BAB V

PERHITUNGAN STRUKTUR

5.1 PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN

5.1.1 Data-Data Teknis Jembatan

Perencanaan jembatan layang Jombor direncanakan menggunakan struktur balok prategang paskatarik dengan data sebagai berikut:

1. Panjang gelagar prategang, L = 50 m
2. Tebal plat lantai jembatan, h_o = 0,25 m
3. Tebal aspal, h_a = 0,1 m
4. Mutu beton K-500, $f'c$ = 41,5 MPa

5.2 PERHITUNGAN DINDING PAGAR TEPI (BARIER)

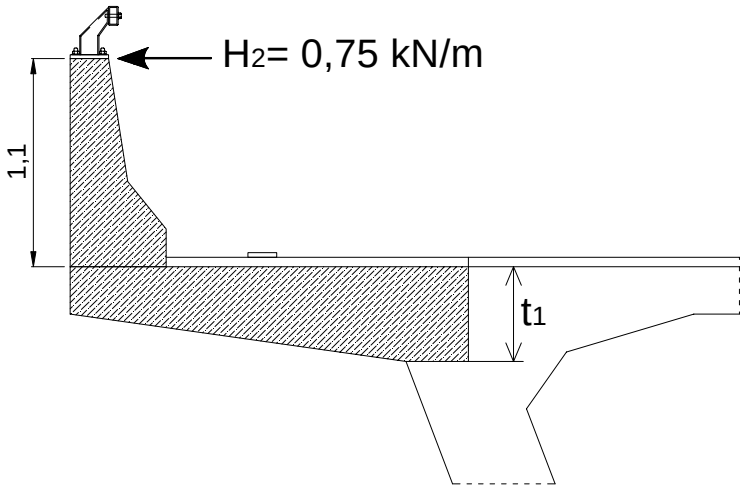
Dinding pagar tepi merupakan suatu kontruksi pengaman bagi pemakai jembatan, dinding pagar tepi ini direncanakan dari beton bertulang masif. Adapun data dinding pagar tepi adalah sebagai berikut:

Dinding pagar tepi ditinjau setiap, L = 1 m

Beban horizontal barier, H_2 = 0,75 kN/m

5.2.1 Pembebanan Dinding Pagar Tepi (*barier*)

Bentuk dinding pagar tepi (*barier*) dapat dilihat pada gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Dinding Pagar Tepi (*Barier*)

Gaya horizontal pada dinding pagar tepi (H)

$H = H_2 . L = 0,75 . 1 = 0,75$ kN

Lengan terhadap sisi bawah dinding pagar tepi, y = 1,1 m

Momen pada dinding (M_{TP})

$M_{TP} = H . y = 0,75 . 1,1 = 0,825$ kNm

Faktor beban *ultimate*, $K_{TP} = 2$

Momen *ultimate* rencana,

Mu $= K_{TP} . M_{TP}$

$= 2 . 0,825 = 1,65$ kNm

5.2.2 Perhitungan Penulangan Dinding Pagar Tepi (*barier*)

Kuat tekan beton, K-300	$f'c$	= 24,9 MPa
Tegangan leleh baja, U-39	fy	= 390 MPa
Faktor beban distribusi tegangan beton (β_1)		= 0,85
Faktor reduksi kekuatan lentur,	ϕ	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser,	ϕ	= 0,6
Tebal dinding sandaran *barier*,	h	= 200 mm
Penutup beton,	Pb	= 20 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	d’	= 20 + 13 + 13/2 = 39,50 mm

Tebal efektif dinding pagar tepi, d = h – d’ = 200 – 39,50 = 160,50 mm

Rasio tulangan berimbang:

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

$$= 0,85 \frac{0,85.24,9}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right) = 0,0280$$

Rasio tulangan maksimum:

$\rho_{max} = 0,75. P_b = 0,75 . 0,0280 = 0,0210$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{390}{0{,}85.24{,}9} = 18{,}4266$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$R_{max} = \rho_{max}.fy.\left(1 - \frac{1}{2}.\rho_{max}.m\right)$$

$$= 0{,}0210 \,.\, 390 \,.\left(1 - \frac{1}{2}.0{,}0210 \,.\, 18{,}4266\right) = 6{,}5977$$

Ditinjau selebar 1 m, (b) = 1000 mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{165000.10^3}{0{,}8} = 20625000 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{20625000}{1000.160{,}50^2} = 0{,}8007$$

Syarat: $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.m.R_n}{fy}\right)}\right) = \frac{1}{18{,}4266}.\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.18{,}4266.0{,}8007}{390}\right)}\right) = 0{,}0021$$

Karena: $\rho_{perlu} = 0{,}0021 < \rho_{min} = 0{,}0036$

Maka rasio tulangan yang digunakan: $\rho_{min} = 0{,}0036$

1. Tulangan pokok

Luas tulangan pokok:

$As = \rho \,.\, b \,.\, d = 0{,}0036 \,.\, 1000 \,.\, 170 = 576{,}1538 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan pokok D13, $Ad = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.13^2 = 132{,}7323 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan: $s = \frac{Ad.1000}{As} = \frac{132{,}7323.1000}{576{,}1538} = 230{,}3765 \text{ mm}$

Dipakai jarak tulangan = 220 mm < 2 . h = 2 . 200 = 400 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

As pakai $= \frac{Ad.1000}{s} = \frac{132{,}7323.1000}{220} = 603{,}3286 \text{ mm}^2 > As = 576{,}1538 \text{ mm}^2$ OK

Jadi dipakai tulangan pokok **D13-220**

2. Tulangan susut

Karena menggunakan baja BJTD 30 maka digunakan rumus Asst = 0,0020 . b . h

Asst = 0,0020 . b . h plat

= 0,0020 . 1000 . 300 = 600 mm^2

Dipakai tulangan susut D13,

$Ad = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.13^2 = 132{,}7323\ mm^2$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$s = \frac{Ad.1000}{As} < 2\ .\ h$

$s = \frac{132{,}7323\ .1000}{600} < 2\ .\ 300$

$= 221{,}2205\ mm \approx 220\ mm < 600\ mm$

Luas tulangan yang diperlukan:

$As_{pakai} = \frac{Ad.1000}{s} = \frac{132{,}7323\ .1000}{220} = 603{,}3286\ mm^2 > 600\ mm^2$

Jadi dipakai tulangan susut **D13-220**

3. Tulangan geser

Gaya geser rencana, P = 0,75 kN

Faktor beban *ultimate*, K_{TP} = 2

Gaya geser *ultimate* rencana, Vu:

$V_u = K_{TP}\ .\ P$

= 2. 0,75 = 1,5 kN = 1500 N

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}.b.d$

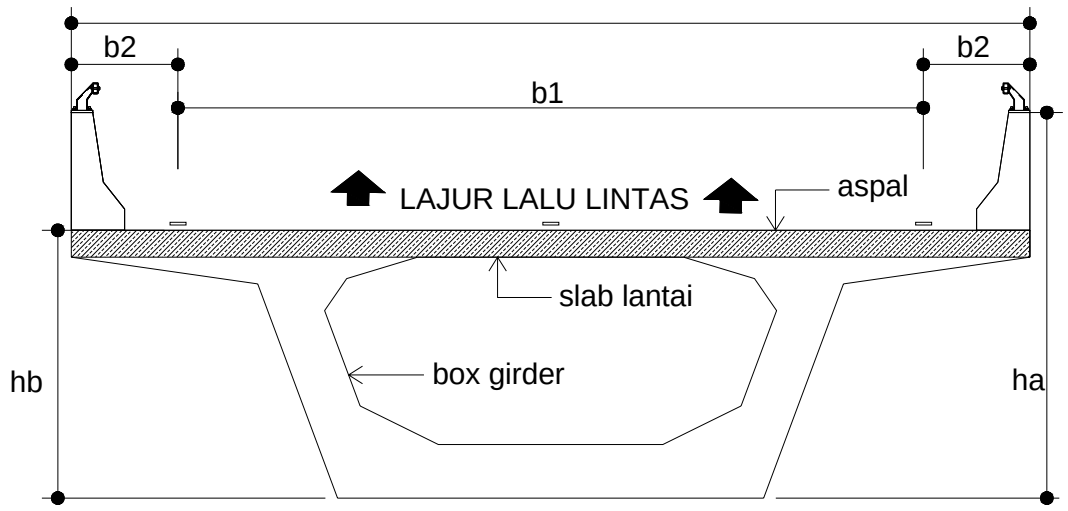
$= \frac{1}{6}\sqrt{24{,}9}.1000.160{,}50$

= 133482,2320 N

$\phi\ V_c = 0{,}6\ .\ 133482{,}2320\ N$

= 80089,3392 N > Vu = 1500 N (tidak perlu tulangan geser)

5.3 PERHITUNGAN PLAT LANTAI (*SLAB*) JEMBATAN



Gambar 5.2 Tampang Melintang *Slab* Jembatan

Tebal *slab* lantai jembatan,	h	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal,	ha	= 0,1 m
Tinggi genangan air hujan	t_h	= 0,05 m
Bentang *slab*,	s	= 4,75 m
Lebar jalur lalu lintas	b_1	= 7,0 m
Panjang bentang jembatan	L	= 50 m

5.3.1 Pembebanan Pada Lantai Jembatan

Perencanaan struktur plat lantai dipengaruhi oleh momen-momen akibat beban/gaya yang bekerja pada plat lantai. (lihat gambar 5.3) Adapun besarnya beban yang bekerja pada plat lantai yaitu sebagai berikut:

1. Berat Sendiri (MS)

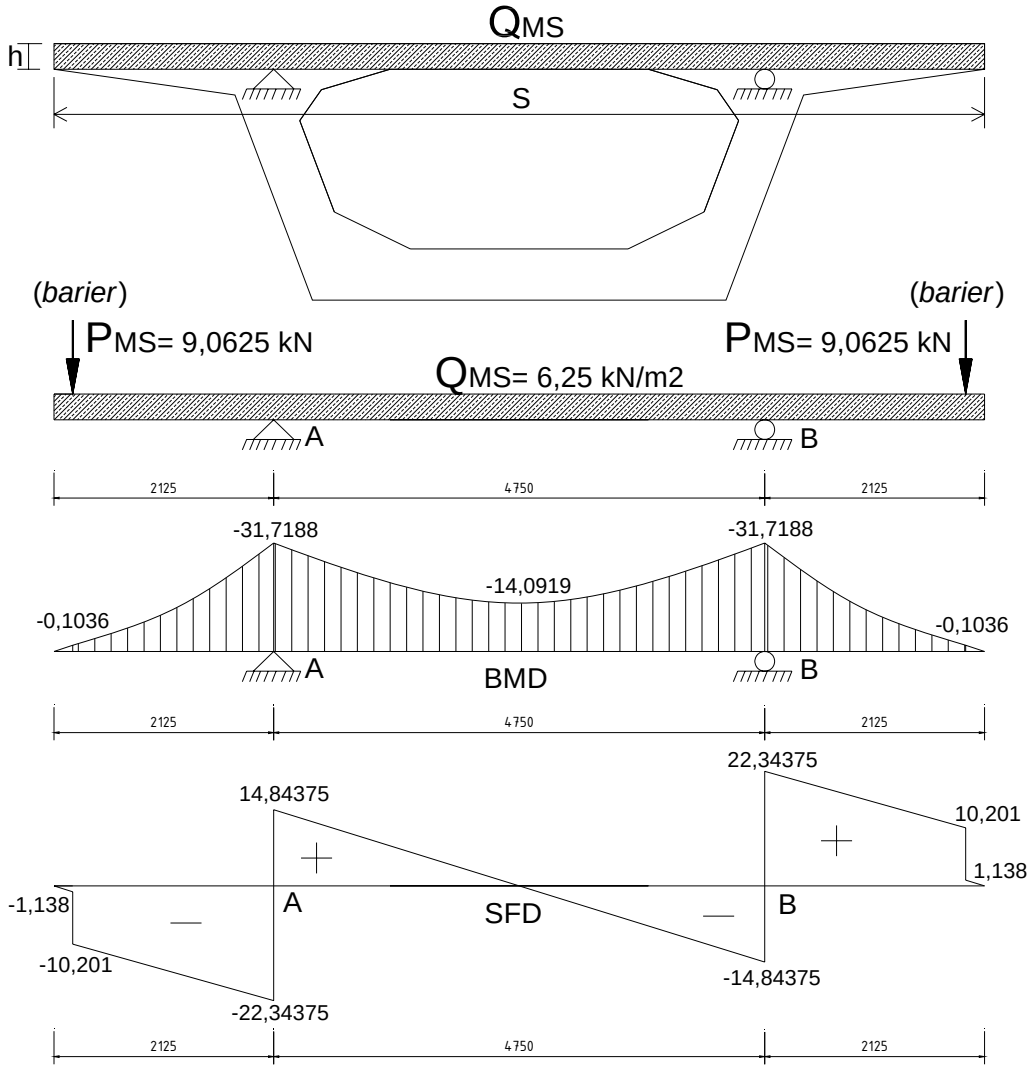
   Faktor beban *ultimate*: K_{MS} = 1,30

Ditinjau *slab* lantai jembatan selebar,	b	= 1,0 m
Benang *slab* lantai jembatan,	s	= 4,75 m
Tebal *slab* lantai jembatan,	h	= 0,25 m
Berat beton bertulang,	wc	= 25 kN/m^3

   Berat sendiri, Q_{MS} = b . h . wc

   = 1 m . 0,25 m . 25 kN/m^3

   = 6,250 kN/m



Gambar 5.3 Beban Berat Sendiri (MS) Plat Lantai

Momen maksimum akibat berat sendiri (M_{MS}) dengan asumsi kedua tumpuan sendi – roll diperoleh momen tumpuan dan lapangan sebesar :

M_{MS} Tumpuan = - 31,7188 kNm

M_{MS} Lapangan = - 14,0919 kNm

Momen *ultimate* rencana (M_u)

M_u Tumpuan = K_{MS} . M_{MS} Tumpuan

= 1,3 . - 31,7188 kNm

= - 41,2344 kNm

M_u Lapangan = K_{MS} . M_{MS} Lapangan

= 1,3 . - 14,0919 kNm

= - 18,31947 kNm

Reaksi yang terjadi pada tumpuan akibat berat sendiri (R_{MS}),

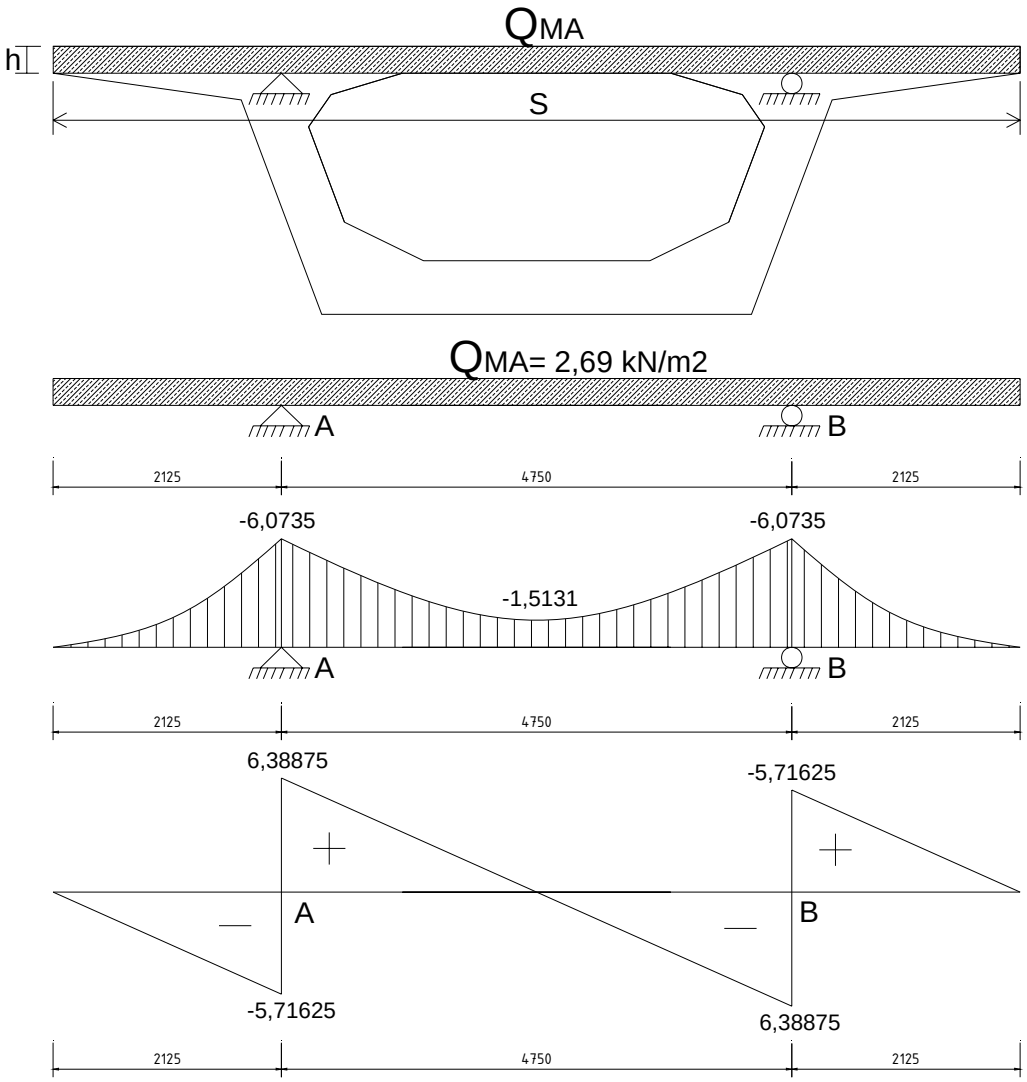
RA_{MS} = 37,1875 kN

RB_{MS} = 37,1875 kN

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Faktor beban *ultimate*: K_{MA} = 2,0

Lapisan aspal	= 0,1 m . 22 kN/m^3	= 2,2 kN/m
Air hujan	= 0,05 m . 9,8 kN/m^3	= 0,49 kN/m +
Beban mati tambahan,	Q_{MA}	= 2,69 kN/m



Gambar 5.4 Beban Mati Tambahan (MA) Plat Lantai

Momen maksimum akibat beban mati tambahan (M_{MA}) dengan asumsi kedua tumpuan sendi – roll (lihat gambar 5.4) diperoleh momen tumpuan dan lapangan sebesar :

M_{MA} Tumpuan = - 6,0735 kNm

M_{MA} Lapangan = - 1,5131 kNm

Momen *ultimate* rencana (M_u)

M_u Tumpuan = K_{MA} . M_{MA} Tumpuan

= 2,0 . - 6,0735 kNm

= - 12,147 kNm

M_u Lapangan = K_{MA} . M_{MA} Lapangan

= 2,0 . - 1,5131 kNm

= - 3,0262 kNm

Reaksi yang terjadi pada tumpuan akibat beban mati tambahan (R_{MA}),

RA_{MA} = 12,105 kN

RB_{MA} = 12,105 kN

3. Beban Hidup Truk "T" (TT)

Beban hidup pada *slab* jembatan berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya beban hidup: T = 100 kN (lihat gambar 5.5 dan gambar 5.6)

Faktor beban *ultimate*: K_{TT} = 1,20

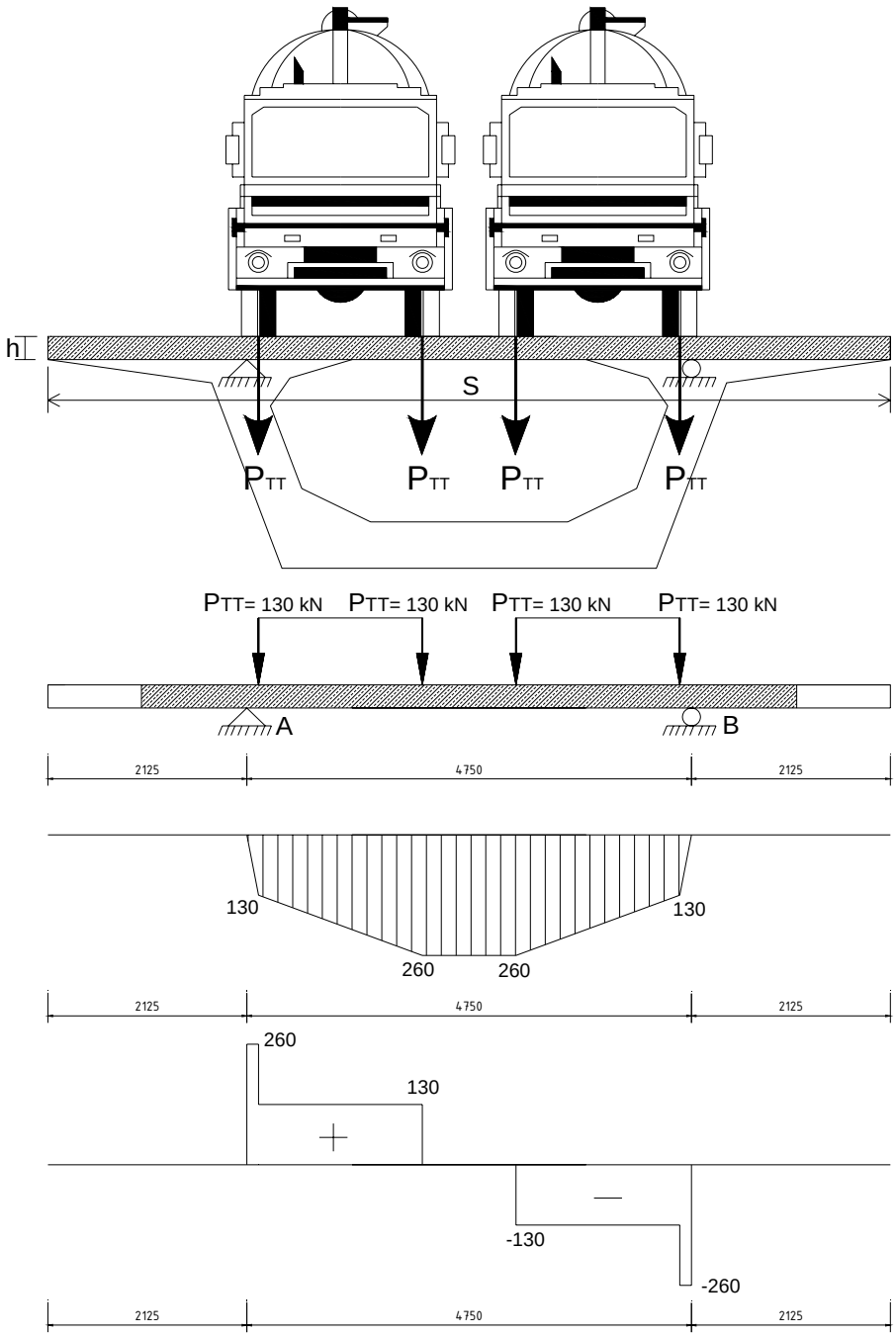
Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil DLA (berdasarkan BMS bagian 2 Beban Jembatan)

DLA = 0,3

Beban truk: P_{TT} = (1 + DLA) . T

= (1 + 0,3) . 100 kN

= 130 kN



Gambar 5.5 Beban Hidup Truk "T" (TT) Plat Lantai

Momen maksimum akibat beban hidup truk (M_{TT}) dengan asumsi kedua tumpuan sendi – roll diperoleh momen tumpuan dan lapangan sebesar :

M_{TT} Tumpuan = 0 kNm

M_{TT} Lapangan = 260 kNm

Momen *ultimate* rencana (M_u)

M_u Tumpuan = K_{TT} . M_{TT} Tumpuan

= 1,20 . 0 kNm

= 0 kNm

M_u Lapangan = K_{TT} . M_{TT} Lapangan

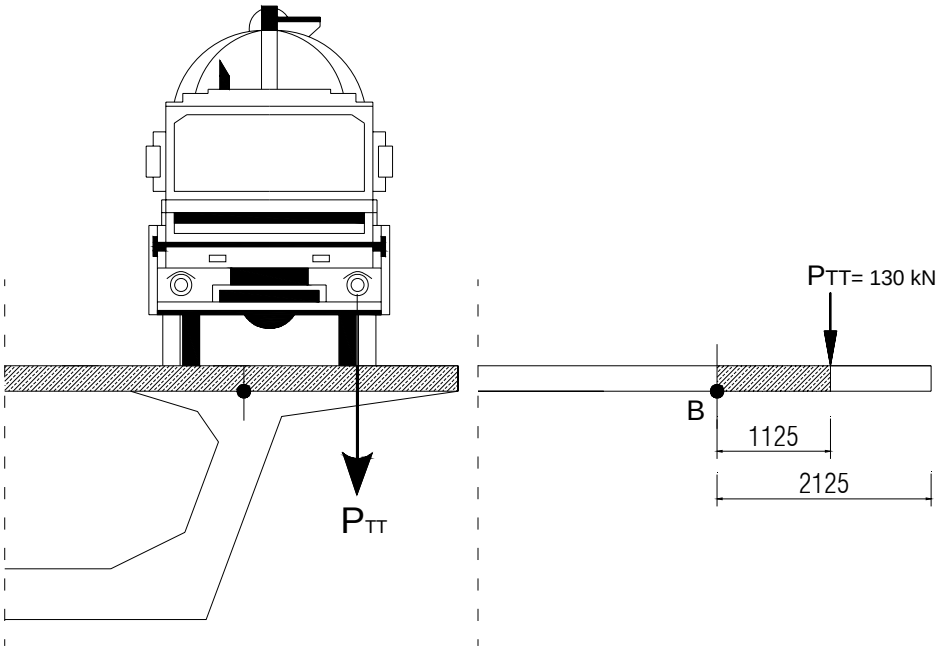
= 1,20 . 260 kNm

= 312 kNm

Reaksi yang terjadi pada tumpuan akibat beban mati tambahan (R_{MA}),

RA_{TT} = 260 kN

RB_{TT} = 260 kN



Gambar 5.6 Beban Hidup Truk "T" (TT) Plat Lantai Tepi

Simulasi beban truk apabila roda truk berada pada tepi perkerasan pada plat tepi sebesar:

P_{TT} = 130 kN

Lengan (L) = 1,125 m

M_{TT} tepi = 130 kN . 1,125 m

= 146,25 kNm

Momen tersebut masih lebih kecil dari momen lapangan yang diperoleh pada saat truk berada di *slab* bagian tengah yaitu sebesar 260 kNm, maka digunakan momen terbesar = 260 kNm

4. Beban Angin (EW)

Beban angin yang bekerja pada struktur atas diperhitungkan dengan rumus:

$T_{EW} = 0{,}0012 \cdot Cw \cdot (Vw)^2$

dimana,

Cw : koefisien seret, = 1,20 (Sumber: *BMS 1992*)

Vw : kecepatan angin rencana, = 35 m/dt (Sumber: *BMS 1992*)

$T_{EW} = 0{,}0012 \cdot 1{,}2 \cdot 35^2$

$= 1{,}764$ kN

Faktor beban *ultimate*: $K_{EW} = 1{,}20$

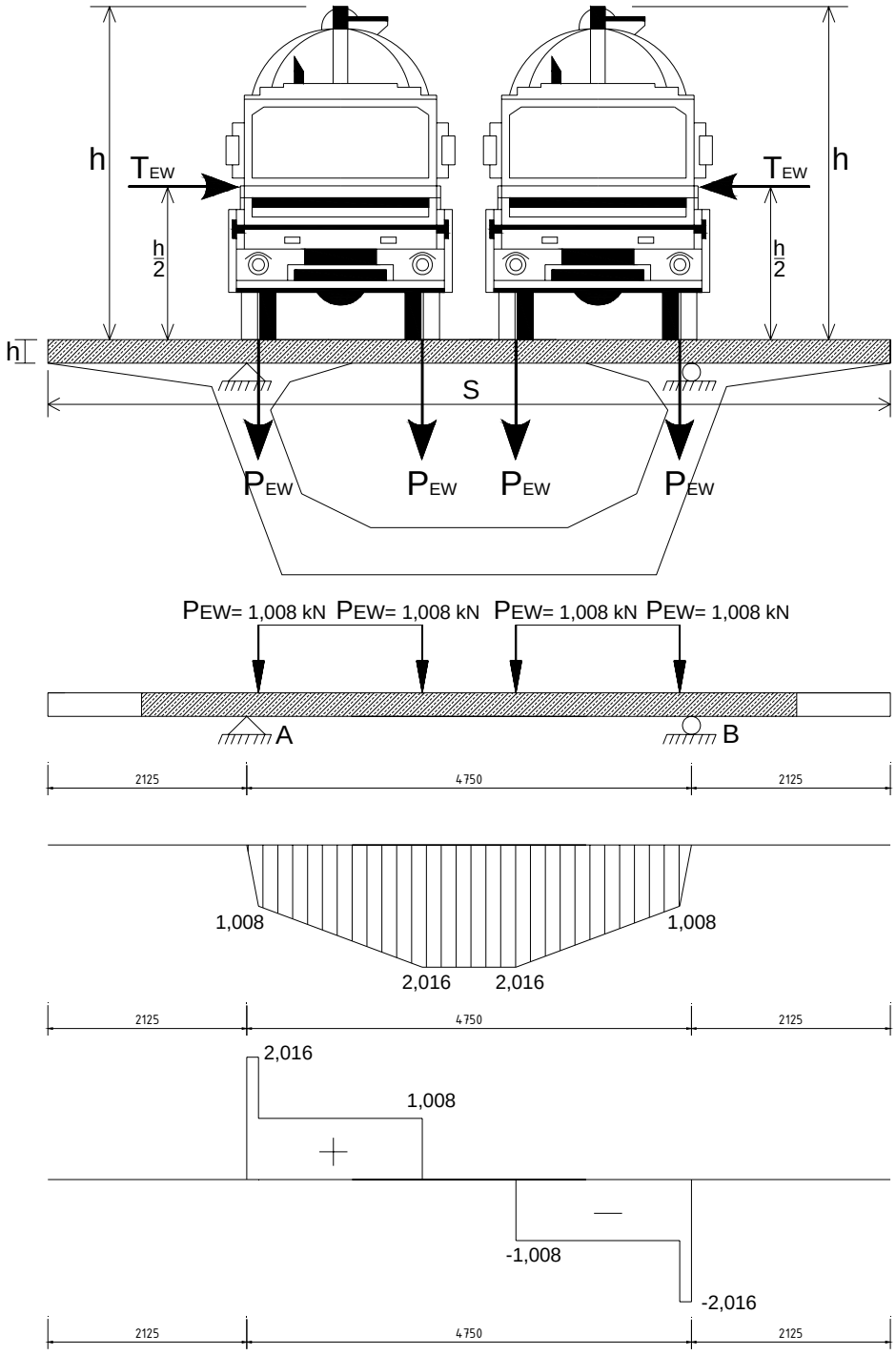
Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2,0 meter diatas lantai jembatan, sedangkan jarak antar roda kendaraan x. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 5.7 dibawah ini.

h = 2,0 meter

x = 1,75 meter

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = \left[0{,}5 . \frac{h}{x} . T_{EW} \right] = \left[0{,}5 . \frac{2}{1{,}75} . 1{,}764 \right] = 1{,}008 \text{ kN}$$



Gambar 5.7 Beban Angin (EW) Plat lantai

Momen maksimum akibat beban angin (M_{EW}) dengan asumsi kedua tumpuan sendi – roll diperoleh momen tumpuan dan lapangan sebesar:

M_{EW} Tumpuan = 0 kNm

M_{EW} Lapangan = 2,0160 kNm

Momen *ultimate* rencana (M_u)

M_u Tumpuan = K_{EW} . M_{EW} Tumpuan

= 1,20 . 0 kNm

= 0 kNm

M_u Lapangan = K_{EW} . M_{EW} Lapangan

= 1,2 . 2,0160 kNm

= 2,4192 kNm

Reaksi yang terjadi pada tumpuan akibat beban mati tambahan (R_{MA}),

RA_{EW} = 2,0160 kN

RB_{TEW} = 2,0160 kN

Tabel 5.1 Rekap momen pada *slab* lantai jembatan

No	Jenis Beban	Kode beban	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	MS	- 31,7188	- 14,0919
2	Beban Mati tambahan	MA	- 6,0735	- 1,5131
3	Beban Truk "T"	TD	0	260,0
4	Beban Angin	TB	0	2,016

Tabel 5.2 Rekap momen *ultimate* pada *slab* lantai jembatan

No	Jenis Beban	Kode beban	Faktor Beban	Momen Tumpuan *Ultimate* (kNm)	Momen Lapangan *Ultimate* (kNm)
1	Berat sendiri	MS	1.30	- 41,2344	- 18,3195
2	Beban Mati tambahan	MA	2.00	-12,147	- 3,0262
3	Beban Truk "T"	TD	1.20	0	312.00
4	Beban Angin	TB	1.20	0	2.4192
Total Momen *Ultimate* Slab, Mu =				- 53,3814	293,0735

Antara momen tumpuan dan momen lapangan yang diperoleh dikalikan dengan faktor beban *ultimate* masing-masing pembebanan. Digunakan momen terbesar antara momen tumpuan dan momen lapangan. Dari perhitungan di atas digunakan Mu untuk *slab* adalah Mu lapangan = 293,0735 kNm

5.3.2 Penulangan *Slab*/ Lantai Jembatan

1. Plat Lantai Jembatan

Plat satu arah adalah plat yang hanya ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan ataupun plat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi Ly/Lx > 2, sehingga hampir seluruh beban dilimpahkan pada sisi pendek.

Panjang sisi pendek, Lx = 4,75 m = 475 mm

Panjang bentang panjang, Ly = 50 m = 50000 mm

Pada *slab* jembatan hanya terdapat 2 tumpuan sehingga menggunakan plat 1 arah,

Mutu beton: K-500 f'c = 41,5 MPa

Mutu baja, U-39 fy = 390 MPa

Tebal *slab*, h = 250 mm

Diameter tulangan, D = 25 mm

Penutup beton, Pb = 20 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 20 + 13 + (25/2) = 45,50 mm

Tebal efektif *slab*, d = h – d' = 250 – 45,50 = 204,50 mm

Ditinjau *slab* beton selebar 1 m, b = 1000 mm

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk $f'c = 41,5$ MPa > 30 MPa maka nilai,

$$\beta_1 = 0,85 - 0.08.\left(\frac{f'c - 30}{10}\right)$$

$$= 0,85 - 0.08.\left(\frac{41,5 - 30}{10}\right) = 0,758$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,6

Momen rencana *ultimate*, Mu = 293,0735 kNm

Rasio tulangan berimbang:

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

$$= 0,758 \frac{0,85.41,5}{390}\left(\frac{600}{600 + 390}\right) = 0,0416$$

Rasio tulangan maksimum:

$\rho_{max} = 0,75.\ P_b = 0,75.0,0416 = 0,0312$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\text{m} = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{390}{0,85.41,5} = 11,056$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\text{R}_{\max} = \rho_{\max}.fy.\left(1 - \frac{1}{2}.\rho_{\max}.m\right)$$

$$= 0,0312\ .390\ .\left(1 - \frac{1}{2}.0,0312\ .11,056\right)$$

$$= 10,0601$$

Momen nominal rencana:

$$\text{M}_\text{n} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{293,0735.10^3}{0,8} = 366341912,5 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$\text{R}_\text{n} = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{366341912,5}{1000.204,5^2} = 8,760$$

Syarat: $\text{R}_\text{n} < \text{R}_{\max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.m.R_n}{fy}\right)}\right)$$

$$= \frac{1}{11,056}.\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.11,056.8,760}{390}\right)}\right)$$

$$= 0,0263$$

Karena $\rho_{min} = 0,0036 < \rho_{perlu} = 0,0263 < \rho_{max} = 0,0312$

Maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho_{perlu} = 0,0263$

a. Tulangan pokok

Luas tulangan pokok:

As = ρ . b . d = 0,0263 . 1000 . 204,5 = 5374,0209 mm^2

Dipakai tulangan pokok D25,

Ad = $\frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2$ = 490,8739 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan:

s = $\frac{Ad.1000}{As} = \frac{490,8739.1000}{5374,0209}$ = 91,3420 mm

Dipakai jarak tulangan = 90 mm < 2 . h = 2 . 250 = 500 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

As pakai = $\frac{Ad.1000}{s} = \frac{490,8739 .1000}{90}$ = 5454,154 mm^2 > As = 5374,0209 mm^2 OK

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 - 90**

b. Tulangan susut

Karena menggunakan baja BJTD 30 maka digunakan rumus A_{sst} = 0,0020 . b . h

A_{sst} = 0,0020 . b . h plat

= 0,0020 . 1000 . 250 = 500 mm^2

Dipakai tulangan susut D13,

Ad = $\frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.13^2$ = 132,7323 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan,

s = $\frac{Ad.1000}{As}$ < 2 . h

s = $\frac{132,7323 .1000}{500}$ < 2 . 250

= 265,4646 mm ≈ 250 mm < 500 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

$As_{pakai} = \frac{Ad.1000}{s} = \frac{132,7323.1\ 000}{250}$ = 530,9292 mm^2 > As = 500 mm^2 OK

Jadi dipakai tulangan susut **D13 - 250**

5.4 PERHITUNGAN BALOK PRATEGANG

Perhitungan jembatan layang Jombor direncanakan menggunakan struktur balok prategang paskatarik dikelompokkan menjadi 3 perhitungan yaitu:

1. Gelagar prategang dengan lebar total jembatan 9,0 meter, yaitu pada bentang:
   a. Pilar 2 – Pilar 3 (P.2 – P.3)
   b. Pilar 3 – Pilar 4 (P.3 – P.4)
   c. Pilar 4 – Pilar 5 (P.4 – P.5)
   d. Pilar 5 – Pilar 6 (P.5 – P.6)
   e. Pilar 6 – *Abutment* 2 (P.6 – A.2)
   f. *Ramp* 3 – *Ramp* 4 (R.3 – R.4)
   g. *Ramp* 4 – *Abutment* 3 (R.4 – A.3)
2. Gelagar prategang dengan lebar total jembatan 9,895 m, 12,850 m dan 16,185 m, yaitu pada bentang:
   a. *Abutment* 1 – Pilar 1 (A.1 – P.1)
   b. Pilar 1 – Pilar 2 (P.1 – P.2)
3. *Ramp* prategang dengan lebar total jembatan 9,0 meter, yaitu pada bentang:
   a. Pilar 2 – *Ramp* 1 (P.2 – R.1)
   b. *Ramp* 1 – *Ramp* 2 (R.1 – R.2)
   d. *Ramp* 2 – *Ramp* 3 (R.2 – R.3)

dengan adanya data di atas, maka untuk contoh perhitungan ditinjau melalui gelagar yang mempunyai lebar total jembatan 9,0 meter.

5.4.1 Perhitungan Penampang Balok Prategang

Penampang yang digunakan pada balok prategang adalah penampang trapesium.

Penetapan batasan-batasan tegangan ijin:

Mutu beton K-500 setara dengan kuat tekan beton f'_c = 41,5 MPa

Saat transfer umur beton baru 14 hari, sehingga berdasarkan tabel perbandingan kuat tekan beton kekuatan beton untuk umur 14 hari baru mencapai 80%, maka:

f'_{ci} = 80% . f'_c = 0,80 . 41,5 = 33,20 MPa

Tegangan ijin beton:

1. Saat transfer

a. serat tekan : f_{ci} = 0,60 . f'_{ci} = 0,60 . 33,20 = 19,920 MPa

b. serat tarik : f_{ti} = 0,25 . $\sqrt{f'_{ci}}$ = 0,25 . $\sqrt{33,20}$ = 1,4404 MPa

2. Saat layan,

a. serat tekan : f_{cs} = 0,45 . f'_{c} = 0,45 . 41,50 = 18,675 MPa

b. serat tarik : f_{ts} = 0,50 . $\sqrt{f'_{c}}$ = 0,50 . $\sqrt{41,50}$ = 3,2210 MPa

Beban-beban yang bekerja:

1. Diperkirakan berat sendiri balok (W_G) = 150,0 kN/m
   Maka berat sendiri balok = 1,3 . 120 = 195,0 kN/m
2. Beban dinding pagar tepi = 1,3 . 18,125 = 23,5625 kN/m
3. Beban mati tambahan = 2 . 18,930 = 37,860 kN/m
4. Beban mati (M_S):
   Total beban mati = 23,5625 + 37,860 = 61,4225 kN/m
5. Beban hidup (T_D):
   Q_{TD} = 2 . 40 = 80 kN/m
   P_{TD} = 2 . 385 = 770 kN

Momen yang bekerja di tengah bentang:

Panjang bentang (L) = 50 meter

Momen akibat berat sendiri *box girder*,

$$M_G = \frac{1}{8}.w_G.L^2 = \frac{1}{8}.195.50^2 = 60937,50 \text{ kNm}$$

Momen akibat beban mati,

$$M_{MS} = \frac{1}{8}.M_S.L^2 = \frac{1}{8}.61,4225.50^2 = 19194,53125 \text{ kNm}$$

Momen akibat beban hidup,

$$M_{TD} = \frac{1}{8}.Q_{TD}.L^2 + \frac{1}{4}.P_{TD}.L$$

$$= \frac{1}{8}.80.50^2 + \frac{1}{4}.770.50 = 34625 \text{ kNm}$$

1. Mencari tinggi Balok (h)

Pada sistem paskatarik saat transfer beban luar belum bekerja, maka momen akibat beban-beban yang bekerja saat transfer (M_O) = M_G = 60937,50 kNm

Kehilangan gaya prategang (LOF) untuk paskatarik sebesar 30%, maka rasio kehilangan gaya prategang (R) = 1 – LOF = 1 – 30% = 70%

Modulus penampang yang diperlukan:

$(1-R)M_o + M_{MS} + M_{TD}$ = (1 - 0,70) . 60937,50 + 19194,53125 + 34625

= 72100,78125 kNm

Modulus penampang atas,

$$s_t \geq \frac{(1-R)M_o + M_{MS} + M_{TD}}{R.f_{ti} - f_{cs}} = \frac{72100{,}7812\ 5.10^6}{0{,}85.1{,}4404 - (-18{,}675)}$$

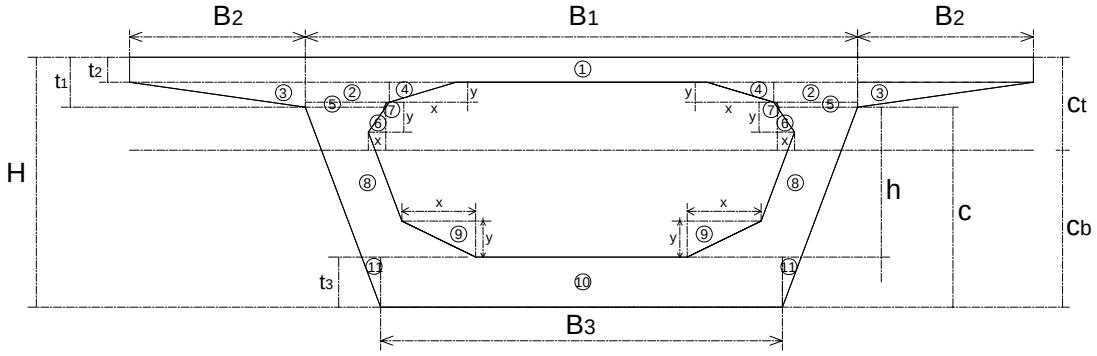
$$s_t \geq 3663047076 \text{ mm}^3$$

Modulus penampang bawah,

$$s_b \geq \frac{(1-R)M_o + M_{MS} + M_{TD}}{f_{ts} - R.f_{ci}} = \frac{72100{,}7812\ 5.10^6}{3{,}2210 - 0{,}85.(-19{,}920)}$$

$$s_b \geq 4200453321 \text{ mm}^3$$

Penampang yang digunakan pada balok prategang adalah penampang *box* trapesium dengan penampang seperti pada gambar 5.8 di bawah ini.



Gambar 5.8 Penampang Balok Prategang

Dari gambar diatas, diperkirakan garis netral terletak di bawah plat:

Modulus penampang bagian atas:

$$s_t = 9.0{,}25(c_t - 0{,}125) + 0{,}84.0{,}20.2(c_t - 0{,}35) + 0{,}5.1{,}75.0{,}25.2(c_t - 0.333)$$
$$+ 0{,}5.0{,}66.0{,}2.2(c_t - 0{,}3167) + 0{,}8.0{,}05.2(c_t - 0{,}475) + 0{,}5.0{,}27.0{,}27.2(c_t - 0{,}5833)$$
$$+ 0{,}5.0{,}04.0{,}05.2(c_t - 0{,}4667) + 0{,}5.0{,}5.2(c_t - 0{,}5)^2$$

$$3{,}6630 = 0{,}5.c_t^{\,2} + 2{,}8104.c_t - 0{,}5419$$

$$c_t^{\,2} + 5{,}6208.c_t - 8{,}4099 = 0$$

$$c_t = \frac{-5{,}6208 \pm \sqrt{5{,}6208^2 + 4.1.8{,}4099}}{2}$$

$$c_t = 1{,}2279 \text{ m}$$

Modulus penampang bagian bawah:

$$s_b = 4.0{,}5(c_b - 0{,}25) + 0{,}5.0{,}6.0{,}36.2(c_b - 0{,}62)$$
$$+ 0{,}5.0{,}5.0{,}1875.2(c_b - 0{,}0{,}333) + 0{,}5.0{,}5.2(c_b - 0{,}5)^2$$

$$4{,}2005 = 0{,}5.c_b^{\,2} + 2{,}30975.c_b - 0{,}5402$$

$$c_b^{\,2} + 4{,}6195 c_b - 9{,}4812 = 0$$

$$c_b = \frac{-4{,}6195 \pm \sqrt{4{,}6195^2 + 4.1.9{,}4812}}{2}$$

$$c_b = 1{,}5394 \text{ m}$$

Maka diperoleh tinggi balok (H) = $c_t + c_b$ = 1,2279 + 1,5394 = 2,7674 m

Digunakan tinggi balok prategang (H) = 2,5 m

2. Properties Penampang *Box girder*

Dengan *box gider* menggunakan tinggi balok (H) = 2,5 m, maka properties penampang yang didapatkan sesuai dengan tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Rekap momen *ultimate* pada *slab* lantai jembatan

No.	DIMENSI		*Shape factor*	Jumlah Tampang	Luas Tampang A (m2)	Jarak thd atas y (m)	Statis Momen A*y (m3)	Inersia Momen A*y2 (m4)	Inersia Momen Io (m4)
	Lebar (m)	Tebal (m)							
1	9.00	0.25	1.0	1.0	2.2500	2.3750	5.3438	12.6914	0.0117
2	0.84	0.20	1.0	2.0	0.3344	2.1500	0.7190	1.5458	0.0011
3	1.75	0.25	0.5	2.0	0.4375	2.1667	0.9479	2.0538	0.0015
4	0.66	0.20	0.5	2.0	0.1328	2.1833	0.2899	0.6331	0.0003
5	0.80	0.05	1.0	2.0	0.0801	2.0250	0.1622	0.3285	0.0000
6	0.27	0.25	0.5	2.0	0.0668	1.9167	0.1279	0.2452	0.0002
7	0.04	0.05	0.5	2.0	0.0018	2.0333	0.0036	0.0072	0.0000
8	1.75	0.50	1.0	2.0	1.7500	1.1250	1.9688	2.2148	0.0365
9	0.60	0.36	0.5	2.0	0.2160	0.5833	0.1260	0.0735	0.0016
10	4.00	0.50	1.0	1.0	2.0000	0.2500	0.5000	0.1250	0.0417
11	0.50	0.19	0.5	2.0	0.0938	0.3333	0.0313	0.0104	0.0002
					7.3631		10.2203	19.9287	0.0948

Tinggi *box girder* prategang : H = 2,50 m

Luas penampang *box girder* bruto : A_{bruto} = 7,3631 m^2

Letak titik berat :

$$c_b = \frac{\Sigma A.y}{\Sigma A} = \frac{10,2203}{7,3631} = 1,3881 \text{ m}$$

$$c_t = h - c_b = 2,5 - 1,3881 = 1,1119 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok :

$I_b = \Sigma(A \cdot y^2) + \Sigma Io$

$= 19,9287 + 0,0948$

$= 20,0235 \text{ m}^4$

Momen inersia terhadap titik berat balok:

$I_x = I_b - A \cdot c_b^2$

$= 20,0235 - (7,3631 \cdot 1,3881^2)$

$= 5,8372 \text{ m}^4$

Modulus penampang bagian atas:

$$s_t = \frac{I_x}{c_t} = \frac{5{,}8372}{1{,}1119} = 5{,}2495\ m^3 \geq 3{,}6630\ m^3 \qquad \text{OK}$$

Modulus penampang bagian bawah:

$$s_b = \frac{I_x}{c_b} = \frac{5{,}8372}{1{,}3881} = 4{,}2054\ m^3 \geq 4{,}2005\ m^3 \qquad \text{OK}$$

Berat beton prestress, wc = 25.50 kN/m3

Berat sendiri *box girder* prestress, Q_{bs} = A . wc

= 187,7578 kN/m

Panjang bentang *box girder*, L = 50,00 m

Momen dan gaya geser maksimum akibat berat sendiri *box girder* prestress,

Momen maksimum di tengah bentang, $M_{bs} = 1/8 \cdot Q_{bs} \cdot L^2$

= 58674,3047 kNm

Gaya geser maksimum di tumpuan, $V_{bs} = 1/2 \cdot Q_{bs} \cdot L$

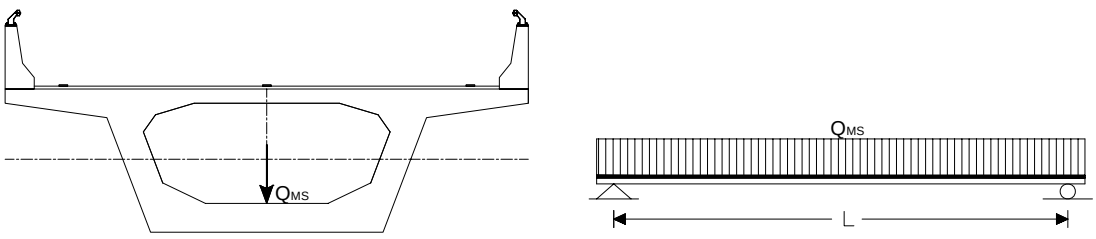
= 4693,9444 kN

5.4.2 Perhitungan Pembebanan Balok Prategang

Perhitungan pembebanan balok prategang meliputi beban mati, beban hidup lajur D, beban rem, beban angin dan beban gempa.

1. Berat Sendiri (MS)

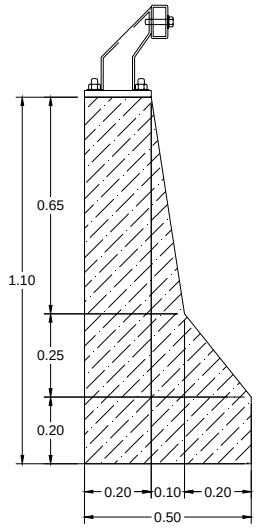
Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dihitung sebagai berikut (lihat gambar 5.9):



Gambar 5.9 Pembebanan Berat Sendiri (MS) pada Balok

Dari perhitungan modulus penampang dengan luas penampang A = 7,3631 m^2 dan berat beton prategang wc = 25,5 kN/m^3, maka diperoleh berat sendiri balok, Q_{bs} = A . wc = 7,3631 . 25,5 = 187,7578 kN/m (lihat gambar 5.10)

a. Berat dinding pagar tepi



Gambar 5.10 Dimensi Dinding Pagar tepi

Tabel 5.4 Berat dinding pagar tepi (*barier*)

No.	b (m)	h (m)	shape factor	Luas (m^2)	berat beton *wc* (kN/m^3)	Berat (kN/m)
1	0.2	1.1	1	0.22	25,00	5,5
2	0.1	0.45	1	0.045	25,00	1,125
3	0.2	0.2	1	0.04	25,00	1
4	0.1	0.65	0.5	0.0325	25,00	0,8125
5	0.2	0.25	0.5	0.025	25,00	0,625
Jumlah berat dinding pagar tepi =						9,0625

Berat dinding pagar tepi (*barier*) = 2 x 9,0625 kN/m = 18,1250 kN/m

b. Berat Diafragma

Ukuran diafragma lapangan,

Tebal = 0,25 m

b_1 = 4,619 m

b_2 = 3,119 m

Tinggi = 2,0 m

Berat jenis beton, wc = 25 kN/m3

Luas bidang diafragma, A = 6,3475 m^2

Berat diafragma persegmen,

Wdiafragma = A . tebal . wc

= 6,3475 . 0,25 . 25 = 39,6719 kN

Panjang jembatan, L = 50 m

Jumlah diafragma, n = 5 buah

Jarak antar diafragma, x = 12,5 m

Jarak diafragma di tengah bentang = 25 m

Momen maksimum akibat beban diafragma di tengah bentang:

M_{max} = 39,6719 kN . 25 m = 991,7969 kNm

Berat diafragma ekivalen:

$$Q_{diafragma} = \frac{8.M_{max}}{L^2}$$

$$= \frac{8.991,7969}{50^2} = 3,1738 \text{ kN/m}$$

Tabel 5.5 Berat sendiri struktur atas (Q_{MS})

No.	Jenis berat sendiri konstruksi	Berat (kN/m)
1	*Box girder* prategang	187,7578
2	Diafragma	3,1738
3	Dinding pagar tepi	18,1250
Total berat sendiri, Q_{MS} =		209,0565

Momen Akibat Berat *box girder*

Berat beton prategang, wc = 25,50 kN/m^3

Berat sendiri *box girder* prategang,

Q_{bs} = A . wc = 7,3631 . 25,50 = 187,7578 kN/m

Panjang bentang *box girder*, L = 50 m

Momen dan gaya geser maksimum akibat berat sendiri *box girder* prategang,

Momen maksimum di tengah bentang,

$$M_{bs} = \frac{1}{8}.Q_{bs}.L^2 = \frac{1}{8}.187{,}7578\ .50^2 = 58674{,}3047 \text{ kNm}$$

Gaya geser maksimum di tumpuan,

$$V_{bs} = \frac{1}{2}.Q_{bs}.L = \frac{1}{2}.187{,}7578\ .50 = 4693{,}9444 \text{ kN}$$

Momen akibat berat sendiri,

$$M_{MS} = \frac{1}{8}.Q_{MS}.L^2 = \frac{1}{8}.209{,}0565.\ 50^2 = 65330{,}1641 \text{ kNm}$$

Gaya geser akibat berat sendiri,

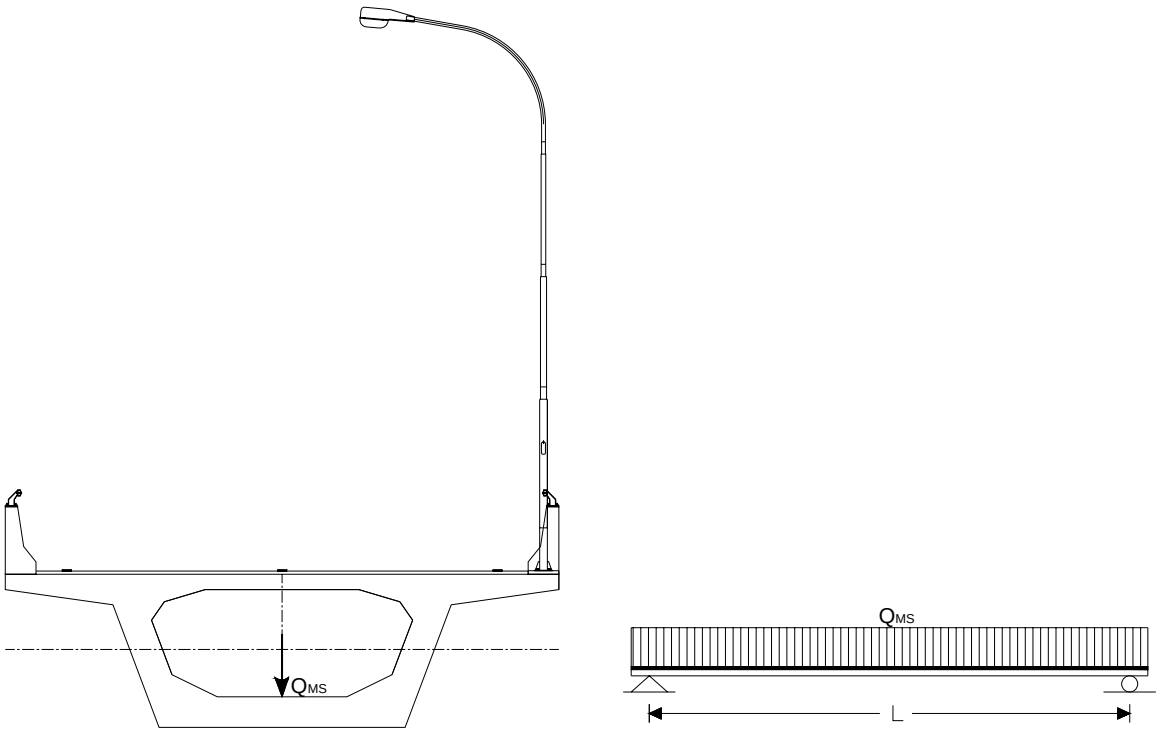
$$V_{MS} = \frac{1}{2}.Q_{MS}.L = \frac{1}{2}.209{,}0565\ .50 = 5226{,}4131 \text{ kN}$$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada balok jembatan yang merupakan elemen non-struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan.

Gelagar/ balok jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa:

a. Aspal beton setebal 100 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari (*overlay*)
b. Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik.
c. Tiang listrik (*light*) dengan berat 0,1 kN/m. (lihat gambar 5.11 dan tabel 5.6)



Gambar 5.11 Pembebanan Berat Mati Tambahan (MA) pada Balok

Tabel 5.6 Berat mati tambahan struktur atas

No.	Jenis Beban	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas A (m2)	Berat sat w (kN/m3)	Beban QMA (kN/m)
1	Lapisan aspal + *overlay*	7	0,1	0,7	22	15,4
2	Air hujan	7	0,05	0,35	9,8	3,43
3	Tiang listrik (*light*)					0,1
				Total beban mati tambahan,	Q_{MA} =	18,930

Gaya geser maksimum akibat beban mati tambahan,

$$V_{MA} = \frac{1}{2}.Q_{MA}.L = \frac{1}{2}.18{,}930\ .50 = 473{,}25 \text{ kN}$$

Momen akibat beban mati tambahan,

$$M_{MA} = \frac{1}{8}.Q_{MA}.L^2 = \frac{1}{8}.18{,}930.50^2 = 5915{,}6250 \text{ kNm}$$

3. Beban Lajur “D” (TD)

Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*) UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL seperti terlihat pda gambar 5.12. UDL mempunyai intesitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

q = 8,0 kPa untuk L ≤ 30 m

q = 8,0 . (0,5 + 15 / L) kPa untuk L > 30 m

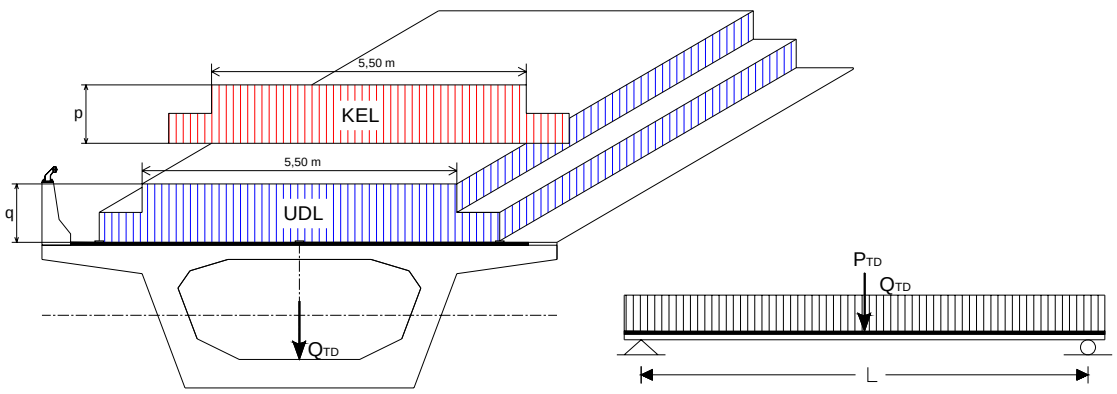
KEL mempunyai intensitas, p = 44,0 kN/m

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk KEL diambil sebagai berikut:

DLA = 0,4 untuk L ≤ 50 m

DLA = 0,4 - 0,0025 . (L - 50) untuk 50 < L < 90 m

DLA = 0,3 untuk L ≥ 90 m



Gambar 5.12 Pembebanan Lajur “D” pada Balok

Panjang bentang, L = 50,0 m

Lebar jalur lalu-lintas, b = 7,0 m

a. Beban merata (UDL)

$$q = 8{,}0.\left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa, untuk L = 50 m}$$

$$= 8{,}0.\left(0{,}5 + \frac{15}{50}\right)$$

$$= 6{,}40 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur D :

Beban merata pada balok (UDL):

$$Q_{TD} = q.\left(\frac{(B+5{,}5)}{2}\right)$$

$$= 6{,}40.\left(\frac{(7{,}0+5{,}5)}{2}\right) = 40 \text{ kN/m}$$

b. Beban Garis (KEL)

Beban garis KEL mempunyai intensitas p = 44 kN/m

Dari peraturan Perencanaan Jembatan (BMS), beban dinamis untuk pembebanan truk "T" diambil:

DLA = 0,4 – 0,0025 . (L – 50)

= 0,4 – 0,0025 . (50 – 50)

= 0,4

Beban terpusat pada balok,

$$P_{TD} = (1+DLA).p.\left(\frac{B+5{,}5}{2}\right)$$

$$= (1+0{,}4).44.\left(\frac{7+5{,}5}{2}\right) = 385 \text{ kN}$$

Gaya geser maksimum akibat beban lajur "D" (T_D),

$$V_{TD} = \frac{1}{2}.Q_{TD}.L + \frac{1}{2}.P_{TD} = \frac{1}{2}.40.50 + \frac{1}{2}.385 = 1192{,}50 \text{ kN}$$

Momen akibat beban lajur "D" (T_D)

$$M_{TD} = \frac{1}{8}.Q_{TD}.L^2 + \frac{1}{4}.P_{TD}.L$$

$$= \frac{1}{8}.40.50^2 + \frac{1}{4}.385.50 = 17312{,}50 \text{ kNm}$$

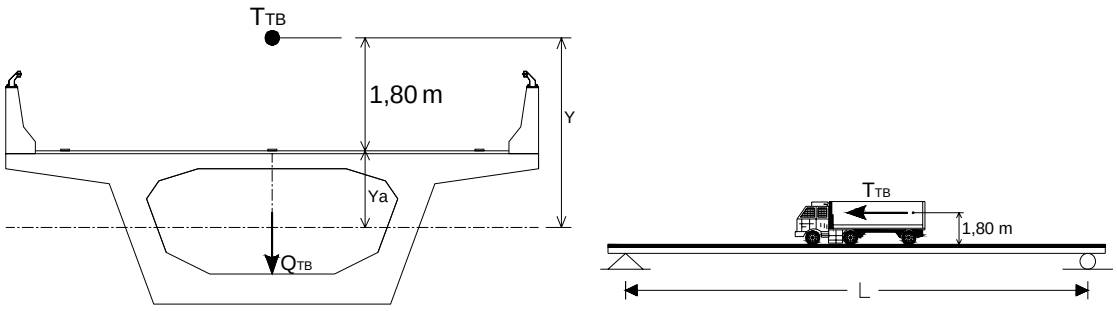
4. Beban Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan (liat gambar 5.13) tergantung panjang total jembatan (Lt) sebagai berikut:

Gaya rem, TTB = 250 kN, untuk Lt ≤ 80 m

Gaya rem, TTB = 250 + 2,5 . (Lt - 80) kN, untuk Lt 80 < Lt < 180 m

Gaya rem, TTB = 500 kN, untuk Lt ≥ 80 m



Gambar 5.13 Pembebanan Rem (TB) pada Balok

Panjang bentang, L = 50,0 m

Lebar lalu lintas, b = 7,0 m

Untuk bangunan jembatan layang Jombor, Lt < 80 m, maka diambil:

Gaya rem (T_{TB}) = 250 kN

Gaya rem dapat diambil besarnya sama dengan 5% beban lajur "D" tanpa memperhitungkan faktor beban dinamis.

Beban lajur “D” tanpa faktor beban dinamis,

Q_{TD} = 40 kN/m

$P_{TD} = p.\left(\frac{(B+5,5)}{2}\right) = 44.\left(\frac{(7,0+5,5)}{2}\right) = 275$ kN

Gaya rem,

T_{TB} = 5% beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis

$= 0,05.(Q_{TD}.L + P_{TD})$

$= 0,05.(40.50+275) = 113,75$ kN < (T_{TB}) = 250 kN

Dipakai Gaya rem (T_{TB}) = 250 kN

Momen akibat Beban Rem (T_{TB})

Lengan terhadap titik berat *box girder*,

$y = 1{,}80 + t_a + c_t$

$= 1{,}80 + 0{,}1 + 1{,}1119 = 3{,}0120$ m

Beban momen akibat gaya rem,

$M = T_{TB}.y$

$= 250.3{,}0120 = 752{,}9878$ kNm

Gaya geser maksimum akibat gaya rem,

$V_{TB} = \frac{M}{L} = \frac{752{,}9878}{50} = 15{,}0598$ kN

Momen maksimum pada *box girder* akibat gaya rem,

$M_{TB} = \frac{1}{2}.M = \frac{1}{2}.752{,}9878 = 376{,}4939$ kNm

5. Beban Angin (EW)

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$T_{EW} = 0{,}0012 \cdot C_W \cdot (V_W)^2$ kN/m

dengan,

C_w = Koefisien seret, = 1,2

V_w = Kecepatan angin rencana, = 35 m/dt

$T_{EW} = 0{,}0012 \cdot 1{,}2 \cdot 35^2$

= 1,764 kN

Faktor bebn *ultimate* : $K_{EW} = 1{,}2$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupaan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2,0 m di atas lantai jembatan seperti pada gambar 5.14, sedangkan jarak antar roda kendaraan x.

h = 2,0 m

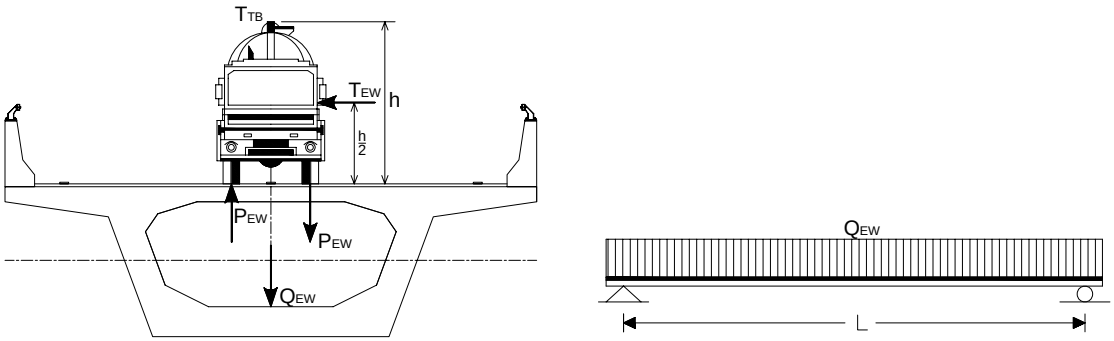
x = 1,75 m

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$Q_{EW} = \left[0{,}5 . \frac{h}{x} . T_{EW} \right] . 2$$

$$= \left[0{,}5 . \frac{2{,}0}{1{,}75} . 1{,}764 \right] . 2$$

$$= 2{,}016 \text{ kN}$$



Gambar 5.14 Pembebanan Angin (EW) pada Balok

Gaya geser maksimum akibat beban angin (Q_{EW}),

$$V_{EW} = \frac{1}{2} . Q_{EW} . L = \frac{1}{2} . 2{,}016 . 50 = 50{,}40 \text{ kN}$$

Momen akibat beban beban angin (Q_{EW}),

$$M_{EW} = \frac{1}{8} . Q_{EW} . L^2$$

$$= \frac{1}{8} . 2{,}016 . 50^2$$

$$= 630{,}00 \text{ kNm}$$

6. Beban Gempa (EQ)

Gaya gempa vertikal pada balok dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal ke bawah sebesar 0,1 . g.

dengan,

g : percepatan grafitasi bumi = 9,81 m/det^2

Gaya gempa vertikal rencana : $T_{EQ} = 0{,}10 . W_t$

W_t : Berat total struktur yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan,

$W_t = P_{MS} + P_{MA}$

Berat sendiri, Q_{MS} = 209,0565 kN/m

Beban mati tambahan, Q_{MA} = 18.930 kN/m

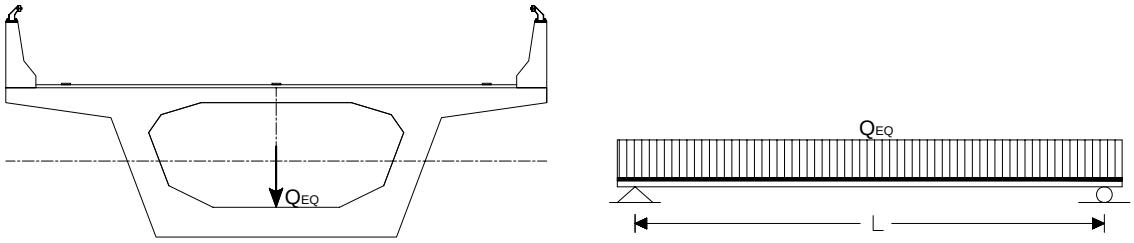
Panjang bentang, L = 50 m

$W_t = (Q_{MS} + Q_{MA}) . L$ = 11399,3263 kN

$T_{EQ} = 0,10 . W_t = 0,10 . 11399,3263$ = 1139,9326 kN

Beban gempa vertikal,

$$Q_{EQ} = \frac{T_{EQ}}{L} = \frac{1139,9326}{50} = 22,7987 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.15 Pembebanan Gempa (EQ) pada Balok

Gaya geser maksimum akibat beban gempa (Q_{EQ}),

$$V_{EQ} = \frac{1}{2}.Q_{EQ}.L = \frac{1}{2}.22,7987 .50 = 569,9663 \text{ kN}$$

Momen akibat beban beban gempa (Q_{EQ}),

$$M_{EQ} = \frac{1}{8}.Q_{EQ}.L^2$$

$$= \frac{1}{8}.22,7987 .50^2$$

$$= 7124,5789 \text{ kNm}$$

7. Rekap Momen dan Gaya Geser Pada Balok

Tabel 5.7 Rekap pembebanan balok prategang

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)	M (kNm)	Keterangan
1	Berat sendiri *box girder*	bs	187,7578	-	-	Beban merata, Qbs
2	Berat sendiri	MS	209,0656	-	-	Beban merata, QMS
3	Mati tambahan	MA	18,9300	-	-	Beban merata, QMA
4	Lajur "D"	TD	40	385	-	Beban merata, QMA dan terpusat PTD
5	Gaya rem	TB	-	-	752,9878	Beban merata, MTB
6	Angin	EW	2,0160	-	-	Beban merata, QEW
7	Gempa	EQ	22,7987	-	-	Beban merata, QEQ

Panjang bentang balok, L = 50 m

Tabel 5.8 Persamaan momen dan gaya geser pada balok prategang

No	Jenis Beban	Persamaan Momen	Persamaan Gaya Geser
1	Berat sendiri *box girder*	$M_x = ½.Q_{bs}.(L.X - X^2)$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X)$
2	Berat sendiri	$M_x = ½.Q_{MS}.(L.X - X^2)$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X)$
3	Mati tambahan	$M_x = ½.Q_{MA}.(L.X - X^2)$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X)$
4	Lajur "D"	$M_x = ½.Q_{TD}.(L.X - X^2) + ½.P_{TD}.X$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X) + ½.P_{TD}$
5	Gaya rem	$M_x = X/L \; . \; M_{TB}$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X)$
6	Angin	$M_x = ½.Q_{EW}.(L.X - X^2)$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X)$
7	Gempa	$M_x = ½.Q_{EQ}.(L.X - X^2)$	$V_x = Q_{bs}.(L/2 - X)$

Momen maksimum akibat berat sendiri *box girder*,

$$M_{bs} = \frac{1}{8}.Q_{bs}.L^2 = \frac{1}{8}.187{,}7578 \; .50^2 = 58674{,}3047 \text{ kNm}$$

5.4.3 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon

Pada dasarnya baik pada sistem pratarik maupun paskatarik, pola tegangan umumnya ditinjau atau diperiksa pada dua keadaan yang berbeda, yaitu:

1. Kondisi Awal (Transfer)
2. Kondisi Akhir (*Service*)

Penetapan batasan-batasan tegangan ijin:

Mutu beton $f'c = 41{,}5$ MPa

Saat transfer umur beton baru 14 hari sehingga kekuatan beton baru mencapai 80%, maka: $f'ci =$ 80% . $f'c =$ 0,80 . 41,5 = 33,2 MPa

Tegangan ijin beton:

Saat transfer,

a. serat tekan : f_{ci} = 0,60 . f'_{ci} = 0,60 . 33,20 = 19,920 MPa

b. serat tarik : f_{ti} = 0,25 . $\sqrt{f'_{ci}}$ = 0,25 . $\sqrt{33{,}20}$ = 1,4404 MPa

Saat layan,

a. serat tekan : f_{cs} = 0,45 . f'_{c} = 0,45 . 41,50 = 18,675 MPa

b. serat tarik : f_{ts} = 0,50 . $\sqrt{f'_{c}}$ = 0,50 . $\sqrt{41{,}50}$ = 3,2210 MPa

1. Gaya Prategang awal dan Eksentrisitas

Menghitung gaya prategang awal ditinjau pada kondisi transfer yaitu pemeriksaan tegangan saat pemberian gaya prategang (penarikan tendon pada sistem paskatarik, pemotongan tendon pada sistem pratarik).

Section properties penampang *box girder*:

Luas penampang netto *box girder*, A = 7,3631 m^2

Tahanan momen atas, s_t = 5,2495 m^3

Tahanan momen bawah, s_b = 4,2054 m^3

Letak titik berat *box girder* terhadap sisi bawah, $c_b = 1{,}3381$ m

Ditetapkan jarak pusat berat tendon terhadap sisi bawah *box girder*, $z_o = 0{,}45$ m

Eksentrisitas tendon, $e_s = c_b - z_o = 1{,}3381 - 0{,}3 = 0{,}9381$ m

Momen akibat berat sendiri, $M_{bs} = 58674{,}3047$ kNm

Perhitungan besar gaya prategang awal dihitung dengan persamaan tegangan di kondisi saat transfer.

Tegangan pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t.e_s}{s_t} - \frac{M_{bs}}{s_t}$$

$$1{,}4404 = -\frac{P_t}{7{,}3631.10^6} + \frac{P_t.0{,}9381.10^3}{5{,}2495.10^{12}} - \frac{58674{,}3047.10^6}{5{,}2495.10^{12}}$$

$$P_t = 261731{,}3712 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t.e_s}{s_b} + \frac{M_{bs}}{s_b}$$

$$-19{,}92 = -\frac{P_t}{7{,}3631.10^6} - \frac{P_t.0{,}9381.10^3}{4{,}2054.10^{12}} + \frac{58674{,}3047.10^6}{4{,}2054.10^{12}}$$

$$= 94384{,}9338 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil, $P_t = 94384{,}9338$ kN

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian "*Strands cable*" standar VSL, dengan data pada tabel 5.9 sebagai berikut:

Tabel 5.9 Data *Strands Cable*

DATA STRANDS CABLE - STANDAR VSL			
Jenis *strands*		*Uncoated 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270*	
Tegangan leleh *strand*	fpy =	1581	MPa
Kuat tarik *strand*	fpu =	1860	MPa
Diameter nominal *strands*		12,7	mm (1/2")
Luas tampang nominal satu *strands*	Ast =	100	mm^2
Beban putus minimal satu *strands*	Pbs =	187.32	kN (100% UTS)
Jumlah kawat untaian(*strands cable*)		38	kawat untaian tiap tendon
Diameter selubung ideal		101,6	mm
Luas tampang *strands*		0,2838	m^2
Beban putus satu tendon	P_{b1} =	7118,160	kN
Modulus elastis *strands*	Es =	190000	MPa
Tipe dongkrak		VSL E43	

2. Jumlah tendon

Gaya prategang awal, P_t = 94384,9338 kN

Kuat tarik *strand*, f_{pu} = 1860 MPa

Tegangan leleh *strand*, f_{py} = 0,85 . f_{pu} = 0,85 . 1860 = 1581 MPa

Tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer,

f_{pi} = 0,74 . f_{pu} = 0,74 . 1860 = 1376,40 MPa

f_{pi} = 0,82 . f_{py} = 0,82 . 1581 = 1296,42 MPa

Karena 0,82 . f_{py} = 1296,42 MPa < 0,74 . f_{pu} = 1376,4 MPa, maka digunakan tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer f_{pu} = 1296,42 MPa

Luas area baja prategang yang diperlukan,

$$A_s = \frac{P_t}{f_{pi}}$$

$$= \frac{94384,9338}{1296,42.10^3} = 72804,2871 \text{ mm}^2$$

Jumlah kawat untaian (*strands cable*) = 38 kawat untaian tiap tendon

Beban putus minimum 1 tendon,

P_{b1} = P_{bs1} . jumlah *strands* per tendon

= 187,32 . 38 = 7118,160 kN

Jumlah tendon yang diperlukan,

$$n_t = \frac{P_t}{0,85.0,8.P_{b1}}$$

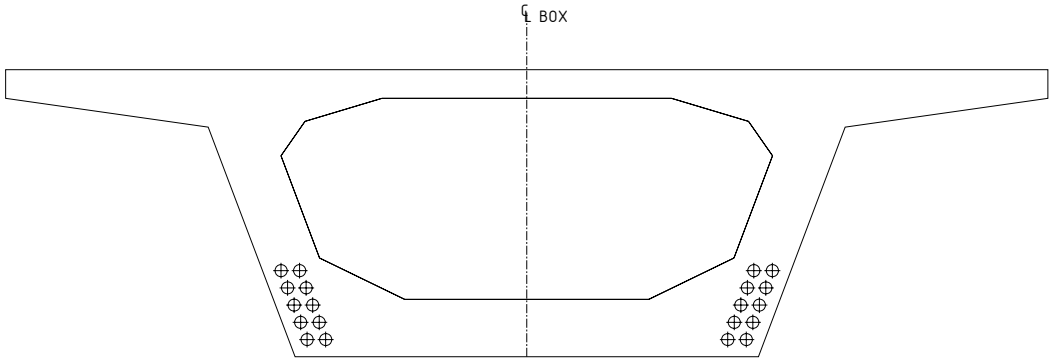
$$= \frac{94384,9338}{0,85.0,8.6556,20}$$

= 19,4996 tendon

Jumlah tendon aktual yang digunakan,

n_t = 20 tendon

Tendon berjumlah 20 pada *box girder* dengan susunan tiap baris yaitu dari baris atas, baris tengah dan baris bawah berjumlah 4 tendon tiap baris seperti terlihat pada gambar 5.16 sebagai berikut.



Gambar 5.16 Susunan Tendon pada *Box girder* di Tengah Bentang

Digunakan jumlah *strands* dengan susunan seperti pada tabel 5.10 sebagai berikut:

Tabel 5.10 Jumlah *strands* pada *box girder* prategang

ns1 =	4	Tendon	38	*strands*/tendon =	152	selubung tendon =	101,6	mm
ns2 =	4	Tendon	38	*strands*/tendon =	152	selubung tendon =	101,6	mm
ns3 =	4	Tendon	38	*strands*/tendon =	152	selubung tendon =	101,6	mm
ns4 =	4	Tendon	38	*strands*/tendon =	152	selubung tendon =	101,6	mm
ns5 =	4	Tendon	38	*strands*/tendon =	152	selubung tendon =	101,6	mm
n_t =	20	Tendon,	Jumlah *strands*,	n_s =	760	*strands*		

Luas aktual area baja prategang yang digunakan dalam design,

$A_{ps} = n_s . A_{st} = 760 \text{ . } 100 = 76000 \text{ mm}^2 > A_s = 72804{,}2871 \text{ mm}^2$

Beban satu tendon,

$$P_{1tendon} = \frac{P_t}{n_t} = \frac{94384{,}9338}{20} = 4719{,}2467 \text{ kN}$$

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *jacking force*):

$$P_o = \frac{P_t}{0{,}85 . n_s . P_{bs}} = \frac{94384{,}9338}{0{,}85 . 760 . 187{,}32} = 77{,}9985\% < 80\% \quad \text{OK}$$

Gaya prategang (aktual) yang terjadi akibat *jacking*:

$P_j = p_o . (n_t . P_{b1}) = 77{,}9985\% \text{ . } 20 \text{ . } 7118{,}160 = 111041{,}0986 \text{ kN}$

Tegangan baja prategang saat *jacking*,

$$f_{pj} = \frac{P_j}{A_s}$$

$$= \frac{111041{,}098\ 6.10^3}{72804{,}2871}$$

$= 1525{,}200 \text{ MPa} < 0{,}85 \text{ . } f_{pu} = 1581 \text{ MPa}$

5.4.4 Tendon

1. Daerah Aman Tendon

Perencanaan Tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan pada tengah bentang, seperempat bentang dan ujung balok.

a. Momen-momen

1) Tengah bentang: M = $\frac{1}{8}.w.L^2$

2) Seperempat bentang: M = $\left(\frac{1}{2}.w.L\right)\frac{L}{4} - \left(w.\frac{L}{4}.\frac{L}{8}\right) = \frac{3}{32}.w.L^2$

3) Pada ujung balok (tumpuan): M = 0

Momen di tengah bentang jembatan

Panjang bentang jembatan = 50 m

a) Momen akibat berat sendiri balok

Diperkirakan berat sendiri balok, (WG) = 187,7578 kN/m

$M_G = \frac{1}{8}.w_G.L^2 = \frac{1}{8}.187{,}7578.50^2 = 58674{,}3047$ kNm

b) Momen akibat beban mati *box girder*

Beban mati:

Total beban mati (MS) = 18,930 kN/m

$M_{MS} = \frac{1}{8}.Ms.L^2 = \frac{1}{8}.18{,}930.50^2 = 5915{,}6250$ kNm

c) Momen akibat beban hidup lalu lintas,

Beban hidup (T_D):

Q_{TD} = 40 kN/m

P_{TD} = 385 kN

$M_{TD} = \frac{1}{8}.Q_{TD}.L^2 + \frac{1}{4}.P_{TD}.L$

$= \frac{1}{8}.40.50^2 + \frac{1}{4}.385.50 = 17312{,}50$ kNm

Untuk hasil perhitungan momen di bagian lain dapat dilihat di tabel 5.11 berikut:

Tabel 5.11 Perhitungan momen pada bentang

Beban (kN/m)	Momen Pada (kNm)		
	Tengah Bentang	Seperempat Bentang	Ujung Balok
Berat Gelagar (MG):	58674,3047	44005,7285	0
Beban Mati(MD):	5915.6250	4436,7188	0
Beban Hidup (ML):	17312.5000	14187,5000	0
Mo = MG + 50% . MD	61632,1172	46224,0879	0
MT = MG + MD + ML	81902,4297	62629,9473	0

Gaya prategang awal, P_o = 94384,9338 kN

Kehilangan gaya prategang (LOF) untuk paskatatik diperkirakan sebesar 30%, maka rasio kehilangan gaya prategang (R) = 1 – LOF = 1 – 30% = 70%

Maka gaya prateganng efektif

P_{eff} = R . P_o = 70% . 94384,9338 = 66069,4537 kN

Luas penampang *box girder* prategang, A = 7,3631 m^2

Radius girasi, $r^2 = \frac{I}{A_c} = \frac{5,8372}{7,3631} = 0,7928$ m

Batas *Kern*:

1. Batas *Kern* atas: $k_t = \frac{r^2}{c_b} = \frac{0,7928}{1,3881} = 0,5711$ m

2. Batas *Kern* bawah: $k_b = \frac{r^2}{c_t} = \frac{0,7928}{1,1119} = 0,7130$ m

a. Batas bawah letak tendon:

$a_{\min} = \frac{M_o}{P_i}$ dan $e_b = a_{\min} + k_b$

Diasumsikan beban mati telah bekerja 50% saat transfer, maka:

M_o = 61632,1172 kNm

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat transfer, maka lebar daerah tendon bertambah besar:

$e_b' = \frac{f_{ti} . A_c . k_b}{P_i}$ dan $e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b'$

Untuk batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\min} = \frac{M_o}{P_i} = \frac{61632{,}1172}{94384{,}9338} = 0{,}6530 \text{ m}$$

dan $e_b = a_{\min} + k_b = 0{,}6530 + 0{,}7130 = 1{,}3660$ m

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_b' = \frac{f_{ti}.A_c.k_b}{P_i} = \frac{1{,}4404.7{,}3631.0{,}7130}{94384{,}9338} = 0{,}0801 \text{ m}$$

dan $e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b' = 0{,}7130 + 0{,}7130 + 0{,}0801 = 1{,}4460$ m

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Batas bawah letak tendon

Beban Penampang	Tidak terjadi tarik		Boleh terjadi tarik	
	a_{min} (m)	e_b (m)	e_b' (m)	e_{b1} (m)
Tengah Bentang	0,7130	1,3660	0,0801	1,4460
Seperempat Bentang	0,4897	1,2027	0,0801	1,2828
Ujung Balok	0	0,7130	0,0801	0,7931

b. Batas atas letak tendon:

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_e} \text{ dan } e_t = a_{\max} - k_t$$

M_T = 81902,4297 kNm

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat layan, maka lebar daerah tendon bertambah sebesar:

$$e_t' = \frac{f_{ts}.A_c.k_t}{P_e} \text{ dan } e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t + e_t'$$

Untuk batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_e} = \frac{81902{,}4297}{66069{,}4537} = 1{,}2396 \text{ m}$$

dan $e_t = a_{\max} - k_t = 1{,}2396 - 0{,}5711 = 0{,}6685$ m

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_t' = \frac{f_{ts}.A_c.k_t}{P_e} = \frac{3{,}2210.7{,}3631.0{,}5711}{66069{,}4537} = 0{,}2050 \text{ m}$$

dan $e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t - e_t' = 1{,}2396 - 0{,}5711 - 0{,}2050 = 0{,}4634$ m

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.13 berikut.

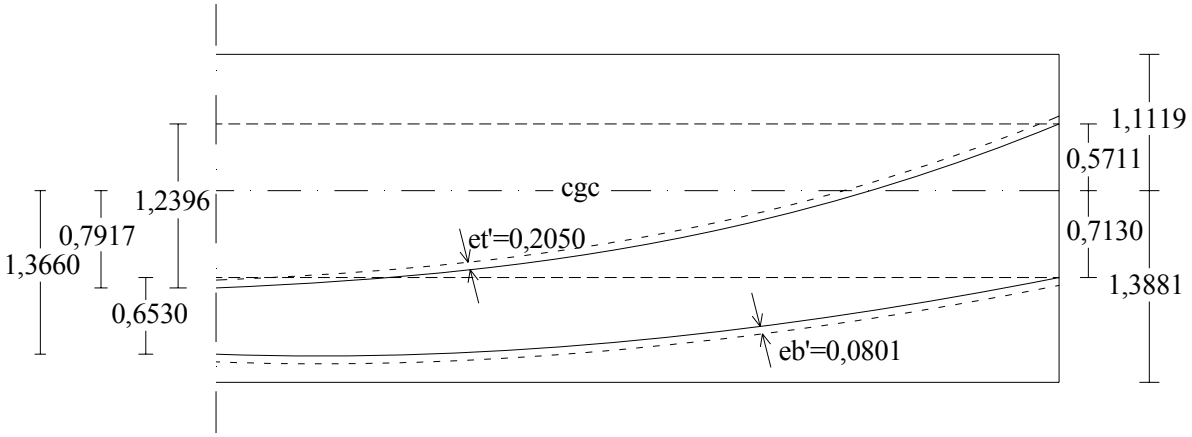
Tabel 5.13 Batas Atas Letak Tendon

Beban Penampang	Tidak terjadi tarik		Boleh terjadi tarik	
	a_{max} (m)	e_t (m)	e_t' (m)	e_{t1} (m)
Tengah Bentang	1,3628	0,7917	0,2050	0,4634
Seperempat Bentang	0,9479	0,3768	0,2050	0,1717
Ujung Balok	0	- 0,5711	0,2050	- 0,7762

Eksentrisitas tengah bentang aktual yang diasumsikan,

e_t = 0,7917 m < e_s = 1,0881 m < e_b = 1,3660 m OK

Jadi tendon ada di dalam selubung di tengah bentang. (lihat gambar 5.17)

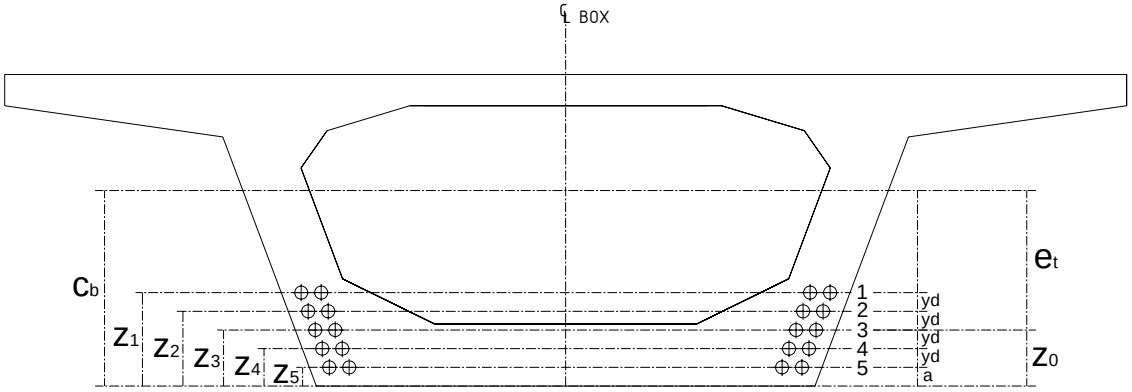


Gambar 5.17 Daerah Aman Tendon

2. Tata Letak Posisi Tendon (*Lay Out* Tendon)

Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan pada tengah bentang dan pada ujung balok atau pada tumpuan. (lihat gambar 5.18)

a. Posisi Tendon di Tengah Bentang



Gambar 5.18 Posisi Tendon Di Tengah Bentang

Ditetapkan jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1, a = 0,15 m

Jarak dari alas ke titik berat tendon, z_o = 0,30 m

Jarak vertikal antara as ke as tendon, $y_d = z_o - a = 0{,}30 - 0{,}15 = 0{,}15$ m

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas,

Baris 1 : z_1 = a + 4 . y_d = 0,15 + 4 . 0,15 = 0,75 m

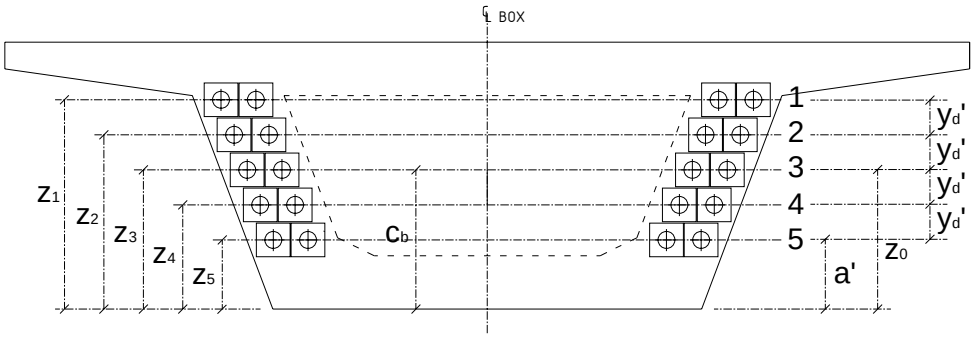
Baris 2 : z_2 = a + 3 . y_d = 0,15 + 3 . 0,15 = 0,60 m

Baris 3 : z_3 = a + 2 . y_d = 0,15 + 2 . 0,15 = 0,45 m

Baris 4 : z_4 = a + y_d = 0,15 + 0,15 = 0,30 m

Baris 5 : z_5 = a = 0,15 m

b. Posisi tendon di tumpuan (lihat gambar 5.19)



Gambar 5.19 Posisi Tendon Di Tumpuan

Ditetapkan jarak antar tendon, yd' = 0,325 m

Jarak tendon bawah terhadap alas, $a' = c_b - k_b = 1{,}3881 - 0{,}7130 = 0{,}6751$ m

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas,

Baris 1 : z_1' = a' + 4 . y_d' = 0, 6751 + 4 . 0,325 = 1,9751 m

Baris 2 : z_2' = a' + 3 . y_d' = 0, 6751 + 3 . 0,325 = 1,6501 m

Baris 3 : z_3' = a' + 2 . y_d' = 0, 6751 + 2 . 0,325 = 1,3251 m

Baris 4 : z_4' = a' + y_d' = 0,6751 + 0,325 = 1,0001 m

Baris 5 : z_5' = a' = 0,6751 m

c. Eksentrisitas masing-masing tendon

Baris 1 : f_1 = z_1' – z_1 = 1,6501 – 0,75 = 1,2251 m

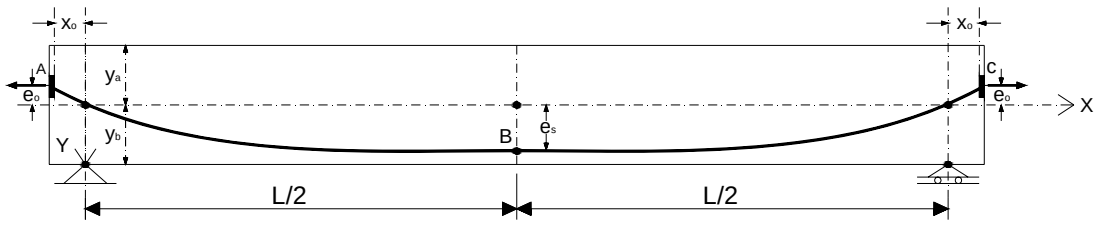
Baris 2 : f_2 = z_2' – z_2 = 1,3251 – 0,60 = 1,0501 m

Baris 3 : f_3 = z_3' – z_3 = 1,0001 – 0,45 = 0,8751 m

Baris 4 : f_4 = z_4' – z_4 = 0,6751 – 0,30 = 0,7001 m

Baris 5 : f_5 = z_4' – z_4 = 0,6751 – 0,15 = 0,5251 m

d. Lintasan inti tendon (*cable*)



Gambar 5.20 Lintasan Inti Tendon

Panjang *box girder*, L = 50 m

Eksentrisitas, e_s = 1,0881 m (lihat gambar 5.20)

Persamaan lintasan tendon $Y = 4.f.\frac{X}{L^2}.(L - X)$ dengan $f = e_s$ untuk hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.16 berikut:

Tabel 5.14 Perhitungan Lintasan Tendon

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.25	-0.019	17	0.842	34	0.816
0	0.000	18	0.865	35	0.788
1	0.074	19	0.884	36	0.756
2	0.144	20	0.901	37	0.722
3	0.212	21	0.914	38	0.684
4	0.276	22	0.925	39	0.644
5	0.338	23	0.932	40	0.600
6	0.396	24	0.937	41	0.554
7	0.452	25	0.938	42	0.504
8	0.504	26	0.937	43	0.452
9	0.554	27	0.932	44	0.396
10	0.600	28	0.925	45	0.338
11	0.644	29	0.914	46	0.276
12	0.684	30	0.901	47	0.212
13	0.722	31	0.884	48	0.144
14	0.756	32	0.865	49	0.074
15	0.788	32	0.865	50	0.000
16	0.816	33	0.842	50.25	-0.019

$x_0 = 0{,}25$ m

$e_0 = 0{,}0189$ m

Jarak AB = jarak BC = $\frac{L}{2} + x_0 = \frac{50}{2} + 0{,}25 = 25{,}25$ m

$e_s + e_0 = 0{,}9381 + 0{,}0189 = 0{,}9569$ m

α AB = α BC = $\frac{2.(e_s + e_0)}{\left(\frac{L}{2} + x_0\right)} = \frac{2.0{,}9569}{25{,}25} = 0{,}0758$ rad

e. Sudut angkur

Persamaan lintasan tendon, $Y = 4.f.\frac{X}{L^2}.(L - X)$

$\frac{dY}{dX} = 4.f_i.\left(\frac{L - 2.X}{L}\right)$

Untuk X = 0 (posisi angkur di tumpuan), maka $\frac{dY}{dX} = \frac{4.f_i}{L}$

Persamaan sudut angkur, α = ATAN (dY/dX). Hasil dari perhitungan sudut angkur dapat dilihat pada tabel 5.15 dibawah ini.

Tabel 5.15 Sudut Angkur

No Tendon	Jumlah Strand	Diameter Selubung	Eksentri sitas	fi (m)	dy/dx	Sudut Angkur			
1	152	101,6	f_1 =	1,2251	0,0980	α_1 =	0,0980	rad =	5,5974^o
2	152	101,6	f_2 =	1,0501	0,0840	α_2 =	0,0840	rad =	4,8019^o
3	152	101,6	f_3 =	0,8751	0,0700	α_3 =	0,0700	rad =	4,0045^o
4	152	101,6	f_4 =	0,7001	0,0560	α_4 =	0,5600	rad =	3,2055^o
5	152	101,6	f_4 =	0,5251	0,0420	α_4 =	0,0420	rad =	2,4053^o

f. Tata letak kabel tendon

Panjang jembatan, L = 50 m

$f_0 = e_s = 0{,}9381$ m dan $c_b = 1{,}3881$ m

$f_1 = 1{,}0501$ m; $f_2 = 1{,}0501$ m ; $f_3 = 0{,}8751$ m ; $f_4 = 0{,}7001$ m ; $f_5 = 0{,}5251$ m

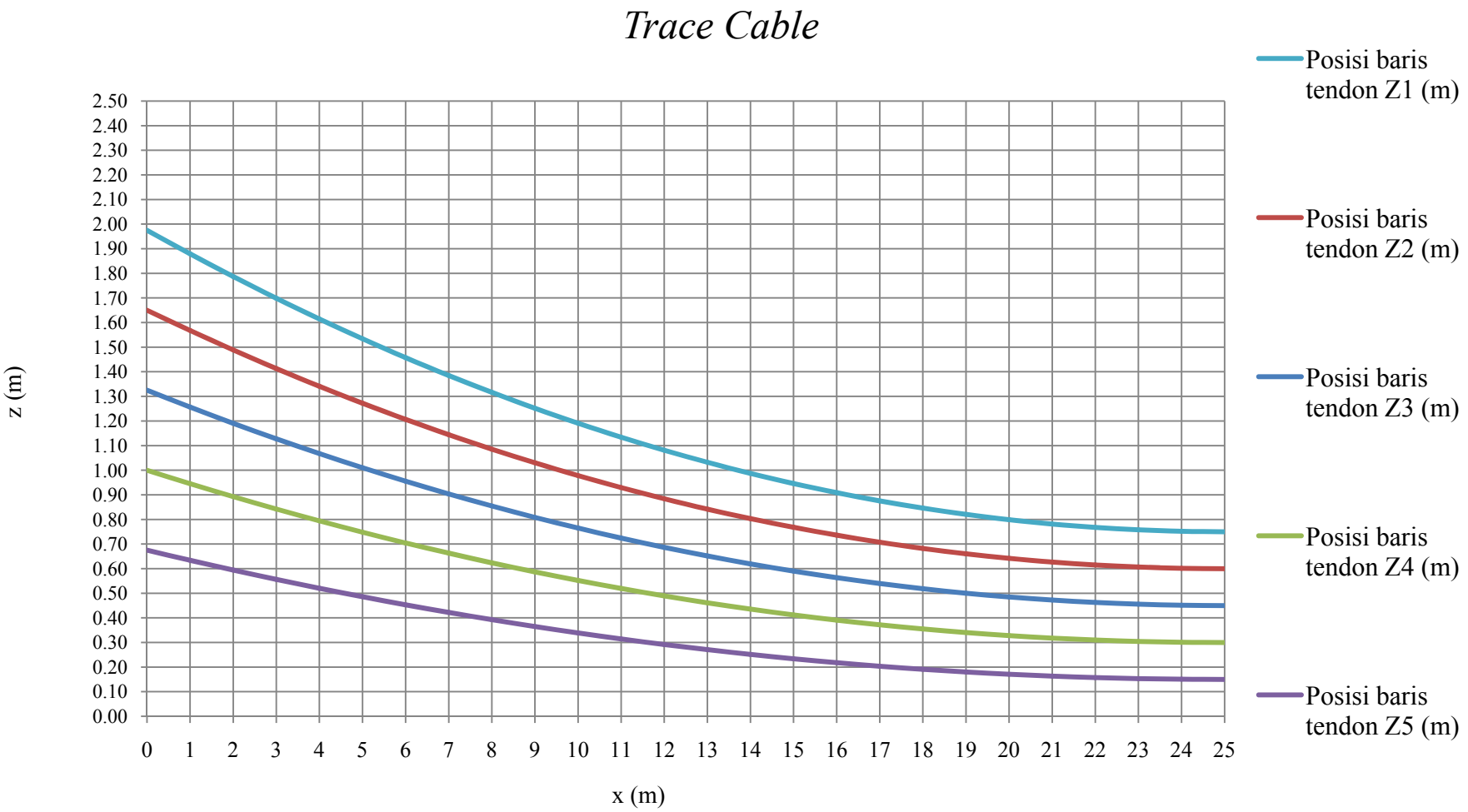
Posisi masing-masing cable:

$z_i = z_i' - 4.f_i.\frac{X}{L^2}.(L - X)$

Untuk hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.16 berikut.

Tabel 5.16 Tata letak kabel tendon

Jarak X (m)	Trace Zo (m)	Posisi Baris Tendon				
		Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)	Z5 (m)
0	1.3251	1.9751	1.6501	1.3251	1.0001	0.6751
1	1.2565	1.8790	1.5677	1.2565	0.9452	0.6339
2	1.1907	1.7869	1.4888	1.1907	0.8925	0.5944
3	1.1277	1.6987	1.4132	1.1277	0.8421	0.5566
4	1.0674	1.6144	1.3409	1.0674	0.7940	0.5205
5	1.0100	1.5340	1.2720	1.0100	0.7480	0.4860
6	0.9554	1.4576	1.2065	0.9554	0.7044	0.4533
7	0.9036	1.3851	1.1444	0.9036	0.6629	0.4222
8	0.8546	1.3165	1.0856	0.8546	0.6237	0.3928
9	0.8084	1.2518	1.0301	0.8084	0.5867	0.3651
10	0.7650	1.1910	0.9780	0.7650	0.5520	0.3390
11	0.7244	1.1342	0.9293	0.7244	0.5195	0.3147
12	0.6866	1.0813	0.8839	0.6866	0.4893	0.2920
13	0.6516	1.0323	0.8419	0.6516	0.4613	0.2710
14	0.6194	0.9872	0.8033	0.6194	0.4355	0.2517
15	0.5900	0.9460	0.7680	0.5900	0.4120	0.2340
16	0.5634	0.9088	0.7361	0.5634	0.3907	0.2180
17	0.5396	0.8754	0.7075	0.5396	0.3717	0.2038
18	0.5186	0.8460	0.6823	0.5186	0.3549	0.1912
19	0.5004	0.8206	0.6605	0.5004	0.3403	0.1802
20	0.4850	0.7990	0.6420	0.4850	0.3280	0.1710
21	0.4724	0.7814	0.6269	0.4724	0.3179	0.1634
22	0.4626	0.7676	0.6151	0.4626	0.3101	0.1576
23	0.4556	0.7578	0.6067	0.4556	0.3045	0.1534
24	0.4514	0.7520	0.6017	0.4514	0.3011	0.1508
25	0.4500	0.7500	0.6000	0.4500	0.3000	0.1500



Gambar 5.21 Grafik *Trace Cable*

5.4.5 Kehilangan Gaya Prategang (*Loss of Prestress*)

Tegangan baja saat jacking, f_{pj} = 1525,200 MPa

1. Kehilangan Prategang Jangka Pendek

   a. Kehilangan tegangan akibat gesekan angkur (*Anchorage Friction*)

   Kehilangan gaya prategang karena slip angkur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada angkur pada saat gaya pendongkrak disalurkan ke angkur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7 mm.

   Pergeseran angkur, ΔA = 2 mm = 0,002 m

   Modulus elastis baja prategang, Es = 190000 MPa

   Panjang tendon, L = 50 m

   Kehilangan prategang akibat pergeseran angkur:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L}.Es$$

$$= \frac{0{,}006}{50}.\ 190000 = 22{,}80 \text{ MPa}$$

   b. Kehilangan tegangan akibat gesekan *cable* (*Jack Friction*)

   Sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah:

   α AB = α BC = 0,0879 rad

   Perubahan sudut total lintasan tendon,

   α = α AB + α BC

   = 0,0758 + 0,0758 = 0,1516 rad

   Dari Tabel 14 (SK SNI 03 – 202 pasal 20.6.2) diperoleh:

   Koefisien gesek, μ = 0,2

   Koefisien Wobble, K = 0,002

   e = bilangan natural

   Kehilangan tegangan akibat gesekan:

   Untuk, Lx = 50 m

$$\Delta f_{pF} = fpj.\left[1 - e^{-(\mu.\alpha)+(K.Lx)}\right]$$

$$= 1525{,}200.\left[1 - 2{,}7183^{-(0{,}2.0{,}1516)+(0{,}002.50)}\right]$$

$$= 198{,}0703 \text{ MPa}$$

c. Kehilangan tegangan akibat pemendekan elastis (*Elastic Shortening*)

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *box girder*, e_s = 0,9381 m

Momen inersia tampang *box girder*, I_x = 5,8372 m^4

Luas tampang *box girder*, A = 7,3631 m^2

Modulus elastis *box girder*, E_c = 35670 MPa

Modulus elastis baja prategang (strand), Es = 190000 MPa

Jumlah total *strands*, n_s = 700 *strands*

Luas tampang tendon baja prategang, A_{ps} = 0,070 m^2

Momen akibat berat sendiri *box girder*, M_{bs} = 58674,3047 kNm

Modulus ratio antara baja prategang dengan *box girder*,

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{190000}{35670} = 5{,}3266$$

Tegangan baja setelah memperhitungkan *loss of prestress* akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel,

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF}$$

$$= 1525{,}200 - 22{,}8 - 198{,}0703 = 1304{,}3297 \text{ MPa}$$

Gaya prategang setelah *loss of prestress* akibat friksi,

$$P_i = f_{pi}.A_{ps} = 1304{,}3297^{-3} \text{ . } 76000 = 99129{,}0545 \text{ kN}$$

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i.e_s^{\,2}}{I_x} + \frac{M_{bs}.e_s}{I_x}$$

$$= -\frac{99129{,}0545 10^3}{7{,}3631.10^6} - \frac{99129{,}0545 10^3.\left(0{,}9381.10^3\right)^2}{5{,}8372.10^{12}} + \frac{58674{,}3047.10^6.0{,}9381.10^3}{5{,}8372.10^{12}}$$

$$= -18{,}9773 \text{ MPa}$$

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis,

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_s}{E_c}.f_{cs}$$

$$= \frac{190000}{35670}.18{,}9773$$

$$= 101{,}0844 \text{ MPa}$$

Untuk balok paskatarik dengan ada 20 tendon yang ditarik 10 tendon setiap penarikan tendon,

$$\Delta f_{pES} = \frac{(2/2)+(1/2)}{3}.101{,}0844$$

$$= 50{,}5422 \text{ MPa}$$

Tegangan baja prategang setelah transfer,

$$f_{ps} = f_{pj} - \left(\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}\right)$$

$$= 1525{,}200 - (22{,}80 + 198{,}0703 + 50{,}5422)$$

$$= 1253{,}7875 \text{ MPa}$$

Gaya prategang setelah transfer,

$$P_i = A_{ps}.f_{ps}$$

$$= 76000 \,.\, 1253{,}7875 \,.\, 10^{-3}$$

$$= 95287{,}8478 \text{ kN}$$

2. Kehilangan Prategang Jangka Panjang

a. Kehilangan tegangan akibat pengaruh rangkak (*Creep*)

Untuk prategang paskatarik ditentukan,

K_{cr} =1,6 – untuk komponen paskatarik

E_s = 190000 MPa

E_c = 35670 MPa

Rasio modulus, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{190000}{35670} = 5{,}3266$

Tegangan tendon dipusat berat beton,

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i.e_s^{\,2}}{I_x} + \frac{M_{bs}.e_s}{I_x}$$

$$= -\frac{95287{,}847810^3}{7{,}3631.10^6} - \frac{95287{,}847810^3.\left(0{,}9381.10^3\right)^2}{5{,}8372.10^{12}} + \frac{58674{,}3047.10^6.0{,}9381.10^3}{5{,}8372.10^{12}}$$

$$= -17{,}8765 \text{ MPa}$$

Momen akibat beban tambahan, M_D = 5915,6250 kNm

e = 0,9381 m

I_x = 5,8372 m^4

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$f_{csd} = \frac{M_{SD}.e_s}{I_x}$$

$$= \frac{5915{,}6250.\ 10^{6}.0{,}9381.10^{3}}{5{,}8372.10^{12}}$$

$$= 0{,}9506 \text{ MPa}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkak,

$$\Delta f_{pCR} = n.K_{cr}.(f_{cs} - f_{csd})$$

$$= 5{,}3266 1{,}6.(18{,}9772 - 0{,}9506)$$

$$= 144{,}2520 \text{ MPa}$$

b. Kehilangan tegangan akibat pengaruh susut (*Shringkage*)

Kehilangan prategang akibat susut dengan menggunakan metode perawatan basah selama 7 hari.

t = 30 hari

E_{ps} = 190000 MPa

Regangan susut *ultimate* $E_{SHu} = 800.10^{-6}$

$$E_{SH},t = \frac{t}{(t+35)}.E_{SHu}$$

$$= \frac{30}{(30+35)}.800.10^{-6} = 3{,}69.10^{-4}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh susut,

$$\Delta f_{pSH} = E_{SH},t.E_{ps}$$

$$= 3{,}69.10^{-4}\ .\ 190000$$

$$= 70{,}1540 \text{ MPa}$$

c. Kehilangan tegangan akibat relaksasi tendon (*Relaxation of Tendon*)

Relaksasi tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama,

Kuat tarik tendon, $f_{pu} = 1860$ MPa

Kuat leleh tendon, $f_{py} = 0{,}85\ .\ f_{pu} = 0{,}85\ .\ 1860 = 1581$ MPa

Tegangan baja prategang setelah transfer, $f_{ps} = 1253{,}7875$ MPa

Diperhitungakan tegangan tendon 3 bulan setelah transfer

t_1 = 1 hari

t_2 = 1 bulan = 30 hari = 720 jam

Kehilangan prategang akibat *relaxation of tendon*:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi}.\left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45}\right).\left(\frac{f_{ps}}{f_{py}} - 0{,}55\right)$$

$$\Delta f_{pR} = 1253{,}7875.\left(\frac{\log 720 - \log 1}{45}\right).\left(\frac{1253{,}7875}{1581} - 0{,}55\right)$$

$$= 19{,}3482 \text{ MPa}$$

Tabel 5.17 Total Kehilangan Gaya Prategang

No.	Level Tegangan	Tegangan Baja (MPa)	Persentase %
	Setelah Penegangan	1525,200	100%
	Kehilangan Tegangan		
1	Pergeseran angkur (*Anchorage Friction*)	22,8000	1,49%
2	Gesekan Kabel (*Jack Friction*)	198,0703	12,99%
3	Perpendekan Elastis Beton (*Elastic Shortening*)	50,5422	3,31%
4	Rangkak Beton (*Creep*)	144,2520	9,46%
5	Susut Beton (*Shringkage*)	70,1540	4,60%
6	Relaksasi Tendon (*Relaxation of tendon*)	19,3482	1,27%
Tegangan Akhir (f_{pe})		1020,0333	66,88%
Kehilangan Tegangan Total (*Loss of Prestress*)			33,12%

Jadi total kehilangan tegangan akhir/tegangan efektif,

f_{eff} = 1020,0333 MPa

Gaya efektif di tengah bentang balok:

$$P_{eff} = A_{ps}.f_{eff}$$

$$= 76000 \text{ . } 1020{,}0333 \text{ . } 10^{-3}$$

$$= 77522{,}5289 \text{ kN}$$

5.4.6 Tegangan Yang Terjadi Akibat Gaya Prategang

Menurut SNI, Tegangan beton pada kondisi saat transfer dan kondisi layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut:

Saat transfer,

a. serat tekan : f_{ci} = 0,60 . f'_{ci} = 0,60 . 33,20 = 19,220 MPa

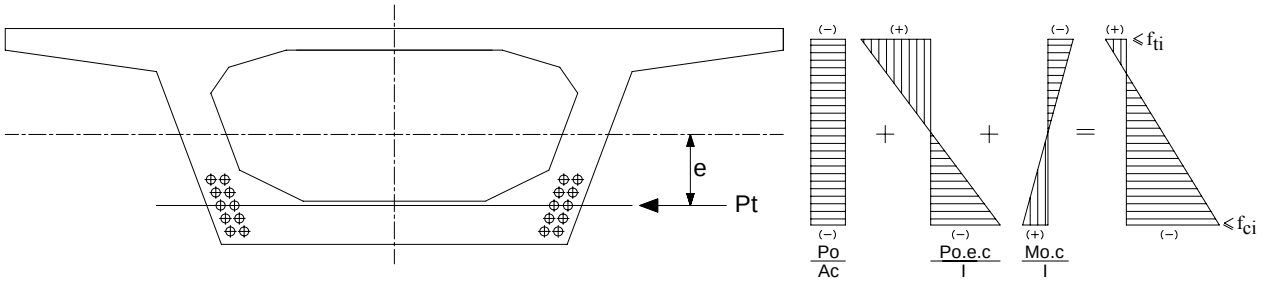
b. serat tarik : f_{ti} = 0,25 . $\sqrt{f'_{ci}}$ = 0,25 . $\sqrt{33,20}$ = 1,4404 MPa

Saat layan,

a. serat tekan : f_{cs} = 0,45 . f'_{c} = 0,45 . 41,50 = 18,675 MPa

b. serat tarik : f_{ts} = 0,50 . $\sqrt{f'_{c}}$ = 0,50 . $\sqrt{41,50}$ = 3,2210 MPa

1. Keadaan Awal (Transfer)



Gambar 5.22 Tegangan Saat Transfer

Balok direncanakan dengan beton prategang paskatarik dengan tendon terekat, maka pada saat transfer digunakan penampang netto. (lihat gambar 5.22)

Diameter selubung, D = 101,6 mm = 0,1016 m

Jumlah tendon, n_t = 20 buah

Luas penampang bruto, A_{bruto} = 7,3631 m^2

Luas selubung tendon, $A_{se\,\mathrm{lub}\,ung} = \frac{1}{4}.\pi.D^2.n_t = \frac{1}{4}.\pi.0{,}1016^2.20 = 0{,}1621$ m^2

Luas penampang *netto*, $A_{netto} = A_{bruto} - A_{se\,\mathrm{lub}\,ung}$

$= 7{,}3631 - 0{,}1621 = 7{,}2009$ m^2

Letak garis netral dicari dengan statis momen sisi bawah:

$$c_b = \frac{(\Sigma Ai.yi) - (A_{se\,\mathrm{lub}\,ung}.y_{se\,\mathrm{lub}\,ung})}{A_{netto}}$$

Momen inersia terhadap titik berat balok:

$I_x = 5{,}8372\ \text{m}^4$

Untuk selubung tendon:

Jarak terhadap sisi bawah, $y = z_o = 0{,}45$ m

Statis momen = $A_{se\,\text{lub}\,ung}.y = 0{,}1621.0{,}45 = 0{,}0486\ \text{m}^3$

Maka letak garis netral:

$$c_b = \frac{10{,}2203 - 0{,}0486}{7{,}2009} = 1{,}4125\ \text{m}$$

$c_t = h - c_b = 2{,}5 - 1{,}4125 = 1{,}0875$ m

Eksentrisitas tendon di tengah bentang:

$e = c_b - z_o = 1{,}4125 - 0{,}45 = 0{,}9625$ m

Momen Inersia Penampang Netto:

Jarak terhadap titik berat, y = e = 0,9625 m

Momen Inersia selubung tendon = $n_t.\left(\frac{1}{64}.\pi.D^4 + \frac{1}{4}.\pi.D^2.y^2\right)$

$= 20.\left(\frac{1}{64}.\pi.0{,}1016^4 + \frac{1}{4}.\pi.0.1016^2.0{,}9625^2\right)$

$= 0{,}1503\ \text{m}^4$

Jadi momen inersia penampang *netto*:

$I_x = I_i - \left(I_{se\,\text{lub}\,ung} + A_{se\,\text{lub}\,ung}.y_{se\,\text{lub}\,ung}{}^2\right)$

$= 5{,}8372 - 0{,}1503 = 5{,}6869\ \text{m}^4$

Modulus penampang bagian atas:

$$s_t = \frac{I_x}{c_t} = \frac{5{,}6869}{1{,}0875} = 5{,}2296\ \text{m}^3$$

Modulus penampang bagian bawah:

$$s_b = \frac{I_x}{c_b} = \frac{5{,}6869}{1{,}4125} = 4{,}0259\ \text{m}^3$$

Tegangan-tegangan yang terjadi saat transfer (lihat gambar 5.23),

a. Tegangan pada serat atas:

$$f_t = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i.e_s}{s_t} - \frac{M_{MS}}{s_t}$$

$$= -\frac{94384{,}9338 .10^3}{7{,}3631.10^6} + \frac{94384{,}9338 .10^3.0{,}9625.10^3}{5{,}2296.10^9} - \frac{65330{,}1641 .10^6}{5{,}2296.10^9}$$

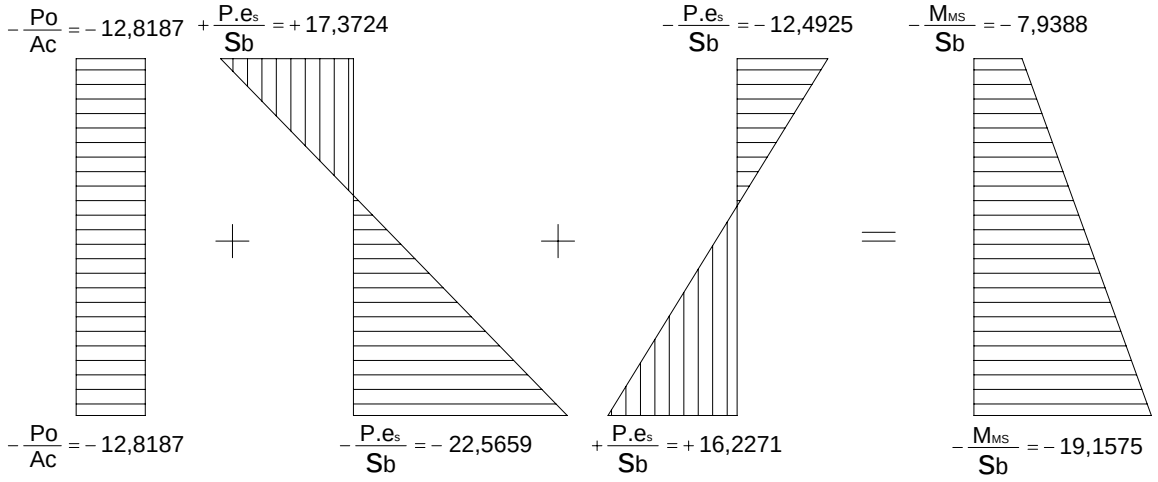
$$= -7{,}9388 \text{ MPa} < f_{ti} = 1{,}4404 \text{ MPa} \qquad \text{OK}$$

b. Tegangan pada serat bawah:

$$f_b = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i.e_s}{s_b} + \frac{M_{MS}}{s_b}$$

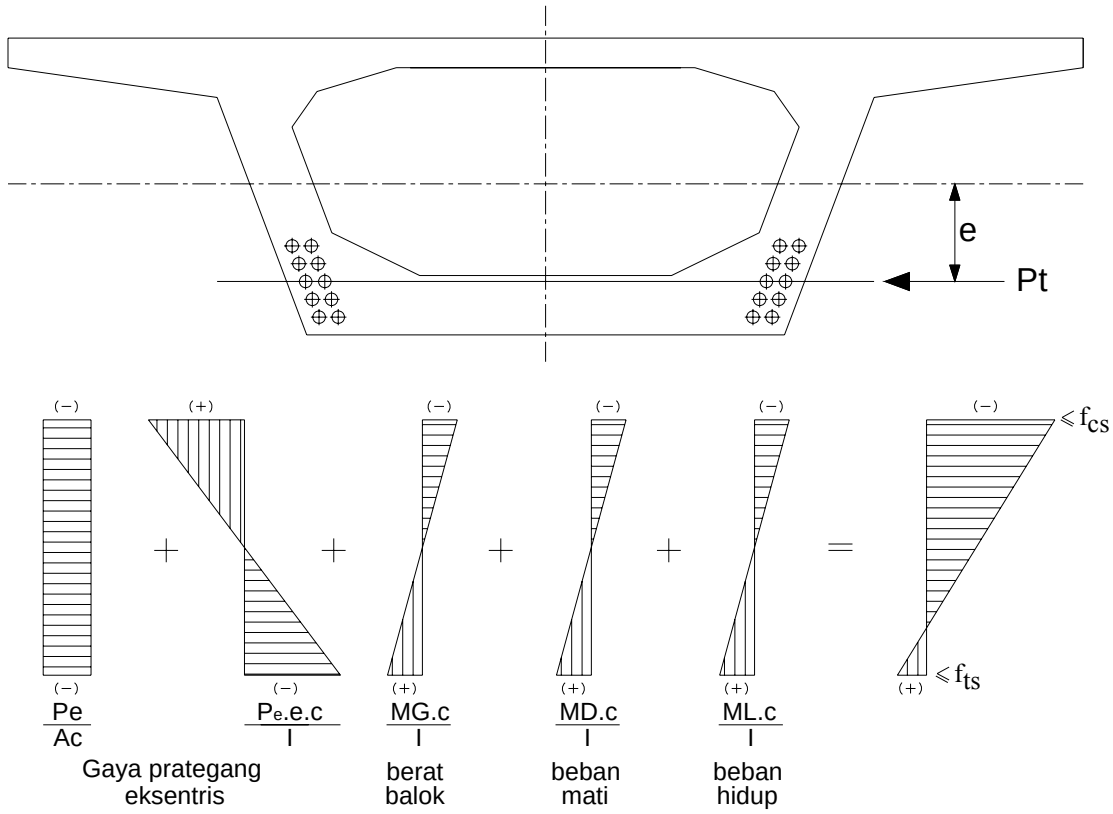
$$= -\frac{94384{,}9338 .10^3}{7{,}3631.10^6} - \frac{94384{,}9338 .10^3.0{,}9625.10^3}{4{,}0259.10^9} + \frac{65330{,}1641 .10^6}{4{,}0259.10^9}$$

$$= -19{,}1575 \text{ MPa} < f_{ci} = 19{,}920 \text{ MPa} \qquad \text{OK}$$



Gambar 5.23 Diagram Tegangan *Box girder* Saat Transfer

2. Keadaan Akhir (*Service*)



Gambar 5.24 Tegangan Saat *Service*

Karena prategang paskatarik dengan tendon terekat, maka digunakan penampang transformasi (lihat gambar 5.24).

Luas penampang bruto, $A_{bruto} = 7{,}3631$ m^2

Luas selubung tendon, $A_{se\,\mathrm{lub}\,ung} = \frac{1}{4}.\pi.D^2.n_t = \frac{1}{4}.\pi.0{,}1016^2.20 = 0{,}1621$ m^2

Modulus elastis baja, Es = 190000 MPa

Modulus elastis beton, Ec = 35670 MPa

Angka eqivalensi (n) = $\frac{190000}{35670} = 5{,}327$

$A_{ps} = n_s.A_{st} = 760 \,.\, 100 = 70000$ mm^2 = 0,076 m^2

Luas penampang transformasi, $A_t = A + (n-1).A_{ps}$

= 7,3631+ (5,327-1).0,076

= 7,6919 m^2

Letak garis netral dicari dengan statis momen sisi bawah:

$$c_b = \frac{(\Sigma Ai.yi) - ((n-1.).(A_{ps}.y))}{A_{transformasi}}$$

Momen inersia terhadap titik berat balok:

$I_x = 5{,}8372 \text{ mm}^3$

Untuk selubung tendon:

Jarak terhadap sisi bawah, $y = z_o = 0{,}45$ m

Statis momen = $(n-1).(A_{ps}.y) = (5{,}327-1).(0{,}070.0{,}45) = 0{,}1479 \text{ m}^3$

Maka letak garis netral:

$$c_b = \frac{10{,}2203 - 0{,}1479}{7{,}6919} = 1{,}3095 \text{ m}$$

$c_t = h - c_b = 2{,}5 - 1{,}3095 = 1{,}1905$ m

Eksentrisitas tendon di tengah bentang:

$e = c_b - z_o = 1{,}3214 - 0{,}45 = 0{,}8595$ m

Momen Inersia Penampang Transformasi:

Untuk selubung tendon,

Jarak terhadap titik berat, y = e = 0,8595 m

Momen Inersia selubung tendon $= (n-1).(A_{ps}.y^2)$

$= (5{,}327-1).(0{,}076.0{,}8595^2)$

$= 0{,}2237 \text{ m}^4$

Jadi momen inersia penampang *netto*:

$I_x = I_i + [(n-1).(A_{ps}.y^2)]$

$= 5{,}8372 + 0{,}2237 = 6{,}0609 \text{ m}^4$

Modulus penampang bagian atas:

$$s_t = \frac{I_x}{c_t} = \frac{6{,}0609}{1{,}1905} = 5{,}0909 \text{ m}^3$$

Modulus penampang bagian bawah:

$$s_b = \frac{I_x}{c_b} = \frac{6{,}0909}{1{,}3095} = 4{,}6285 \text{ m}^3$$

Gaya prategang efektif,

P_{eff} = 77522,5289 kN

Momen-momen yang bekerja saat layan,

$M_T = M_{MS} + M_A + M_{TD} + M_{TB} + M_{EW} + M_{EQ}$

= 65330,1641 + 5915,6250 + 17312,50 + 376,4939 + 630,00 + 7124,5789

= 96689,3619 kNm

a. Tegangan pada serat atas:

$$f_t = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e.e_s}{s_t} - \frac{M_T}{s_t}$$

$$= -\frac{77522,5289.10^3}{7,3631.10^6} + \frac{77522,5289.10^3.0,8595.10^3}{5,0909.10^9} - \frac{96689,3619.10^6}{5,0909.10^9}$$

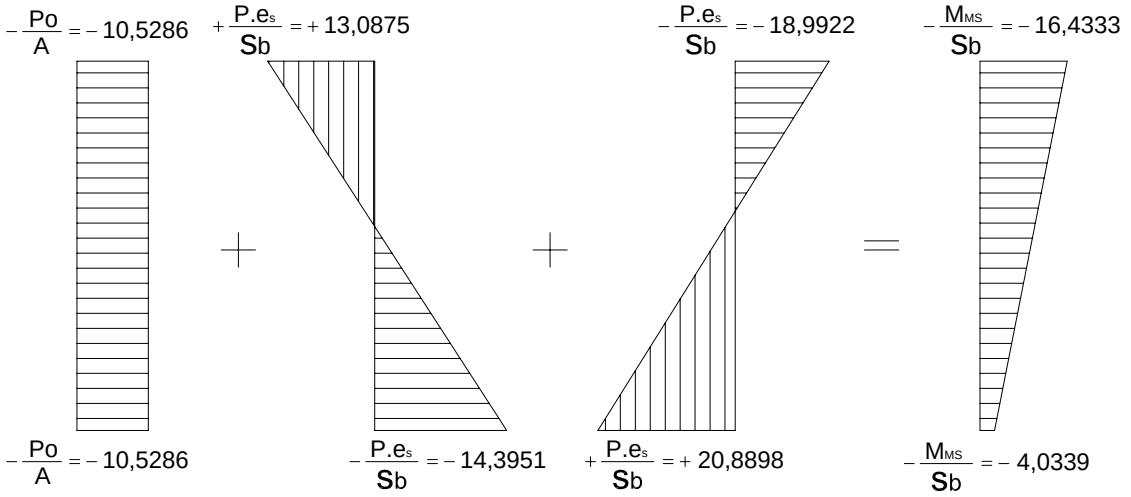
= – 16,4333 MPa < f_{ci} = 18,675 MPa OK

b. Tegangan pada serat bawah:

$$f_b = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e.e_s}{s_b} + \frac{M_T}{s_b}$$

$$= -\frac{77522,5289.10^3}{7,3631.10^6} - \frac{77522,5289.10^3.1,2153.10^3}{4,6285.10^9} + \frac{96689,3619.10^6}{4,6285.10^9}$$

= – 4,0339 MPa < f_{ci} = 3,2210 MPa OK



Gambar 5.25 Diagram Tegangan *Box girder* Saat *Service*

5.4.7 Tinjauan *Ultimate Box girder* Prategang

1. Kapasitas Momen *Ultimate*

Modulus elastis baja prategang (*strands*) ASTM A-416, Es = 190000 MPa

Jumlah total strands, $n_s = 760$ *strands*

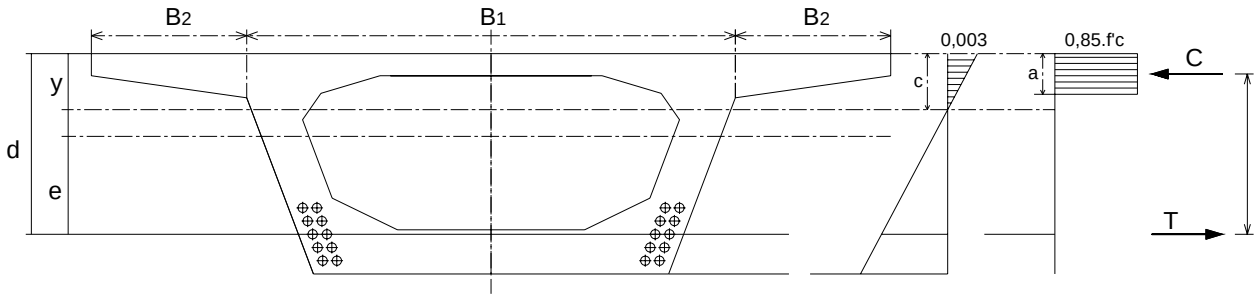
Luas tampang nominal satu strand, $A_{st} = 100$ mm^2

Tegangan leleh tendon baja prategang, $f_{py} = 1581$ MPa

Luas tampang tendon baja prategang,

$A_{ps} = n_s . A_{st} = 760 \;.\; 100 = 49000$ mm^2 = 0,076 m^2

Kuat tekan beton, $f'_c = 41{,}5$ MPa



Gambar 5.26 Kapasitas Penampang *Box Girder*

B_1	= 5,5 m	t_1	= 0,25 m	c_t	= 1,1119 m
B_2	= 1,75 m	t_2	= 0,50 m	e_s	= 0,9381 m

Tegangan batas prategang (f_{pu}) pada keadaan *ultimate*, ditetapkan sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p . \rho_p . f_{pu}}{\beta_1 . f'c}\right]$$

Gaya prategang efektif (setelah *loss of prestress*), $P_{eff} =$ 77522,5289 kN

Tegangan efektif baja prategang,

$$f_{eff} = \frac{P_{eff}}{A_{ps}} = \frac{77522{,}5289.10^3}{76000} = 1020{,}0333 \text{ MPa}$$

Lebar flens *box girder*,

$b \quad = B_1 + (2.B_2) = 5{,}5 + (2 \;.\; 1{,}75) = 9$ m

Tinggi efektif *box girder*,

$d \quad = c_t + e_s = 1{,}1119 + 0{,}9381 = 2{,}05$ m

Rasio luas penampang baja prategang,

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b.d} = \frac{76000}{9.2{,}05} = 0{,}004119$$

Untuk baja *Low Relaxation*, $\gamma_p = 0{,}4$

Untuk $f'c =$ 41,5 MPa > 30 MPa maka nilai:

$$\beta_1 = 0{,}85 - 0.08.\left(\frac{f'c - 30}{10}\right)$$

$$= 0{,}85 - 0.08.\left(\frac{41{,}5 - 30}{10}\right)$$

$$= 0{,}758$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p.\rho_p.f_{pu}}{\beta_1.f'c}\right]$$

$$= 1860.\left[1 - \frac{0{,}4.0{,}004119.1860}{0{,}758.41{,}5}\right]$$

$$= 1678{,}7885 \text{ MPa} > f_{py} = 0{,}85\ .\ f_{pu} = 1581 \text{ MPa}$$

Maka dipakai $f_{ps} = f_{py} = 1581$ MPa

Cek daktilitas penampang,

$$\omega_p = \frac{\rho_p.f_{ps}}{f'c}$$

$$= \frac{0{,}004119.1581}{41{,}5}$$

$= 0{,}1569 < 0{,}36\ .\ \beta_1 = 0{,}36\ .\ 0{,}758 = 0{,}2765$, daktail. OK

Gaya internal tendon baja prategang,

$$T_{ps} = A_{ps}.f_{ps}$$

$= 76000\ .\ 1581\ .\ 10^{-3} = 120156$ kN

Tinggi blok tekan,

$$a = \frac{A_{ps}.f_{ps}}{(0{,}85.f'c.b)} = \frac{76000.10^{-6}.1581}{(0{,}85.41{,}5.9)} = 0{,}3785$$

Momen nominal,

$M_n = A_{ps} . f_{ps} . \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$= 76000.10^{-3}.1581.\left(2{,}05 - \frac{0{,}2440}{2} \right)$

= 223581,8453 kNm

Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,8

Kapasitas momen *ultimate box girder* prategang,

$M_{uk} = \phi \ . M_n$

= 0,8 . 223581,8453

= 178865,4762 kNm

2. Momen *Ultimate* Akibat Beban

Momen *ultimate* dihitung dengan mengalikan momen yang bekerja dengan faktor beban *ultimate*.

Untuk hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.18 berikut.

Tabel 5.18 Perhitungan Momen *Ultimate* Akibat Beban yang Bekerja

Aksi / Beban	Faktor Beban		Momen		Momen *Ultimate*	
			M	(kNm)	Mu	(kNm)
Berat Sendiri	K_{MS}	1,3	M_{MS}	65330,1641	$K_{MS}. M_{MS}$	84929,2133
Beban Mati Tambahan	K_{MA}	2	M_{MA}	5915,6250	$K_{MA}. M_{MA}$	11831,250
Beban Lajur "D"	K_{TD}	2	M_{TD}	17312,500	$K_{TD}. M_{TD}$	34625,00
Gaya Rem	K_{TB}	2	M_{TB}	376,4939	$K_{TB}. M_{TB}$	752,9878
Beban Angin	K_{EW}	1,2	M_{EW}	630,00	$K_{EW}. M_{EW}$	756,0000
Beban Gempa	K_{EQ}	1,2	M_{EQ}	7124,5789	$K_{EQ}. M_{EQ}$	8549,4947
Total Momen *Ultimate* Akibat Beban yang Bekerja,					**ΣM_u =**	**141443,9458**

Kontrol momen kapasitas,

$M_{uk} = \phi \ . M_n$

= 0,8 . 141443,9458

= 113155,1566 kNm

5.4.8 Lendutan Pada *Box girder* Prategang

1. Lendutan Pada Keadaan Awal (Transfer)

   Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *box girder* prategang,

   e_s = 0,9381 m

   Momen inesia tampang *box girder*, I_x = 5,8372 m^4

   Gaya prategang awal, P_o = 94384,9338 kN

   Lendutan ke atas/lawan lendut (*chamber*)

$$\delta_c = \frac{5}{48}.\frac{P_t.e_s.L^2}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{48}.\frac{94384,93380,9381.50^2}{(35670.10^3.5,8372)} = -0,1107 \text{ m, } (\uparrow) \text{ ke atas}$$

   Lendutan ke bawah (*deflection*)

$$\delta_D = \frac{5}{384}.\frac{Q_{bs}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{384}.\frac{187,7578.50^4}{(35670.10^3.5,8372)} = +0,0734 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

   Total lendutan saat transfer,

$$\delta_T = \delta_c + \delta_D$$

$$= -0,1107 + 0,0734 = -0,0374 \text{ m, } (\uparrow) \text{ ke atas}$$

2. Lendutan Pada Keadaan Akhir (*Service*)

   a. Lendutan ke atas (*chamber*)

$$\delta_c = \frac{5}{48}.\frac{P_e.e_s.L^2}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{48}.\frac{77522,5289.0,9381.50^2}{(35670.10^3.5,8372)} = -0,0910 \text{ m, } (\uparrow) \text{ ke atas}$$

   b. Lendutan yang terjadi akibat beban yang bekerja

      1. Lendutan Akibat Berat Sendiri (MS)

$$\delta = \frac{5}{384}.\frac{Q_{MS}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{384}.\frac{209{,}0565.50^4}{(35670.10^3.5{,}8372)} = 0{,}0817 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

2. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\delta = \frac{5}{384}.\frac{Q_{MA}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{384}.\frac{18{,}930.50^4}{(35670.10^3.5{,}8372)} = 0{,}0074 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

3. Lendutan Akibat Beban Lajur "D" (TD)

$$\delta = \frac{1}{48}.\frac{P_{TD}.L^3}{(Ec.I_x)} + \frac{5}{384}.\frac{Q_{TD}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{1}{48}.\frac{385.50^3}{(35670.10^3.5{,}8372)} + \frac{5}{384}.\frac{40.50^4}{(35670.10^3.5{,}8372)}$$

$$= 0{,}00481 + 0{,}0156 = 0{,}0204 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

4. Lendutan Akibat Beban Rem (TB)

$$\delta = 0{,}0642.\frac{M_{TB}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= 0{,}0642.\frac{376{,}4939.50^4}{(35670.10^3.5{,}8372)} = 0{,}7255 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

5. Lendutan Akibat Beban Angin (EW)

$$\delta = \frac{5}{384}.\frac{Q_{EW}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{384}.\frac{2{,}016.50^4}{(35670.10^3.5{,}8372)} = 0{,}0008 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

6. Lendutan Akibat Beban Gempa (EQ)

$$\delta = \frac{5}{384}.\frac{Q_{EQ}.L^4}{(Ec.I_x)}$$

$$= \frac{5}{384}.\frac{22{,}7987.50^4}{(35670.10^3.5{,}8372)} = 0{,}0089 \text{ m, } (\downarrow) \text{ ke bawah}$$

Untuk dapat mengetahui total lendutan yang terjadi pada *box girder* selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Rangkuman Perhitungan Lendutan

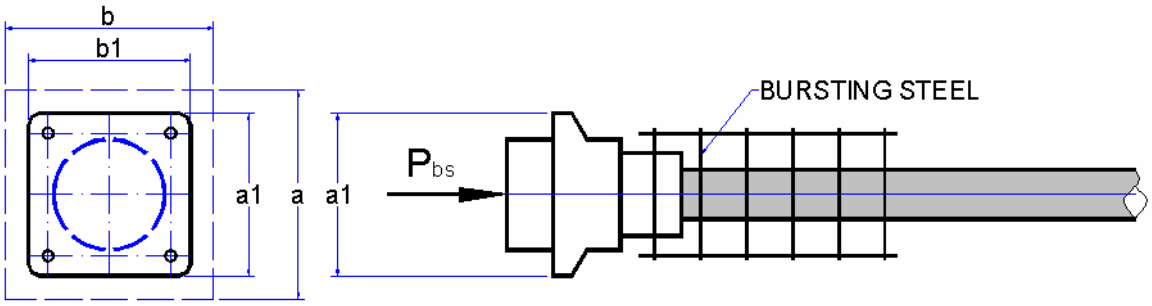
No.	Jenis Beban	Kode Beban	Lendutan (m)	Keterangan
A	Lendutan ke atas (*chamber*)	PR	-0,0910	ke atas
B	Lendutan ke bawah			
	1. Berat Sendiri	MS	0,0817	ke bawah
	2. Mati Tambahan	MA	0,0074	ke bawah
	3. Lajur "D"	TD	0,0204	ke bawah
	4. Gaya Rem	TB	0,0003	ke bawah
	5. Angin	EW	0,0008	ke bawah
	6. Gempa	EQ	0,0089	ke bawah
	Total Lendutan		**0,0286**	**ke bawah**

Jadi total lendutan adalah δ_T = 0,0286 m (↓) ke bawah

Lendutan maksimum yang diijinkan,

$$\delta = \frac{L}{240} = \frac{50}{240} = 0{,}2083 \text{ m} > \delta_T = 0{,}0286 \text{ m} \qquad \text{OK}$$

5.4.9 Perhitungan *End Block*



Gambar 5.27 Pembesian Angkur

Angkur yang digunakan yaitu angkur tegangan *VSL tipe E5-38* (lihat gambar 5.27).

Jumlah *strand* dalam 1 tendon = 38

Beban putus 1 *strand*, Pbs 1 strand = 187,32 kN

Beban putus 1 tendon, Pbs 1 tendon = 187,32 . 35 . 77,9% = 5107,4938 kN

Lebar angkur, a = 325 mm

H balok = 2,5 m

Gaya tarik angkur, $T = 0{,}25 \,.\, \text{Pbs}_{(1\text{ tendon})} \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right)$

$= 0{,}25 \,.\, 5107{,}4938 \,.\left(1 - \frac{325}{2500}\right)$

$= 1110879{,}9054$ N

fy baja untuk angkur yang digunakan = 390 MPa

Tegangan ijin baja untuk angkur = 0,6 . 390 = 234 MPa

Luas tulangan yang dibutuhkan, $As = \frac{T}{0{,}6.fy}$

$= \frac{1110879{,}90\ 54}{234} = 4747{,}350 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan yang digunakan, D = 16 mm

Luas tulangan, A 1 D = $As = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2.2 = 402{,}124 \text{ mm}^2$

Tulangan angkur yang digunakan, $= \frac{As}{A1D} = \frac{4747{,}350}{402{,}124} = 11{,}8057$ buah = 12 buah

Maka digunakan tulangan pada angkur **12 D16**

5.4.10 Perhitungan Pembesian Non-Prategang

Untuk ketentuan perhitungan tulangan non-prategang minimum pada balok prategangan dapat dilihat ketentuannya pada SK-SNI-15-1991-03 pasal 3.11.9. butir 2, yaitu luas tulangan non-prategang minimum harus dihitung dari 0,4% A.

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter, D = 16 mm

Luas tulangan, $A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2 = 201{,}06 \text{ mm}^2$

a. Bagian Tepi

Tebal plat dinding, t_4 = 0,50 m = 500 mm

Rasio tulangan susut, ρ = 0,4%

Luas tulangan susut, As = ρ . t_5 . 1000 = 0,4 . 500 . 1000 = 2000 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan : s = $\frac{A_{1D}.1000}{As} = \frac{201{,}062.10\ 00}{2000} = 100{,}53$ mm

Dipakai **D16-100**

b. Bagian Bawah

Tebal plat dinding, t_5 = 0,50 m = 500 mm

Rasio tulangan susut, ρ = 0,4%

Luas tulangan susut, As = ρ . t_5 . 1000 = 0,4 . 500 . 1000 = 2000 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan : $s = \frac{A_{1D}.1000}{As} = \frac{201,062.10\,00}{2000} = 100,53$ mm

Dipakai **D16-100**

c. Bagian Atas

Tebal plat dinding, t_1 = 0,25 m = 250 mm

Rasio tulangan susut, ρ = 0,4%

Luas tulangan susut, As = ρ . t_1 . 1000 = 0,4 . 250 . 1000 = 1000 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan : $s = \frac{A_{1D}.1000}{As} = \frac{201,062.10\,00}{1000} = 201,062$ mm

Dipakai **D16-200**

5.4.11 Perhitungan Tulangan Geser

1. Gaya Geser Pada Balok Prategang

Data Pembebanan:

a. Beban balok (MS Balok)		= 209,0565	kN/m
b. Beban Mati Tambahan (MA)		= 18,930	kN/m
c. Beban hidup + DLA :			
	QTD	= 40	kN/m
	PTD	= 385	kN
d. Beban Rem (TB)		= 40	kN
e. Beban Angin (EW)		= 2,0160	kN
f. Beban Gempa (EQ)		= 22,7987	kN

Perhitungan gaya geser yang terjadi pada balok prategang ditumpuan x = 0

L = 50 m

a. Gaya geser akibat berat sendiri (MS),

$$V_{MS} = \frac{1}{2}.Q_{MS}.L = \frac{1}{2}.209,0565.50 = 5226,4131 \text{ kN}$$

b. Gaya geser maksimum akibat beban mati tambahan (MA),

$$V_{MA} = \frac{1}{2}.Q_{MA}.L = \frac{1}{2}.18{,}930\ .50 = 473{,}25 \text{ kN}$$

c. Gaya geser maksimum akibat beban lajur "D" (T_D),

$$V_{TD} = \frac{1}{2}.Q_{TD}.L + \frac{1}{2}.P_{TD} = \frac{1}{2}.40.50 + \frac{1}{2}.385 = 1192{,}50 \text{ kN}$$

d. Gaya geser maksimum akibat gaya rem (TB),

$$V_{TB} = \frac{M}{L} = \frac{752{,}9878}{50} = 15{,}0598 \text{ kN}$$

e. Gaya geser maksimum akibat beban angin (Q_{EW}),

$$V_{EW} = \frac{1}{2}.Q_{EW}.L = \frac{1}{2}.2{,}016\ .50 = 50{,}40 \text{ kN}$$

f. Gaya geser balok akibat beban gempa (EQ),

$$V_{EQ} = \frac{1}{2}.Q_{EQ}.L = \frac{1}{2}.22{,}7987\ .50 = 569{,}9663 \text{ kN}$$

Tabel 5.20 Kombinasi pembebanan untuk desain tulangan geser balok prategang

Aksi / Beban	Kode	KOMBINASI			
		1	2	3	4
Berat sendiri	MS	1.30	1.30	1.30	1.30
Beban mati tambahan	MA	2.00	2.00	2.00	2.00
Beban lajur "D"	TD	2.00	2.00	2.00	
Gaya rem	TB	2.00		2.00	
Beban angin	EW		1.20	1.20	
Beban gempa	EQ				1.00

Gaya geser pada box girder prategang dapat dilihat pada tabel 5.21 di bawah ini.

Gaya geser akibat beban merata, V = ½ . Q . L – Q . x

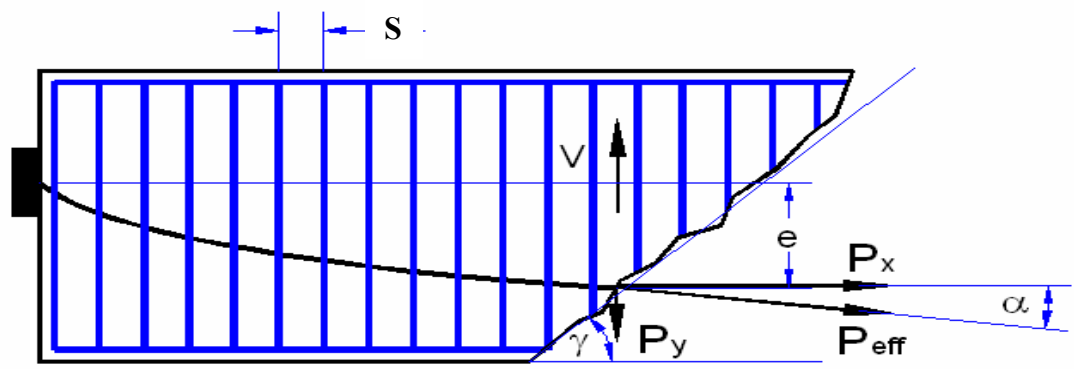
Gaya geser akibat beban terpusat, V =1/2 . P

Tabel 5.21 Rekap gaya geser dan kombinasi gaya geser box girder

Jarak X (m)	Momen pada box girder prestress akibat beban						KOMB.I	KOMB.II	KOMB.III	KOMB.IV
	Berat sen	Mati tamb	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa				
	MS	MA	TD	TB	EW	EQ				
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	5226.41	473.25	1192.5	15.06	50.40	569.97	10155.96	10186.32	10216.437	8310.80
1.25	4965.09	449.59	1142.5	15.06	47.88	541.47	9668.91	9696.25	9726.371	7895.26
2.5	4703.77	425.93	1092.5	15.06	45.36	512.97	9181.87	9206.19	9236.305	7479.72
3.75	4442.45	402.26	1042.5	15.06	42.84	484.47	8694.83	8716.12	8746.239	7064.18
5	4181.13	378.60	992.5	15.06	40.32	455.97	8207.79	8226.05	8256.173	6648.64
6.25	3919.81	354.94	942.5	15.06	37.80	427.47	7720.75	7735.99	7766.107	6233.10
7.5	3658.49	331.28	892.5	15.06	35.28	398.98	7233.71	7245.92	7276.041	5817.56
8.75	3397.17	307.61	842.5	15.06	32.76	370.48	6746.66	6755.86	6785.976	5402.02
10	3135.85	283.95	792.5	15.06	30.24	341.98	6259.62	6265.79	6295.910	4986.48
11.25	2874.53	260.29	742.5	15.06	27.72	313.48	5772.58	5775.72	5805.844	4570.94
12.5	2613.21	236.63	692.5	15.06	25.20	284.98	5285.54	5285.66	5315.778	4155.40
13.75	2351.89	212.96	642.5	15.06	22.68	256.48	4798.50	4795.59	4825.712	3739.86
15	2090.57	189.30	592.5	15.06	20.16	227.99	4311.45	4305.53	4335.646	3324.32
16.25	1829.24	165.64	542.5	15.06	17.64	199.49	3824.41	3815.46	3845.580	2908.78
17.5	1567.92	141.98	492.5	15.06	15.12	170.99	3337.37	3325.40	3355.515	2493.24
18.75	1306.60	118.31	442.5	15.06	12.60	142.49	2850.33	2835.33	2865.449	2077.70
20	1045.28	94.65	392.5	15.06	10.08	113.99	2363.29	2345.26	2375.383	1662.16
21.25	783.96	70.99	342.5	15.06	7.56	85.49	1876.25	1855.20	1885.317	1246.62
22.5	522.64	47.33	292.5	15.06	5.04	57.00	1389.20	1365.13	1395.251	831.08
23.75	261.32	23.66	242.5	15.06	2.52	28.50	902.16	875.07	905.185	415.54
25	0.00	0.00	192.5	15.06	0.00	0.00	415.12	385.00	415.120	0.00

2. Tulangan Geser Balok Prategang

Berdasarkan tabel 5.21 diperoleh gaya geser ultimit terbesar pada ujung bentang pada kombinasi III.



Gambar 5.28 Tulangan Geser *Box Girder*

Gaya geser ultimit rencana pada tumpuan, V_{ult} = 10216,437 kN

Gaya geser ultimit rencana lapangan, V_{ult}' = 415,120 kN

Tinggi balok, h = 2500 mm

Lebar tumpuan, bw = 2 . 700 = 1600 mm

Lebar lapangan, bw' = 2 . 500 = 1000 mm

Penutup beton, Pb = 40 mm

Tinggi efektif, d = h – Pb – D.tul sengkang – D.tul pokok/2

= 2500 – 40 – 13/2 = 2453,50 mm

Tegangan leleh baja, fy = 390 MPa

Kuat tekan beton, $f'c$ = 41,5 MPa

Kekuatan beton menahan geser (lihat gambar 5.28):

$$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.bw'.d = \frac{1}{6}.\sqrt{41,5}.1000.2453,5 = 2634,2614 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,6 , maka:

ϕ . Vc = 0,6 . 2634,2614 = 1580,5568 kN

½ϕ . Vc = ½ . 1580,5568 = 790,2784 kN

3ϕ . Vc = 0,6 . 1580,5568 = 4741,6704 kN

5ϕ . Vc = 0,6 . 1580,5568 = 7902,7841 kN

Dari perhitungan diatas diperoleh:

½ . Vc = 1106,3898 kN < 5 ϕ . Vc = 7902,7841 kN < V_{ult} =10216,437 kN

Untuk itu ukuran penampang tidak dapat digunakan, karena kekuatan beton dalam menahan gaya geser tidak memenuhi, oleh karena itu, dilakukan penebalan dinding samping gelagar untuk mendapatkan nilai yang memenuhi. Digunakan lebar *bw* yang sebelumnya 500 mm menjadi 700 mm dari tumpuan sampai dengan jarak aman gelagar terhadap gaya geser yaitu:

$V_{ult} \leq \phi$ .Vc + ϕ .Vs $\rightarrow \phi$ .Vs = 5 ϕ .Vc

$V_{ult} \leq 6.\phi$ .Vc

(sehingga penebalan gelagar/jarak aman gelagar terhadap geser sebesar 6. ϕ .Vc).

Fungsi penebalan selain untuk memenuhi gaya geser juga untuk perletakan angkur di tumpuan. Sehingga perhitungan menjadi:

Kekuatan beton menahan geser:

$$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{41,5}.1600.2453,5 = 4214,8182 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,6 , maka:

ϕ . Vc = 0,6 . 4214,8182 = 2528,8909 kN

½ ϕ . Vc = ½ . 2528,8909 = 1264,4455 kN

3 ϕ . Vc = 0,6 . 2528,8909 = 7586,6727 kN

5 ϕ . Vc = 0,6 . 2528,8909 = 12644,4545 kN

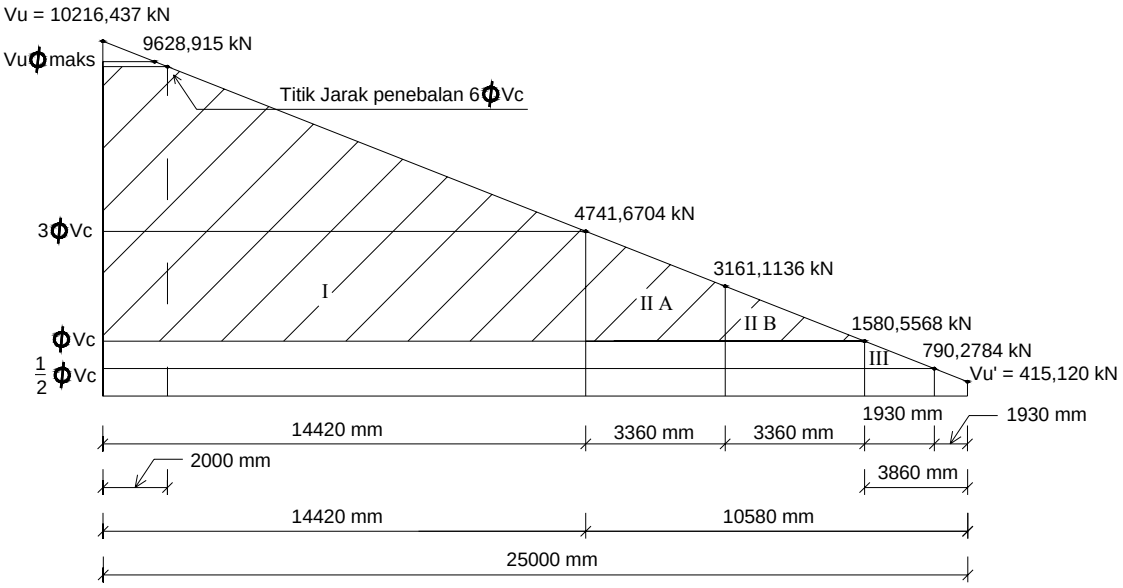
Dari perhitungan diatas diperoleh:

½ . Vc = 1106,3898 kN < V_{ult} =10216,437 kN < 5 ϕ . Vc = 12644,4545 kN

Untuk itu ukuran penampang memenuhi/dapat digunakan, tetapi diperlukan tulangan geser. Vu maks terletak sejauh d dari tumpuan:

$$Vu_1 = \left[\frac{\left(\frac{L}{2}\right) - d}{\left(\frac{L}{2}\right)}\right].Vu = \left[\frac{\left(\frac{50000}{2}\right) - 2453,50}{\left(\frac{50000}{2}\right)}\right].10216,437 = 9213,795 \text{ kN}$$

$$\frac{Vu}{\phi} maks = Vu_1 + V_{ult}' = 9213,795 + 415,120 = 9628,915 \text{ kN}$$



Gambar 5.29 Diagram Gaya Geser *Box Girder*

Koordinat titik-titik penting (lihat gambar 5.29):

Titik dimana nulai Vu = 3ϕ . $Vc = 4741{,}6704$ kN

$$X_1 = \frac{4741{,}6704}{10216{,}437}.25000 = 10587{,}23 \text{ mm} \approx 10580 \text{ mm dari tengah bentang}$$

Titik dimana nulai Vu = ϕ . $Vc = 1580{,}5568$ kN

$$X_2 = \frac{1580{,}5568}{10216{,}437}.25000 = 3867{,}681 \text{ mm} \approx 3860 \text{ mm dari tengah bentang}$$

Titik dimana nulai Vu = ½ϕ . $Vc = 790{,}2784$ kN

$$X_3 = \frac{790{,}2784}{10216{,}437}.25000 = 1933{,}841 \text{ mm} \approx 1930 \text{ mm dari tengah bentang}$$

Penebalan dinding samping gelagar sejauh 6.ϕ .Vc = 9483,341 mm didapatkan nilai

$$X_4 = \frac{9483{,}341}{10216{,}437}.25000 = 23206{,}0876 \text{ mm}$$

Sehingga penebalan sebesar,

25000 – 23206,0876 =1793,9124 mm ≈ 2000 mm, mengecil kembali pada tebal 500 mm hingga 2 . h = 5000 mm.

Jumlah kaki sengkang, nt = 4 buah, digunakan diameter tulangan 16 mm

Luas tulangan geser sengkang,

$$\text{Av} = \frac{1}{4}.\pi.D^2.nt = \frac{1}{4}.\pi.16^2.4 = 804{,}2477 \text{ mm}^2$$

Daerah I:

$\phi\ .\ Vs = \frac{Vu}{\phi} maks - \phi.Vc = 9628{,}915 - 1580{,}5568 = 8048{,}358$ kN

Vs = $\frac{\phi.Vs}{\phi} = \frac{8048{,}358}{0{,}6} = 13413{,}9303$ kN

Jarak sengkang, s = $\frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{804{,}2477.390.2453{,}50}{13413{,}9303.10^3} = 57{,}3699$ mm < 300 mm

Dipakai sengkang **2D16–50**

Daerah II:

Dibagi menjadi 2 bagian dengan lebar masing-masing daerah 3360 mm.

a. Daerah II A:

Lebar 3360 mm dengan Vu = 4741,6704 kN

$\phi\ .\ Vs = Vu - \phi.Vc = 4741{,}6704 - 1580{,}5568 = 3161{,}1136$ kN

Vs = $\frac{\phi.Vs}{\phi} = \frac{3161{,}1136}{0{,}6} = 5268{,}5227$ kN

Jarak sengkang, s = $\frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{804{,}2477.390.2453{,}50}{5268{,}5227.10^3} = 146{,}0668$ mm < 600 mm

Dipakai sengkang **2D16–140**

b. Daerah II B:

Lebar 3360 mm dengan Vu = 3161,1136 kN

$\phi\ .\ Vs = \frac{Vu}{\phi} maks - \phi.Vc = 3161{,}1136 - 1580{,}5568 = 1580{,}5568$ kN

Vs = $\frac{\phi.Vs}{\phi} = \frac{1580{,}5568}{0{,}6} = 2634{,}2614$ kN

Jarak sengkang, s = $\frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{804{,}2477.390.2453{,}50}{2634{,}2614.10^3} = 292{,}1337$ mm < 600 mm

Dipakai sengkang **2D16–280**

Daerah III :

Daerah tulangan geser minimum:

Jarak sengkang, s = $\frac{2.Av.fy}{bw} = \frac{2.804{,}2477.390}{1000} = 627{,}3132$ mm > 600 mm

Dipakai sengkang **2D16–600**