom K

Gambar diatas menunjukkan volume beton pada kolom K tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 10 m sebesar 105,231 m³, hal ini karena jembatan dengan tinggi busur 10 m memiliki tinggi busur terpendek

sehingga menyebabkan tinggi kolom K lebih tinggi dari ketiga variasi ketinggian busur.

2. Volume tulangan

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan volume tulangan pokok hasil dari desain yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 5.72 sampai Tabel 5.74.

Tabel 5.72 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom K Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Dimensi (m)	H kolom (m)	Tulangan		Diameter (mm)	Panjang penyaluran (m)	Jumlah	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tulangan (kg)
			X	Y					
K1	1 x 0,5	11.364	12	6	25	1.00	3	7850	2572.719
K2	1 x 0,5	8.864	12	6	25	1.00	3	7850	2052.515
K3	1 x 0,5	6.920	12	6	25	1.00	3	7850	1648.005
K4	1 x 0,5	5.531	12	6	25	1.00	3	7850	1358.980
K5	1 x 0,5	4.698	12	6	25	1.00	3	7850	1185.648
K6	1 x 0,5	4.420	12	6	25	1.00	3	7850	1127.801
K7	1 x 0,5	4.698	12	6	25	1.00	3	7850	1185.648
K8	1 x 0,5	5.531	12	6	25	1.00	3	7850	1358.980
K9	1 x 0,5	6.920	12	6	25	1.00	3	7850	1648.005
K10	1 x 0,5	8.864	12	6	25	1.00	3	7850	2052.515
K11	1 x 0,5	11.364	12	6	25	1.00	3	7850	2572.719
Total									18763.535

Tabel 5.73 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom K Tinggi Busur 11 m

Nama Elemen	Dimensi (m)	H kolom	Tulangan		Diameter	Panjang penyaluran	Jumlah	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tulangan (kg)
			X	Y					
K1	1 x 0,5	11.059	12	6	25	1.00	3	7850	2509.254
K2	1 x 0,5	8.309	12	6	25	1.00	3	7850	1937.030
K3	1 x 0,5	6.166	12	6	25	1.00	3	7850	1491.195
K4	1 x 0,5	4.642	12	6	25	1.00	3	7850	1173.995
K5	1 x 0,5	3.726	12	6	25	1.00	3	7850	983.393
K6	1 x 0,5	3.420	12	6	25	1.00	3	7850	919.720
K7	1 x 0,5	3.726	12	6	25	1.00	3	7850	983.393
K8	1 x 0,5	4.642	12	6	25	1.00	3	7850	1173.995
K9	1 x 0,5	6.166	12	6	25	1.00	3	7850	1491.195
K10	1 x 0,5	8.309	12	6	25	1.00	3	7850	1937.030
K11	1 x 0,5	11.059	12	6	25	1.00	3	7850	2509.254
Total									17109.454

Tabel 5.74 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom K Tinggi Busur 12 m

Nama Elemen	Dimensi (m)	H kolom	Tulangan		Diameter	Panjang penyaluran	Jumlah	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tulangan (kg)
			X	Y					
K1	1 x 0,5	10.753	12	6	25	1.00	3	7850	2445.581
K2	1 x 0,5	7.753	12	6	25	1.00	3	7850	1821.337
K3	1 x 0,5	5.420	12	6	25	1.00	3	7850	1335.883
K4	1 x 0,5	3.753	12	6	25	1.00	3	7850	989.011
K5	1 x 0,5	2.753	12	6	25	1.00	3	7850	780.930
K6	1 x 0,5	2.420	12	6	25	1.00	3	7850	711.638
K7	1 x 0,5	2.753	12	6	25	1.00	3	7850	780.930
K8	1 x 0,5	3.753	12	6	25	1.00	3	7850	989.011
K9	1 x 0,5	5.420	12	6	25	1.00	3	7850	1335.883
K10	1 x 0,5	7.753	12	6	25	1.00	3	7850	1821.337
K11	1 x 0,5	10.753	12	6	25	1.00	3	7850	2445.581
								Total	15457.121

Untuk tulangan geser kolom K, setiap variasi ketinggian busur jembatan memiliki kebutuhan tulangan geser yang sama yaitu pada daerah sendi plastis arah x 4 D13-100 dan arah y 2 D13-100. Sedangkan untuk daerah luar sendi plastis arah x maupun arah y tulangan yang digunakan 2 D13-150. Berikut adalah tabel rekapitulasi kebutuhan tulangan geser sendi plastis setiap variasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.75 sampai Tabel 5.77.

Tabel 5.75 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Lo (m)	L Senggang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K1	1	0.5	11.444	1.907	3.988	7850	20	83.106
K2	1	0.5	8.944	1.491	3.988	7850	15	62.329
K3	1	0.5	7	1.167	3.988	7850	12	49.863
K4	1	0.5	5.611	1.000	3.988	7850	10	41.553
K5	1	0.5	4.778	1.000	3.988	7850	10	41.553
K6	1	0.5	4.5	1.000	3.988	7850	10	41.553
K7	1	0.5	4.778	1.000	3.988	7850	10	41.553
K8	1	0.5	5.611	1.000	3.988	7850	10	41.553
K9	1	0.5	7	1.167	3.988	7850	12	49.863
K10	1	0.5	8.944	1.491	3.988	7850	15	62.329
K11	1	0.5	11.444	1.907	3.988	7850	20	83.106
							Total	598.362

Tabel 5.76 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 11m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	L Senggang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K1	1	0.5	11.139	1.857	3.988	7850	19	78.951
K2	1	0.5	8.389	1.398	3.988	7850	14	58.174
K3	1	0.5	6.2464	1.041	3.988	7850	11	45.708
K4	1	0.5	4.722	1.000	3.988	7850	10	41.553
K5	1	0.5	3.806	1.000	3.988	7850	10	41.553
K6	1	0.5	3.5	1.000	3.988	7850	10	41.553
K7	1	0.5	3.806	1.000	3.988	7850	10	41.553
K8	1	0.5	4.722	1.000	3.988	7850	10	41.553
K9	1	0.5	6.2464	1.041	3.988	7850	11	45.708
K10	1	0.5	8.389	1.398	3.988	7850	14	58.174
K11	1	0.5	11.139	1.857	3.988	7850	19	78.951
							Total	573.430

Tabel 5.77 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 12m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	L Senggang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K1	1	0.5	10.833	1.806	3.988	7850	19	78.951
K2	1	0.5	7.833	1.306	3.988	7850	14	58.174
K3	1	0.5	5.5	1.000	3.988	7850	10	41.553
K4	1	0.5	3.833	1.000	3.988	7850	10	41.553
K5	1	0.5	2.833	1.000	3.988	7850	10	41.553
K6	1	0.5	2.5	1.000	3.988	7850	10	41.553
K7	1	0.5	2.833	1.000	3.988	7850	10	41.553
K8	1	0.5	3.833	1.000	3.988	7850	10	41.553
K9	1	0.5	5.5	1.000	3.988	7850	10	41.553
K10	1	0.5	7.833	1.306	3.988	7850	14	58.174
K11	1	0.5	10.833	1.806	3.988	7850	19	78.951
							Total	565.120

Berikut adalah tabel rekapitulasi kebutuhan tulangan geser luar sendi plastis setiap variasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.78 sampai Tabel 5.80.

Tabel 5.78 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	L Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K1	1	0.5	11.444	7.629	2.836	7850	51	150.703
K2	1	0.5	8.944	5.963	2.836	7850	40	118.199
K3	1	0.5	7	4.667	2.836	7850	32	94.559
K4	1	0.5	5.611	3.611	2.836	7850	25	73.874
K5	1	0.5	4.778	2.778	2.836	7850	19	56.144
K6	1	0.5	4.5	2.500	2.836	7850	17	50.234
K7	1	0.5	4.778	2.778	2.836	7850	19	56.144
K8	1	0.5	5.611	3.611	2.836	7850	25	73.874
K9	1	0.5	7	4.667	2.836	7850	32	94.559
K10	1	0.5	8.944	5.963	2.836	7850	40	118.199
K11	1	0.5	11.444	7.629	2.836	7850	51	150.703
							Total	1037.193

Tabel 5.79 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 11m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	L Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K1	1	0.5	11.139	7.426	2.836	7850	50	147.748
K2	1	0.5	8.389	5.593	2.836	7850	38	112.289
K3	1	0.5	6.2464	4.164	2.836	7850	28	82.739
K4	1	0.5	4.722	2.722	2.836	7850	19	56.144
K5	1	0.5	3.806	1.806	2.836	7850	13	38.415
K6	1	0.5	3.5	1.500	2.836	7850	10	29.550
K7	1	0.5	3.806	1.806	2.836	7850	13	38.415
K8	1	0.5	4.722	2.722	2.836	7850	19	56.144
K9	1	0.5	6.2464	4.164	2.836	7850	28	82.739
K10	1	0.5	8.389	5.593	2.836	7850	38	112.289
K11	1	0.5	11.139	7.426	2.836	7850	50	147.748
							Total	904.220

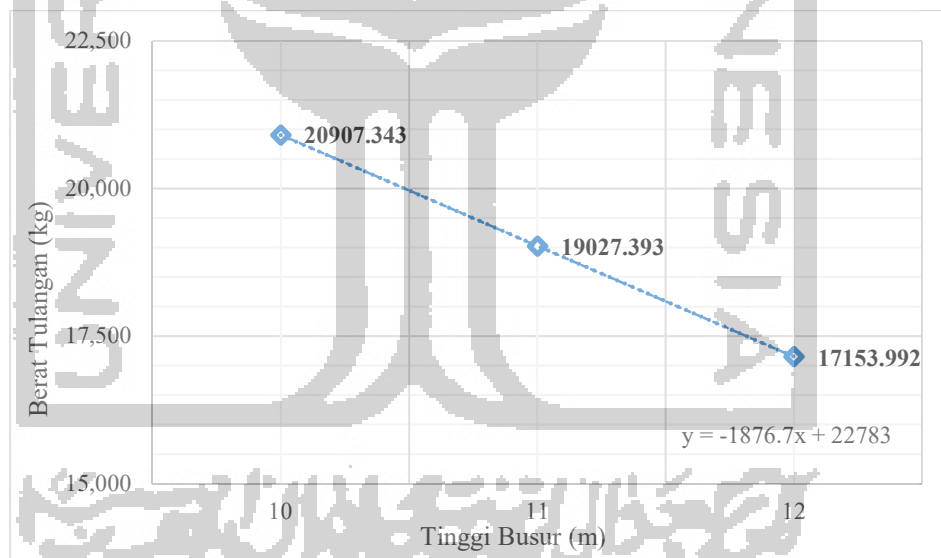
Tabel 5.80 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 12m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	L Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K1	1	0.5	10.833	7.222	2.836	7850	49	144.793
K2	1	0.5	7.833	5.222	2.836	7850	35	103.424
K3	1	0.5	5.5	3.500	2.836	7850	24	70.919

Lanjutan Tabel 5.80 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 12m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	L Senggang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
K4	1	0.5	3.833	1.833	2.836	7850	13	38.415
K5	1	0.5	2.833	0.833	2.836	7850	6	17.730
K6	1	0.5	2.5	0.500	2.836	7850	4	11.820
K7	1	0.5	2.833	0.833	2.836	7850	6	17.730
K8	1	0.5	3.833	1.833	2.836	7850	13	38.415
K9	1	0.5	5.5	3.500	2.836	7850	24	70.919
K10	1	0.5	7.833	5.222	2.836	7850	35	103.424
K11	1	0.5	10.833	7.222	2.836	7850	49	144.793
							Total	762.381

Setelah mendapatkan volume tulangan kemudian dimodelkan dalam bentuk grafik kebutuhan tulangan kolom K dari ketiga variasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.52.



Gambar 5.52 Perbandingan Volume Tulangan Kolom K

Gambar diatas menunjukkan volume tulangan pada kolom K tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 10 m sebesar 20.907,343 kg, walaupun penampangnya memiliki kebutuhan tulangan yang sama dengan ketiga variasi tingi busur jembatan, namun jembatan dengan tinggi busur 10 m memiliki tinggi busur terpendek sehingga menyebabkan tinggi kolom K

lebih tinggi dari ketiga variasi ketinggian busur. Hal ini berpengaruh pada panjang tulangan yang dibutuhkan, sehingga kebutuhan tulangan jembatan tinggi busur 10 m lebih besar.

5.5.3 Volume Elemen Kolom Pelengkung (KP)

1. Volume beton

Berikut rekapitulasi perhitungan volume beton kolom KP pada Tabel 5.81 sampai Tabel 5.83.

Tabel 5.81 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Jumlah (buah)	Volume (m ³)
KP1	1.5	0.75	5.860	3	19.777
KP2	1.5	0.75	5.590	3	18.867
KP3	1.5	0.75	5.365	3	18.106
KP4	1.5	0.75	5.189	3	17.514
KP5	1.5	0.75	5.069	3	17.108
KP6	1.5	0.75	5.008	3	16.901
KP7	1.5	0.75	5.008	3	16.901
KP8	1.5	0.75	5.069	3	17.108
KP9	1.5	0.75	5.189	3	17.514
KP10	1.5	0.75	5.365	3	18.106
KP11	1.5	0.75	5.590	3	18.867
KP12	1.5	0.75	5.860	3	19.777
Total					216.545

Tabel 5.82 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 11m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Jumlah (buah)	Volume (m ³)
KP1	1.5	0.75	6.02464	3	20.333
KP2	1.5	0.75	5.70636	3	19.259
KP3	1.5	0.75	5.43974	3	18.359
KP4	1.5	0.75	5.22722	3	17.642
KP5	1.5	0.75	5.08321	3	17.156
KP6	1.5	0.75	5.00935	3	16.907
KP7	1.5	0.75	5.00935	3	16.907
KP8	1.5	0.75	5.08321	3	17.156
KP9	1.5	0.75	5.22722	3	17.642

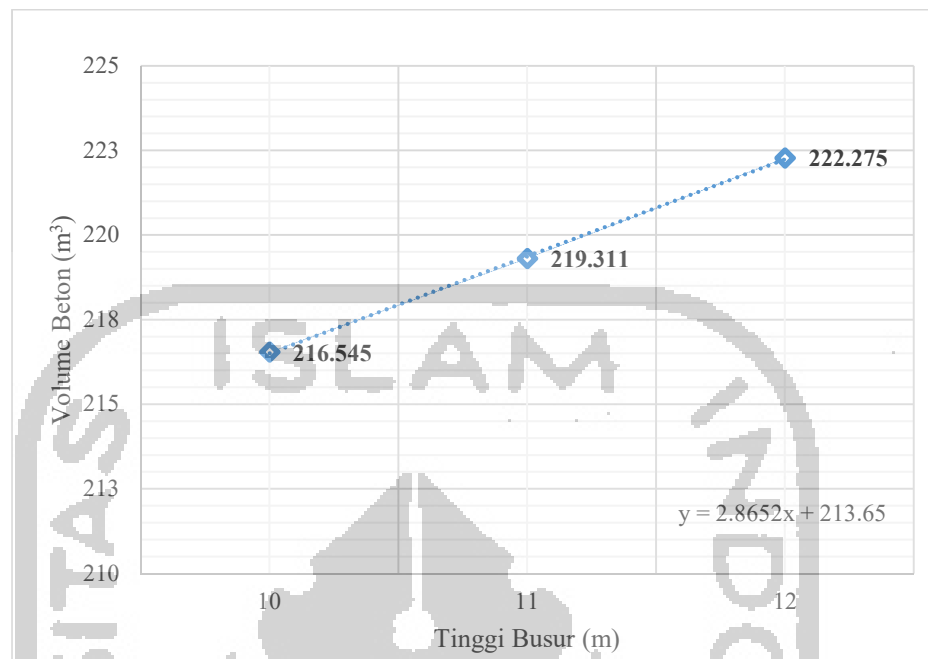
**Lanjutan Tabel 5.82 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi
Busur 11m**

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Jumlah (buah)	Volume (m³)
KP10	1.5	0.75	5.43974	3	18.359
KP11	1.5	0.75	5.70636	3	19.259
KP12	1.5	0.75	6.02464	3	20.333
Total					219.311

Tabel 5.83 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 12m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Jumlah (buah)	Volume (m³)
KP1	1.5	0.75	6.201	3	20.927
KP2	1.5	0.75	5.831	3	19.679
KP3	1.5	0.75	5.518	3	18.622
KP4	1.5	0.75	5.271	3	17.788
KP5	1.5	0.75	5.099	3	17.209
KP6	1.5	0.75	5.011	3	16.912
KP7	1.5	0.75	5.011	3	16.912
KP8	1.5	0.75	5.099	3	17.209
KP9	1.5	0.75	5.271	3	17.788
KP10	1.5	0.75	5.518	3	18.622
KP11	1.5	0.75	5.831	3	19.679
KP12	1.5	0.75	6.201	3	20.927
Total					222.275

Setelah mendapatkan volume beton kemudian dimodelkan dalam bentuk grafik kebutuhan beton kolom KP dari ketiga varisasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.53.



Gambar 5.53 Perbandingan Volume Beton Kolom KP

Gambar diatas menunjukkan volume beton pada kolom KP tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 12 m sebesar 222,275 m³, hal ini karena jembatan dengan tinggi busur 12 m memiliki tinggi busur tertinggi sehingga menyebabkan panjang kolom KP lebih panjang dari ketiga variasi ketinggian busur.

2. Volume tulangan

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan volume tulangan pokok hasil dari desain yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 5.84 sampai Tabel 5.86.

Tabel 5. 84 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 10 m

Kolom	Dimensi (m)	H kolom (m)	Tulangan		Diameter (mm)	Panjang penyaluran (m)	Jml	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tulangan (kg)
			X	Y					
KP1	1,5 x 0,75	5.510	10	10	19	0.76	3	7850	837.331
KP2	1,5 x 0,75	5.285	10	10	19	0.76	3	7850	807.211
KP3	1,5 x 0,75	5.109	10	10	19	0.76	3	7850	783.805
KP4	1,5 x 0,75	4.989	10	10	19	0.76	3	7850	767.721
KP5	1,5 x 0,75	4.928	10	10	19	0.76	3	7850	759.550
KP6	1,5 x 0,75	4.928	10	10	19	0.76	3	7850	759.550

Lanjutan 5.84 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 10 m

Kolom	Dimensi (m)	H kolom (m)	Tulangan		Diameter (mm)	Panjang penyaluran (m)	Jml	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tualngan (kg)
			X	Y					
KP7	1,5 x 0,75	4.989	10	10	19	0.76	3	7850	767.721
KP8	1,5 x 0,75	5.109	10	10	19	0.76	3	7850	783.805
KP9	1,5 x 0,75	5.285	10	10	19	0.76	3	7850	807.211
KP10	1,5 x 0,75	5.510	10	10	19	0.76	3	7850	837.331
KP11	1,5 x 0,75	5.780	10	10	19	0.76	3	7850	873.360
KP12	1,5 x 0,75	5.780	10	10	19	0.76	3	7850	873.360
Total									9657.955

Tabel 5.85 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 11 m

Kolom	Dimensi (m)	H kolom (m)	Tulangan		Diameter (mm)	Panjang penyaluran (m)	Jml	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tualngan (kg)
			X	Y					
KP1	1,5 x 0,75	5.626	10	10	19	0.76	3	7850	852.848
KP2	1,5 x 0,75	5.360	10	10	19	0.76	3	7850	817.243
KP3	1,5 x 0,75	5.147	10	10	19	0.76	3	7850	788.862
KP4	1,5 x 0,75	5.003	10	10	19	0.76	3	7850	769.631
KP5	1,5 x 0,75	4.929	10	10	19	0.76	3	7850	759.767
KP6	1,5 x 0,75	4.929	10	10	19	0.76	3	7850	759.767
KP7	1,5 x 0,75	5.003	10	10	19	0.76	3	7850	769.631
KP8	1,5 x 0,75	5.147	10	10	19	0.76	3	7850	788.862
KP9	1,5 x 0,75	5.360	10	10	19	0.76	3	7850	817.243
KP10	1,5 x 0,75	5.626	10	10	19	0.76	3	7850	852.848
KP11	1,5 x 0,75	5.945	10	10	19	0.76	3	7850	895.351
KP12	1,5 x 0,75	5.945	10	10	19	0.76	3	7850	895.351
Total									9767.403

Tabel 5.86 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur 12 m

Kolom	Dimensi (m)	H kolom (m)	Tulangan		Diameter (mm)	Panjang penyaluran (m)	Jml	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tualngan (kg)
			X	Y					
KP1	1,5 x 0,75	5.751	10	10	19	0.76	3	7850	869.486
KP2	1,5 x 0,75	5.438	10	10	19	0.76	3	7850	827.628
KP3	1,5 x 0,75	5.191	10	10	19	0.76	3	7850	794.651
KP4	1,5 x 0,75	5.019	10	10	19	0.76	3	7850	771.742
KP5	1,5 x 0,75	4.931	10	10	19	0.76	3	7850	759.998
KP6	1,5 x 0,75	4.931	10	10	19	0.76	3	7850	759.998

**Lanjutan Tabel 5.86 Rekapitulasi Volume Tulangan Kolom KP Tinggi Busur
12 m**

Kolom	Dimensi (m)	H kolom (m)	Tulangan		Diameter (mm)	Panjang penyaluran (m)	Jml	Berat Jenis (kg/m ³)	Berat Tualngan (kg)
KP7	1,5 x 0,75	5.019	10	10	19	0.76	3	7850	771.742
KP8	1,5 x 0,75	5.191	10	10	19	0.76	3	7850	794.651
KP9	1,5 x 0,75	5.438	10	10	19	0.76	3	7850	827.628
KP10	1,5 x 0,75	5.751	10	10	19	0.76	3	7850	869.486
KP11	1,5 x 0,75	6.121	10	10	19	0.76	3	7850	918.844
KP12	1,5 x 0,75	6.121	10	10	19	0.76	3	7850	918.844
Total									9884.699

Untuk tulangan geser kolom KP setiap variasi ketinggian busur jembatan meliki kebutuhan tulangan geser yang sama yaitu pada daerah sendi plastis arah x 7 D13-100 dan arah y 3 D13-100. Sedangkan untuk daerah luar sendi plastis arah x maupun arah y tulangan yang digunakan 2 D13-150. Berikut adalah tabel rekapitulasi kebutuhan tulangan geser sendi plastis setiap variasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.87 sampai 5.89

Tabel 5.87 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Lo (m)	Panjang Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP1	1.5	0.75	5.860	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP2	1.5	0.75	5.590	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP3	1.5	0.75	5.365	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP4	1.5	0.75	5.189	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP5	1.5	0.75	5.069	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP6	1.5	0.75	5.008	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP7	1.5	0.75	5.008	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP8	1.5	0.75	5.069	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP9	1.5	0.75	5.189	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP10	1.5	0.75	5.365	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP11	1.5	0.75	5.590	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP12	1.5	0.75	5.860	1.500	9.886	7850	15	154.511
Total								1854.126

**Tabel 5. 88 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur
11m**

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Lo (m)	Panjang Senggang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP1	1.5	0.75	6.025	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP2	1.5	0.75	5.706	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP3	1.5	0.75	5.440	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP4	1.5	0.75	5.227	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP5	1.5	0.75	5.083	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP6	1.5	0.75	5.009	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP7	1.5	0.75	5.009	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP8	1.5	0.75	5.083	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP9	1.5	0.75	5.227	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP10	1.5	0.75	5.440	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP11	1.5	0.75	5.706	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP12	1.5	0.75	6.025	1.500	9.886	7850	15	154.511
							Total	1854.126

**Tabel 5. 89 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur
12m**

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	Lo (m)	Panjang Senggang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP1	1.5	0.75	6.201	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP2	1.5	0.75	5.831	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP3	1.5	0.75	5.518	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP4	1.5	0.75	5.271	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP5	1.5	0.75	5.099	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP6	1.5	0.75	5.011	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP7	1.5	0.75	5.011	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP8	1.5	0.75	5.099	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP9	1.5	0.75	5.271	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP10	1.5	0.75	5.518	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP11	1.5	0.75	5.831	1.500	9.886	7850	15	154.511
KP12	1.5	0.75	6.201	1.500	9.886	7850	15	154.511
							Total	1854.126

Dari ketiga tabel diatas menunjukkan kebutuhan tulangan geser sendi plastis kolom KP dari semua variasi tinggi busur jembatan sama yaitu sebesar 1.854,126 kg. Hal ini karena nilai panjang daerah sendi plastis kolom (L_0) sama setiap jembatan yaitu 1,5 m. Berikut adalah tabel rekapitulasi kebutuhan tulangan geser luar sendi plastis setiap variasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.90 sampai Tabel 5.92

Tabel 5.90 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 10m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	Panjang Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m^3)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP1	1.5	0.75	5.860	2.860	4.336	7850	20	90.358
KP2	1.5	0.75	5.590	2.590	4.336	7850	18	81.322
KP3	1.5	0.75	5.365	2.365	4.336	7850	16	72.286
KP4	1.5	0.75	5.189	2.189	4.336	7850	15	67.768
KP5	1.5	0.75	5.069	2.069	4.336	7850	14	63.250
KP6	1.5	0.75	5.008	2.008	4.336	7850	14	63.250
KP7	1.5	0.75	5.008	2.008	4.336	7850	14	63.250
KP8	1.5	0.75	5.069	2.069	4.336	7850	14	63.250
KP9	1.5	0.75	5.189	2.189	4.336	7850	15	67.768
KP10	1.5	0.75	5.365	2.365	4.336	7850	16	72.286
KP11	1.5	0.75	5.590	2.590	4.336	7850	18	81.322
KP12	1.5	0.75	5.860	2.860	4.336	7850	20	90.358
							Total	876.470

Tabel 5.91 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 11m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	Panjang Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m^3)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP1	1.5	0.75	6.025	3.025	4.336	7850	21	94.876
KP2	1.5	0.75	5.706	2.706	4.336	7850	19	85.840
KP3	1.5	0.75	5.440	2.440	4.336	7850	17	76.804
KP4	1.5	0.75	5.227	2.227	4.336	7850	15	67.768
KP5	1.5	0.75	5.083	2.083	4.336	7850	14	63.250
KP6	1.5	0.75	5.009	2.009	4.336	7850	14	63.250
KP7	1.5	0.75	5.009	2.009	4.336	7850	14	63.250

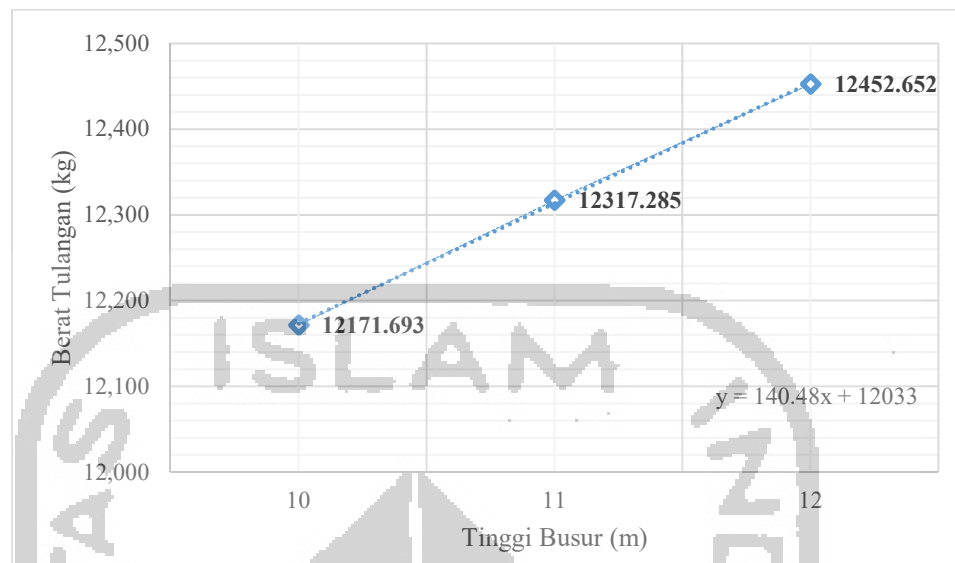
Lanjutan Tabel 5.91 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 11m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	Panjang Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP8	1.5	0.75	5.083	2.083	4.336	7850	14	63.250
KP9	1.5	0.75	5.227	2.227	4.336	7850	15	67.768
KP10	1.5	0.75	5.440	2.440	4.336	7850	17	76.804
KP11	1.5	0.75	5.706	2.706	4.336	7850	19	85.840
KP12	1.5	0.75	6.025	3.025	4.336	7850	21	94.876
							Total	903.578

Tabel 5.92 Rekapitulasi Volume Tulangan Geser Kolom K Tinggi Busur 12m

Nama Elemen	Ht kolom (m)	B kolom (m)	H kolom (m)	L (m)	Panjang Sengkang (m)	Berat Jenis (kg/m³)	Jumlah (buah)	Berat Tulangan (kg)
KP1	1.5	0.75	6.201	3.201	4.336	7850	22	99.394
KP2	1.5	0.75	5.831	2.831	4.336	7850	19	85.840
KP3	1.5	0.75	5.518	2.518	4.336	7850	17	76.804
KP4	1.5	0.75	5.271	2.271	4.336	7850	16	72.286
KP5	1.5	0.75	5.099	2.099	4.336	7850	14	63.250
KP6	1.5	0.75	5.011	2.011	4.336	7850	14	63.250
KP7	1.5	0.75	5.011	2.011	4.336	7850	14	63.250
KP8	1.5	0.75	5.099	2.099	4.336	7850	14	63.250
KP9	1.5	0.75	5.271	2.271	4.336	7850	16	72.286
KP10	1.5	0.75	5.518	2.518	4.336	7850	17	76.804
KP11	1.5	0.75	5.831	2.831	4.336	7850	19	85.840
KP12	1.5	0.75	6.201	3.201	4.336	7850	22	99.394
							Total	921.649

Setelah mendapatkan volume tulangan kemudian dimodelkan dalam bentuk grafik kebutuhan tulangan kolom KP dari ketiga varisasi ketinggian busur jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.54.



Gambar 5.54 Perbandingan Volume Tulangan Kolom KP

Gambar diatas menunjukkan volume tulangan pada kolom KP tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 12 m sebesar 12.452,652 kg, walaupun penampangnya memiliki kebutuhan tulangan yang sama dengan ketiga variasi tinggi busur jembatan, namun jembatan dengan tinggi busur 12 m memiliki tinggi busur tertinggi sehingga menyebabkan tinggi kolom KP lebih tinggi dari ketiga variasi ketinggian busur. Hal ini berpengaruh pada panjang tulangan yang dibutuhkan, sehingga kebutuhan tulangan jembatan tinggi busur 12 m lebih besar.

5.6 Pembahasan

Perhitungan volume beton dan tulangan bertujuan untuk mengetahui pengaruh variasi ketinggian busur pada perencanaan ulang struktur atas Jembatan Sardjito I dilakukan untuk mengetahui efisiensi material. Adapun variasi tinggi busur yang digunakan yaitu tinggi busur 10 m, tinggi busur 11 m, dan tinggi busur 12 m.

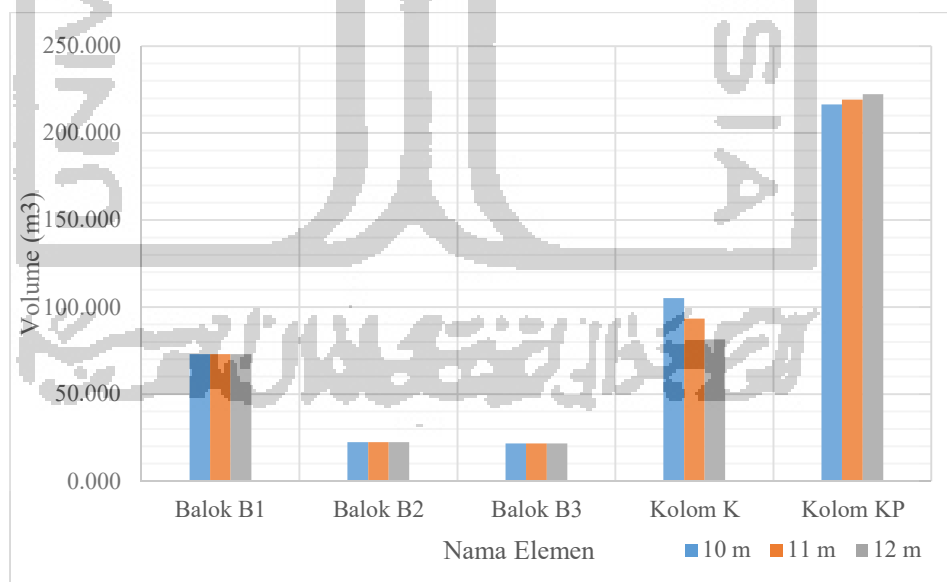
5.6.1 Volume Beton

Dari hasil perhitungan volume beton berikut ini merupakan rekapitulasi volume beton yang di butuhkan setiap tinggi busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.93.

Tabel 5.93 Rekapitulasi Volume Kebutuhan Beton

Tinggi Busur	Elemen	Dimensi (cm)	Volume	Total (m ³)
10 m	Balok B1	90 x 45	72.900	438.571
	Balok B2	70 x 35	22.295	
	Balok B3	60 x 30	21.600	
	Kolom K	100 x 50	105.231	
	Kolom KP	150 x 75	216.545	
11 m	Balok B1	90 x 45	72.900	429.413
	Balok B2	70 x 35	22.295	
	Balok B3	60 x 30	21.600	
	Kolom K	100 x 50	93.307	
	Kolom KP	150 x 75	219.311	
12 m	Balok B1	90 x 45	72.900	420.466
	Balok B2	70 x 35	22.295	
	Balok B3	60 x 30	21.600	
	Kolom K	100 x 50	81.396	
	Kolom KP	150 x 75	222.275	

Dari tabel diatas kemudian dimodelkan dengan grafik seperti pada Gambar 5.55 berikut.

**Gambar 5.55 Perbandingan Volume Beton**

Dari Gambar 5.55 Volume balok B1, B2, dan B3 memiliki kebutuhan beton yang sama karena dari dimensi dan panjang bentang balok setiap ketinggian busur

sama. Volume kolom K tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 10 m sebesar 105,231 m³, hal ini karena jembatan dengan tinggi busur 10 m memiliki tinggi busur terpendek sehingga menyebabkan tinggi kolom K lebih tinggi dari ketiga variasi ketinggian busur. Volume beton pada kolom KP tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 12 m sebesar 222,275 m³, hal ini karena jembatan dengan tinggi busur 12 m memiliki tinggi busur tertinggi sehingga menyebabkan panjang kolom KP lebih panjang dari ketiga variasi ketinggian busur. Volume beton tertinggi adalah jembatan dengan tinggi busur 10 m sebesar 438,571 m³, sedangkan volume beton terkecil adalah jembatan dengan tinggi busur 12 m sebesar 420,466 m³.

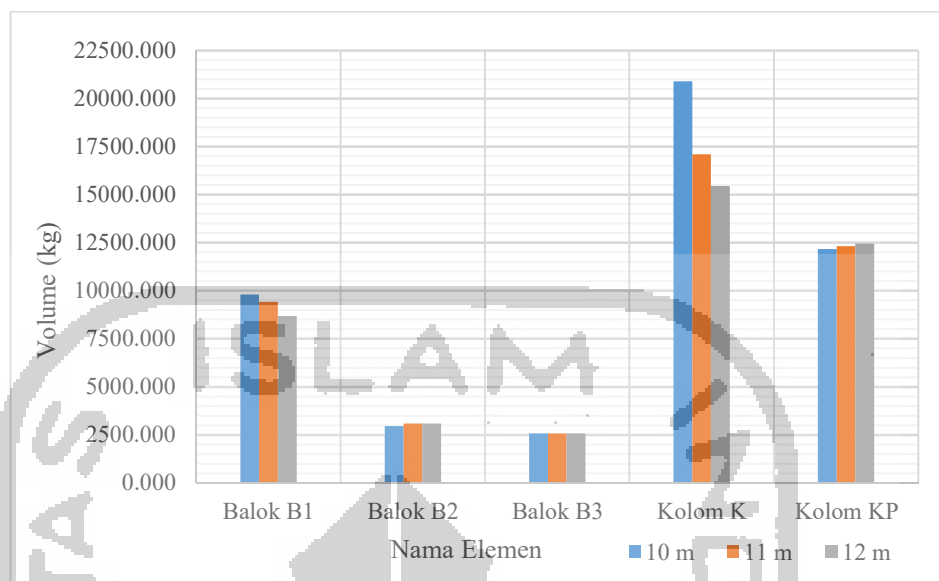
5.6.1 Volume Tulangan

Dari hasil perhitungan volume tulangan berikut ini merupakan rekapitulasi volume tulangan yang di butuhkan setiap tinggi busur jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.94

Tabel 5.94 Rekapitulasi Volume Kebutuhan Tulangan

Tinggi Busur	Elemen	Dimensi (cm)	Volume	Total (kg)
10 m	Balok B1	90 x 45	9812.250	48131.031
	Balok B2	70 x 35	2961.427	
	Balok B3	60 x 30	2569.713	
	Kolom K	100 x 50	20399.089	
	Kolom KP	150 x 75	12388.552	
11 m	Balok B1	90 x 45	9416.783	44719.546
	Balok B2	70 x 35	3098.489	
	Balok B3	60 x 30	2569.713	
	Kolom K	100 x 50	17109.454	
	Kolom KP	150 x 75	12525.108	
12 m	Balok B1	90 x 45	8684.940	42470.737
	Balok B2	70 x 35	3098.489	
	Balok B3	60 x 30	2569.713	
	Kolom K	100 x 50	15457.121	
	Kolom KP	150 x 75	12660.474	

Dari tabel diatas kemudian dimodelkan dengan grafik seperti pada Gambar 5.56 berikut.



Gambar 5.56 Perbandingan Volume Tulangan

Dari gambar diatas menunjukkan bahwa volume tulangan balok B1 paling tinggi yaitu pada ketinggian busur 10 m sebesar 9.812,250 kg, hal ini karena momen yang dihasilkan dari analisis struktur jembatan dengan ketinggian busur 10 m memiliki momen terbesar, sehingga memerlukan tulangan yang lebih banyak untuk menahan momennya. Untuk balok B2 volume tulangan terendah ada pada jembatan tinggi busur 10 m sebesar 2.961,427 kg, sedangkan tertinggi sebesar 3.098,489 kg terdapat apda tinggi busur 11 m dan 12 m. Hal ini karena momen yang dihasilkan balok B2 pada tinggi busur 10 m lebih kecil dibandingkan dengan momen balok B2 tinggi busur 11 m dan 12 m. Volume tulangan pada kolom K tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 10 m sebesar 20.399,089 kg, walaupun penampangnya memiliki kebutuhan tulangan yang sama dengan ketiga variasi tingi busur jembatan, namun jembatan dengan tinggi busur 10 m memiliki tinggi busur terpendek sehingga menyebabkan tinggi kolom K lebih tinggi dari ketiga variasi ketinggian busur. Hal ini berpengaruh pada panjang tulangan yang dibutuhkan, sehingga kebutuhan tulangan jembatan tinggi busur 10 m lebih besar. Sebaliknya volume tulangan pada kolom KP tertinggi terdapat pada jembatan dengan tinggi busur 12 m sebesar 12.660,474 kg, jembatan dengan tinggi busur 12 m memiliki tinggi busur tertinggi sehingga menyebabkan tinggi kolom KP lebih tinggi dari ketiga variasi ketinggian busur. Hal ini berpengaruh pada panjang

tulangan yang dibutuhkan, sehingga kebutuhan tulangan jembatan tinggi busur 12 m lebih besar.

Pada tinggi busur 10 m diperoleh kebutuhan material beton $438,571 \text{ m}^3$, pada tinggi busur 11 m diperoleh kebutuhan material beton $429,413 \text{ m}^3$, dan pada tinggi busur 12 m diperoleh kebutuhan material beton $420,466 \text{ m}^3$. Untuk kebutuhan tulangan tinggi busur 10 m diperoleh sebesar $48.131,031 \text{ kg}$, pada tinggi busur 11 m diperoleh kebutuhan material tulangan $44.719,546 \text{ kg}$, dan pada tinggi busur 12 m diperoleh kebutuhan material tulangan $42.470,737 \text{ kg}$. Dari kedua kebutuhan material tersebut menunjukkan bahwa tinggi busur 10 m merupakan jembatan yang paling banyak menggunakan material, sedangkan jembatan dengan tinggi busur 12 m merupakan jembatan yang paling efisien dari ketiga variasi ketinggian busur jembatan. Untuk kebutuhan beton jembatan tinggi busur 12 m lebih efisien sebesar 11,7% terhadap tinggi busur 10 m, dan untuk material tulangan lebih efisien sebesar 4,128%.

