

## BAB V

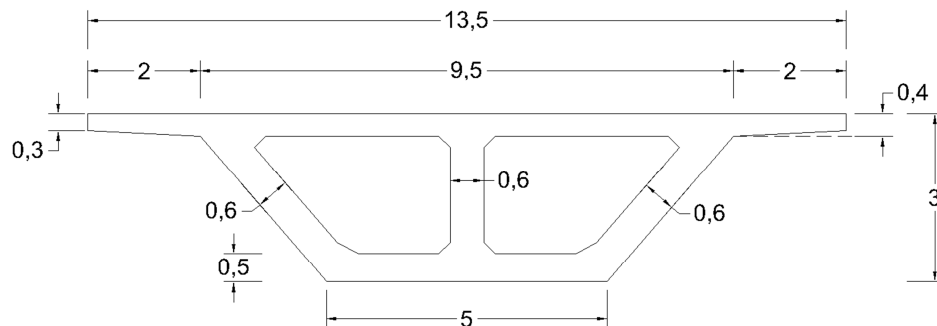
### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Tinjauan Umum

Analisis struktur jembatan Grindulu Pacitan menggunakan Ms.Excel dan SAP2000 V.11. Desain jembatan direncanakan menggunakan konstruksi beton prategang jenis *box girder* struktur *simple beam*. Perencanaan jembatan Grindulu meliputi struktur atas dan struktur bawah. Analisis dapat dilakukan sesuai dengan perencanaan struktur yang direncanakan. Dalam perencanaan jembatan Grindulu Pacitan, umur rencana jembatan digunakan adalah 50 tahun.

##### 5.1.1 Data-data Teknis Jembatan

Data teknis jembatan *prestressed concrete box girder* penampang trapesium penampang melintang dapat dilihat pada Gambar 5.1.



**Gambar 5. 1** Tampang melintang *prestressed concrete box girder*

Data bagian- bagian struktur atas Jembatan Grindulu dapat dilihat pada Gambar 5.1 yaitu :

- |  |                         |
|--|-------------------------|
| a. lajur lalu lintas                         | $B_1 = 9,5 \text{ m,}$  |
| b. lebar trotoar dan <i>railing</i> jembatan | $B_2 = 2 \text{ m,}$    |
| c. tebal lapisan aspal + <i>overlay</i>      | $t_a = 0,09 \text{ m,}$ |
| d. tebal genangan air hujan                  | $t_h = 0,05 \text{ m,}$ |
| e. panjang bentang                           | $L = 60 \text{ m}$      |

### 5.1.2 Data Material

Material yang digunakan dalam perencanaan jembatan akan berpengaruh pada berat komponen masing-masing struktur jembatan. Beragamnya bahan yang digunakan untuk merencanakan ulang struktur atas Grindulu membuat perencanaan harus teliti dalam memperhitungkannya. Data material perencanaan meliputi beton, baja tulangan dan baja beton prategang.

1. Beton
  - a. Beton prategang menggunakan mutu beton  $f'c = 49,8$  MPa.
  - b. Beton bertulang menggunakan mutu beton  $f'c = 29$  MPa.
2. Baja Tulangan
  - a. BJTD untuk  $\varnothing > 12$  mm digunakan mutu baja U-40, tegangan leleh baja yang digunakan  $f_y = 400$  MPa.
  - b. BJTD untuk  $\varnothing \leq 12$  mm digunakan mutu baja U-24, tegangan leleh baja yang digunakan  $f_y = 240$  MPa.
3. *Strands* Baja Beton Prategang

Spesifikasi kabel baja prategang yang digunakan pada desain jembatan Grindulu adalah sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 5.1.

**Tabel 5. 1 Stands Baja Prategang**

Jenis <i>strands</i>	<i>Uncoated 7 wire strands ASTM A-416/A 416M grade 270</i>		
Kuat tarik <i>strands</i>	$f_{pu}$	1860000	kPa
Tegangan leleh <i>strands</i>	$f_{py}$	1676000	kPa
Diameter nominal <i>strands</i>	$d$	15,24	mm
Luas tampang nominal satu <i>strands</i>	$A_{st}$	140	mm
Beban putus satu <i>strands</i>	$P_{bsl}$	260,65	kN
Jumlah kawat untaian ( <i>strands cable</i> )	$n$	45	kawat/tendon
Diameter selubung tendon		175	mm
Modulus elastis <i>strands</i>	$E_s$	195000000	kPa

(Tabel VSL *Vorspann System Losingel 0,6''*)

#### 4. Berat Volume Material

Daftar material yang dipakai guna mendesain ulang struktur atas Jembatan Grindulu dan berat volumenya dapat dilihat pada Tabel 5.2.

**Tabel 5. 2 Material dan berat jenis**

Jenis Bahan	Simbol	Berat jenis (kN/m <sup>3</sup> )	Berat jenis (kg/m <sup>3</sup> )
Beton Bertulang	$w'_c$	22	2320
Beton <i>prestress</i>	$w_c$	23,1	2374
Aspal	$w_{aspal}$	22	2242,609
Air Hujan	$w_{air}$	9,8	998,9809

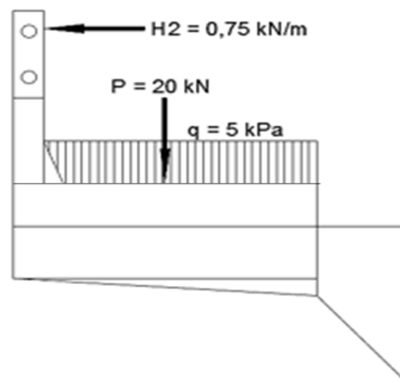
(Sumber: SNI 1725:2016)

## 5.2 Perhitungan Dinding Tepi

Dinding pagar tepi (*barrier*) merupakan suatu konstruksi pengamanan bagi pengguna jembatan. Dinding pagar tepi direncanakan dengan menggunakan beton bertulang. Adapun data yang digunakan dalam perencanaan dinding pagar tepi adalah sebagai berikut:

### 5.2.1 Pembebanan Railing

Sandaran merupakan konstruksi pengamanan jembatan bagi lalu lintas yang bergerak di atasnya. Tiang sandaran Jembatan Grindulu menggunakan dua pipa *railing* diikat menggunakan angkur setebal 20 mm pada pelat baja setebal menggunakan baut. Jarak antar tiang *railing* ( $L$ ) 2 meter searah memanjang jembatan. Untuk mengetahui gaya dan momen yang bekerja pada tiang sandaran guna lebih lanjut menghitung kebutuhan strukturnya perlu diketahui pembebanan yang bekerja pada tiang sandaran. Menurut Standar Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016) beban- beban yang bekerja pada trotoar suatu jembatan diilustrasikan pada Gambar 5.2.



**Gambar 5. 2 Pembebanan Trotoar**

Beban merata horisontal pada <i>railing</i>	= 0,75 kN/m
Beban pejalan kaki dengan intensitas	= 5 kN/m
Beban hidup terpusat berupa kendaraan ringan	= 20 kN
Beban merata horisontal pada slab trotoar	= 1,5 kN/m

Akibat beban merata horisontal yang bekerja pada *railing* jarak ( $L$ )=2m sebesar 0,75 kN/m , dapat dihitung gaya dan momen yang dihasilkan dengan pusat momen ( $P$ ) sebagai berikut.

Gaya horisontal pada tiang *railing* ( $H_2$ )

$$H_2 = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lengan , } L = 1,2 \text{ m}$$

Momen pada tiang

$$M = H_2 \times L = 0,75 \times 1,2 = 0,9 \text{ kNm}$$

Faktor beban untuk pedestrian  $K_{TP} = 1,8$

Momen ultimit rencana ( $M_u$ )

$$M_u = M \cdot K_{TP} = 0,9 \cdot 1,8 = 1,62 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit rencana ( $V_u$ )

$$V_u = H_2 \cdot K_{TP} = 0,75 \cdot 1,8 = 1,35 \text{ kN}$$

### 5.2.2 Penulangan tiang sandaran *railing* trotoar

Momen ultimit ( $M_u$ ) merupakan momen pada tiang ( $M_{TP}$ ) yang sudah dikalikan dengan faktor beban ultimit untuk beban hidup pedestrian  $K_{TP}$  . Desain penulangan tiang sandaran *railing* trotoar Jembatan Grindulu menggunakan  $M_u = 1,62 \text{ kNm}$  ,

Kuat tekan beton, K – 300	$f'_c = 24,9 \text{ MPa}$ ,
Tegangan leleh baja, U - 24	$f_y = 240 \text{ MPa}$ ,
Faktor beban distribusi tegangan beton	$(\beta_1) = 0,85 \rightarrow < f'_c = 30 \text{ MPa}$ ,
Faktor reduksi kekuatan lentur	$\phi = 0,8$ ,
Faktor reduksi kekuatan geser	$\phi = 0,7$ ,
Tebal tiang <i>railing</i> ,	$h = 150 \text{ mm}$ ,
Diameter Tulangan Pokok,	$\phi_{pokok} = 12 \text{ mm}$ ,
Tebal selimut beton,	$P_b = 30 \text{ mm}$ .
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = P_b + (0,5 \phi_{pokok})$ $= 30 + (0,5 \cdot 12)$ $= 36 \text{ mm}$
Tebal efektif tiang <i>railing</i> ,	$d = h - d'$

$$= 150 - 36 = 114 \text{ m}$$

Rasio tulangan berimbang,

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29,43}{240} \cdot \left( \frac{600}{600 + 240} \right) = 0,063\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum,

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,063 = 0,047$$

Rasio tulangan minimum,

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

Momen nominal rencana,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1,62}{0,8} = 1,8 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{1,8 \cdot 10^6}{1000 \cdot 114^2} = 0,923$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 29,43}{240} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,923}{0,85 \cdot 29,43}} \right) = 0,0039\end{aligned}$$

Karena :  $\rho_{min} = 0,00583 > \rho_{perlu} = 0,0039 < \rho_{max} = 0,047$

Maka rasio tulangan yang digunakan,  $\rho = 0,00583$

a. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00583 \cdot 1000 \cdot 114 = 99,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D-12,

$$A1D = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,09 \text{ mm}^2$$

jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = \frac{A_1 d.}{A_s} = 2 \text{ tulangan}$$

b. Kontrol Geser

Gaya geser ultimit rencana ( $V_u$ )

$$\begin{aligned} V_u &= K_{TP} \times H \\ &= 1,8 \times 0,75 = 1,35 \text{ kN} = 1350 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d = 15461 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,715461 \cdot 15461 = 11095 \text{ N}$$

Karena nilai  $\phi \cdot V_c = 11095 \text{ N} > V_u = 1350 \text{ N}$ , maka dipakai tulangan minimum sengkang D 10 – 150.

### 5.3 Perhitungan Pelat Lantai Jembatan

Perhitungan lantai jembatan meliputi analisis beban pada lantai jembatan yang meliputi aksi tetap, aksi sementara dan aksi lingkungan, serta perhitungan tulangan memanjang dan tulangan susut. Berikut adalah data perencanaan tampang melintang *slab* jembatan.

1. Tebal *slab* lantai jembatan,  $h = 0,20 \text{ m}$
2. Tebal lapis aspal + *overlay*,  $h_a = 0,1 \text{ m}$
3. Tinggi genangan air hujan,  $t_a = 0,05 \text{ m}$
4. Lebar *jalur* lalu lintas  $b_l = 7,0 \text{ m}$
5. Panjang bentang jembatan  $L = 40 \text{ m}$

#### 5.3.1 Pembebanan Pada Pelat Lantai Jembatan

Perencanaan struktur plat lantai jembatan dipengaruhi oleh momen-momen akibat beban/gaya yang bekerja pada plat lantai. Adapun besarnya beban yang bekerja pada plat lantai yaitu sebagai berikut:

1. Berat Sendiri ( $M_S$ )

$$\text{Faktor beban } \textit{ultimate}, \quad K_{MS} = 1,2$$

Ditinjau slab lantai jembatan selebar,	$b$	$= 1,0 \text{ m}$
Lebar slab lantai jembatan,	$s$	$= 13,5 \text{ m}$
Tebal slab lantai jembatan,	$h$	$= 0,4 \text{ m}$
Berat beton bertulang,	$w_c$	$= 23,29 \text{ kN/m}^3$
Berat barrier	PMS	$= 8,250 \text{ kN}$

Berat sendiri pada lantai jembatan,

$$\begin{aligned} QMS &= b \cdot h \cdot w_c \\ &= 1 \cdot 0,4 \cdot 23,29 \\ &= 9,31 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2. Beban Mati Tambahan ( $MA$ )

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

$$\text{Lapisan aspal} = 0,09 \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 1,98 \text{ kN/m}$$

$$\text{Air hujan} = 0,05 \cdot 9,80 \text{ kN/m}^3 = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati tambahan, } QMA = 2,47 \text{ kN/m}$$

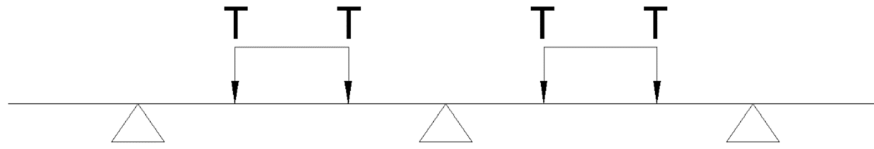
## 3. Beban Hidup Truk “T” (TT)

Beban hidup pada *slab* jembatan berupa roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya beban hidup  $T = 112,5 \text{ kN}$  dan faktor beban *ultimate* ( $K_{TT}$ )  $= 1,8$ . Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil DLA (Sumber: SNI 1725:2016). Untuk pembebanan truk maka faktor beban dinamis (FBD) yang merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dapat diambil 30%, (Sumber: SNI 1725:2016). Sehingga beban truk pada satu titik roda diperoleh sebagai berikut.

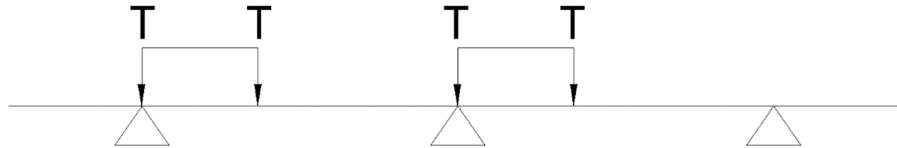
$$\begin{aligned} \text{Beban Truk, } P_{TT} &= (1 + FBD) \cdot T \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan momen maksimum, maka perletakan roda truk dibuat beberapa formasi. Jarak antar roda 1,75 meter (Gambar 3.7) dan analisis pemodelan pelat arah melintang diasumsikan sebagai balok menerus untuk mendapatkan momen maksimum. Berikut ini adalah pembebanan truk yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 sampai Gambar 5.6

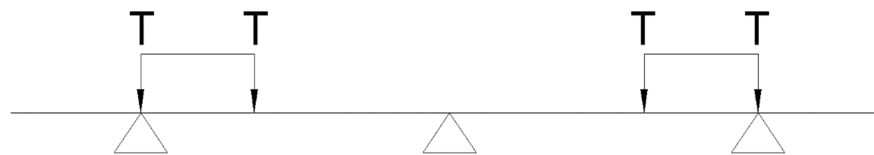




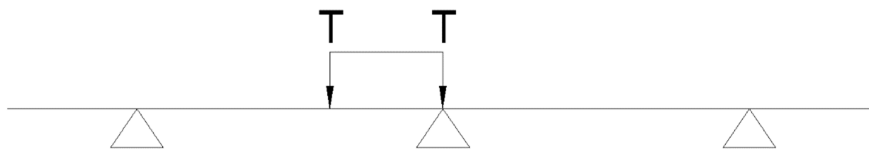
**Gambar 5. 3 Formasi Truk 1**



**Gambar 5. 4 Formasi Truk 2**



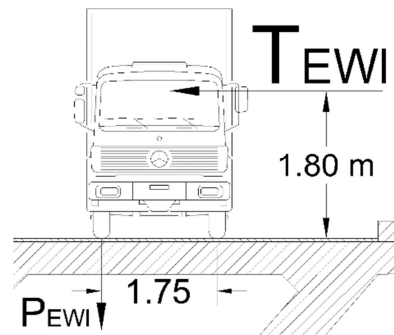
**Gambar 5. 5 Formasi Truk 3**



**Gambar 5. 6 Formasi Truk 4**

4. Beban angin

Berikut ini adalah transfer beban angin kendaraan ke lantai yang dapat dilihat pada Gambar 5.7



**Gambar 5. 7 Transfer Beban Angin Pada Kendaraan**

Beban angin yang bekerja pada struktur atas diperhitungkan dengan rumus:

$$TEW = 1,46 \text{ kN/m}$$

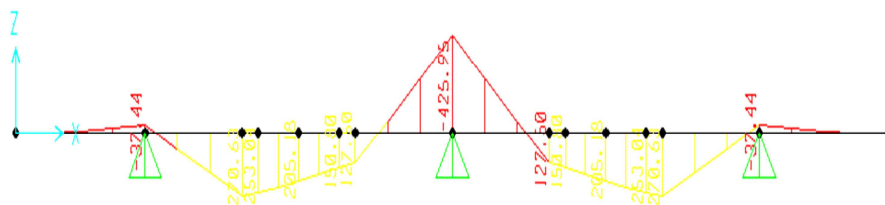
Faktor beban ultimate:  $KEW = 1,2$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi  $h = 1,8$  meter di atas lantai jembatan, sedangkan jarak antar roda kendaraan  $x = 1,75$  meter, maka transfer beban angin ke lantai jembatan untuk tiap roda dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

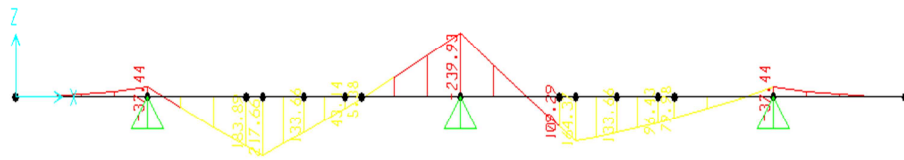
$$\begin{aligned} PEW &= h/x \cdot TEW \\ &= 1,8/1,75 \cdot 1,46 \\ &= 1,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban angin pada kendaraan di tempatkan di tengah antara tumpuan

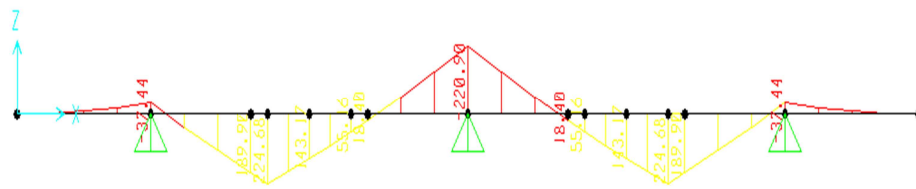
Berikut ini adalah momen dari hasil analisis menggunakan SAP2000, dengan faktor kombinasi  $1,2 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ TT} + 1 \text{ EW}$



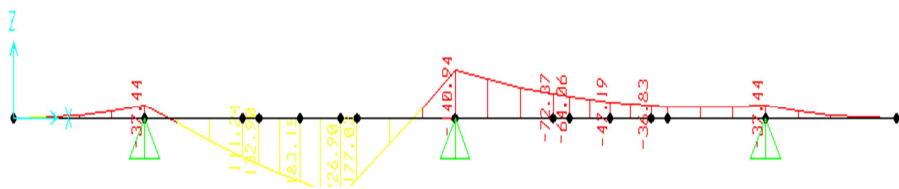
**Gambar 5. 8 Hasil Analisis Formasi 1**



**Gambar 5. 9 Hasil Analisis Formasi 2**



**Gambar 5. 10 Hasil Analisis Formasi 3**



**Gambar 5. 11 Hasil Analisis Formasi 4**

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil analisis pelat yang dapat dilihat pada table 5.3

**Tabel 5. 3 Rekapitulasi Momen**

Formasi truk	Mu- (kNm)	Mu+ (kNm)
1	-425,95	270,6
2	-239	217,66
3	-220,9	224,68
4	-140,94	226,89

Momen maksimum akibat dari beban angin ( $M_{EW}$ ) dengan asumsi semua tumpuan dianggap jepit sehingga diperoleh momen tumpuan dan momen

lapangan terbesar yaitu pada formasi truk 1 yaitu sebesar:  
 $M_{EW \text{ tumpuan}} = 425,95 \text{ kNm}$ , dan  $M_{EW \text{ lapangan}} = 270,6 \text{ kNm}$

### 5.3.2 Penulangan Slab Lantai Jembatan

Plat satu arah adalah plat yang ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan ataupun plat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi  $L_y/L_x > 2$ , sehingga hamper seluruh beban dilimpahkan pada sisi terpendek.

Panjang sisi pendek,  $L_x = 4,5 \text{ m} = 4500 \text{ mm}$

Panjang bentang panjang,  $L_y = 40,0 \text{ m} = 40000 \text{ mm}$

Pada *slab* jembatan terdapat 3 tumpuan sendi dimana masing-masing tumpuan berjarak 4,5 m sehingga menggunakan plat 1 arah.

Mutu beton: K-600  $f'c = 49,8 \text{ MPa}$

Mutu Baja, U-40  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Tebal *slab*,  $h = 400 \text{ mm}$

Diameter tulangan,  $D = 25 \text{ mm}$

Penutup beton,  $P_b = 30 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton  $d' = 30 + (25/2) = 42,5 \text{ mm}$

Tebal efektif *slab*,  $d = h - d' = 400 - 42,5 = 357,5 \text{ mm}$

Ditinjau *slab* beton selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk  $f'c = 58,85 \text{ MPa} > 30 \text{ MPa}$  maka nilai  $\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'c - 30)$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (49,8 - 30)$$

$$= 0,61$$

$$\beta_1 > 0,65$$

maka dipakai  $\beta_1 = 0,65$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Momen rencana *ultimate*,  $M_u = 425,95 \text{ kNm}$

Rasio tulangan berimbang:

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

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 58,86}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0488$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0488 = 0,0366$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 58,86} = 5,77$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{425,95}{0,8} = 472,2 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{472,2 \cdot 10^6}{1000 \cdot 157^2} = 4,1$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{5,77} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 5,77 \cdot 4,1}{400} \right)} \right) \\ &= 0,0107 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0036 < \rho_{perlu} = 0,0107 < \rho_{max} = 0,0366$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{perlu} = 0,0107$

a. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0107 \cdot 1000 \cdot 357,5 = 3833,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad.b}{As} = \frac{490,874.1000}{3833,5} = 128mm$$

Dipakai jarak tulangan = 125 mm

b. Tulangan Susut

Jumlah tulangan susut/tulangan arah memanjang jembatan dapat diambil

$$As' = 0,008. 1000 . d = 0,008 . 1000 . 375,5 = 643 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D13

$$Ad = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 16^2 = 201mm^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad.b}{As} = \frac{201.1000}{643} = 312mm$$

Dipakai jarak tulangan = 200 mm

## 5.4 Perhitungan Balok Prategang

Struktur atas (*upper structure*) Jembatan Grindulu direncanakan ulang menggunakan *prestressed concrete box girder* prategang penampang trapesium yang mempunyai dua rongga udara dipisahkan dengan beton bertulang dengan ketebalan tertentu pada bagian tengah, sering disebut dengan istilah *twin cell box girder*. Struktur *prestressed concrete box girder* Jembatan Grindulu berjenis balok bentang sederhana (*simple beam*) dengan tumpuan sendi dan rol pada bagian ujungnya. Pada umumnya mendesain struktur *box girder* prategang mempunyai prinsip sama dengan komponen stuktur lain seperti plat, balok maupun kolom pada bangunan gedung. Ada beberapa tahapan yang harus dilaksanakan secara teliti karena terus berkesinambungan dengan tahapan lain. Tahapan dalam mendesain *box girder* prategang Jembatan Grindulu sebagai berikut.

### 5.4.1 Perhitungan Penampang Balok

1. Perhitungan tinggi

Tinggi *girder*  $H$  dapat dicari dengan rumus pendekatan panjang jembatan ( $L$ ).

Panjang jembatan tiap bentang ( $L$ ) = 60 m

$$H > \frac{L}{25} \text{ (RSNI-T-12-2004)}$$

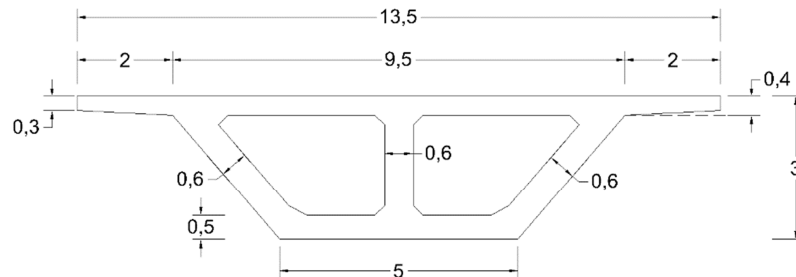
Sehingga,

$$H = \frac{60}{25} = 2,4 \text{ m}$$

$H$  dipakai = 3 m.

Tinggi penampang dipakai 3 m, diperoleh dengan cara perhitungan *trial error* yang dilakukan sebelumnya, dan tegangan-tegangan yang terjadi sudah memenuhi tegangan yang disyaratkan

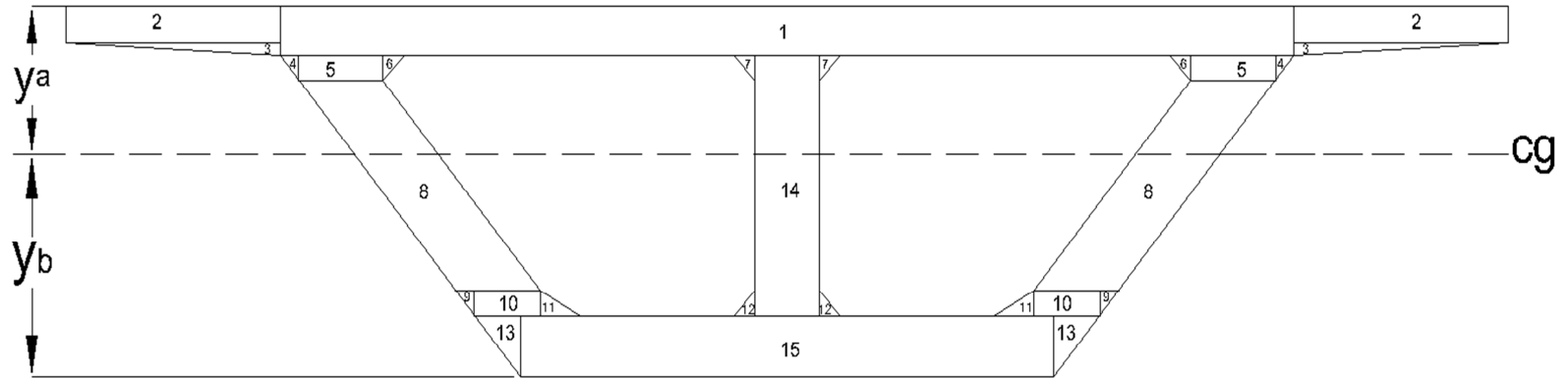
Karna lebar jalan lebih dari 7,5 m, maka perlu dinding tengah (*web*) pada penampang box girder (podolny dan muller 1982). Berikut ini adalah dimensi *prelemenary design* yang dapat dilihat pada Gambar 5.12



**Gambar 5.12 Prelemenary Design**

## 2. Perhitungan properties *prestressed concrete box girder*

Diketahui tinggi *box girder* ( $H$ ) = 3 m, maka mengacu pada Gambar 5.11 dapat dihitung komponen-komponen penampang sebagaimana pada Tabel 5.4



Gambar 5. 13 Dimensi *Box Girder*



## 1. Bidang 1

a. dimensi

1) lebar (b) = 9,5 m

2) tinggi (h) = 0,4 m

b. jumlah bidang (n) = 1

c. *shape factor* = 1 (bentuk persegi), dipakai nilai 0,5 (bentuk segitiga)

d. menghitung luas penampang

A = lebar . tinggi

= 9,5 . 0,4

= 3,8 m<sup>2</sup>

e. jarak terhadap alas

y = H - ½ tinggi

= 3 - ½ . 0,4

= 2,8 m

f. menghitung stasis momen = A . y

= 3,8 . 2,8

= 10,64 m<sup>2</sup>

g. menghitung inersia momen = A . y<sup>2</sup>

= 3,8 . 2,8<sup>2</sup>

= 29,792<sup>2</sup>

h. menghitung inersia momen I<sub>o</sub> =  $\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \cdot n$ 

=  $\frac{1}{12} \cdot 9,5 \cdot 0,4^3 \cdot n$

= 0,0507 m<sup>4</sup>

Untuk bentuk segitiga rumus inersia momen I<sub>o</sub> dapat dihitung denganmenggunakan rumus  $\frac{1}{36} \cdot b \cdot h^3 \cdot n$ 

untuk perhiungan bidang 2 sampai bidang 15 dapat dilakukan dengan cara sama seperti pada perhitungan bidang 1. Berikut ini adalah hasil rekapitulasi perhitungan *section properties* pada *box girder* yang dapat dilihat pada tabel 5.4

**Tabel 5. 4 Properties prestressed concrete box girder**

No	Dimensi		Jumlah	Shape Factor	Luas Tampang A m <sup>2</sup>	Jarak Terhadap Alas (y) m	Statis Momen A.y m <sup>3</sup>	Inersia Momen A.y <sup>2</sup> m <sup>4</sup>	Inersia Momen I <sub>o</sub> m <sup>4</sup>
	Lebar	Tinggi							
	m	m							
1	9.5	0.4	1	1	3.800	2.8	10.640	29.792	0.050
2	2	0.3	2	1	1.200	2.85	3.420	9.747	0.009
3	2	0.1	2	0.5	0.200	2.63	0.527	1.387	0.0001
4	0.173	0.2	2	0.5	0.035	2.53	0.088	0.222	0.0001
5	0.693	0.2	2	1	0.277	2.50	0.694	1.734	0.0009
6	0.2	0.2	2	0.5	0.040	2.53	0.101	0.257	0.0001
7	0.2	0.2	2	0.5	0.040	2.53	0.101	0.257	0.0001
8	0.693	1.7	2	1	2.358	1.55	3.655	5.665	0.5679
9	0.173	0.2	2	0.5	0.035	0.63	0.022	0.014	0.0001
10	0.520	0.2	2	1	0.208	0.60	0.125	0.075	0.0007
11	0.373	0.2	2	0.5	0.075	0.57	0.042	0.024	0.0002
12	0.2	0.2	2	0.5	0.040	0.57	0.023	0.013	0.0001
13	0.432	0.5	2	0.5	0.216	0.33	0.072	0.024	0.0030
14	0.6	2.1	1	1	1.260	1.55	1.953	3.027	0.4631
15	5	0.5	1	1	2.500	0.25	0.625	0.156	0.0521
Total					12.283		22.087	52.393	1.1480

Dari hasil rekapitulasi pada Tabel 5.4, maka dapat dihitung parameter-parameter berikut ini:

Tinggi penampang *box girder* ,  $H = 3$  m

Luas penampang *box girder* ,  $A = 12,283$  m<sup>2</sup>

Letak titik berat ( $c_g$ ) :

$$y_b = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{22,087}{12,283} = 1,8 \text{ m}$$

$$y_a = H - y_b = 3 - 1,79 = 1,2 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok :

$$\begin{aligned} I_b &= \Sigma(A \cdot y^2) + \Sigma I_o \\ &= 52,393 + 1,148 \\ &= 53,541 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned} I_x &= I_b - A \cdot y_b^2 \\ &= 53,541 - (12,283 \cdot 1,8^2) \\ &= 13,826 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus penampang bagian atas:

$$S_a = \frac{I_x}{y_a} = \frac{13,826}{1,2} = 11,504 \text{ m}^3$$

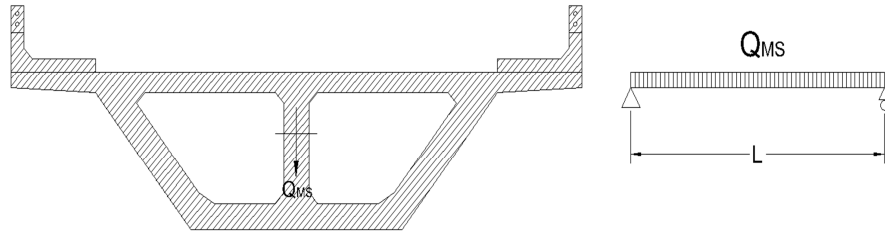
Modulus penampang bagian bawah:

$$S_b = \frac{I_x}{y_b} = \frac{13,826}{1,8} = 7,689 \text{ m}^3$$

#### 5.4.2 Pembebanan Prestressed Concrete Box Girder

Setelah semua dimensi jembatan dan *propertiesnya* diketahui maka seluruh beban yang bekerja baik itu beban dari luar maupun *box girder* itu sendiri dapat diperhitungkan.

### 1. Berat Sendiri ( $MS$ )



**Gambar 5. 14 Berat Sendiri Pada *Prestressed Concrete Box Girder***

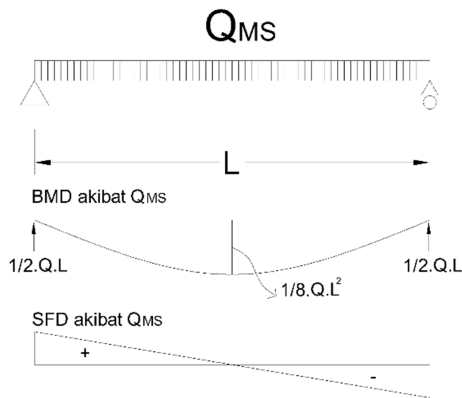
Berdasarkan gambar tersebut kemudian mampu dihitung berat sendiri jembatan,

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri box girder prategang} &= \text{Luas box girder} \times \text{berat volume} \\
 &= A \times w_c \\
 &= 12,28 \times 23,29 \\
 &= 286,18 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5. 5 Berat Sendiri**

No	Jenis Berat sendiri konstruksi	Berat	Satuan
1	<i>Box girder</i>	286,18	kN/m
2	Trotoar dan dinding pagar tepi	53,225	kN/m
Total berat sendiri ( $Q_{MS}$ )		339,37	kN/m

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat berat sendiri konstruksi yang dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut



**Gambar 5. 15 BMD dan SFD Akibat Berat Sendiri**

Sehingga,

Momen maksimum pada tengah bentang adalah

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MS} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 339,37 \cdot 60^2 = 152717,4 \text{ kNm}$$

Gaya geser maksimum pada tumpuan adalah

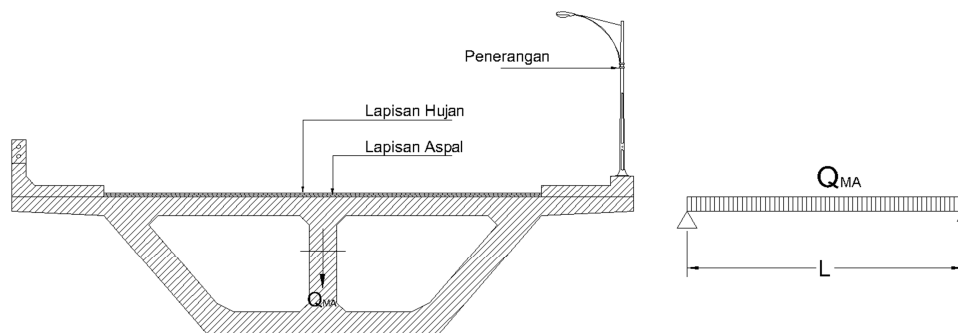
$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MS} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 339,37 \cdot 60 = 10181,16 \text{ kN}$$

## 2. Beban Mati Tambahan ( $MA$ )

Beban mati tambahan ( $MA$ ) merupakan berat seluruh bahan yang membebani balok jembatan dan merupakan elemen non-struktural, besarnya dapat berubah seiring umur jembatan tersebut.

*Box girder* jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan yang dapat dilihat pada Gambar 5.15

- Aspal beton setebal 9 cm ( $t_a$ ) untuk pelapisan kembali dikemudian hari (*overlay*)
- Genangan air hujan setinggi 5 cm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik.
- Lampu penerang jalan dengan berat 0,1 kN/m.



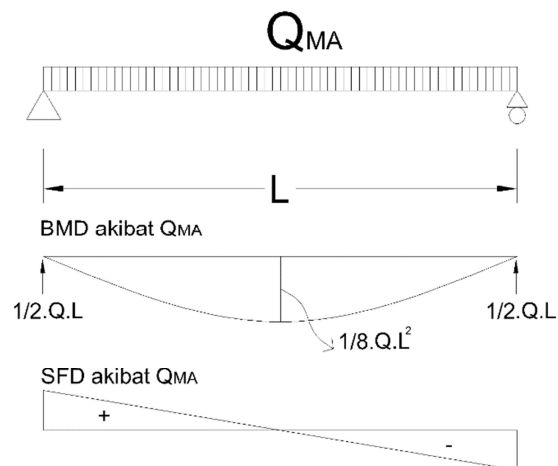
**Gambar 5. 16 Beban Mati Tambahan**

Sehingga berdasarkan Gambar 5.14 didapatkan berat tambahan seperti pada Tabel 5.6.

**Tabel 5. 6 Beban Mati Tambahan**

No	Jenis beban mati tambahan	$b$ (m)	$h$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Q_{MA}$ (kN/m)
1	Lapisan aspal + overlay	9,5	0,09	0,855	22	18,81
2	Air hujan	79,5	0,05	0,475	9,8	4,66
3	Lampu penerang jalan					0,1
Total beban mati tambahan					$(Q_{MA})$	23,57

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat beban mati tambahan yang dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut

**Gambar 5. 17 BMD dan SFD Akibat Beban Mati Tambahan**

Sehingga,

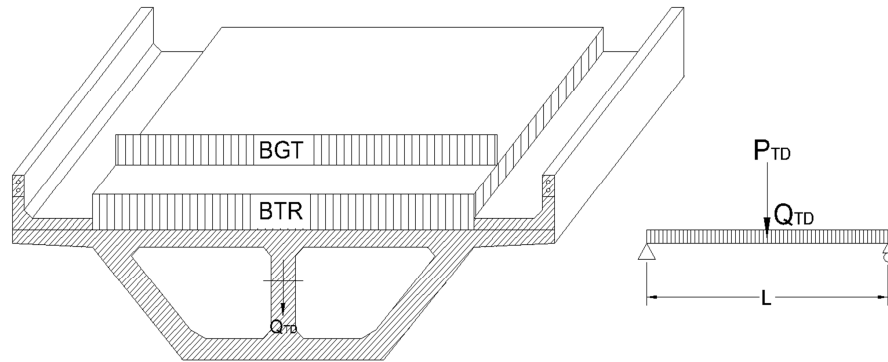
Momen maksimum pada tengah bentang adalah

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MA} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 23,57 \cdot 60^2 = 10606 \text{ kNm}$$

Gaya geser maksimum pada tumpuan adalah

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 23,57 \cdot 60 = 707 \text{ kN}$$

### 3. Beban Lajur “D” ( $TD$ )



**Gambar 5. 18 Beban lajur**

Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti terlihat pada Gambar 5.16. BTR mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang jembatan ( $L$ ) yang dibebani dan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$q = 9,0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \cdot \left( 0,5 + 15 / L \right) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk *BGT* diambil sebagai berikut.

$$DLA = 0,4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0,525 - 0,0025 L \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0,3 \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang,} \quad L = 60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jalur lalu-lintas,} \quad b = 9,5 \text{ m}$$

#### a. Beban Terbagi Merata (BTR)

$$q = 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa, untuk } L = 60 \text{ m}$$

$$= 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{60} \right)$$

$$= 6,75 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur :

Beban merata pada balok (BTR) :

$$\begin{aligned} \text{BTR} &= 6,75 \times 9,5 \\ &= 64,125 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis BGT mempunyai intensitas  $p = 49,0 \text{ kN/m}$

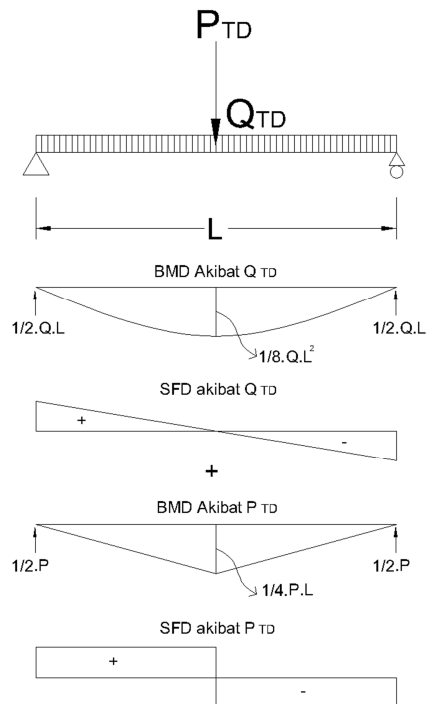
Panjang jembatan ( $L$ ) =  $70 \text{ m} > 50 \text{ m}$ , sehingga

$$\begin{aligned} DLA &= 0,525 - (0,0025 \times 60) \\ &= 0,375 \end{aligned}$$

Beban terpusat pada balok,

$$\begin{aligned} \text{BGT} &= (1 + DLA) \cdot p \cdot b \\ &= (1 + 0,375) \cdot 49 \cdot 9,5 = 640 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat beban lajur yang dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut



**Gambar 5. 19 BMD dan SFD Akibat Beban Lajur**



Sehingga,

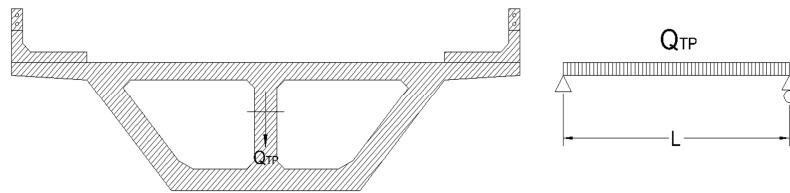
Momen akibat beban lajur "D" ( $T_D$ )

$$\begin{aligned} M_{TD} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\ &= \frac{1}{8} \cdot 64,125 \cdot 60^2 + \frac{1}{4} \cdot 640 = 38457,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum pada tumpuan dapat dihitung,

$$VTD = \frac{1}{2} \cdot Q_{TD} \cdot L + \frac{1}{2} \cdot P_{TD} = \frac{1}{2} \cdot 64,125 \cdot 60 + \frac{1}{2} \cdot 640 = 2243,78 \text{ kN}$$

#### 4. Beban Pejalan Kaki ( $TP$ )



**Gambar 5. 20 Beban merata akibat pejalan kaki**

Besarnya beban pejalan kaki bergantung pada luas trotoar yang menopangnya. Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut.

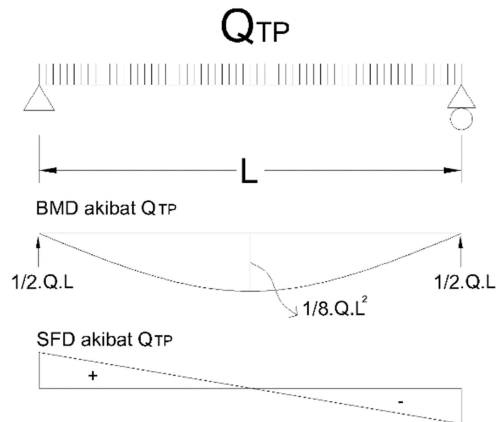
$$\text{Lebar trotoar} > 600 \text{ m} : q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang trotoar tiap bentang (L)} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar (} b_t \text{)} = 2 \text{ m}$$

$$Q_{TP} = q \cdot b_t = 5 \cdot 2 = 7,5 \text{ kN/m}$$

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat pejalan kaki yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut



**Gambar 5. 21 BMD dan SFD Akibat Beban Pejalan Kaki**

Sehingga,

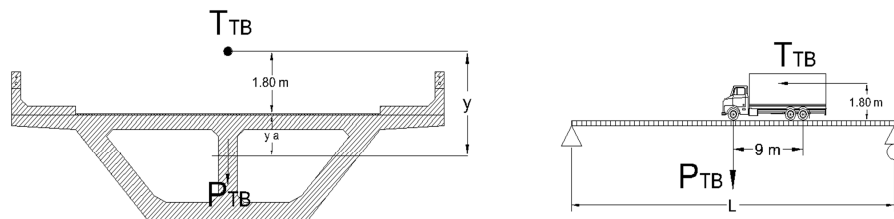
Gaya geser maksimum akibat beban pejalan kaki,

$$V_{TP} = \frac{1}{2} \cdot Q_{TP} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 7,5 \cdot 60 = 225 \text{ kN}$$

Momen maksimum akibat beban pejalan kaki,

$$M_{TP} = \frac{1}{8} \cdot Q_{TP} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 7,5 \cdot 60^2 = 3375 \text{ kNm}$$

#### 5. Beban Akibat Gaya Rem ( $T_B$ )



**Gambar 5. 22 Gaya Rem**

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan, dan dianggap bekerja pada ketinggian 1.80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan ( $L$ ) sebagai berikut.

- a. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 5\% \cdot (500 + 60 \times 64,125) \\ &= 217,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. 25% dari berat gandartruk desain

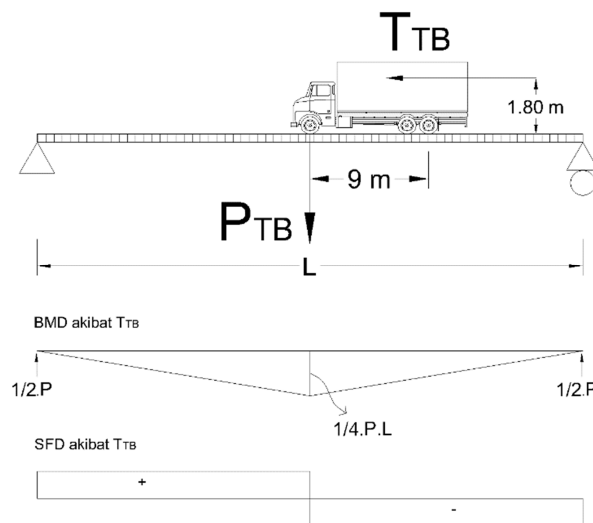
$$\begin{aligned}\text{Gaya rem} &= 25\% \cdot 500 \\ &= 125 \text{ kN}\end{aligned}$$

- c. Gaya rem digunakan = 217,5 kN

Jarak panjang kendaraan yaitu 9 meter (Gambar 5.7). Apabila  $\sum M$  terhadap as roda depan adalah 0, maka transfer beban angin pada kendaraan terhadap struktur dapat dihitung dengan

$$\begin{aligned}\text{PTB} &= \frac{1,8}{9} \times 217,5 \\ &= 43,475 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat gaya rem yang dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut



**Gambar 5. 23 BMD dan SFD Akibat Gaya Rem**

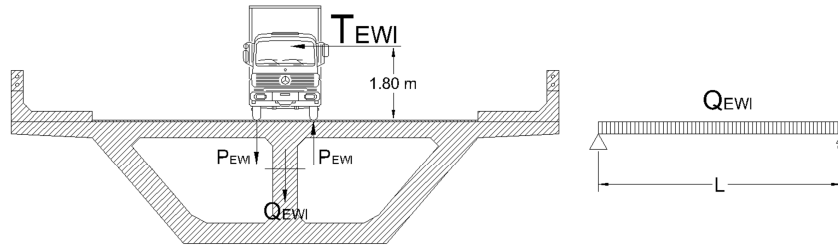
Sehingga,  
Gaya geser maksimum akibat gaya rem,

$$V_{TP} = \frac{1}{2} \cdot \text{PTB} = \frac{1}{2} \cdot 43,475 = 21,73 \text{ kN}$$

Momen maksimum akibat gaya rem,

$$M_{TP} = \frac{1}{4} \cdot \text{PTB} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 43,475 \cdot 60 = 652,12 \text{ kNm}$$

## 6. Beban Angin (EW)



**Gambar 5. 24 Beban Merata Akibat Angin**

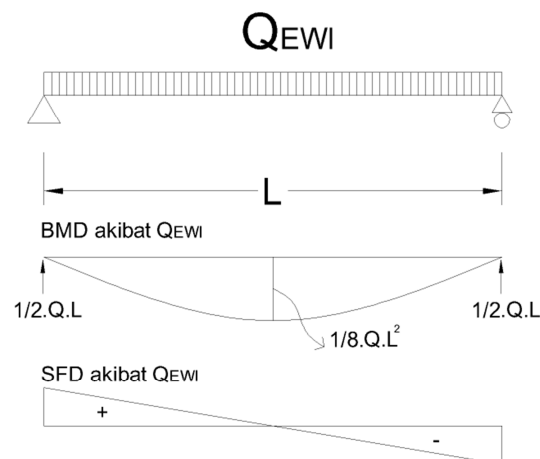
Menurut SNI-1725-2016  $T_{EW} = 1,46 \text{ kN/m}$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi  $h = 1,8 \text{ m}$  di atas lantai jembatan, sedangkan jarak antar roda kendaraan  $x = 1,75$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$\begin{aligned} Q_{EW} &= h/x \cdot T_{EW} \\ &= 1,8/1,75 \cdot 1,46 \\ &= 3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat beban angin yang dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut



**Gambar 5. 25 BMD dan SFD Akibat Beban Angin**

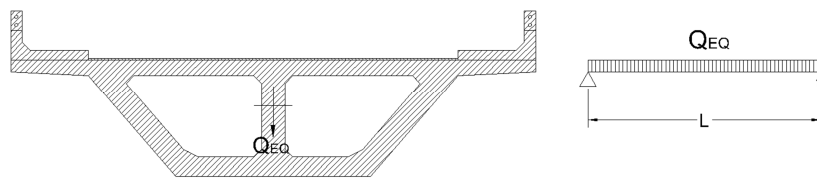
Gaya geser maksimum akibat beban angin,

$$V_{EW} = \frac{1}{2} \cdot Q_{EW} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 3.60 = 90 \text{ kN}$$

Momen maksimum akibat beban angin,

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \cdot Q_{EW} \cdot L^2 = 1351 \text{ kNm}$$

#### 7. Beban Gempa (EQ)



**Gambar 5. 26 Beban Merata Akibat Gempa**

Perencanaan beban gempa mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833 : 2008 , dengan diketahui data sebagai berikut:

Prosedur analisis = termasuk dalam beban seragam / koefisien gempa

Faktor modifikasi respon = 2,5 (bentang tunggal sederhana)

Jembatan Grindulu di Pacitan sehingga menurut peta gempa SNI 2833 : 2008 terletak pada wilayah gempa 4 dimana akselerasi PGA di batuan dasar  $A = 0,17g$  dengan periode ulang 50 tahun.

Jembatan terletak pada tanah lunak dengan koefisien tanah ( $S$ ) berdasarkan tabel 5 SNI 2833 : 2008 sebesar 1,5.

Beban Sendiri ( $Q_{MS}$ ) = 221,477 kN/m

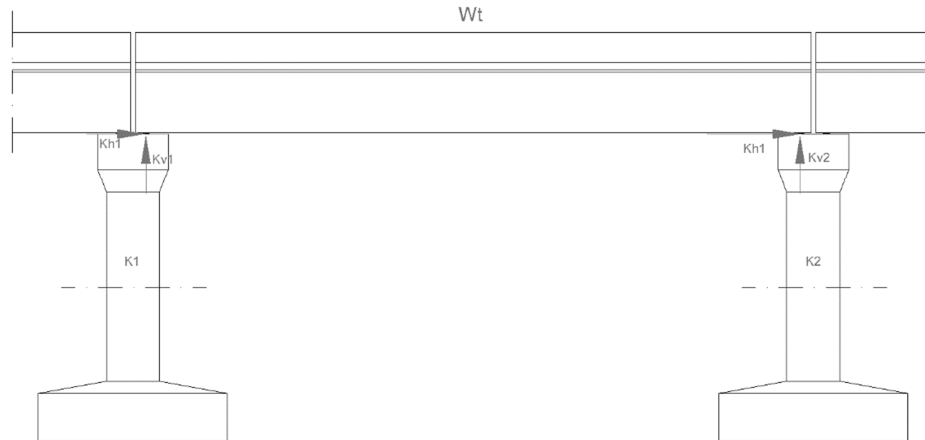
Beban mati tambahan ( $Q_{MA}$ ) = 18,93 kN/m

Panjang bentang *box girder* ( $L$ ) = 60 m

Berat total jembatan ( $Wt$ ) =  $(Q_{MS} + Q_{MA}) \cdot L$   
 =  $(339,37 + 23,6) \cdot 60$   
 = 21776,5 kN

Nilai kekakuan yang digunakan adalah kekakuan struktur kolom dengan momen inersia memanjang jembatan. Arah pilar memanjang digunakan karena mempunyai nilai momen inersia lebih kecil dari pada arah melintang. Berikut ini adalah

gambar struktur pilar yang digunakan dalam perhitungan beban gempa pada struktur atas yang dapat dilihat pada Gambar 5.27



**Gambar 5. 27 Kekakuan Pilar**

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang Pilar 1, } I_c &= 1/12. B e^3. H \\ &= 1/12. 4,76^3. 22,5 = 20,3 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 29 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton, } E_c &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{29} \cdot 1000 \\ &= 25310274 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekekakuan, } K_p &= 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3 \\ &= 3 \cdot 25310274 \cdot 20,3 / 8^3 \\ &= 3012484 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Karena nilai kekakuan pilar 1 dan pilar 2 sama, maka

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar (T)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W T}{g \cdot K_p}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{21776,5}{9,81 \cdot (6024968 + 6024968)}} \\ &= 0,12 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien dasar elastic (cms)} &= \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,12^{2/3}} \\ &= 1,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cms < 2,5 A &= 2,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,425 \text{ (tidak oke)} \end{aligned}$$

$$\text{Maka cms pakai} = 0,425$$

Sehingga,

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} = \frac{cms}{Ra} = \frac{0,425}{2,5} = 0,17$$

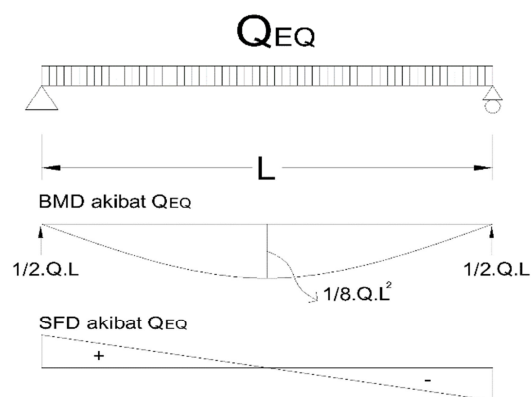
$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa vertical (kv)} &= 0,5 K_h \text{ (SNI 2833 : 2008)} \\ &= 0,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,085 \end{aligned}$$

Nilai koefisien beban gempa vertikal minimal menurut SNI 2833 Pasal 4.10 kv minimal 0,3 untuk perletakan tipe B. Perletakan yang digunakan adalah tipe B, sehingga  $kv = 0,3$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa vertikal } P_{EQ} &= K_v \cdot W_t \\ &= 0,3 \cdot 21776,5 \\ &= 6532,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{EQ} &= \frac{P_{EQ}}{L} \\ &= \frac{6532,95}{60} \\ &= 108,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah hasil reaksi tumpuan yang terjadi akibat beban angin yang dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut



**Gambar 5. 28 BMD dan SFD Akibat Beban Gempa**

Sehingga,

Gaya geser maksimum akibat beban gempa vertikal jembatan,

$$V_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot Q_{EQ} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 108,88 \cdot 60 = 3266.47 \text{ KN}$$

Momen maksimum akibat beban gempa,

$$M_{EQ} = \frac{1}{8} \cdot Q_{EQ} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 108,88 \cdot 60^2 = 48997.15 \text{ kNm}$$

Hasil perhitungan gaya geser ( $V_{max}$ ) maksimum pada tumpuan dan momen maksimum ( $M_{max}$ ) pada tengah bentang yang ditimbulkan akibat beban, selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.7.

**Tabel 5. 7 Rekapitulasi hasil perhitungan gaya geser maksimum ( $V_{max}$ ) dan momen maksimum ( $M_{max}$ )**

	beban	kode beban	M (kNm)	V (kN)
1	berat sendiri	MS	152717.4	10181.16
2	berat mati tambahan	MA	10606.39	707.0925
3	beban lajur	TD	38457.19	2243.781
4	pejalan kaki	TP	3375	225
5	gaya rem	TB	652.125	21.7375
6	angin	Ewl	1351.543	90.10286
7	gempa	EQ	48997.15	3266.477

#### 5.4.3 Perhitungan Gaya Prategang dan Tendon Prategang

Desain Jembatan Grindulu menggunakan metode pasca tarik (*post tension*). Berikut perhitungan gaya dan tendon prategang.

##### 1. Gaya Prategang

Tegangan izin beton prategang ditinjau pada dua keadaan yang berbeda, yaitu :

- a. Kondisi penyaluran beton prategang (*transfer*)
- b. Kondisi beban layan (*Service*).

Pembatasan tegangan izin beton prategang pada kedua kondisi tersebut ditetapkan sebagai berikut,

Digunakan mutu beton prategang K-600 =  $f'c = 49,8 \text{ MPa}$



Transfer gaya prategang dianggap kekuatannya beton baru mencapai 80%, maka:

$$f'_{ci} = 80\% \cdot f'_c = 0,80 \cdot 49,8 = 39,84 \text{ MPa} = 39840 \text{ kPa}$$

Tegangan ijin beton,

a. Saat transfer

$$\text{serat tekan} : f_{ci} = 0,60 \cdot f'_{ci} = 0,60 \cdot 39,84 = 23,9 \text{ MPa} = 23904 \text{ kPa}$$

$$\text{serat tarik} : f_{ti} = 0,25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{39,84} = 1,578 \text{ MPa} = 1578 \text{ kPa}$$

b. Saat layan,

$$\text{serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 48,9 = 21,98 \text{ MPa} = 21980 \text{ kPa}$$

$$\text{serat tarik} : f_{ts} = 0,50 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,50 \cdot \sqrt{48,9} = 3,494 \text{ MPa} = 3494 \text{ kPa}$$

## 2. Perhitungan Gaya Prategang Awal

Sesuai perhitungan sebelumnya, besarnya gaya prategang awal saat penyaluran harus dibatasi. Ada beberapa hal yang mempengaruhi gaya prategang awal yang bekerja pada saat transfer.

Batasan gaya prategang awal saat transfer

$$\text{serat tekan} : f_{ci} = 23904 \text{ kPa}$$

$$\text{serat tarik} : f_{ti} = 1578 \text{ kPa}$$

Momen maksimum akibat berat sendiri beton prategang  $M_{BS} = 128766 \text{ kNm}$

Luas penampang *box girder* prategang,  $A = 12,28 \text{ m}^2$

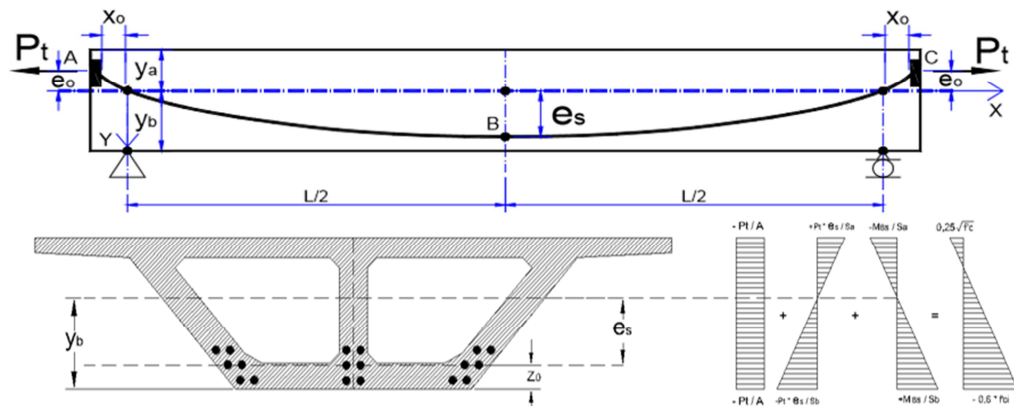
Tahanan momen sisi atas *box girder* prategang,  $S_a = 11,5 \text{ m}^3$

Tahanan momen sisi bawah *box girder* prategang,  $S_b = 7,689 \text{ m}^3$

Letak titik berat *box girder* terhadap sisi bawah,  $y_b = 1,798 \text{ m}$

Ditetapkan jarak pusat berat tendon terhadap sisi bawah *box girder*,  $z_o = 0,4665 \text{ m}$

Eksentrisitas tendon,  $es = y_b - z_o = 1,789 - 0,4665 = 1,331 \text{ m}$



**Gambar 5. 29 Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas Tendon di Tengah**

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

Tegangan pada serat atas,

$$f_{ti} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{bs}}{S_a}$$

$$1578 = -\frac{P_t}{12,28} + \frac{P_t \cdot 1,331}{11,5} - \frac{128766}{11,5}$$

$$P_t = 369073,2 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah,

$$f_{ci} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_s}{s_b} + \frac{M_{bs}}{s_b}$$

$$-23904 = -\frac{P_t}{12,28} - \frac{P_t \cdot 1,331}{7,689} + \frac{128766}{7,689}$$

$$P_t = 159111,2 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil,  $P_t = 135000 \text{ kN}$

Digunakan kabel baja prategang yang terdiri dari beberapa kawat baja untaihan “*Strands cable*” standar VSL, dengan data pada Tabel 5.10 sebagai berikut:

Tabel 5. 8 Stands Baja Prategang

Jenis <i>strands</i>	<i>Uncoated 7 wire strands ASTM A-416/A 416M grade 270</i>		
Kuat tarik <i>strands</i>	$f_{pu}$	1860000	kPa
Tegangan leleh <i>strands</i>	$f_{py}$	1676000	kPa
Diameter nominal <i>strands</i>	$d$	15,2	mm
Luas tampang nominal satu <i>strands</i>	$A_{st}$	140	mm <sup>2</sup>
Beban putus satu <i>strands</i>	$P_{bs1}$	260,65	kN
Jumlah kawat untaian ( <i>strands cable</i> )	$n$	45	kawat/tendon
Diameter selubung tendon		175	mm
Modulus elastis <i>strands</i>	$E_s$	196507,5	Mpa

Tegangan tendon prategang sesaat setelah penyaluran gaya prategang =  $0,82f_{py}$  tetapi tidak boleh melampaui  $0,74f_{pu}$ .

Kuat tarik *strand*,  $f_{pu} = 1860000$  Kpa

Tegangan leleh *strand*,  $f_{py} = 1676000$  KPa

Tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer,

$$f_{pi} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 1860000 = 1376400 \text{ kPa}$$

$$f_{pi} = 0,82 \cdot f_{py} = 0,82 \cdot 1676000 = 1374320 \text{ kPa}$$

Karena  $0,82 \cdot f_{py} = 1374230 \text{ KPa} < 0,74 \cdot f_{pu} = 1376400 \text{ kPa}$ , maka digunakan tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer  $f_{pu} = 1374230 \text{ kPa}$ .

Jumlah *strands* minimal yang dibutuhkan oleh *box girder* Jembatan Grindulu,

Gaya prategang awal,  $P_t = 140000 \text{ kN}$

Beban putus satu *strands*,  $P_{bs1} = 260,65 \text{ kN}$

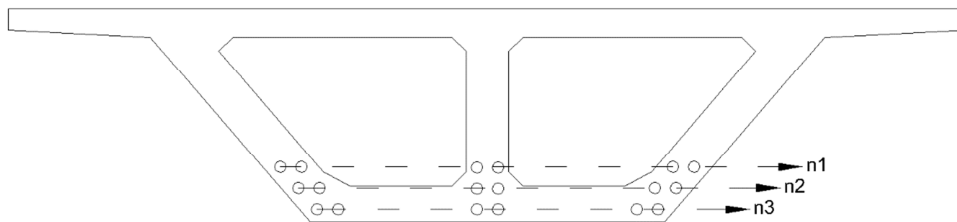
Faktor reduksi kekuatan Beban putus satu *strands*,  $\phi = 0,8$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah strands minimal, } n_{min} &= \frac{P_t}{\phi \cdot P_{bs1}} \\
 &= \frac{135000}{260,65 \cdot 0,8} \\
 &= 756 \text{ Strands}
 \end{aligned}$$

Jumlah tendon yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 n_s &= \frac{756}{42} \\
 &= 18 \text{ tendon}
 \end{aligned}$$

18 tendon pada *box girder* disusun 3 baris dengan masing-masing baris berjumlah 6 tendon seperti terlihat pada Gambar 5.20.



**Gambar 5. 30 Susunan Tendon Box Girder Prategang Pada Tengah Bentang**

Secara lebih rinci, susunan tendon, strand dan diameter selubung tendon diperlihatkan pada Tabel 5.9

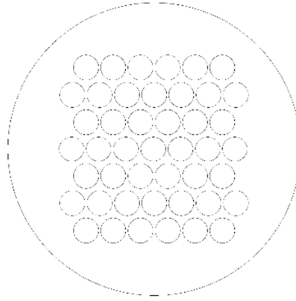
**Tabel 5. 9 Jumlah Strands Box Girder Prategang**

Posisi tendon	Jumlah tendon	Jumlah stands/tendon	Jumlah stands
ns1	6	45	270
ns2	6	45	270
ns3	6	45	270
nt	18		810

Luas baja prategang yang digunakan ,

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 810 \cdot 0,00014 = 0,1134 \text{ m}^2$$

Cek diameter tendon terhadap tebal beton prategang tendon per baris,



**Gambar 5. 31 Tendon Beton Prategang**

Digunakan 2 tendon perbaris,

$$\begin{aligned} \text{Jarak bebas datar antar tendon} &= (\text{lebar} - 2 \times \text{jarak tepi tendon ke beton luar} \\ & \quad n \times \text{diameter}) / (n-1) \\ &= (600 \text{ mm} - 2 \times 50 - 152 \times 2) / (2-1) \\ &= 196 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut tebal vsl jarak bebas datar  $> 0,7 D = 0,7 \times 152 = 106 \text{ mm}$  (oke)

Beban satu tendon,

$$P_{1\text{tendon}} = \frac{P_t}{nt} = \frac{140000}{18} = 7777 \text{ kN}$$

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

$$P_o = \frac{P_t}{0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs}} = \frac{135000}{0,85 \cdot 810 \cdot 250,65} = 75 \% < 82 \% \quad \text{OK}$$

Tegangan baja prategang saat *jacking*,

$$\begin{aligned} f_{pj} &= \frac{pt}{A_{ps}} \\ &= \frac{140000}{0,1134} \\ &= 1234567,9 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik beton prategang akibat *jacking* tidak boleh melebihi nilai;

$$0,80 \cdot f_{pu} = 1581000 \text{ kPa} \quad \text{OK}$$

$$0,94 \cdot f_{py} = 1575440 \text{ kPa} \quad \text{OK}$$

#### 5.4.4 Daerah Aman 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:  $M = \frac{1}{8} \cdot w \cdot L^2$

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

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

Momen di tengah bentang jembatan

Panjang bentang jembatan = 60 m

a) Momen akibat berat sendiri balok

Diperkirakan berat sendiri balok, ( $Q_{BS}$ ) = 286,147 kN/m

Momen ditengah bentang,

$$M_G = \frac{1}{8} \cdot Q_{BS} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 286,147 \cdot 60^2 = 128766 \text{ kNm}$$

Momen diseperempat bentang,

$$M_G = \frac{3}{32} \cdot Q_{BS} \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 286,147 \cdot 60^2 = 96574,6 \text{ kNm}$$

b) Momen akibat beban mati *box girder*

Beban mati tambahan ( $MA$ ), = 76,79 kN/m

Momen pada tengah bentang,

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MS} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 76,79 \cdot 60^2 = 34557 \text{ kNm}$$

Momen di seperempat bentang,

$$M_{MS} = \frac{3}{32} \cdot Q_{MS} \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 76,79 \cdot 60^2 = 25918,2 \text{ kNm}$$

c) Momen akibat beban hidup lalu lintas,

Beban hidup ( $TD$ ):

$$Q_{TD} = 64,125 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = 640 \text{ kN}$$

Momen pada setengah bentang,

$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 64,125 \cdot 60^2 + \frac{1}{4} \cdot 640 \cdot 60 = 38457 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen pada seperempat bentang,

$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= \frac{3}{32} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\
 &= \frac{3}{32} \cdot 64,125 \cdot 60^2 + \frac{1}{4} \cdot 64,125 \cdot 60 = 26442 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan momen selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.12.

**Tabel 5. 10 Perhitungan Momen Pada Bentang**

Beban (kN/m)	Momen Pada (kNm)	
	Tengah	Seperempat
Berat gelagar ( <i>MBS</i> )	128766	96574
Beban mati ( <i>MMS</i> )	34557	25918
Beban hidup ( <i>MTD</i> )	39457	26442
$M_0 = MBS + 50\% \cdot MMS =$	146045	109533,7
$MT = MBS + MMS + MTD =$	201761	148935

Gaya prategang awal,  $P_o = 135000 \text{ kN}$

Kehilangan gaya prategang (LOF) untuk pascatitik diperkirakan sebesar 25%, maka rasio kehilangan gaya prategang ( $R$ ) =  $1 - \text{LOF}$   
 $= 100\% - 25\% = 75\%$

Maka gaya prategang efektif

$$P_{eff} = R \cdot P_o = 75\% \cdot 135000 = 101250 \text{ kN}$$

Luas penampang *box girder* prategang,  $A = 12,28 \text{ m}^2$

$$\text{Radius girasi, } r_2 = \frac{I}{Ac} = \frac{13,826}{12,28} = 1,12 \text{ m}$$

Batas Kern:

$$\text{Batas Kern atas: } k_t = \frac{r^2}{Y_b} = \frac{1,12}{1,798} = 0,625 \text{ m}$$

$$\text{Batas Kern bawah: } k_b = \frac{r^2}{Y_a} = \frac{1,12}{1,202} = 0,936 \text{ m}$$

b. Batas bawah letak tendon:

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

Diasumsikan beban mati saat transfer, maka:

$$M_o = 146045 \text{ kNm}$$

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

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

Batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\min} = \frac{M_o}{P_o} = \frac{146045}{135000} = 1,08 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_b = a_{\min} + k_b = 1,08 + 0,936 = 2,018 \text{ m}$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_b' = \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_b}{P_o} = \frac{1578,12,28 \cdot 1,0,936}{135000} = 0,146 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b' = 1,08 + 0,936 + 0,146 = 2,16 \text{ m}$$

Hasil perhitungan batas bawah letak tendon dapat dilihat pada Tabel 5.13.

**Tabel 5. 11 Batas Bawah Letak Tendon**

Bagian Penampang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	$a_{\min}$ (m)	$e_b$ (m)	$e_{b'}$ (m)	$e_{b1}$ (m)
Tengah bentang	1,081	2,018	0,146	2,164
Seperempat bentang	0,811	1,747	0,146	1,894
Ujung	0,000	0,936	0,146	1,082



c. Batas atas letak tendon:

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

$$M_T = 201781 \text{ kNm}$$

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

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

Batas atas letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_e} = \frac{201781}{101250} = 1,494 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_t = a_{\max} - k_t = 1,494 - 0,625 = 0,868 \text{ m}$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_t' = \frac{f_{ts} \cdot A_c \cdot k_t}{P_e} = \frac{1578 \cdot 12,28 \cdot 0,625}{101250} = 0,291 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t - e_t' = 1,494 - 0,625 - 0,291 = 0,577 \text{ m}$$

Hasil perhitungan batas atas letak tendon dapat dilihat pada Tabel 5.14.

**Tabel 5. 12 Batas atas letak tendon**

Bagian Penampang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	$a_{min}$ (m)	$e_t$ (m)	$e_t'$ (m)	$e_{b1}$ (m)
Tengah bentang	1,49	0,868	0,291	0,577
Seperempat bentang	1,103	0,477	0,291	0,186
Ujung	0,000	-0,625	0,291	-0,917

Eksentrisitas tengah bentang aktual yang diasumsikan,

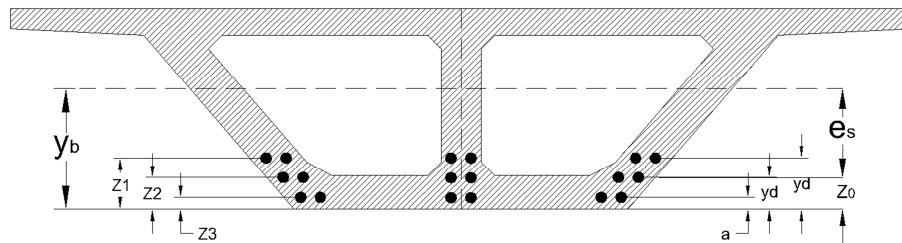
$$e_t = 2,618 \text{ m} < e_s = 1,331 \text{ m} < e_b = 0,868 \text{ m} \quad \text{OK}$$

### 5.4.5 Tata Letak Posisi Tendon (*Lay Out Tendon*)

Perencanaan tata letak posisi tendon pada *box girder* prategang ditinjau pada bagian tengah dan ujung bentang. Potongan posisi tendon bagian tengah bentang dapat dilihat pada Gambar 5.23 sedangkan pada bagian tumpu diilustrasikan Gambar 5.24

#### a. Posisi Tendon di Tengah Bentang

*Box girder* direncanakan menggunakan 18 tendon prategang sistem paska taerik dipasang 3 baris, sehingga tiap baris terdiri dari 6 tendon. Tata letak tendon secara lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.23



**Gambar 5. 32 Posisi Tendon Di Tengah Bentang**

Jarak dari alas *box girder* ke titik pusat baris tendon ke-1,  $a = 0,168\text{m}$

Jarak dari alas *box girder* ke titik berat tendon,  $z_o = 0,467\text{ m}$

Jarak vertikal antara as ke as tendon,

$$y_d = z_o - a = 0,467 - 0,168 = 0,298\text{ m}$$

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas,

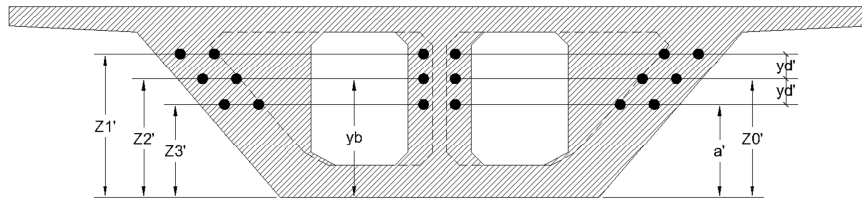
$$z_1 = a + 2y_d = 0,168 + 2 \cdot 0,298 = 0,765\text{ m}$$

$$z_2 = a + y_d = 0,168 + 0,298 = 0,467\text{ m}$$

$$z_3 = a = 0,168\text{ m}$$

#### b. Posisi tendon di tumpuan

Untuk tata letak tendon ditumpuan, direncanakan sesuai pada Gambar 5.23 sebagai berikut.



**Gambar 5. 33 Posisi Tendon Di Tumpuan**

Ditetapkan jarak antar tendon,  $y_d' = 0,6$  m

Jarak tendon bawah terhadap alas,  $a' = y_b - y_d' = 1,798 - 0,6 = 1,198$  m

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas,

$$z_1' = a' + 2y_d' = 1,198 + 2 \cdot 0,6 = 2,398 \text{ m}$$

$$z_2' = a' + y_d' = 1,198 + 0,6 = 1,798 \text{ m}$$

$$z_3' = a' = 1,198 \text{ m}$$

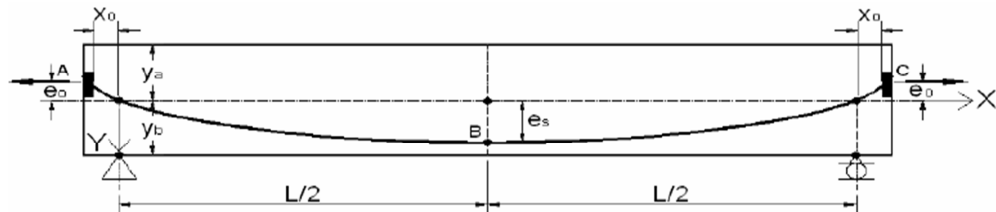
c. Eksentrisitas masing-masing tendon

$$\text{Baris 1} : f_1 = z_1' - z_1 = 2,398 - 0,764 = 1,634 \text{ m}$$

$$\text{Baris 2} : f_2 = z_2' - z_2 = 1,798 - 0,466 = 1,322 \text{ m}$$

$$\text{Baris 3} : f_3 = z_3' - z_3 = 0,165 - 0,165 = 1,032 \text{ m}$$

d. Lintasan inti tendon (*cable*)



**Gambar 5. 34 Lintasan inti tendon**

Panjang *box girder*,  $L = 60$  m

Eksentrisitas,  $e_s$

$$e_s = \frac{(f_1 + f_2 + f_3)}{3}$$

$$e_s = \frac{(1,634 + 1,322 + 1,032)}{3}$$

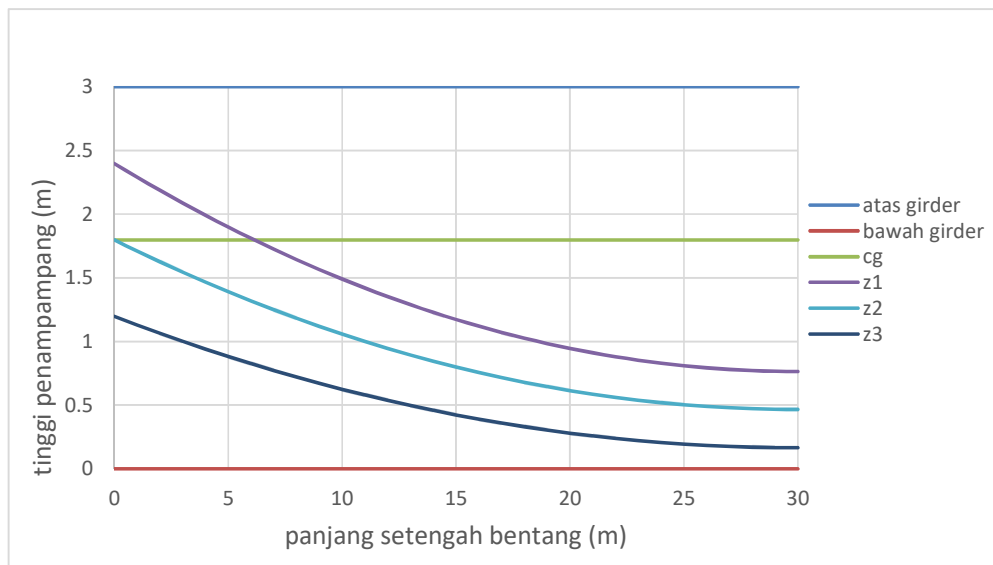
$$e_s = 1,331 \text{ m}$$

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

Hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.15.

**Tabel 5. 13 Perhitungan Lintasan Tendon**

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.3	1.8249	15	0.7994
0	1.7981	16	0.7565
1	1.7108	17	0.7165
2	1.6265	18	0.6796
3	1.5451	19	0.6455
4	1.4667	20	0.6145
5	1.3912	21	0.5863
6	1.3187	22	0.5612
7	1.2492	23	0.5390
8	1.1826	24	0.5198
9	1.1190	25	0.5035
10	1.0583	26	0.4902
11	1.0006	27	0.4798
12	0.9459	28	0.4724
13	0.8941	29	0.4680
14	0.8453	30	0.4665



**Gambar 5. 35 Letak Tendon**

Pada Gambar 5.35 menunjukkan posisi tendon setengah bentang, dimana z1 merupakan letak tendon paling atas, z2 merupakan letak tendon kedua dari atas,

dan  $z_3$  merupakan letak tendon paling bawah, dan  $cg$  merupakan letak garis titik berat penampang.

#### 5.4.6 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang dalam tendon untuk setiap waktu harus diambil sebagai jumlah dari kehilangan seketika dan kehilangan yang tergantung waktu, baik dalam jangka pendek maupun jangka panjang. Kehilangan prategang dapat dinyatakan dalam bentuk kehilangan gaya atau kehilangan tegangan didalam tendon.

Pengaruh gaya prategang dibagi menjadi dua yaitu sebelum kehilangan gaya prategang dan sesudah kehilangan gaya prategang. Kehilangan gaya prategang (*loss of prestress*) dapat di kelompokkan menjadi 2 jenis yaitu kehilangan jangka pendek dan kehilangan jangka panjang.

##### 1. kehilangan prategang jangka pendek

###### a. Kehilangan tegangan akibat pergeseran ankur (*Anchorage Friction*)

Kehilangan gaya akibat slip ankur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada ankur pada saat gaya pendongkrakan disalurkan ke ankur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7

Pergeseran ankur,  $\Delta L = 2 \text{ mm} = 0,002 \text{ m}$

Modulus Elastis baja prategang,  $E_s = 193000 \text{ Mpa}$

Panjang Tendon,  $L = 60 \text{ m}$

Kehilangan prategang akibat ankur,

$$\Delta f_{pA} = \Delta L / L \times E_s = 0,002 / 60 \times 193000 = 6,43 \text{ Mpa}$$

###### b. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Kabel (*Jack Friction*)

Eksentrisitas tendon ( $e$ )  $= y = 1,33 \text{ m}$

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

$\alpha = 8y/x = 8 \cdot 1,33 / 60 = 0,177 \text{ rad}$

Koefisien gesek ( $\mu$ )  $= 0,2$

Koefisien Wobble ( $K$ )  $= 0,002$

$P_o = 140000 \text{ kN}$

$e = 2,7183$

Loss of prestress akibat gesekan kabel :

$$\begin{aligned} P_x &= P_o \cdot e^{-(Klx+\mu\alpha)} \\ &= 135000 \cdot 2,7183^{-(0,002 \cdot 60+0,177 \cdot 0,2)} \\ &= 115557,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Luas baja prategang (A}_p) = 0,1058 \text{ mm}^2$$

$$\Delta f_{pF} = \frac{P_o - P_x}{A_p} = \frac{135000 - 115557,2}{0,1058} = 183,7 \text{ Mpa}$$

c. Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis ( *Elastic Shortening* )

$$e_s = 1,33 \text{ m}$$

$$I_x = 13,82 \text{ m}^4$$

$$A = 12,28 \text{ m}^2$$

$$w_c = 23,29 \text{ kN/m}^3 = 2374,8 \text{ kg/ m}^3$$

$$f'_c = 49,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = 80\% \cdot f'_c = 39,84 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E_{ci} &= Wc^{1,5} (0,043 \cdot \sqrt{f'_c}) \\ &= 2374,8^{1,5} (0,043 \cdot \sqrt{39,84}) = 34147,68 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$E_s = 193000 \text{ MPa}$$

$$n_s = 810 \text{ strands}$$

$$A_{ps} = 113400 \text{ mm}^2$$

$$M_{bs} = 128766,2 \text{ kNm}$$

$$n = E_s / E_c = 5,65$$

tegangan baja setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel

$$\begin{aligned} f_{pi} &= f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_F \\ &= 1400,56 - 6,4 - 216 = 1192,4 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Gaya Prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel

$$\begin{aligned} P_i &= f_{pi} \cdot A_{ps} \\ &= 1192,4 \cdot 113400 / 1000 \\ &= 135220 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tegangan beton dipusat berat tendon saat transfer

$$\begin{aligned}
 f_{cs} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot e_s}{I_x} \\
 &= -\frac{135220}{12,28} - \frac{135220 \cdot 1,33^2}{13,826} + \frac{128766 \cdot 1,33}{13,826} \\
 &= 15947 \text{ Kpa} \\
 &= 15,95 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{cs} &= n \cdot f_{cs} \\
 &= 5,65 \cdot 15,95 \\
 &= 90,19 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menurut Nawy 2001 untuk pascatarik nilai kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diambil setengahnya

$$\Delta f_{cs} = 90,19/2 = 45,09 \text{ Mpa}$$

Tegangan baja prategang setelah transfer,

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{cs} \\
 &= 1400,56 - 6,43 - 216 - 45,09 \\
 &= 1147,35 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Gaya prategang setelah transfer

$$P_i = A_{ps} \cdot f_{ps} = 113400 \cdot 1147,35 / 1000 = 130495,67 \text{ kN}$$

## 2. Kehilangan Akibat Jangka Panjang

### a. Pengaruh Rangkak

$$K_{cr} = 1,6 \text{ (pascatarik)}$$

$$E_s = 193000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 34147,68 \text{ Mpa}$$

$$P_i = 130495,67 \text{ kN}$$

$$A_c = 12,28 \text{ m}^2$$

$$I_{xc} = 13,826 \text{ m}^4$$

$$e_s = 1,33 \text{ m}$$

$$M_{bs} = 128766,2 \text{ kNm}$$

$$M_{MA} = 10606,38 \text{ kNm}$$

$$n = E_s / E_c = 5,65$$

Tegangan beton dipusat berat tendon saat transfer

$$\begin{aligned}
 fcs &= -\frac{Pi}{A} - \frac{Pi \cdot es^2}{Ix} - \frac{Mbs \cdot es}{Ix} \\
 &= -\frac{130495,67}{12,28} - \frac{130495,67 \cdot 1,33^2}{13,826} + \frac{128766 \cdot 1,33}{13,826} \\
 &= 14957,45 \text{ Kpa} \\
 &= 14,957 \text{ Mpa} \\
 fcsd &= M_{MA} \cdot es / Ix \\
 &= 10606,38 \cdot 1,33 / 13,826 \\
 &= 1021,48 \text{ kPa} \\
 &= 1,02 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkai,

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pCR} &= n \cdot K_{cr} \cdot (fcs - fcsd) \\
 &= 5,65 \cdot 1,6 \cdot (14,957 - 1,02) \\
 &= 126 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

b. Pengaruh Susut

Kehilangan tegangan akibat susut dengan menggunakan metode perawatan basah selama 7 hari

$$t = 7 \text{ hari}$$

$$E_{ps} = 193000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Regangan susut ultimit } E_{SHu} = 0,00082 \text{ (Nawy 2001)}$$

$$\begin{aligned}
 E_{SH, t} &= \frac{t}{(t+35)} \cdot E_{SHu} \\
 &= \frac{7}{(7+35)} \cdot 0,00082 \\
 &= 0,0000255
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pSH} &= E_{SH, t} \cdot E_{ps} \\
 &= 0,0000255 \cdot 193000 \\
 &= 4,92 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Pada Tendon

Umur rencana = 50 tahun

$$= 438000 \text{ jam}$$

Kuat leleh tendo,  $f_{py} = 1676 \text{ Mpa}$

Tegangan baja setelah transfer,  $f_{ps} = 1323,95 \text{ Mpa}$



$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pR} &= f_{ps} (\log t/45) (f_{ps}/f_{py} - 0,55) \\
 &= 1323,95 (\log 438000/45) (1232,95/1676 - 0,55) \\
 &= 28,7 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan kehilangan gaya prategang yang dilihat pada tabel

**Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang**

No	Level Tegangan	Tegangan Baja	Presentase
		( MPa )	( % )
	Jacking force	1234,6	100%
	Kehilangan Prategang		
1	Pergeseran ankur (anchorage friction)	6.433	0.428%
2	Gesekan kabel (jack friction)	183.699	12.24%
3	Perpendekan elastis beton (elastic shortening)	45.097	3.005%
	$f_{ps} =$	1010,4	84.324%
4	Rangkak beton (creep)	126.024	8.398%
5	Susut beton (shrinkage)	4.921	0.328%
6	Relaksasi tendon (relaxation of tendon)	28.696	1.912%
	Tegangan Akhir ( $f_{pe}$ )	890,85	73.685%
	Kehilangan Tegangan Total (loss of prestress)	343,7	26.314%

$$\text{Gaya Prategang efektif} = 890,85 \times 113400 / 1000 = 116579 \text{ kN}$$

#### 5.4.7 Tegangan Pada *Box Girder*

##### 1. Tegangan Yang Terjadi Akibat Gaya Prategang

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

##### a. Saat transfer,

$$\text{serat tekan} : f_{ci} = 0,6 \cdot f'_{ci} = 0,6 \cdot 39840 = -23904 \text{ kPa}$$

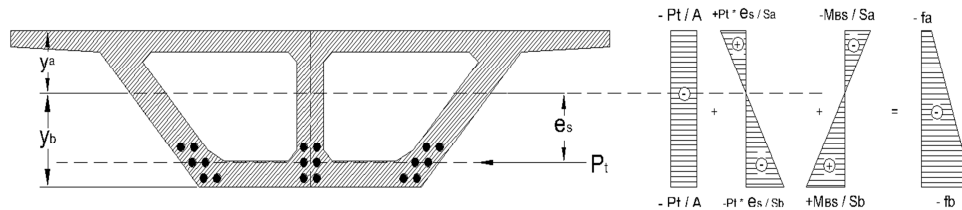
$$\text{serat tarik} : f_{ti} = 0,25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{39840} = 1577 \text{ kPa}$$

##### b. Saat layan,

$$\text{serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,4 \cdot 49800 = -22410 \text{ kPa}$$

$$\text{serat tarik} : f_{ts} = 0,50 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,50 \cdot \sqrt{49800} = 3528,4 \text{ kPa}$$

## 2. Keadaan Awal (Transfer)



**Gambar 5. 36 Tegangan Saat Transfer**

Gaya prategang awal ( $P_t$ ) = 135000 kN

Momen akibat beban mati ( $M_{BS}$ ) = 128766 kNm

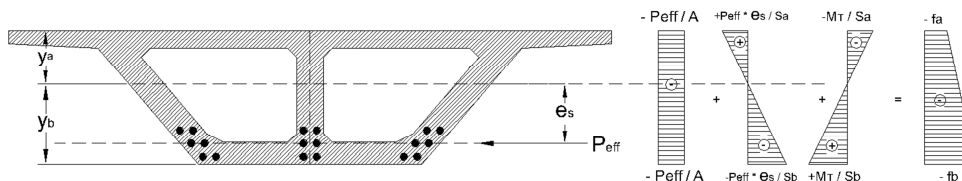
Tegangan pada serat atas:

$$\begin{aligned} f_a &= -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t e_s}{S_a} - \frac{M_{BS}}{S_a} \\ &= -\frac{135000}{12,28} + \frac{135000 \cdot 1,33}{11,5} - \frac{128766}{11,5} \\ &= -6556,94 \text{ kPa (aman)} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah:

$$\begin{aligned} f_b &= -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t e_s}{S_b} + \frac{M_{MS}}{S_b} \\ &= -\frac{135000}{12,28} - \frac{135000 \cdot 1,33}{7,69} + \frac{128766}{7,69} \\ &= -17622,5 \text{ kPa (aman)} \end{aligned}$$

## 3. Keadaan Setelah Loss Of Pretress



**Gambar 5. 37 Tegangan Setelah LOP**

Gaya prategang efektif,

$$P_e = 116579 \text{ kN}$$

Momen-momen yang bekerja saat layan,

$$M_T = M_{MS} + M_{MA} + M_{TD} + M_{TB} + M_{TP} = 205808 \text{ kNm}$$

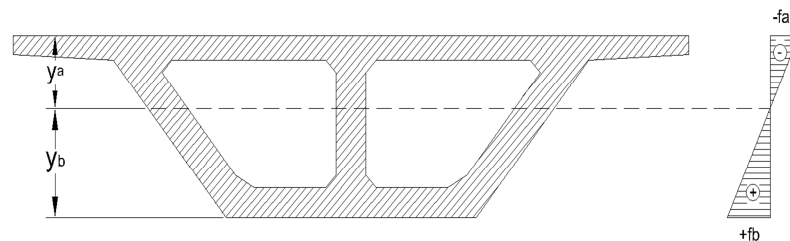
Tegangan pada serat atas:

$$\begin{aligned} f_a &= -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_T}{S_a} \\ &= -\frac{117030}{12,28} + \frac{117030 \cdot 1,33}{11,5} - \frac{205808}{11,5} \\ &= -13871 \text{ kPa (aman)} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah:

$$\begin{aligned} f_b &= -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_T}{S_b} \\ &= -\frac{116579}{12,28} - \frac{116579 \cdot 1,33}{7,69} + \frac{205808}{7,69} \\ &= -3028 \text{ kPa (aman)} \end{aligned}$$

4. Tegangan pada *Box Girder* Akibat Beban
  - a. Tegangan Akibat Beban Sendiri ( $M_S$ )



**Gambar 5. 38 Tegangan akibat beban sendiri**

$$M_{MS} = 152717,4 \text{ kNm}$$

$$A = 12,28 \text{ m}^2$$

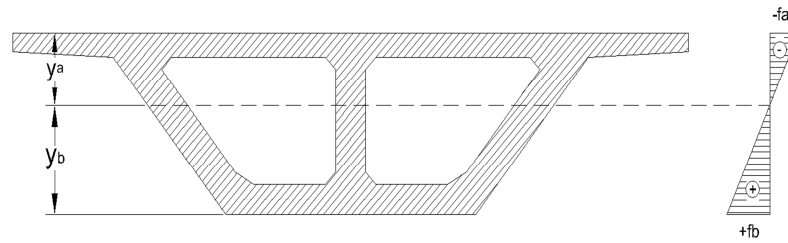
$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{MS}}{S_a} = -13275,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{MS}}{S_b} = 19860 \text{ kPa}$$

- b. Tegangan Akibat Beban Mati Tambahan ( $MA$ )



**Gambar 5. 39 Tegangan Akibat Beban Mati Tambahan**

$$M_{MA} = 10606,38 \text{ kNm}$$

$$A = 12,28 \text{ m}^2$$

$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

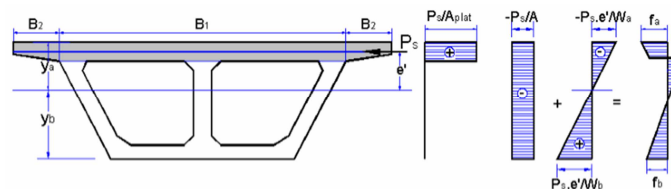
$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{MA}}{S_a} = -921 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{MA}}{S_b} = 1379 \text{ kPa}$$

c. Tegangan Akibat Susut dan Rangkak (SR)

1) Tegangan Akibat Susut



**Gambar 5. 40 Tegangan Akibat Susut Beton**

(sumber : Ilham Noor, 2008)

$$\text{Luas penampang plat bagian atas, } A_{plat} = 4,05 \text{ m}^2$$

$$E_c = 36058527 \text{ kPa}$$

$$e = 2,718$$

Berdasarkan (NAASRA Bridge Design Specification)

$$kb = 0,905$$

$$kc = 3$$

$$kd = 0,938$$

$$ke = 0,734$$

$$ktn = 0,2$$

$$\varepsilon b = 0,0006$$

$$A = 12,28 \text{ m}^2$$

$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$e' = y_a - \frac{t_1}{2} = 1,2 - \frac{0,4}{2} = 1 \text{ m}$$

$$\Delta \varepsilon su = \varepsilon b \cdot kb \cdot ke \cdot kp = 0,0004$$

$$c_f = kb \cdot kc \cdot kd \cdot ke \cdot (1 - ktn) = 1,495$$

$$P_s = A_{plat} \cdot E_c \cdot \Delta \varepsilon su \cdot \frac{(1 - e - c_f)}{c_f} = 30167,5 \text{ kN}$$

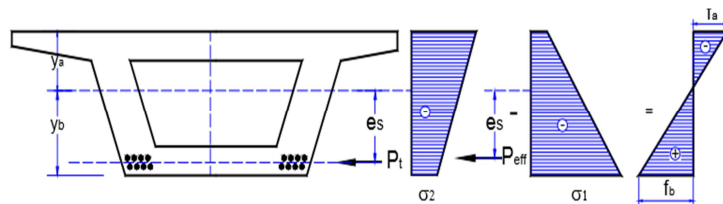
Tegangan beton di serat atas ( $f_a$ )

$$= \frac{P_s}{A_{plat}} - \frac{P_s}{A} - \frac{P_s \cdot e'}{S_a} = 2365 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah ( $f_b$ )

$$= -\frac{P_s}{A} + \frac{P_s \cdot e'}{S_b} = 1474 \text{ kPa}$$

2) Tegangan Akibat Rangkak



**Gambar 5. 41 Tegangan Akibat Rangkak Beton**

$$P_{eff} = 116579 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cr} = (1 - e^{-c_f}) * (\sigma_2 - \sigma_1)$$

$\sigma_1$  = tegangan *service* akibat berat sendiri saja

$\sigma_2$  = tegangan *service* akibat beban mati dan beban mati

$c_f$  = *the residual creep factor*

$$= kb.kc.kd.ke.(1 - ktn) = 1,495$$

$$e = 2,718$$

Tegangan beton di serat atas ( $f_a$ )

$$= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{MS} + M_{MA}}{S_a}$$

$$= -10178 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah ( $f_b$ )

$$= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{MS} + M_{MA}}{S_b}$$

$$= -8553 \text{ kPa}$$

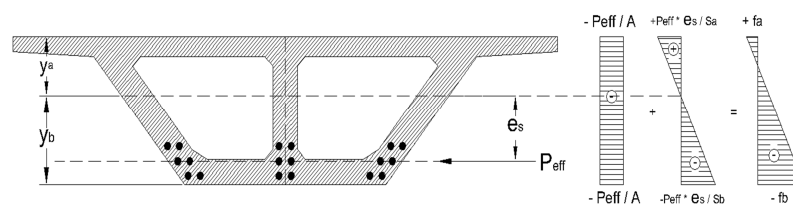
**Tabel 5. 15 Tegangan Service Akibat Beban**

	$\sigma_2$ (kPa)		$\sigma_1$ (kPa)		$\sigma_{cr}$ (kPa)
$f_a$ =	-10178	$f_a$ =	-6557	$f_a$ =	-2809
$f_b$ =	-8553	$f_b$ =	-17622	$f_b$ =	-7036

**Tabel 5. 16 Tegangan akibat susut dan rangkai**

	Susut		Rangkai		Susut dan Rangkai	
$f_a$ =	-2365	kPa	-2809	kPa	-444	kPa
$f_b$ =	1474	kPa	-7036	kPa	-5561	kPa

d. Tegangan Akibat Prategang ( $PR$ )



**Gambar 5. 42 Tegangan Akibat Prategang**

Gaya prestress efektif ( $P_{eff}$ ) = 116579 kN

$$\begin{aligned}
 e_s &= 1,33 \text{ m} \\
 A &= 12,28 \text{ m}^2 \\
 S_a &= 11,5 \text{ m}^3 \\
 S_b &= 7,69 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

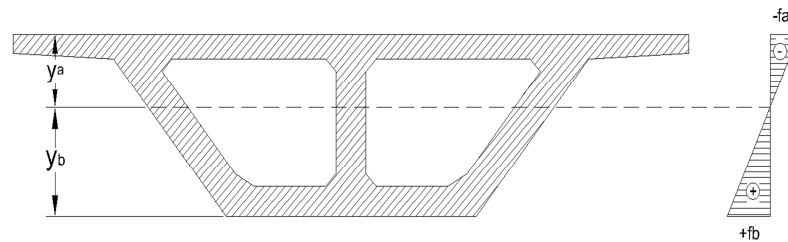
Tegangan beton di serat atas ( $f_a$ )

$$= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_a} = 4019 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah ( $f_b$ )

$$= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_b} = -29793 \text{ kPa}$$

e. Tegangan Akibat Beban Lajur ( $TD$ )



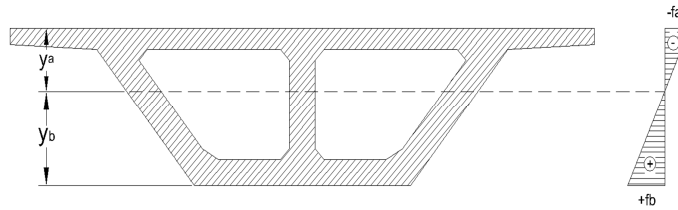
**Gambar 5. 43 Tegangan Akibat Beban Lajur**

$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= 38457 \text{ kNm} \\
 S_a &= 11,5 \text{ m}^3 \\
 S_b &= 7,69 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{TD}}{S_a} = -3343 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{TD}}{S_b} = 5001 \text{ kPa}$$

f. Tegangan Akibat Beban Pejalan Kaki ( $TP$ )



**Gambar 5. 44 Tegangan Akibat Beban Pejalan Kaki**

$$M_{TP} = 3375 \text{ kNm}$$

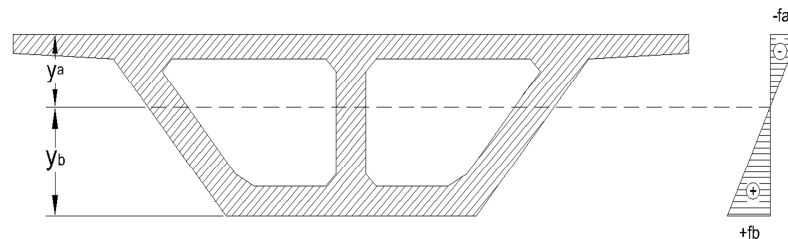
$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{TP}}{S_a} = -293 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{TP}}{S_b} = 438 \text{ kPa}$$

g. Tegangan Akibat Gaya Rem ( $TB$ )



**Gambar 5. 45 Tegangan Akibat Gaya Rem**

$$M_{TB} = 652 \text{ kNm}$$

$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

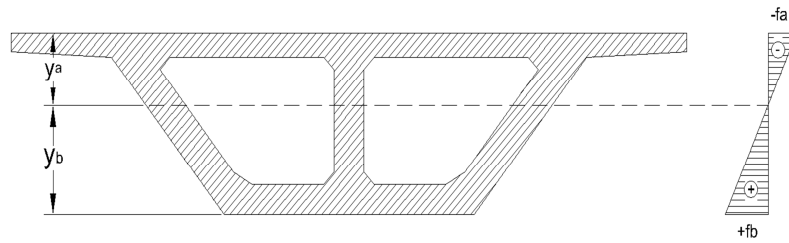
$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{TB}}{S_a} = -56,69 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{TB}}{S_b} = 84,8 \text{ kPa}$$

h. Tegangan Akibat Beban Angin ( $EW$ )





**Gambar 5. 46 Tegangan Akibat Beban Angin**

$$M_{EW} = 1351,5 \text{ kNm}$$

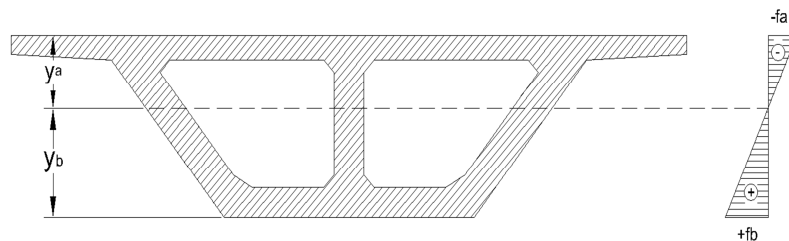
$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{EW}}{S_a} = -117,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{EW}}{S_b} = 157,7 \text{ kPa}$$

- i. Tegangan Akibat Beban Gempa ( $EQ$ )



**Gambar 5. 47 Tegangan Akibat Beban Gempa**

$$M_{EQ} = 48997 \text{ kNm}$$

$$S_a = 11,5 \text{ m}^3$$

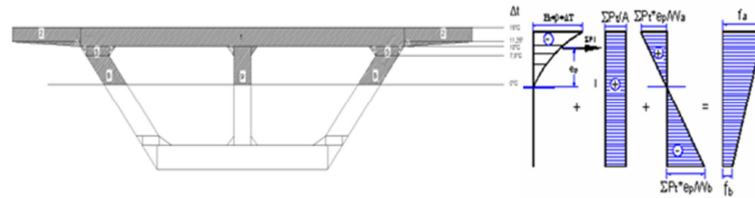
$$S_b = 7,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Tegangan beton di serat atas } (f_a) = -\frac{M_{EQ}}{S_a} = -4259 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah } (f_b) = \frac{M_{EQ}}{S_b} = 6372 \text{ kPa}$$

- j. Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur ( $ET$ )

## 1) Temperatur Gradien

**Gambar 5. 48 Tegangan Akibat Temperatur Gradien**

Perbedaan temperature,  $\Delta T = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$

Modulus elastisitas beton,  $E_c = 36058527 \text{ kPa}$

Koefisien muai,  $\alpha = 0,000011 / \text{ } ^\circ\text{C}$

**Tabel 5. 17 Pehitungan Gaya dan Momen Akibat Temperatur**

no	dimensi		luas tampang A m <sup>2</sup>	$\frac{T_a + T_b}{2}$ °C	Gaya	lengan thd titik berat (m)	Momen
	lebar	tinggi			Pt		Mpt
	m	m			(kN)		(kgcm)
1	9.5	0.4	3.80	12.50	18846.56	1.00	18882.52
2	2	0.3	1.20	13.13	636.96	1.05	670.02
3	2	0.1	0.20	10.63	85.98	0.87	74.68
4	0.173	0.2	0.03	8.76	12.26	0.74	9.01
5	0.528	0.2	0.21	8.76	74.94	0.70	52.60
6	0.17	0.2	0.04	8.76	12.53	0.74	9.21
7	0.2	0.2	0.04	8.76	14.17	0.74	10.42
8	0.52	0.801	0.85	3.76	128.84	0.40	51.66
9	0.6	0.801	0.48	5.00	97.35	0.40	39.03

$$\Sigma P_t = 19909 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{pt} = 19799 \text{ kNm}$$

Tegangan beton di serat atas ( $f_a$ )

$$= -E_c \cdot \beta \cdot \Delta T + \frac{\Sigma P_t}{A} + \frac{\Sigma P_t \cdot e_p}{S_a} = -2607,7 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah ( $f_b$ )

$$= \frac{\Sigma Pt}{A} - \frac{\Sigma Pt.e_p}{S_b} = -954 \text{ kPa}$$

## 2) Temperatur Seragam

Perbedaan temperature,  $\Delta T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$

Koefisien muai,  $\alpha = 0,000011 / \text{ }^\circ\text{C}$

Pnajng bentang,  $L = 60 \text{ m}$

Kekakuan alstomeric bearing,  $K = 15000 \text{ kN/m}$

Tinggi girder,  $H = 3 \text{ m}$

Eksentrisitas,  $e = H/2 = 3/2 = 1,5 \text{ m}$

Temperatur *movement*,  $\delta = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$   
 $= 0,0165 \text{ m}$

Gaya akibat Temperatur *movement*,  $FET = K \cdot \delta$   
 $= 15000 \cdot 0,0165$   
 $= 247,5 \text{ kN}$

Momen akibat temperatur,  $M = e \cdot FET$   
 $= 1,5 \cdot 247,5$   
 $= 371,25 \text{ kNm}$

Gaya geser,  $V = M/L$   
 $= 371,25/60$   
 $= 6,18 \text{ kN}$

Tegangan beton di serat atas ( $f_a$ )  $= -\frac{M_{ET}}{S_a} = -32,27 \text{ kPa}$

Tegangan beton di serat bawah ( $f_b$ )  $= \frac{M_{ET}}{S_b} = 48,28 \text{ kPa}$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan tegangan pada box girder yang dapat dilihat pada tabel 5.20

**Tabel 5. 18 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Tegangan Pada *Box Girder***

Tegangan	Tegangan diserat atas (kPa)	Tegangan diserat bawah (kPa)
MS (mati)	-13275.52	19860.60
MA (mati tambahan)	-922.00	1379.34

PR (prategang)	4019.36	-29793.54
SH (susut/rangkak)	-444.05	-5561
TD (lajur)	-3343.03	5001.28
TB (rem)	-56.69	84.81
TP (pejalan kaki)	-293.38	438.91
EWL (angin kendaraan)	-117.49	175.77
Eun (temperatur seragam)	-32.27	48.28
TG (temperatur gradien)	-2607.73	-954.02
EQ (gempa)	-4259.25	6371.98

#### 5.4.8 Kontrol Kombinasi Tegangan

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada tabel 5.21

**Tabel 5. 19 Kombinasi Kontrol Tegangan**

beban	keadaan batas			
	Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV
MS (mati)	1	1	1	1
MA (mati tambahan)	1	1	1	1
PR (prategang)	1	1	1	1
SH (susut/rangkak)	1	1	1	1
TD (lajur)	1	1.3	0.8	-
TB (rem)	1	1.3	0.8	-
TP (pejalan kaki)	1	1.3	0.8	-
EWL (angin kendaraan)	1	-	-	-
Eun (temperatur seragam)	1	1	1	1
TG (temperatur gradien)	0.5	-	0.5	-
EQ (gempa)	-	-	-	-

**Tabel 5. 20 Kontrol Kombinasi Layan 1**

Tegangan	Tegangan diserat atas (kPa)	Tegangan diserat bawah (kPa)
MS (mati)	-13275.52	19860.60
MA (mati tambahan)	-922.00	1379.34
PR (prategang)	4019.36	-29793.54
SH (susut/rangkak)	-444.05	-5561.22
TD (lajur)	-3343.03	5001.28
TB (rem)	-56.69	84.81
TP (pejalan kaki)	-293.38	438.91
EWL (angin kendaraan)	-117.49	175.77
Eun (temperatur seragam)	-32.27	48.28
TG (temperatur gradien)	-1303.86	-477.01
EQ (gempa)		
Total Tegangan	-15768.93	-8842.79
Tegangan ijin	26487.00	26487.00
keterangan	aman	aman

**Tabel 5. 21 Kontrol Kombinasi Layan 2**

Tegangan	Tegangan diserat atas (kPa)	Tegangan diserat bawah (kPa)
MS (mati)	-13275.52	19860.60
MA (mati tambahan)	-922.00	1379.34
PR (prategang)	4019.36	-29793.54
SH (susut/rangkak)	-444.05	-5561.22
TD (lajur)	-4345.94	6501.66
TB (rem)	-73.69	110.25
TP (pejalan kaki)	-381.40	570.59
EWL (angin kendaraan)		
Eun (temperatur seragam)	-32.27	48.28
TG (temperatur gradien)		
EQ (gempa)		
Total Tegangan	-15455.51	-6884.04
Tegangan ijin	26487	26487
keterangan	aman	aman

**Tabel 5. 22 Kontrol Kombinasi Layan 3**

Tegangan	Tegangan diserat atas (kPa)	Tegangan diserat bawah (kPa)
MS (mati)	-13275.52	19860.60
MA (mati tambahan)	-922.00	1379.34
PR (prategang)	4019.36	-29793.54
SH (susut/rangkak)	-444.05	-5561.22
TD (lajur)	-2674.42	4001.02
TB (rem)	-45.35	67.85
TP (pejalan kaki)	-234.71	351.13
EWL (angin kendaraan)		
Eun (temperatur seragam)	-32.27	48.28
TG (temperatur gradien)	-1303.86	-477.01
EQ (gempa)		
Total Tegangan	-14912.82	-10123.55
Tegangan ijin	26487.00	26487.00
keterangan	aman	aman

**Tabel 5. 23 Kontrol Kombinasi Layan 4**

Tegangan	Tegangan diserat atas (kPa)	Tegangan diserat bawah (kPa)
MS (mati)	-13275.52	19860.60
MA (mati tambahan)	-922.00	1379.34
PR (prategang)	4019.36	-29793.54
SH (susut/rangkak)	-444.05	-5561.22
TD (lajur)		
TB (rem)		
TP (pejalan kaki)		
EWL (angin kendaraan)		
Eun (temperatur seragam)	-32.27	48.28
TG (temperatur gradien)		
EQ (gempa)		
Total Tegangan	-10654.48	-14066.54
Tegangan ijin	26487.00	26487.00
keterangan	aman	aman

#### 5.4.9 Momen Ultimate Pada Box Girder

##### 1. Kapasitas Momen *Ultimate*

Modulus elastis baja prategang (*strands*) ASTM A-416,

$$E_s = 193000000 \text{ kPa}$$

Jumlah total strands,  $n_s = 810 \text{ strands}$

Luas tampang nominal satu strand,  $A_{st} = 0,00014 \text{ m}^2$

Tegangan leleh tendon baja prategang,  $f_{py} = 1676 \text{ MPa} = 1676000 \text{ kPa}$

Tegangan ultimit tendon baja prategang,  $f_{pu} = 1860 \text{ MPa} = 1860000 \text{ kPa}$

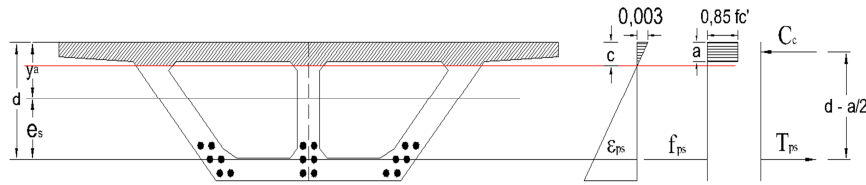
$$f_{py}/f_{pu} = 0,9, \text{ sehingga } \gamma_p = 0,4 \text{ (RSNI T-12-2004)}$$

Luas tampang tendon baja prategang,

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 810 \cdot 0,00014 = 0,1134 \text{ m}^2$$

Kuat tekan beton,  $f'_c = 49,8 \text{ MPa} = 588560 \text{ kPa}$





**Gambar 5. 49 Kapasitas Penampang *Box Girder***

$$\begin{array}{lll}
 B_1 & = 9,5 \text{ m} & t_1 & = 0,4 \text{ m} & y_a & = 1,2 \text{ m} \\
 B_2 & = 2 \text{ m} & t_2 & = 0,3 \text{ m} & e_s & = 1,33 \text{ m}
 \end{array}$$

Tegangan batas prategang ( $f_{ps}$ ) pada keadaan nominal, ditetapkan sebagai berikut:

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

Gaya prategang efektif (setelah *loss of prestress*) = 117030 kN

Tegangan efektif baja prategang,

$$f_{eff} = \frac{P_{eff}}{A_{ps}} = \frac{117030}{0,1134} = 1028035 \text{ kPa}$$

Lebar *flens box girder*,

$$B = B_1 + (2 \cdot B_2) = 9,5 + (2 \cdot 2) = 13,5 \text{ m}$$

Tinggi efektif *box girder*,

$$h_{eff} = y_a + e_s = 1,201 + 1,33 = 2,533 \text{ m}$$

Rasio luas penampang baja prategang,

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{A} = \frac{0,1134}{12,28} = 0,0092$$

Untuk  $f'c = 49,8 \text{ MPa} > 30 \text{ MPa}$  maka nilai:

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30) \\
 &= 0,85 - 0,008 \cdot (49,8 - 30) \\
 &= 0,619
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 < 0,65, \text{ maka dipakai } \beta_1 = 0,65$$

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p \cdot \rho_p \cdot f_{pu}}{\beta_1 \cdot f'c} \right] \\
 &= 1860000 \left[ 1 - \frac{0,28 \cdot 0,0086 \cdot 1860000}{0,65 \cdot 58,86} \right] \\
 &= 1641842 \text{ kPa} < f_{eff} + 400000 = 1505728 \text{ kPa (tidak oke)} \\
 & < 0,8 f_{py} = 1340800 \text{ kPa (tidak oke)}
 \end{aligned}$$

Maka dipakai  $f_{ps} = 1340800 \text{ kPa}$  (terkecil)

Gaya internal tendon baja prategang,

$$\begin{aligned}
 T_{ps} &= A_{ps} \cdot f_{ps} \\
 &= 0,1134 \cdot 1340800 = 152046,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{(0,85 \cdot f'c \cdot b)} = \frac{0,1134 \cdot 1340800}{(0,85 \cdot 58860 \cdot 13,5)} = 0,225 \text{ m}$$

Momen nominal,

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left( heff - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,1134 \cdot 1340800 \cdot \left( 2,533 - \frac{0,225}{2} \right) \\
 &= 368083,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Kapasitas momen *ultimate box girder* prategang,

$$\begin{aligned}
 M_{uk} &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,8 \cdot 368083,7 \\
 &= 294467 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

## 2. Momen *Ultimate* Akibat Beban

### a) Momen akibat susut dan rangkai

Gaya internal akibat susut,  $ps = 30167 \text{ kN}$

Eksentrisitas gaya susut terhadap pusat penampang,  $e' = 1 \text{ m}$

Momen akibat susut,

$$MS = -1/2 \cdot ps \cdot e' = -1/2 \cdot 30167 \cdot 1 = -15112,5 \text{ kNm}$$

Momen akibat rangkai,

$$M_R = f_{ar} \cdot s_a = 10193,65 \cdot 11,50 = 32457,8 \text{ kNm}$$

Momen akibat susut dan rangkai

$$M_{SH} = -15112,5 + 32457,8 = 17345 \text{ kNm}$$

b) Momen akibat pengaruh temperatur gradien

$$\text{Gaya internal temperature gradien, } p_t = 19909 \text{ kN}$$

$$\text{Eksentrisitas gaya susut terhadap pusat penampang, } e' = 0,99 \text{ m}$$

Momen akibat susut,

$$M_S = 1/2 \cdot p_t \cdot e' = 1/2 \cdot 19909 \cdot 0,99 = 9899,58 \text{ kNm}$$

c) Momen akibat pengaruh temperature seragam

$$M_{un} = 371,25 \text{ kNm (sudah dihitung di perhitungan tegangan)}$$

Momen *ultimate* dihitung dengan mengalikan momen yang bekerja dengan faktor beban *ultimate*. Hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.26.

**Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Momen Ultimit**

Beban	Momen
	kNm
MS (mati)	152717.4
MA (mati tambahan)	10606.39
SH (susut/rangkai)	17345.22
TD (lajur)	38457.19
TB (rem)	652.125
TP (pejalan kaki)	3375
EWL (angin kendaraan)	1351.543
Eun (temperatur seragam)	371.25
TG (temperatur gradien)	9899.575
EQ (gempa)	48997.15

### 3. Kontrol Kombinasi Pembebanan

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan yang digunakan untuk kontrol momen yang terjadi pada balok *box girder* yang dapat dilihat pada Tabel 5.26.



#### 5.4.10 Lendutan Pada *Box Girder*

- a. Lendutan Pada Keadaan Awal (Transfer)

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *box girder* prategang,  $e_s = 1,33$  m

Momen inersia tampang *box girder*,  $I_x = 13,82$  m<sup>4</sup>

Gaya prategang awal,  $P_t = 135000$  kN

Momen maksimal akibat berat sendiri,  $M_{BS} = 128766,2$  kNm

Modulus elastis beton,  $E_c = 3605827$  kPa

Panjang bentang jembatan,  $L = 60$  m

$$\begin{aligned} Q_{PT} &= 8 \cdot P_t \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 135000 \cdot \frac{1,33}{60^2} = 399,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_{BS}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{128766,2}{60^2} = 286,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-399,47 + 286,14) \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = -0,0383 \text{ m} \end{aligned}$$

- b. Lendutan Setelah *Loss of Prestress*

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *box girder* prategang,  $e_s = 1,33$  m

Momen maksimal akibat berat sendiri,  $M_T = 205808$  kNm

Gaya efektif,  $P_{eff} = 116579$  kN

$$\begin{aligned} Q_{PT} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 116579 \cdot \frac{1,33}{60^2} = 346,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_T &= 8 \cdot \frac{M_T}{L^2} \\
 &= 8 \cdot \frac{205808}{60^2} = 163,455 \text{ kN/m} \\
 \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_T) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-346,3 + 457,35) \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,037 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Lendutan pada *Box Girder* Akibat Beban

1) Lendutan Akibat Berat Sendiri (*MS*)

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{MS} \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{339,37 \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,1148 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (*MA*)

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{MA} \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{23,56 \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,008 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3) Lendutan Akibat *Prestress* (*PR*)

$$\begin{aligned}
 Q_{eff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\
 &= 8 \cdot 116579 \cdot \frac{1,33}{60^2} = 346,3 \text{ kN/m} \\
 \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-Q_{eff} \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-346,3 \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = -0,0117 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4) Lendutan Akibat Susut dan Rangkak

a) Lendutan Akibat Susut

$$Q_{PS} = 8 \cdot P_{PS} \cdot \frac{e'}{L^2}$$

$$= 8 \cdot 30167,5 \cdot \frac{1,001}{60^2} = 67,16 \text{ kN/m}$$

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

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{67,16 \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,022 \text{ m}$$

b) Lendutan Akibat Rangkak

Lendutan setelah *loss of prestress*,  $\delta_1 = 0,037 \text{ m}$

Lendutan saat transfer,  $\delta_2 = -0,038 \text{ m}$

Lendutan akibat rangkak,  $\delta_3 = -0,076 \text{ m}$

c) Superposisi Akibat Rangkaian dan Susut

$$\delta = 0,0227 + (-0,076) = -0,053 \text{ m}$$

5) Lendutan Akibat Beban Lajur “D” ( $T_D$ )

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

$$= \frac{1}{48} \cdot \frac{640 \cdot 60^3}{(36058527 \cdot 13,82)} +$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{54,125 \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)}$$

$$= 0,0297 \text{ m}$$

6) Lendutan Akibat Beban Pejalan Kaki ( $T_P$ )

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

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{7,5 \cdot 60^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,0025 \text{ m}$$

7) Lendutan Akibat Beban Rem ( $T_B$ )

$$\delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{TB} \cdot L^3}{(Ec \cdot I_x)}$$

$$= \frac{1}{48} \cdot 43,475 = 0,00039 \text{ m}$$

- 8) Lendutan Akibat Temperatur Gradient (*TG*)

$$\begin{aligned} \delta &= 0,0642 \frac{\sum P_t \cdot e_p \cdot L^2}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= 0,0642 \cdot \frac{19909 \cdot 0,99 \cdot 60^2}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,009 \text{ m} \end{aligned}$$

- 9) Lendutan Akibat Temperatur Seragam

$$\begin{aligned} &= 0,0642 \frac{Mun \cdot L^2}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= 0,0642 \cdot \frac{371,25 \cdot 60^2}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,00017 \text{ m} \end{aligned}$$

- 10) Lendutan Akibat Beban Angin (*EW*)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EW} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{3 \cdot 40^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,001 \text{ m} \end{aligned}$$

- 11) Lendutan Akibat Beban Gempa (*EQ*)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EQ} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{108,88 \cdot 40^4}{(36058527 \cdot 13,82)} = 0,0368 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil lendutan yang terjadi pada *box girder* yang dapat dilihat pada tabel 5.29



**Tabel 5. 27 Lendutan Pada *Box Girder***

Beban	Lendutan (m)
MS (mati)	0.11487
MA (mati tambahan)	0.00798
PR (prategang)	-0.11722
SH (susut/rangkak)	-0.05321
TD (lajur)	0.02973
TB (rem)	0.00039
TP (pejalan kaki)	0.00254
EWL (angin kendaraan)	0.00102
Eun (temperatur seragam)	0.00017
TG (temperatur gradien)	0.00918
EQ (gempa)	0.03685
Total	0.03230

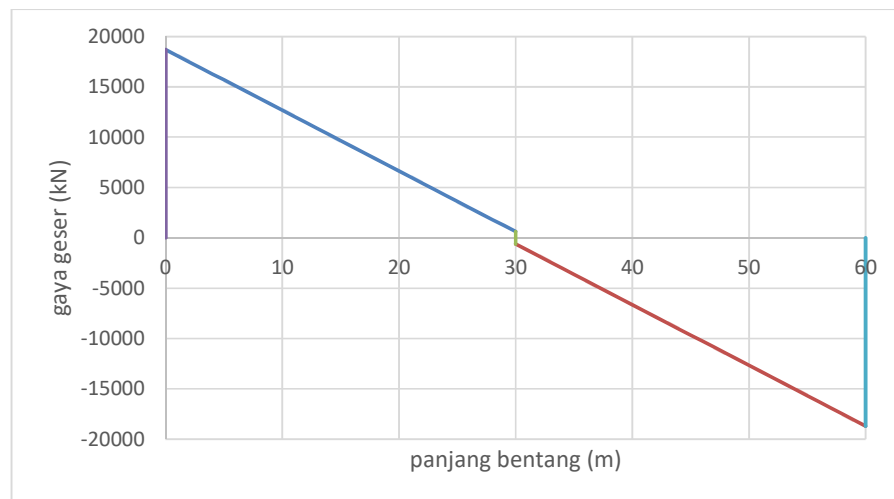
Total lendutan yang terjadi adalah  $\delta_T = 0,03$  m (kebawah)

Lendutan maksimum yang diijinkan,

$$\delta = L/240 = 60/240 = 0,25 \text{ m} > \delta_T = 0,03 \text{ m (aman)}$$

#### 5.4.11 Desain Geser Pada Balok

Berikut ini adalah gaya geser yang terjadi balok akibat kombinasi terbesar yaitu pada kombinasi Kuat 1 yang dapat dilihat pada Gambar 5.50



**Gambar 5. 50 Diagram Gaya Geser Maksimum Yang Terjadi Pada Balok**

Mutu beton,	$f_c'$	= 49,8 MPa
Luas Penampang balok,	$A_g$	= 12,28 m <sup>2</sup>
Lebar balok menahan geser,	$b_w$	= 1,8 m
Tinggi efektif penampang balok,	$d$	= 2,53 m
Factor reduksi geser,	$\phi$	= 0,7
Gaya geser maksimum,	$V_u$	= 18717,4 kN
Gaya prategang efektif,	$N_u$	= 116579175 N
$V_s$ maksimum =	$(1 + \frac{0,3 N_u}{A_g}) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d$	

$$= \frac{2}{3} \sqrt{49,8} \cdot 1800 \cdot 23530 / 1000$$

$$= 23324,5 \text{ kN}$$

Syarat :  $V_u < \phi (V_c + V_s \text{ maksimum})$

$$18717,4 < 32030 \text{ kN (oke)}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (1 + \frac{0,3 N_u}{A_g}) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \\ &= (1 + \frac{0,3 \cdot 116579175}{12,28}) \cdot \frac{\sqrt{49,8}}{6} \cdot 1800 \cdot 2530 / 1000 \\ &= 22433 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,7 \cdot 22433$$

$$= 15703 \text{ kN}$$

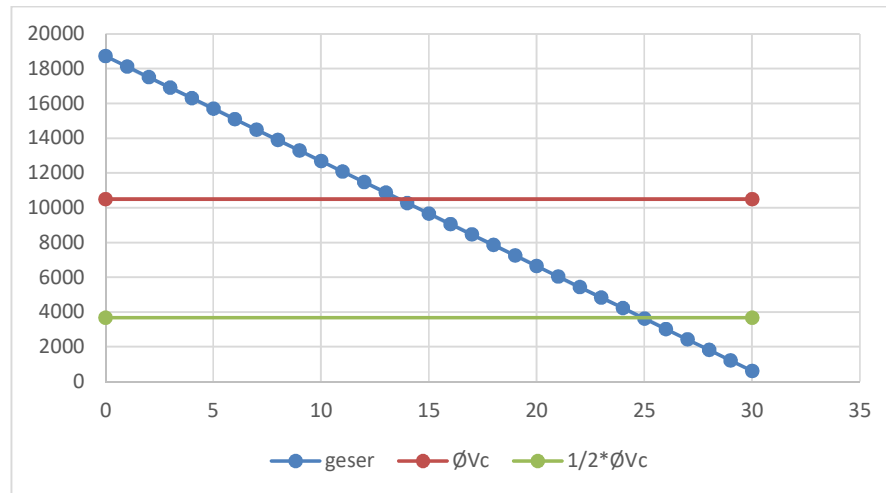
$$\frac{1}{2} \phi V_c = 15703/2$$

$$= 7851 \text{ kN}$$

Dipakai diameter tulangan sengkang 25 mm dan jumlah kaki 6, maka

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 2945 \text{ mm}^2$$

Berikut ini adalah diagram derah yang ditahan oleh sengkang dan beton yang dapat dilihat pada gambar



**Gambar 5. 51 Daerah Diagram Yang Ditahan Oleh Sengkang dan Beton**

- a. Daerah  $V_u > \phi V_c$ ,

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan sengkang } V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 18717 - 15703 \\ &= 11370 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2945 \cdot 400 \cdot 2530}{11370 \cdot 1000} = 262 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

- b. Daerah  $1/2 \phi V_c < V_u < \phi V_c$ ,

dipakai sengkang minimum

$$S = d/2 = 2530/2 = 1266 \text{ mm, atau}$$

$$S = 600 \text{ mm,}$$

Dipakai  $s = 600 \text{ mm}$

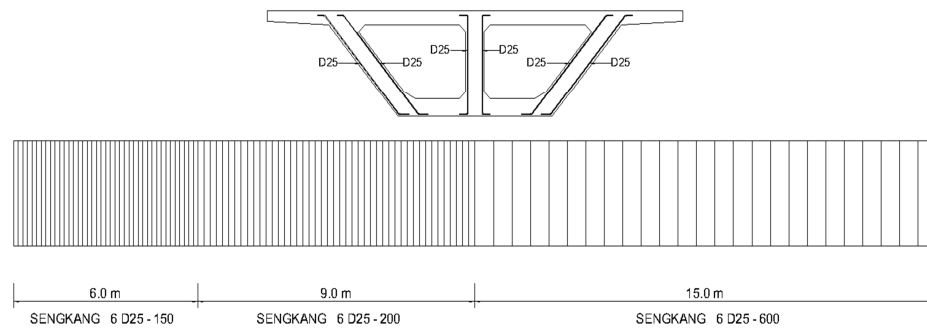
- c. Daerah  $V_u < 1/2 \phi V_c$

Dipakai  $S = 600 \text{ mm}$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan geser balok prategang yang dapat dilihat pada tabel 3.30 dan gambar penulangan geser balok yang dapat dilihat pada gambar 5.42

**Tabel 5. 28 Rekapitulasi Perhitungan Geser Balok**

X (m)	S (mm)	X (m)	S (mm)
0	150	16	600
1	150	17	600
2	150	18	600
3	150	19	600
4	150	20	600
5	150	21	600
6	150	22	600
7	200	23	600
8	200	24	600
9	200	25	600
10	200	26	600
11	200	27	600
12	200	28	600
13	200	29	600
14	200	30	600
15	200		

**Gambar 5. 52 Penulangan Geser Pada Box Girder****5.4.12 Tulangan Non Prategang**

Ketentuan perhitungan tulangan non-prategang minimum pada balok prategang yaitu menurut RSNI-T-12-2004 luas tulangan non-prategang minimum harus dihitung dari 0,4%  $A$ .

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter,  $D = 25\text{mm}$

$$\text{Luas tulangan, } A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

## 1. Bagian Tepi

$$\text{Tebal plat dinding, } t_4 = 0,60 \text{ m} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan susut, } \rho = 0,4 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan susut, } A_s &= \rho \cdot t_4 \cdot 1000 \\ &= 0,4\% \cdot 600 \cdot 1000 = 2400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} \\ &= \frac{490,87 \cdot 1000}{2400} = 204,5 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai **D25-200**

## 2. Bagian Tengah

$$\text{Tebal plat dinding, } t_4 = 0,60 \text{ m} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan susut, } \rho = 0,4 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan susut, } A_s &= \rho \cdot t_4 \cdot 1000 \\ &= 0,4\% \cdot 600 \cdot 1000 = 2400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} \\ &= \frac{490,87 \cdot 1000}{2400} = 204,5 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai **D25-200**

## 3. Bagian Bawah

$$\text{Tebal plat dinding, } t_4 = 0,50 \text{ m} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan susut, } \rho = 0,4 \%$$

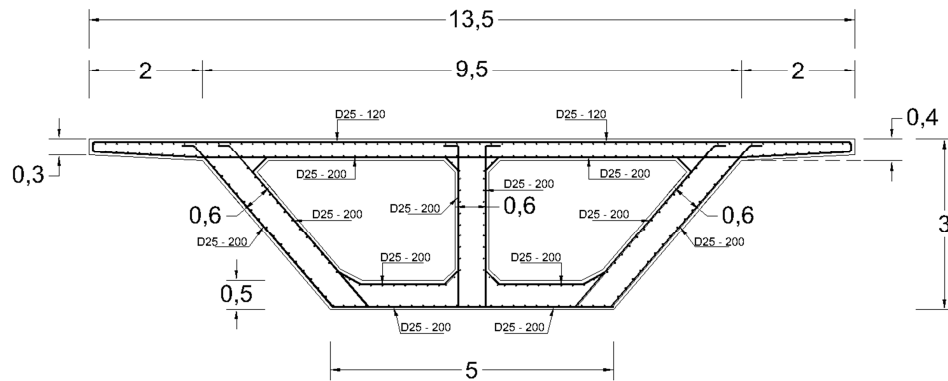
$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan susut, } A_s &= \rho \cdot t_4 \cdot 1000 \\ &= 0,4\% \cdot 500 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{1D} \cdot 1000}{A_s} \\ &= \frac{490,87 \cdot 1000}{2000} = 245 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai **D25-200**

Berikut ini adalah penulangan non prategang pada *box girder* yang dapat dilihat pada gambar



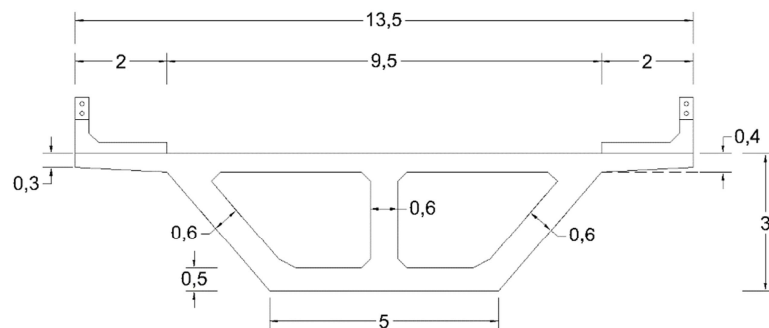
**Gambar 5. 53 Penulangan Non Prategang Box Girder**

## 5.5 Perhitungan Pilar

### 5.5.1 Data Teknis

Perencanaan pilar / Pilar jembatan Grindulu ini memerlukan beberapa data untuk perencanaan. Adapun data perencanaan untuk pilar sebagai berikut :

Data Struktur Atas



**Gambar 5. 54 Struktur Atas Jembatan Pada Pilar**

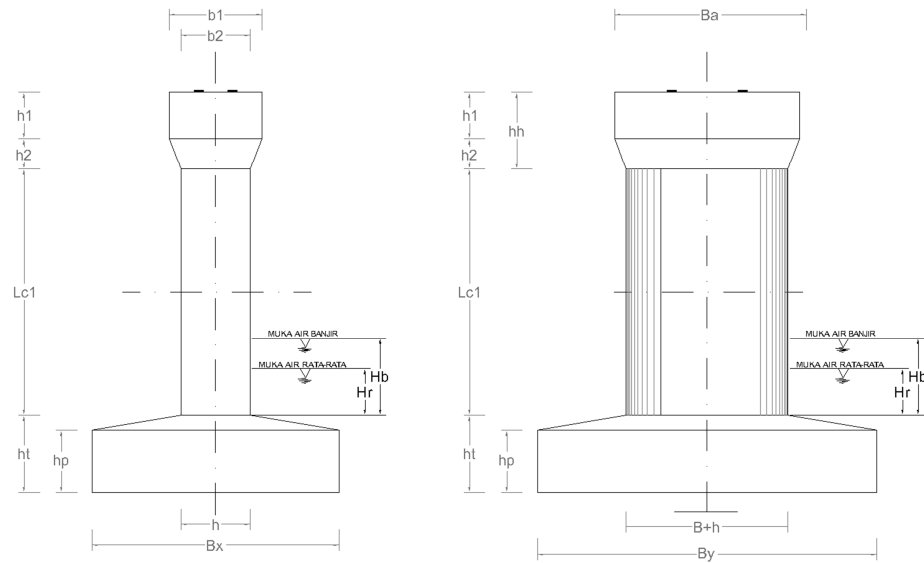
Ketentuan-ketentuan umum perencanaan Pilar jembatan terdiri dari :

Data struktur atas jembatan :

1. Panjang bentang jembatan (L) = 60 m
2. Tebal slab lantai jembatan (ts) = 0,4 m

- |   |          |
|---|----------|
| 3. Tebal lapisan aspal + overlay (ta)   | = 0,09 m |
| 4. Tebal genangan air hujan (th)        | = 0,05 m |
| 5. Lebar jalur lalu lintas (b1)         | = 9,5 m  |
| 6. Lebar trotoar (b2)                   | = 2 m    |
| 7. Tebal trotoar (tt)                   | = 0,25 m |
| 8. Lebar total jembatan (b)             | = 13,5 m |
| 9. Tebal elastomer (he)                 | = 0,05 m |
| 10. Tinggi bidang samping jembatan (ha) | = 3 m    |

Pada desain jembatan Grindulu menggunakan beberapa tipe pilar, namun untuk perhitungan hanya digunakan 1 tipe karena dimensi pilar yang berbeda hanya pada tinggi kolom ( $L_c$ ). Hasil kombinasi pembebanan terbesar yang akan digunakan sebagai desain pilar. Pada perencanaan dimensi awal dari pilar jembatan yang berupa headstock, kolom, pile cap dan tiang pancang berdasarkan ukuran beberapa acuan. Untuk headstock penentuan dimensi berdasarkan dimensi girder yang akan dipasang, penentuan dimensi tidak boleh terlalu kecil karena kolom yang terlalu lentur sangat bahaya apabila digunakan untuk itu perlu diperhatikan antara dimensi kolom dengan tingginya yang berdasarkan tinggi beda elevasi antara jembatan dan permukaan tanah, penentuan dimensi pile cap harus sangat diperhatikan karena pada pilecap pilar jembatan selain menahan gaya aksial juga menahan momen yang besar sehingga mampu menahan gaya guling maupun geser yang disebabkan oleh kombinasi beban yang terjadi pada pile cap, maka dari itu syarat panjang pilecap minimal adalah  $2/3$  tinggi total pilar jembatan, dan penentuan dimensi pondasi tiang pancang harus sesuai dengan panjangnya sehingga tiang pancang tidak elastis dan berbahaya sedangkan untuk penentuan kedalaman tiang harus mencapai kedalaman tanah batuan sehingga daya dukung aksial dan lateralnya tinggi. Namun dimensi tersebut perlu ditrial dan diperhitungkan sehingga aman terhadap gaya yang terjadi. Untuk lebih jelas data struktur bawah pilar adalah seperti gambar 5.46 dan tabel 5.31 berikut ini.



**Gambar 5. 55 Struktur Bawah Pilar**

**Tabel 5. 29 Dimensi Struktur Bawah Pilar Jembatan Yang Dipakai**

HEADSTOCK				DATA SUNGAI		
notasi	(m)	notasi	(m)	kedalaman air	notasi	(m)
b1	3	h1	1.5	saat banjir tencana	Hb	5.5
b2	3	h2	1	rata-rata tahunan	Hf	3
Ba	6	hh	2.5	sudut arah aliran sungai thd pilar		0
KOLOM PILAR				TANAH DASAR PILE CAP		
B	3	LC	8	berat volume, $w_s =$	15.6	kN/m <sup>3</sup>
h	2.25			sudut gesek, $\Phi =$	20.5	o
PILE CAP				kohesi, C =	3.5	Kpa
hp	2	By	11	Nilai NSPT	52	
ht	2.5	Bx	8			



### 5.5.2 Pembebanan Pada Pilar

Desain struktur pilar dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan dibawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimate untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan pada SNI-1726-2016.

Pada perencanaan pilar di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi stuktur dari pilar.

#### 1. Berat Sendiri ( MS )

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikul dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

##### a. Berat sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas meliputi trotoar dan balok prategang. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada Tabel 5.32 berikut.

**Tabel 5. 30 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas**

No	Beban Struktur Atas	Jumlah	Berat w (kN/m)	Bentang L (m)	Berat (kN)
1	Balok Prategang	1	339,37	60	20362,32
2	trotoar dan pagar tepi	2	53,225	60	3193,5
total berat sendiri struktur atas				WMS =	23555,82

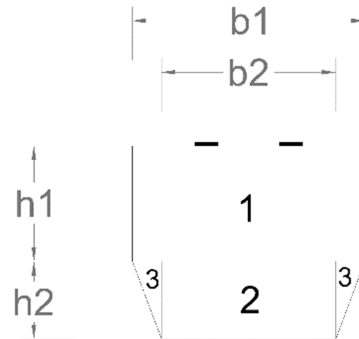
Letak titik berat struktur atas terhadap fondasi,

$$\begin{aligned}
 z_a &= h_t + L_c + h_h + h_e + h_a/2 \\
 &= 2,5 + 8 + 2,5 + 0,05 + 3/2 \\
 &= 14,55 \text{ m}
 \end{aligned}$$

##### b. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri Pilar head / headstock, Pilar dan pile cap.

## 1) Berat headstock

**Gambar 5. 56 Potongan Headstock Pilar**

Perhitungan beban mati akibat berat sendiri headstock / Pilar head disajikan pada tabel 5.33 berikut ini.

**Tabel 5. 31 Perhitungan Beban Mati Headstock**

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan Terhadap Alas		Momen Stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	shape		y	(m)	
1	3	1,5	6	1	432	$hh - h1/2$	1,75	756
2	2,25	1	6	1	115,2	$hh- h1 - h2/2$	0,5	57,6
3	1,1	1	6	0,5	79,2	$2/3 * h3$	0,67	52,8
Wh =					626,4		Mh =	866,4

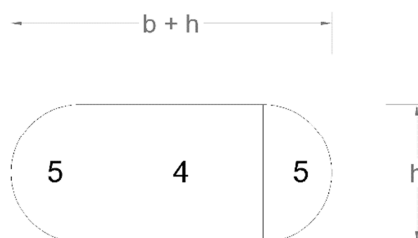
Letak titik berat headstock terhadap alas,

$$yh = Mh/Wh = 866,4 / 626,4 = 1,38 \text{ m}$$

Letak titik berat headstock terhadap dasar fondasi,

$$zh = yh + Lc + ht = 1,38 + 8 + 2,5 = 11,88 \text{ m}$$

## 2) Berat kolom Pilar

**Gambar 5. 57 Potongan Kolom Pilar**

**Tabel 5. 32 Perhitungan Beban Mati Kolom**

no	parameter berat bagian				berat (kN)	lengan terhadap alas		momen stat (kNm)	
	b (m)	h (m)	L (m)	shape		y	(m)		
1	3	2.25	5,25	1	850,5	Lc/2	4	3402	
2	0	2.25	5,25	$\pi/4 * h^2$	500,98	Lc/2	4	2003,94	
Wc =					1351,48			Mc =	5405,9

Letak titik berat kolom Pilar terhadap alas,

$$y_c = Mc/W_c = 5405,9/1902,9507 = 5 \text{ m}$$

Letak titik berat kolom Pilar terhadap dasar fondasi,

$$z_c = y_c + h_t = 5 + 2,5 = 7,5 \text{ m}$$

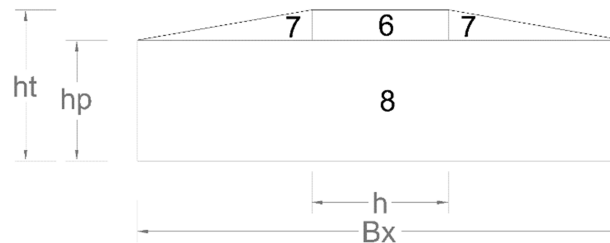
Luas penampang kolom Pilar,

$$A = (B \cdot h + 1/4 \cdot \pi \cdot h^2) = 2 \cdot (4 \cdot 1,5 + 1/4 \cdot \pi \cdot 1,5^2) = 7,7671 \text{ m}^2$$

Lebar ekuivalen kolom Pilar,

$$B_e = A/h = 7,7671/1,5 = 5,1780 \text{ m}$$

### 3) Berat pile cap Pilar

**Gambar 5. 58 Potongan Pile Cap Pilar**

Perhitungan beban mati akibat berat sendiri pile cap Pilar disajikan pada tabel 5.435 berikut ini.

**Tabel 5. 33 Perhitungan Beban Mati Pile Cap Pilar**

no	parameter berat bagian				berat (kN)	lengan terhadap alas		momen stat (kNm)	
	b (m)	h (m)	L (m)	shape		y	(m)		
8	2,25	0,5	11	1	297	$hp+(ht-hp)/2$	2,25	668,25	
9	2,875	0,5	11	0,5	189,75	$hp+(ht-hp)/3$	2,17	411,12	
10	8	2	11	1	4224	$hp/2$	1	4224	
Wp =					4710,75			Mp =	5303,37

Letak titik berat pile cap Pilar terhadap alas,

$$y_p = M_p/W_p = 5303,37/4710,75 = 1,125 \text{ m}$$

Letak titik berat pile cap Pilar terhadap dasar fondasi,

$$z_p = y_p = 1,125 \text{ m}$$

**Tabel 5. 34 Beban Total Akibat Berat Sendiri Pilar**

No	Jenis Kontruksi	Simbol	Berat (kN)
1	headstock	Wh =	626,4
2	kolom pilar	Wc =	1351,48
3	pile cap	Wp =	4710,75
total berat sendir str bawah		PMS =	6688,63

Berat sendiri pada fondasi,

$$\begin{aligned} \text{PMS} &= \text{WMS} + \text{PMSbawah} \\ &= 23555,8 + 6688,63 = 30244,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat sendiri pada kolom Pilar,

$$\begin{aligned} \text{PMS} &= \text{WMS} + \text{Wh} + \text{Wc} \\ &= 23555,8 + 626,4 + 1351,48 = 25533,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 5.37 berikut ini.

**Tabel 5. 35 Perhitungan Beban Mati Tambahan**

no	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	Lap. Aspal dan overlay	0,09	9,5	60	1	22	1128,6
2	Lights		0,5	60	2		60
3	Air hujan	0,05	9,5	60	1	9,8	279,3
						WMA =	1467,9

Letak titik berat beban mati tambahan terhadap fondasi,

$$\begin{aligned} z_a &= h_t + L_c + h_h + h_e + h_a/2 \\ &= 2,5 + 8 + 2,5 + 0,05 + 3/2 = 14,55 \text{ m} \end{aligned}$$

### 3. Beban Lajur “D” ( TD )

Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).

Panjang bentang,  $L = 60$  m

Lebar jalur lalu-lintas,  $B = 9,6$  m

#### a. Beban Terbagi Merata (BTR)

$$q = 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa, untuk } L = 60 \text{ m}$$

$$= 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{60} \right)$$

$$= 6,75 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur :

Beban merata pada balok (BTR) :

$$QTR = 6,75 \times 9,5$$

$$= 64,125 \text{ kN/m}$$

#### b. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis BGT mempunyai intensitas  $p = 49,0$  kN/m

Panjang jembatan ( $L$ ) = 70 m > 50 m, sehingga

$$DLA = 0,525 - (0,0025 \times 60)$$

$$= 0,375$$

Beban terpusat pada balok,

$$PGT = (1 + DLA) \cdot p \cdot b$$

$$= (1 + 0,375) \cdot 49 \cdot 9,5 = 640 \text{ kN}$$

Beban pada pilar akibat beban lajur D

$$P_{TD} = (QTR \cdot L) + PGT$$

$$= (64,125 \cdot 60) + 640$$

$$= 4487,5 \text{ kN}$$

### 4. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki ( TP )

Besarnya beban pejalan kaki bergantung pada luas trotoar yang menopangnya.

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut.

$$\text{Lebar trotoar} > 600 \text{ m} : q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang trotoar tiap bentang } (L) = 60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar } (b_t) = 2 \text{ m}$$

$$P_{TP} = q \cdot b_t \cdot L = 5 \cdot 2 \cdot 60 = 450 \text{ kN}$$

#### 5. Gaya Rem ( TB )

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan, dan dianggap bekerja pada ketinggian 1.80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan ( $L$ ) sebagai berikut.

- a. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 5\% \cdot (500 + 60 \times 64,125) \\ &= 217,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. 25% dari berat gandartruk desain

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 25\% \cdot 500 \\ &= 125 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Gaya rem digunakan = 217,5 kN

Lengan terhadap fondasi,

$$\begin{aligned} Y_{TB} &= h_t + L_c + h_h + h_e + h_b + t_a \\ &= 2,5 + 10 + 2,45 + 0,05 + 1,85 + 0,1 = 17,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 254,5454 \cdot 17,5 = 4340 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{TB} = L_c + h_h + h_e + h_b + t_a = 14,55 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

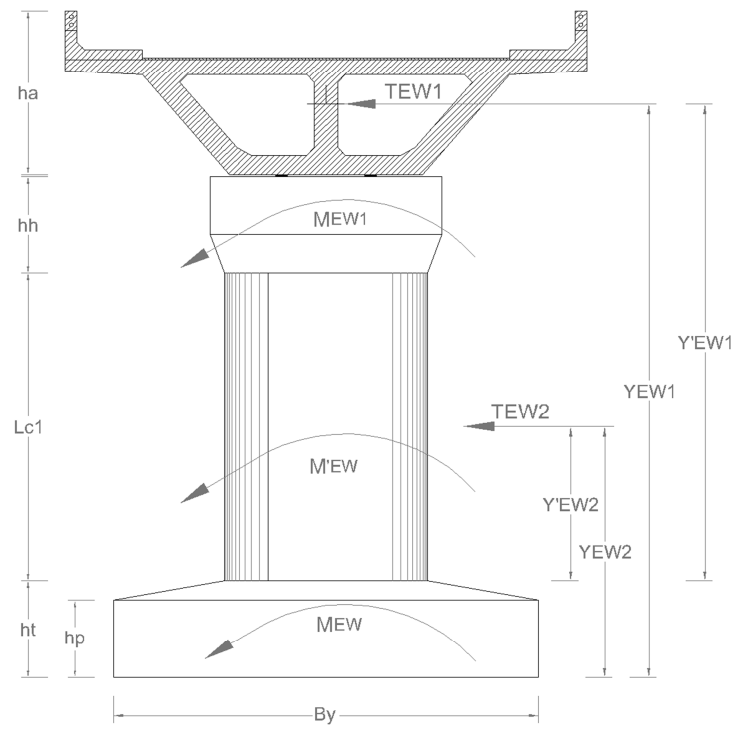
$$M_{TB} = T_{TB} \cdot Y'_{TB} = 254,5454 \cdot 14,55 = 3703,6364 \text{ kNm}$$

#### 6. Beban Angin ( EW )

- a. Beban angin arah y (melintang jembatan)

- 1) Beban angin pada struktur atas

Arah beban angin tegak lurus arah memanjang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.50 berikut ini.



**Gambar 5. 59 Beban Angin Arah Y Pada Pilar**

Beban angin pada struktur atas

Kecepatan gesekan angin,  $V_o = 13,2 \text{ km/jam}$

Kecepatan angin rencana,  $V_B = 100 \text{ m/dt}$

Kecepatan angin pada elevasi 10000 m,  $V_{10} = 100 \text{ m/dt}$

Elevasi struktur,  $Z = 8000 \text{ mm}$

Panjang gesekan di hulu jembatan,  $Z_0 = 70 \text{ mm}$

Kecepatan angin rencana pada elevasi z,

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \\ &= 2,5 \cdot 13,2 \cdot \left(\frac{100}{100}\right) \cdot \ln\left(\frac{8000}{70}\right) \\ &= 156,3 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin dasar,  $P_B = 0,0024 \text{ Mpa}$   
 $= 2.4 \text{ Kpa}$

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

$$= 2,4 \cdot \left(\frac{156,3}{100}\right)^2$$

$$= 5,86 \text{ kN/m} > 4,4 \text{ kNm (oke)}$$

Bentang jembatan,  $L = 60 \text{ m}$

Tinggi bidang samping jembatan,  $h_a = 4,25 \text{ m}$

Luas bidang samping,  $Ab = h_a \cdot L = 4,25 \cdot 60 = 180 \text{ m}^2$

Beban akibat angin,

$$TEW1 = P_D \cdot Ab = 5,86 \cdot 180 = 1056 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$YEW = ht + Lc + hh + he + h_a / 2$$

$$= 2,5 + 8 + 2,5 + 0,05 + 4,25/2 = 14,55 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$MEW1 = TEW1 \cdot YEW = 1056 \cdot 14,55 = 15370 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'EW = Lc + hh + he + h_a / 2$$

$$= 8 + 2,5 + 0,05 + 4,25/2 = 12,05 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'EW1 = TEW1 \cdot Y'EW = 1056 \cdot 12,05 = 12729 \text{ kNm}$$

## 2) Beban angin pada struktur bawah

Tinggi bidang samping struktur bawah,  $h = Lc + hh = 10,5 \text{ m}$

Luas bidang samping,  $Ab = \text{tebal} \cdot h$

$$= 2,25 \cdot 10,5 = 23,6 \text{ m}^2$$

Tekanan angin dasar,  $P_D = 0,0019 \text{ Mpa}$

$$= 1,9 \text{ Kpa}$$

Beban akibat angin,

$$TEW2 = P_D \cdot Ab = 1,9 \cdot 23,6 = 44,9 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$YEW = ht + (Lc + hh) / 2$$

$$= 2,5 + (8 + 2,5) / 2 = 7,75 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$MEW1 = TEW1 \cdot YEW = 44,9 \cdot 7,75 = 347,9 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,



$$Y'_{EW} = (L_c + h_h) / 2$$

$$= (8 + 2,5) / 2 = 5,25 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'_{EW1} = TEW1 \cdot Y'_{EW} = 44,9 \cdot 5,25 = 235,6 \text{ kNm}$$

Total beban angin,

$$TEW = TEW1 + TEW2 = 1101,3 \text{ kN}$$

Total momen pada fondasi akibat angin,

$$MEW = MEW1 + MEW2 = 15719 \text{ kNm}$$

Total momen pada kolom Pilar akibat angin,

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 12965 \text{ kNm}$$

3) Transfer beban angin pada kendaraan

$$TEW = 1,46 \text{ kN/m}$$

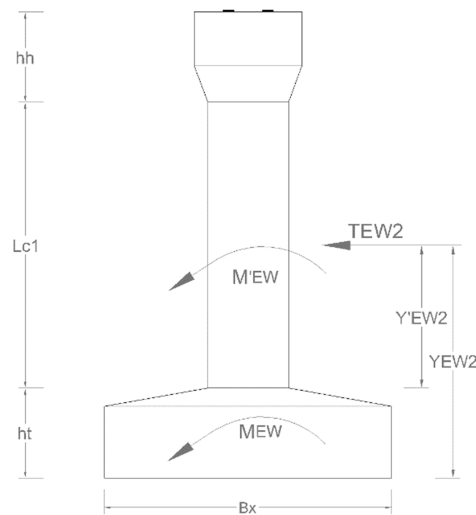
Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi,  $h = 1,8 \text{ m}$  dan jarak antar roda,  $x = 1,75 \text{ m}$

$$PEW = (h/x) \cdot TEW \cdot L$$

$$= (1,8/1,75) \cdot 1,46 \cdot 60$$

$$= 90,1 \text{ kN}$$

b. Arah x (memanjang jembatan)



**Gambar 5. 60 Beban Angin Arah X Pada Pilar**

Tinggi bidang samping struktur bawah,  $h = L_c + h_h = 10,5 \text{ m}$

Luas bidang samping,  $A_b = \text{tebal} \cdot h$   
 $= 5,25 \cdot 10,5 = 55 \text{ m}^2$

Tekanan angin dasar,  $P_D = 0,0019 \text{ Mpa}$   
 $= 1,9 \text{ Kpa}$

Beban akibat angin,

$TEW_2 = P_D \cdot A_b = 1,9 \cdot 55 = 104 \text{ kN}$

Lengan terhadap fondasi,

$YEW = h_t + (L_c + h_h) / 2$   
 $= 2,5 + (8 + 2,5) / 2 = 7,75 \text{ m}$

Momen akibat gaya angin,

$MEW_1 = TEW_1 \cdot YEW = 104 \cdot 7,75 = 811,7 \text{ kNm}$

Lengan terhadap kolom Pilar,

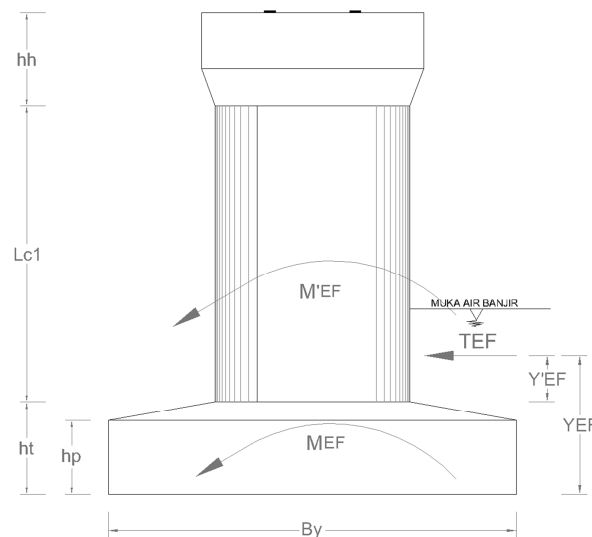
$Y'EW = (L_c + h_h) / 2$   
 $= (8 + 2,5) / 2 = 5,25 \text{ m}$

Momen akibat gaya angin,

$M'EW_1 = TEW_1 \cdot Y'EW = 104 \cdot 5,25 = 549,9 \text{ kNm}$

## 7. Aliran air

### a. Gaya Seret Arah Y (Melintang Jembatan)



**Gambar 5. 61** Beban Gaya Seret Arah Y

Koefisien sudut seret,  $C_D = 0,7$

Kecepatan aliran air rerata banjir,  $V_s = 3 \text{ m/dt}$

Sudut arah aliran terhadap Pilar,  $\theta = 0^\circ$

Kedalaman air banjir,  $H_b = 5,5 \text{ m}$

Lebar Pilar tegak lurus aliran,  $h = 2,25 \text{ m}$

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,  
 $A_d = H_b \cdot (h/\cos \theta) = 5,5 \cdot (2,25/\cos 0) = 12,375 \text{ m}^2$

Gaya pada Pilar akibat aliran air,  
 $TEF = 0,5 \cdot C_d \cdot V_s^2 \cdot A_d = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3^2 \cdot 12,375 = 38,98 \text{ kN}$

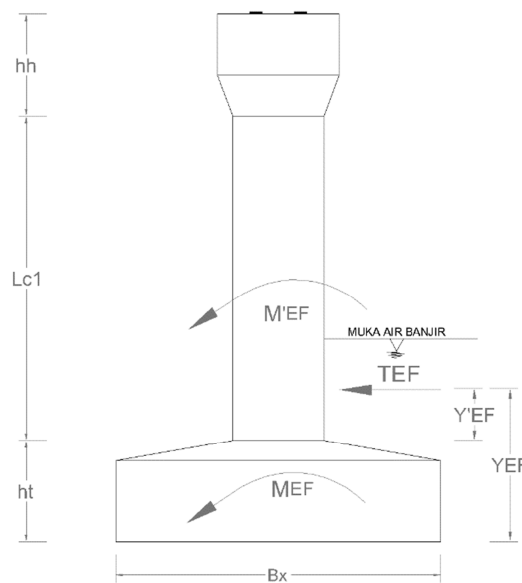
Lengan terhadap fondasi,  
 $Y_{EF} = H_b/2 + h_t = 5,5/2 + 2,5 = 5,25 \text{ m}$

Momen akibat aliran air,  
 $M_{EF} = TEF \cdot Y_{EF} = 38,98 \cdot 5,25 = 204 \text{ kNm}$

Lengan terhadap kolom Pilar,  
 $Y'_{EF} = H_b/2 = 5,5/2 = 2,75 \text{ m}$

Momen akibat aliran air,  
 $M'_{EF} = TEF \cdot Y'_{EF} = 38,98 \cdot 2,75 = 107 \text{ kNm}$

b. Gaya seret arah X (memanjang jembatan)



**Gambar 5. 62 Beban Gaya Angkat Arah X**

Koefisien sudut angkat,  $C_L = 0,5$

Kecepatan aliran air rerata banjir,  $V_s = 3 \text{ m/dt}$

Sudut arah aliran terhadap Pilar,  $\theta = 0^\circ$

Kedalaman air banjir,  $H_b = 5,5 \text{ m}$

Lebar Pilar tegak lurus aliran,  $h = 2 \cdot (B+h) = 10,5 \text{ m}$

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,  
 $A_d = H_b \cdot (h/\cos \theta) = 5,5 \cdot (10,5/\cos 0) = 57,75 \text{ m}^2$

Gaya pada Pilar akibat aliran air,  
 $TEF = 0,5 \cdot C_d \cdot V_s^2 \cdot A_d = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3^2 \cdot 57,75 = 129,9 \text{ kN}$

Lengan terhadap fondasi,  
 $Y_{EF} = H_b/2 + h_t = 5,5/2 + 2,5 = 5,25 \text{ m}$

Momen akibat aliran air,  
 $M_{EF} = TEF \cdot Y_{EF} = 129,9 \cdot 5,25 = 682 \text{ kNm}$

Lengan terhadap kolom Pilar,  
 $Y'_{EF} = H_b/2 = 5,5/2 = 2,75 \text{ m}$

Momen akibat aliran air,  
 $M'_{EF} = TEF \cdot Y'_{EF} = 129,9 \cdot 2,75 = 357 \text{ kNm}$

## 8. Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Kayu

### a. Benda Hanyutan

Koefisien susut seret,  $C_D = 1,04$

Kecepatan aliran air rerata banjir,  $V_s = 3 \text{ m/dt}$

Kedalaman benda hanyutan,  $D_h = 1,2 \text{ m}$  (di bawah muka air banjir)

Lebar benda hanyutan,  $B_h = L/2 = 60/2 = 30 \text{ m}$

berdasarkan SNI 1725:2016 diambil nilai tidak lebih dari 20 m, Sehingga dipakai  $B_h = 20 \text{ m}$

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$$A_d = B_h \cdot D_h/\cos \theta = 20 \cdot 1,2/\cos 0 = 24 \text{ m}^2$$

Gaya pada Pilar akibat benda hanyutan,

$$TEF = 0,5 \cdot C_D \cdot V_a^2 \cdot A_d = 0,5 \cdot 1,04 \cdot 3^2 \cdot 24 = 112,32 \text{ kN}$$

### b. Tumbukan Dengan Batang Kayu

Kecepatan aliran pada saat banjir,  $V_s = 1,4 \cdot V_s = 1,4 \cdot 3 = 4,2 \text{ m/dt}$

Massa batang kayu,  $M = 2 \text{ ton}$

Lendutan elastis ekuivalen,  $d = 0,075 \text{ m (tabel 3.14)}$

$$\text{TEF} = M \cdot V_s^2 / d = 2 \cdot 4,2^2 / 0,075 = 470,4 \text{ kN}$$

c. Gaya Dan Momen Yang Digunakan

Untuk analisis kekuatan Pilar diambil gaya yang terbesar di antara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, sehingga :  $\text{TEF} = 470,4 \text{ kN}$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EF} = H_b - D_h/2 + h_t = 5,5 - 1,2/2 + 2,5 = 7,4 \text{ m}$$

Momen akibat tumbukan batang kayu,

$$M_{EF} = \text{TEF} \cdot Y_{EF} = 470,4 \cdot 7,4 = 3481 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EF} = H_b - D_h/2 = 5,5 + 1,2/2 = 4,9 \text{ m}$$

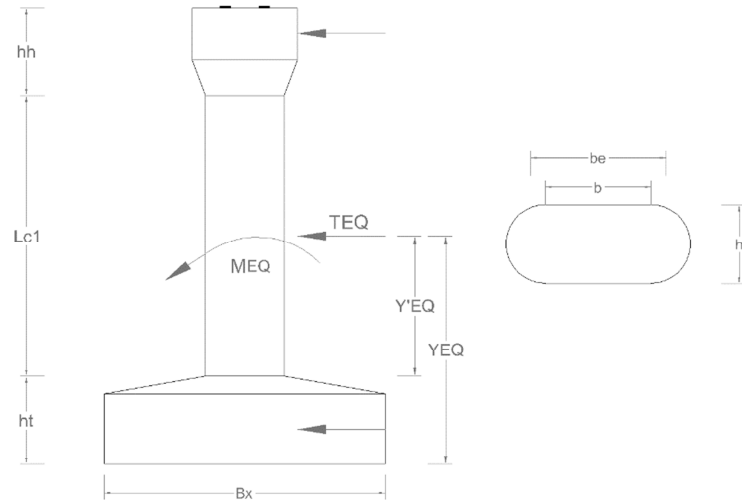
Momen akibat tumbukan batang kayu,

$$M'_{EF} = \text{TEF} \cdot Y'_{EF} = 470,4 \cdot 4,9 = 2305 \text{ kNm}$$

9. Beban Gempa ( EQ )

Beban gempa pada Pilar dihitung dengan perhitungan beban gempa statik ekuivalen.

a. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



**Gambar 5. 63 Gaya Gempa Arah X**

Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Luas penampang kolom Pilar, $A_c$	=	10,72 m <sup>2</sup>
Tebal penampang kolom Pilar, $h$	=	2,25 m
Lebar ekuivalen kolom Pilar, $Be$	=	$A/h = 7,7671/2,25 = 4,76$ m
Tinggi kolom Pilar, $L_c$	=	8 m
Inersia penampang Pilar, $I_c$	=	$1/12 \cdot Be \cdot h^3$ $= 1/12 \cdot 4,76 \cdot 2,25^3 = 4,52$ m <sup>4</sup>
Kuat tekan beton, $f'_c$	=	29 MPa
Modulus elastis beton, $E_c$	=	$4700 \cdot \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \cdot \sqrt{29} \cdot 1000$ $= 25310274$ Kpa
Nilai kekekakuan, $K_p$	=	$3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3$ $= 3 \cdot 25310274 \cdot 4,52 / 8^3$ $= 671077,8$ kN/m

Berat total struktur,

$$WT = P_{MS} \text{ (atas)} + P_{MS} \text{ (headstock)} + 0,5 \cdot P_{MS} \text{ (pier)} + P_{MA}$$

$$= 23555,8 + 626,4 + 0,5 \cdot 1351,5 + 1467,9$$

$$= 26325,9 \text{ kN}$$

$$\text{Waktu getar (T)} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{WT}{g \cdot Kp}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{26325,9}{9,81 \cdot 671077,8}}$$

$$= 0,4 \text{ detik}$$

$$\text{Koefisien batuan dasar, } A = 0,17 \text{ g}$$

$$\text{Koefisien tanah, } S = 1,5 \text{ (tanah lembek)}$$

$$\text{Koefisien dasar elastic (cms)} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}}$$

$$= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,4^{2/3}}$$

$$= 0,566$$

$$\text{Cms} < 2,5 A = 2,5 \cdot 0,17$$

$$= 0,425$$

Sehingga,

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} = \frac{\text{cms}}{Ra} = \frac{0,425}{2,5} = 0,17 \text{ WT (kN)}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa arah x dapat dilihat pada tabel 5.38

berikut.

**Tabel 5. 36 Perhitungan Distribusi Gempa Arah X**

no	jenis beban mati	W (kN)	TEQ (kN)	lengan thd pondasi	z (m)	MEQ (kNm)
1	berat sendiri str atas	23555.82	4004.49	Za	14.55	58265.33
2	beban mati tambahan	1467.9	249.54	Za	14.55	3630.85
3	berat sendiri headstock	626.4	106.48	Zh	11.88	1265.41
4	berat sendiri kolom pilar	1351.48	229.75	Zc	6.5	1493.39
5	berat sendiri pilecap	4710.75	800.82	Zp	1.12	901.57
gaya pd pondasi akibat gempa		TEQ	5391.10		MEQ	65556.56

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ} = 65556,56 / 5391 = 12,16 \text{ m}$$

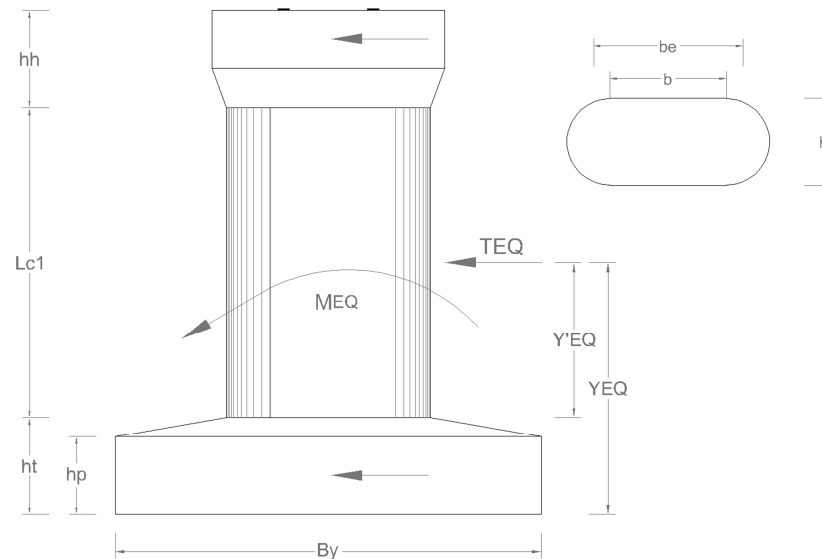
Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - ht = 11,1634 - 2,5 = 9,66 \text{ m}$$

Momen pada kolom Pilar akibat gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot Y'_{EQ} = 65556,56 \cdot 9,66 = 52078,8 \text{ kNm}$$

b. Gempa arah Y (melintang jembatan)



**Gambar 5. 64 Gaya Gempa Arah Y**

Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Luas penampang kolom Pilar, $A_c$	=	10,72 m <sup>2</sup>
Tebal penampang kolom Pilar, $h$	=	2,25 m
Lebar ekuivalen kolom Pilar, $Be$	=	$A/h = 7,7671/2,25 = 4,76 \text{ m}$
Tinggi kolom Pilar, $L_c$	=	8 m
Inersia penampang Pilar, $I_c$	=	$1/12 \cdot Be^3 \cdot h$ $= 1/12 \cdot 4,76^3 \cdot 2,25 = 20,3 \text{ m}^4$
Kuat tekan beton, $f'_c$	=	29 MPa
Modulus elastis beton, $E_c$	=	$4700 \cdot \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \cdot \sqrt{29} \cdot 1000$ $= 25310274 \text{ Kpa}$
Nilai kekekakuan, $K_p$	=	$3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3$ $= 3 \cdot 25310274 \cdot 20,3 / 8^3$



$$= 3012484 \text{ kN/m}$$

Berat total struktur,

$$\begin{aligned} WT &= P_{MS} \text{ (atas)} + P_{MS} \text{ (headstock)} + 0,5 \cdot P_{MS} \text{ (pier)} + P_{MA} \\ &= 23555,8 + 626,4 + 0,5 \cdot 1351,5 + 1467,9 \\ &= 26325,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar (T)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{WT}{g \cdot Kp}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{26325,9}{9,81 \cdot 3012484}} \\ &= 0,187 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien batuan dasar, } A = 0,17 \text{ g}$$

$$\text{Koefisien tanah, } S = 1,5 \text{ (tanah lembek)}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien dasar elastic (cms)} &= \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,187^{2/3}} \\ &= 0,933 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cms} < 2,5 A &= 2,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,425 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} = \frac{\text{cms}}{Rd} = \frac{0,425}{2,5} = 0,17 \text{ WT (kN)}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa arah x dpat dilihat pada tabel 5.38

berikut.

**Tabel 5. 37 Perhitungan Distribusi Gempa Arah X**

no	jenis beban mati	W (kN)	TEQ (kN)	lengan thd pondasi	z (m)	MEQ (kNm)
1	berat sendiri str atas	23555.82	4004.49	Za	14.55	58265.33
2	beban mati tambahan	1467.9	249.54	Za	14.55	3630.85
3	berat sendiri headstock	626.4	106.48	Zh	11.88	1265.41
4	berat sendiri kolom pilar	1351.48	229.75	Zc	6.5	1493.39
5	berat sendiri pilecap	4710.75	800.82	Zp	1.12	901.57
	gaya pd pondasi akibat gempa	TEQ	5391.10		MEQ	65556.56

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ} = 65556,56 / 5391 = 12,16 \text{ m}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - ht = 11,1634 - 2,5 = 9,66 \text{ m}$$

Momen pada kolom Pilar akibat gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot Y'_{EQ} = 65556,56 \cdot 9,66 = 52078,8 \text{ kNm}$$

#### 10. Gesekan Pada Perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan,  $\mu = 0,01$

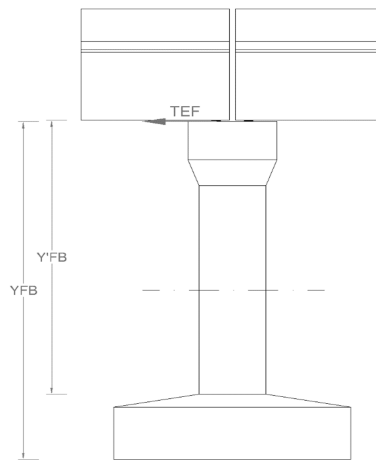
Gaya gesek yang ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.

Reaksi tumpuan akibat beban struktur atas dan beban mati tambahan,

$$P_T = P_{MS} + P_{MA} = 25023,7 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan,

$$\begin{aligned} T_{FB} &= \mu \cdot P_T = 0,01 \cdot 25023,7 \\ &= 250,237 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5. 65 Beban Akibat Gesekan Pada Perletakan**

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{FB} = ht + Lc + hh = 2,5 + 8 + 2,5 = 13 \text{ m}$$

Momen pada pondasi,

$$M_{FB} = T_{FB} \cdot Y_{FB} = 250,237 \cdot 13 = 3253 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap pilar,

$$Y'_{FB} = Y_{FB} - ht = 13 - 2,5 = 10,5 \text{ m}$$

Momen pada pilar,

$$M'_{FB} = T_{FB} \cdot Y'_{FB} = 250,237 \cdot 10,5 = 2627,5 \text{ kNm}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan beban yang terjadi pada pilar yang dapat dilihat pada tabel 5.40

**Tabel 5. 38 Rekapitulasi Pembebanan Pada Pilar**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	30244				
2	MA (mati tambahan)	1467,9				
3	TD (lajur)	4487,56				
4	TB (rem)		217.37		3247,58	
5	TP (pejalan kaki)	450				
6	Ews (angin pada struktur)		104.73	1101.29	811,7	15718,5
7	EWL (angin kendaraan)	90.10				
8	BF (Gesekan perletakan)		250.23		3253,084	
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129.93	509.38	682,17	3685,6
10	EQ (gempa)		5391.1	5391.1	65556,57	65556,57

### 5.5.3 Kombinasi pembebanan pada pilar

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan pada pilar berdasarkan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada tabel

**Tabel 5. 39 Kombinasi Pembebanan Pada Pilar**

no	beban	keadaan batas
----	-------	---------------

		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	MS (mati)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
2	MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2
3	TD (lajur)	1.8	1.4				0.5
4	TB (rem)	1.8	1.4				0.5
5	TP (pejalan kaki)	1.8	1.4				0.5
6	Ews (angin pada struktur)			1.4		0.4	
7	EWL (angin kendaraan)					1	
8	BF (Gesekan perletakan)	1	1	1	1	1	1
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)	1	1	1	1	1	1
10	EQ (gempa)						1

**Tabel 5. 40 Kombinasi Kuat 1**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	36293				
2	MA (mati tambahan)	2935,8				
3	TD (lajur)	8077,61				
4	TB (rem)		391,27		5845,65	
5	TP (pejalan kaki)	810				
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					
8	BF (Gesekan perletakan)		250,23		3253	
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129,93	509,38	682,2	3685,6
10	EQ (gempa)					
Total		48117	771,45	509,38	9780	3685,6

**Tabel 5. 41 Kombinasi Kuat 2**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	36293				
2	MA (mati tambahan)	2935,8				
3	TD (lajur)	6282,59				
4	TB (rem)		304,325		4546,6	
5	TP (pejalan kaki)	630				
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					

8	BF (Gesekan perletakan)		250,23		3253	
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129,93	509,38	682,2	3685,6
10	EQ (gempa)					
Total		46142	684,5	509,38	8481,87	3685,6

**Tabel 5. 42 Kombinasi Kuat 3**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	36293				
2	MA (mati tambahan)	2935,8				
3	TD (lajur)					
4	TB (rem)					
5	TP (pejalan kaki)					
6	Ews (angin pada struktur)		146,63	1541,81	1136,4	22006
7	EWL (angin kendaraan)					
8	BF (Gesekan perletakan)		250,23		3253,08	
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129,93	509,3	682,2	3685,6
10	EQ (gempa)					
Total		39229	526,80	2051,19	5071,6	25691,6

**Tabel 5. 43 Kombinasi Kuat 4**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	36293				
2	MA (mati tambahan)	2935,8				
3	TD (lajur)					
4	TB (rem)					
5	TP (pejalan kaki)					
6	Ews (angin pada struktur)					

7	EWL (angin kendaraan)					
8	BF (Gesekan perletakan)		250,23		3253,08	
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129,93	509,38	682,2	3685,6
10	EQ (gempa)					
Total		39229	380,17	509,38	3935,2	3685,6

**Tabel 5. 44 Kombinasi Kuat 5**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	36293				
2	MA (mati tambahan)	2935,8				
3	TD (lajur)					
4	TB (rem)					
5	TP (pejalan kaki)					
6	Ews (angin pada struktur)		41,89	440,51	324,68	6287,4
7	EWL (angin kendaraan)	90,10				
8	BF (Gesekan perletakan)		250,23		3253,08	
9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129,93	509,38	682,2	3685,6
10	EQ (gempa)					
Total		39319	422,07	949,89	4259,9	9973

**Tabel 5. 45 Kombinasi Ekstrem**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	36293				
2	MA (mati tambahan)	2935,8				
3	TD (lajur)	2243,78				
4	TB (rem)		108,68		1623,79	
5	TP (pejalan kaki)	225				
6	Ews (angin pada struktur)					
7	EWL (angin kendaraan)					
8	BF (Gesekan perletakan)		250,23		3253,08	

9	Arus Air, tumbukan kayu (EU)		129,93	509,381	682,17	3685,6
10	EQ (gempa)		5391,1	5391,1	65556,57	65556,57
Total		41698	5879,96	5900,48	71115,6	69242,2

**Tabel 5. 46 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pada Pilar**

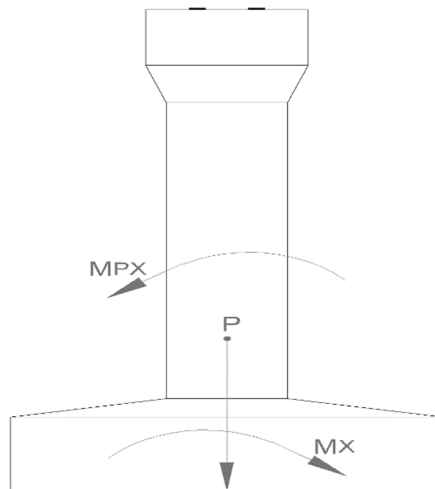
no	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kuat 1	48116.8	771.45	509.38	9780.90	3685.61
2	Kuat 2	46141.7	684.5	509.38	8481.87	3685.61
3	Kuat 3	39229.2	526.80	2051.19	5071.65	25691.6
4	Kuat 4	39229.2	380.17	509.38	3935.25	3685.61
5	Kuat 5	39319.3	422.07	949.89	4259.94	9973.03
6	Ekstrem	41697.9	5879.96	5900.48	71115.61	69242.17
	max	48116.8	5879.96	5900.48	71115.61	69242.17

### 5.5.4 Stabilitas Pada Pilar

Pada perencanaan Pilar harus memenuhi syarat kestabilan. Analisa stabilitas pilar di tinjau terhadap stabilitas guling dan stabilitas. Untuk menganalisa stabilitas menggunakan angka aman atau safety factor.

#### 1. Stabilitas Guling

##### a. Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



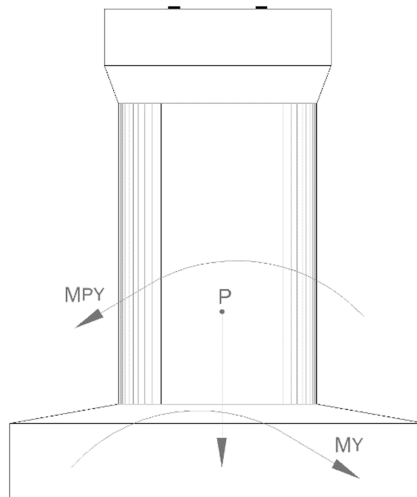
**Gambar 5. 66 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan**

Letak titik guling A terletak di ujung pile cap terhadap pusat pile cap pilar

$$Bx/2 = 11/2 = 5,5 \text{ m}$$

Beban aksial pada kombinasi terbesar,  $P = 42463,87 \text{ kN}$   
 Momen yang mengakibatkan guling,  $\Sigma M_x = 71115,6 \text{ kNm}$   
 Momen penahan guling pada kombinasi terbesar,  
 $\Sigma M_{px} = B_x/2 \cdot \Sigma P = 5,5 \cdot 42463,87 = 233551 \text{ kNm}$   
 Faktor aman terhadap guling,  
 $SF = (\Sigma M_{px}) / (\Sigma M_x) = 233551 / 71115,6 = 3,28 > 2 \text{ (aman)}$

b. Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)



**Gambar 5. 67 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan**

Letak titik guling A terletak di ujung pile cap terhadap pusat pile cap pilar

$$B_y/2 = 8/2 = 4 \text{ m}$$

Beban aksial pada kombinasi terbesar,  $P = 42463,87 \text{ kN}$

Momen yang mengakibatkan guling,  $\Sigma M_y = 69242,2 \text{ kNm}$

Momen penahan guling pada kombinasi terbesar,

$$\Sigma M_{py} = B_y/2 \cdot \Sigma P = 4 \cdot 69242,2 = 169855,5 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap guling,

$$SF = (\Sigma M_{px}) / (\Sigma M_x) = 169855 / 69242,2 = 2,5 > 2 \text{ (aman)}$$



## 2. Stabilitas geser

### a. Stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)

Beban aksial kombinasi terbesar,  $\Sigma P = 48117 \text{ kN}$

Gaya horisontal bekerja terbesar,  $\Sigma T_x = 5879,9 \text{ kN}$

Faktor aman terhadap geser,

$$SF = (\Sigma P) / (\Sigma T_x) = 48117 / 5879,9 = 8,2 > 2 \text{ (aman)}$$

### b. Stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y)

Beban aksial kombinasi terbesar,  $\Sigma P = 48117 \text{ kN}$

Gaya horisontal bekerja terbesar,  $\Sigma T_y = 5900,48 \text{ kN}$

Faktor aman terhadap geser,

$$SF = (\Sigma P) / (\Sigma T_y) = 48117 / 5900,48 = 8,15 > 2 \text{ (aman)}$$

## 5.5.5 Perhitungan Kolom Pilar

Kolom pilar merupakan struktur beton bertulang yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom. Pada dasarnya analisa yang dibutuhkan dalam mendesain kolom Pilar ini adalah besarnya gaya dan momen ultimate yang didapat dengan mengalikan beban yang berkerja dengan faktor beban yang sesuai dengan SNI 1726 : 2016 kemudian akan diformulasikan ke dalam grafik  $\Phi M_n - \Phi P_n$ . Kombinasi beban ultimit yang bekerja pada kolom Pilar dapat dilihat sebagai berikut :

### 1. Pembebanan Ultimate Pada Kolom Pilar

Berikut ini adalah rekapitulasi pembebanan yang terjadi pada kolom pilar

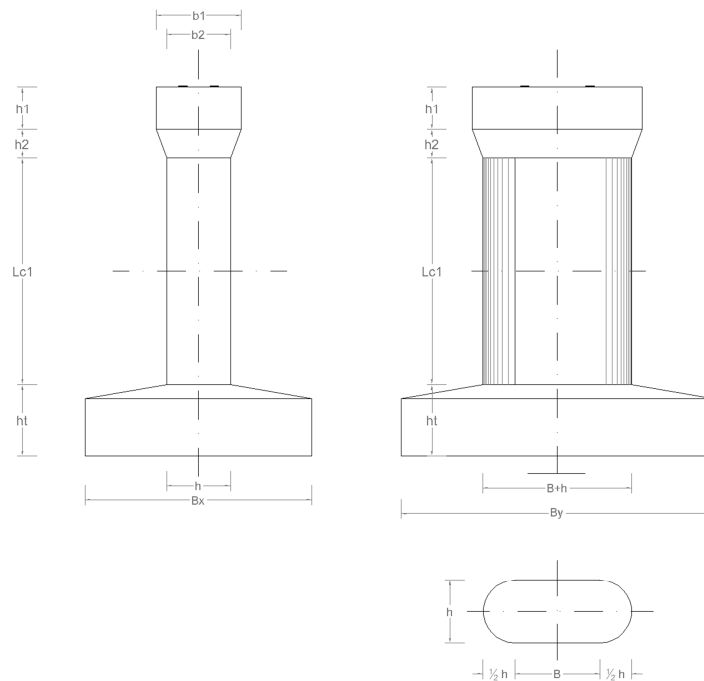
**Tabel 5. 47 Rekapitulasi Pembebanan Pada Kolom Pilar**

no	Kombinasi	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Kuat 1	42463.9	771.45	509.38	7852.28	2412.15
2	Kuat 2	40488.8	684.5	509.38	6770.62	2412.15
3	Kuat 3	33576.3	526.80	2051.19	3754.64	20563.63
4	Kuat 4	33576.3	380.175	509.38	2984.81	2412.15
5	Kuat 5	33666.4	422.07	949.89	3204.76	7598.21
6	Ekstrem	36045	5879.96	5900.48	56415.70	54490.97
	Max	42463.9	5879.96	5900.48	56415.70	54490.97

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ max} &= 42463,9 \text{ kN, maka } P_n &= P_u/\Phi &= 42463,9/0,8 = 53080 \text{ kN} \\
 M_{ux} \text{ max} &= 56415,7 \text{ kN, maka } M_{nx} &= P_u/\Phi &= 56415,7/0,8 = 70519,6 \text{ kN} \\
 M_{uy} \text{ max} &= 54491 \text{ kN, maka } M_{ny} &= P_u/\Phi &= 54491/0,8 = 68113,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. Penulangan Lentur Kolom Pilar



**Gambar 5. 68 Kolom Pilar Jembatan**

Tinggi kolom Pilar,	$L_c$	$= 8 \text{ m}$
Ukuran penampang,	$B$	$= 3 \text{ m}$
Tebal penampang kolom Pilar,	$h$	$= 2,25 \text{ m}$
Luas Penampang kolom pilar,	$A_g$	$= B \cdot h + \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot h^2\right) \cdot 2$

$$= 3 \cdot 2,25 + \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,25^2\right) \cdot 2$$

$$= 10,72 \text{ m}^2$$

Lebar penampang pilar ekivalen,  $Be = Ag/h = 4,767 \text{ m}$

a. Perhitungan Tulangan Pokok Arah Y

Kuat tekan beton,  $f'_c = 29 \text{ MPa}$

Tegangan leleh baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Lebar kolom pilar,  $b = 2250 \text{ mm}$

Panjang kolom Pilar,  $heff = 4767 \text{ mm}$

Penutup beton,  $pb = 40 \text{ mm}$

Diameter tulangan pokok,  $D = 32 \text{ mm}$

Diameter tulangan geser,  $D = 16 \text{ mm}$

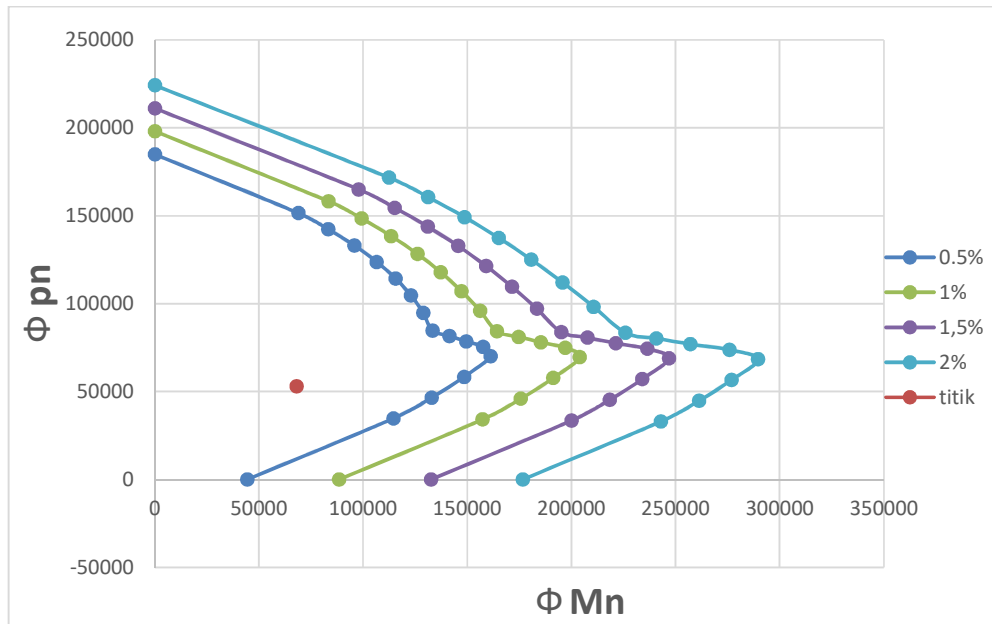
Jarak tulangan terhadap sisi terluar beton, ( 2 lapis)

$$ds = pb + D_{geser} + D_{pokok} + \frac{1}{2} \cdot 25$$

$$= 40 + 16 + 32 + 25/2 = 97 \text{ mm}$$

Tebal efektif,  $d = heff - ds = 4767 - 97 = 4670 \text{ mm}$

Untuk penulangan kolom Pilar yang berupa kolom yang mengalami beban aksial dan momen, maka penulangan menggunakan diagram  $\Phi M_n - \Phi P_n$  untuk menentukan rasio tulangan yang digunakan. Hubungan momen nominal ( $\Phi M_n$ ) dan gaya aksial nominal ( $\Phi P_n$ ) dapat dinyatakan dengan grafik  $\Phi M_n$  dan  $\Phi P_n$ . Penampang dari kolom adalah segi panjang dengan setengah lingkaran seperti Gambar 5.46, namun untuk mempermudah hitungan dan penggambaran grafik  $\Phi M_n - \Phi P_n$  dianggap penampang dari kolom adalah persegi panjang sehingga diperoleh grafik  $\Phi M_n - \Phi P_n$  seperti Grafik 5.1



**Grafik 5. 1 Diagram  $\Phi M_n$ - $\Phi P_n$  Kolom Pilar Arah Y**

Plot nilai  $P_n$  dan  $M_n$  terbesar kedalam diagram interaksi  $\Phi M_n$ - $\Phi P_n$  diperoleh rasio tulangan,  $\rho = 0,5 \%$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperoleh, } A_s &= \rho \cdot A_g \\ &= 0,5 \% \cdot 10,72 \cdot 10^6 = 53630 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D32

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = A_s / A_{1d} = 53630 / 804,25 = 68 \text{ tulangan}$$

b. Perhitungan Tulangan Pokok Arah X

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 29 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Lebar kolom pilar, } b_{eff} = 4767 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang kolom Pilar, } h = 2250 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup beton, } p_b = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok, } D = 32 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tulangan geser, } D = 16 \text{ mm}$$

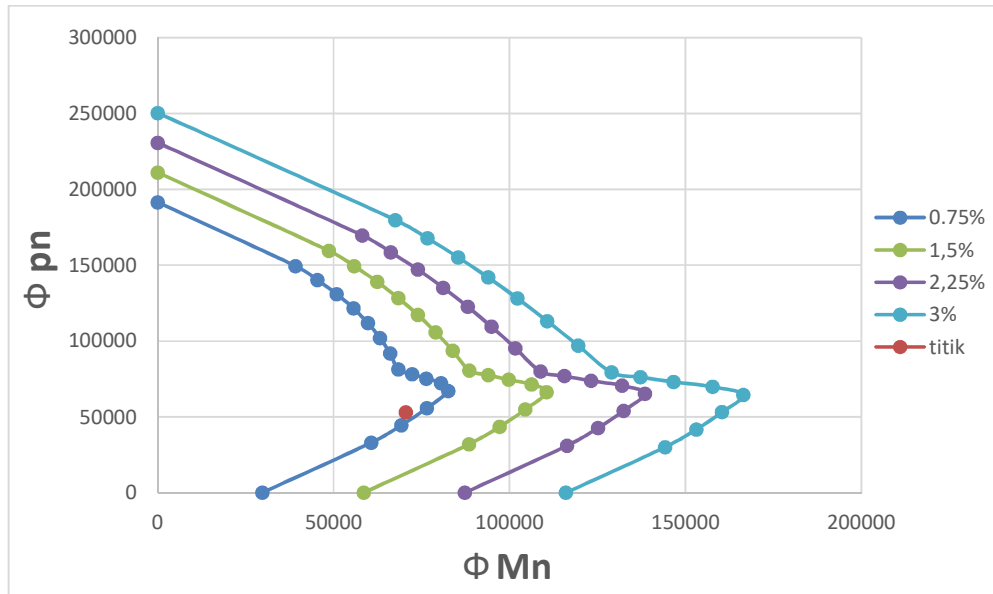
Jarak tulangan terhadap sisi terluar beton, ( 2 lapis)

$$d_s = p_b + D_{geser} + D_{pokok} + \frac{1}{2} \cdot 25$$

$$= 40 + 16 + 32 + 25/2 = 97 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d_s = 2250 - 97 = 2121 \text{ mm}$$

Untuk penulangan kolom Pilar arah X sama seperti arah Y, namun yang membedakan adalah lebar dan panjangnya dibalik, sehingga di peroleh diagram grafik  $\Phi M_n - \Phi P_n$  seperti Grafik 5.2



**Grafik 5. 2 Diagram  $\Phi M_n - \Phi P_n$  Kolom Pilar Arah X**

Plot nilai  $P_n$  dan  $M_n$  terbesar kedalam diagram interaksi  $\Phi M_n - \Phi P_n$  diperoleh rasio tulangan,  $\rho = 0,75 \%$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperoleh, } A_s &= \rho \cdot A_g \\ &= 0,75 \% \cdot 10,72 \cdot 10^6 = 80445,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D32

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = A_s / A_{1d} = 80445,6 / 804,25 = 102 \text{ tulangan}$$

### 3. Desain geser kolom pilar

#### a. Desain Geser Arah Y

$$\text{Beban aksial maksimum, } \Sigma P = 42463,8 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser arah y maksimum, } \Sigma V_y = 5900,5 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar kolom, } b = 2250 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang kolom, } h = 3000 \text{ mm}$$

Tinggi efektif,  $d = 4670$  mm (sudah dihitung sebelumnya)  
 selimut beton,  $pb = 40$  mm  
 mutu beton,  $f'c = 29$  Mpa  
 mutu baja,  $fyh = 400$  Mpa  
 diameter pokok,  $\Phi p = 32$  mm  
 diameter sengkang,  $\Phi s = 16$  mm

$$A_g = 10726078,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} bc &= b - (2 pb) - (2 \Phi s) - (2 \Phi p) - (2 \cdot 25) \\ &= 2250 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16) - (2 \cdot 32) - (2 \cdot 25) \\ &= 2018 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hc &= h - (2 pb) - (2 \Phi s) - (2 \Phi p) - (2 \cdot 25) \\ &= 3000 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16) - (2 \cdot 32) - (2 \cdot 25) \\ &= 2768 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= (2018 \cdot 2768) + (1/4 \cdot \pi \cdot 2018^2) \\ &= 8784220 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan nilai jarak sengkang,

$$S < 1/4 (\text{min } b \text{ atau } h) = 562,5 \text{ mm}$$

$$S > 100 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Dicoba sengkang dengan 8 kaki jarak 150 mm

$$\begin{aligned} A_v &= n \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 8 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 = 2835,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek luas sengkang minimum

$$\begin{aligned} Ash1 &= \frac{0,3 \cdot s \cdot bc \cdot f'c}{fyh} \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \\ &= \frac{0,3 \cdot 150 \cdot 2018 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{10726078,2}{8784220} - 1 \right) \\ &= 1455,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash2 &= \frac{0,12 \cdot s \cdot bc \cdot f'c}{fyh} \\ &= \frac{0,12 \cdot 150 \cdot 2018 \cdot 29}{400} \\ &= 2633,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_v > A_{sh1}$  dan  $A_{sh2}$  (oke)

Kontrol terhadap gaya geser terjadi

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yh} \cdot d}{s} = \frac{2835 \cdot 400 \cdot 4670}{150 \cdot 1000} = 25209,9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_s &= 0,65 \cdot 25209,9 \\ &= 22951,4 > V_{uy} \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

b. Desain Geser Arah X

Beban aksial maksimum,  $\Sigma P = 42463,8 \text{ kN}$

Gaya geser arah y maksimum,  $\Sigma V_x = 5879,9 \text{ kN}$

Lebar kolom,  $b = 3000 \text{ mm}$

Panjang kolom,  $h = 2250 \text{ mm}$

Tinggi efektif,  $d = 2121 \text{ mm}$  (sudah dihitung sebelumnya)

selimut beton,  $p_b = 40 \text{ mm}$

mutu beton,  $f'_c = 29 \text{ Mpa}$

mutu baja,  $f_{yh} = 400 \text{ Mpa}$

diameter pokok,  $\Phi_p = 32 \text{ mm}$

diameter sengkang,  $\Phi_s = 16 \text{ mm}$

$$A_g = 10726078,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} h_c &= h - (2 p_b) - (2 \Phi_s) - (2 \Phi_p) - (2 \cdot 25) \\ &= 2250 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16) - (2 \cdot 32) - (2 \cdot 25) \\ &= 2018 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_c &= b - (2 p_b) - (2 \Phi_s) - (2 \Phi_p) - (2 \cdot 25) \\ &= 3000 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16) - (2 \cdot 32) - (2 \cdot 25) \\ &= 2768 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= (2018 \cdot 2768) + (1/4 \cdot \pi \cdot 2018^2) \\ &= 8784220 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan nilai jarak sengkang,

$$S < 1/4 (\text{min } b \text{ atau } h) = 562,5 \text{ mm}$$

$$S > 100 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Dicoba sengkang dengan 12 kaki jarak 150 mm

$$A_v = n \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 12 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 3402 \text{ mm}^2$$

Cek luas sengkang minimum

$$\begin{aligned} \text{Ash1} &= \frac{0,3 \cdot s \cdot bc \cdot fc}{f_y h} \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \\ &= \frac{0,3 \cdot 150 \cdot 2768 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{10726078,2}{8784220} - 1 \right) \\ &= 1633,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash2} &= \frac{0,12 \cdot s \cdot bc \cdot fc}{f_y h} \\ &= \frac{0,12 \cdot 150 \cdot 2768 \cdot 29}{400} \\ &= 3010 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_v > \text{Ash1}$  dan  $\text{Ash2}$  (oke)

Kontrol terhadap gaya geser terjadi

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y h \cdot d}{s} = \frac{2835 \cdot 400 \cdot 4670}{150 \cdot 1000} = 23092 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_s &= 0,65 \cdot 23092 \\ &= 15010 > V_{ux} \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

### 5.5.6 Perhitungan Pondasi Pilar

#### 1. Menghitung daya dukung tanah

Berikut ini adalah data tanah NSPT yang digunakan untuk perencanaan pondasi yang dapat dilihat pada tabel 5.50

**Tabel 5. 48 Data Tanah NSPT**

Kedalaman (m)	NSPT	Kedalaman (m)	NSPT
1	7	27	7
3	1	29	10
5	5	31	10
7	16	33	16
9	18	35	19
11	21	37	15
13	17	39	16
15	18	41	18
17	18	43	40
19	5	45	45
21	6	47	50
23	8	49	53
25	7	51	53



Daya dukung tanah menurut meyerhoff

$$\text{Kedalaman Pile, } L = 49 \text{ m}$$

$$\text{Diamteter Pile, } d = 1 \text{ m}$$

$$10 \text{ D (keatas)} = 10 \text{ m, NSPT} = 16$$

$$4 \text{ D (kebawah)} = 4 \text{ m, NSPT} = 53$$

$$N \text{ rata} = (16 + 53)/2 = 34,5$$

a. Daya dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

$$q_p = 40 \cdot N \text{ rata} = 40 \cdot 34,5 = 1380$$

$$q_p < q_l = 1600 \text{ (oke)}$$

$$Q_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot q_p$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1^2 \cdot 1380$$

$$= 1083,8 \text{ Ton}$$

b. Daya dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

$$N \text{ rata-rata selimut} = \frac{7+1+5+16+18+21+17+18+18+5+6+8+7+7+10+10+16+19+15}{2}$$

$$= 11,789$$

$$q_s = 0,2 \cdot N \text{ rata-rata}$$

$$= 0,2 \cdot 11,789 = 2,35$$

$$Q_s = \pi \cdot d \cdot L \cdot q_s$$

$$= \pi \cdot 1 \cdot 49 \cdot 2,35$$

$$= 362,97 \text{ ton}$$

c. Daya dukung ultimit ( $Q_u$ )

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1083,8 + 362,97$$

$$= 1354,46 \text{ ton}$$

d. Daya dukung ijin ( $Q_{all}$ )

$$Q_{all} = Q_u / SF$$

$$= 1354,46 / 3,5$$

$$= 386,98 \text{ ton} = 3796,35 \text{ kN}$$

2. Menghitung kebutuhan jumlah pile

$$\sum P = 48116,7 \text{ kN}$$

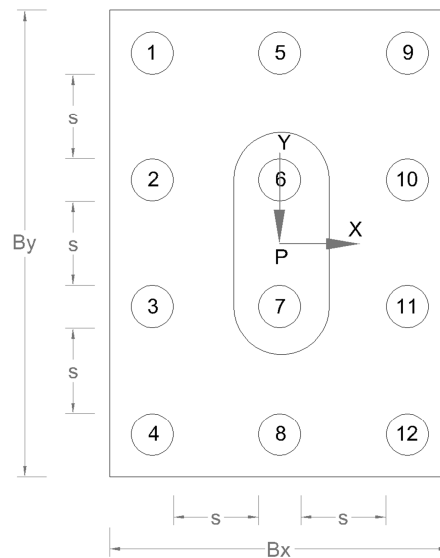
$$\sum M_x = 71115,6 \text{ kNm}$$

$$\sum My = 69242,2 \text{ kNm}$$

Jumlah tiang dibutuhkan,

$$n = \sum P / Q_{all} = 48116,7 / 3796,35 = 10,86 \text{ tiang} = 12 \text{ tiang}$$

### 3. membuat susunan tiang



**Gambar 5. 69 Susunan Tiang Pondasi**

$$B_x = 8 \text{ m}$$

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

$$s = 2 \text{ m}$$

### 4. kontrol terhadap gaya yang terjadi

jika terjadi beban momen 2 arah maka dapat digunakan persamaan

**Tabel 5. 49 Rekapitulasi Perhitunagn Gaya Yang Terjadi**

P	xi	yi	X <sup>2</sup>	Y <sup>2</sup>	$\sum My.xi / \sum x^2$	$\sum Mx.xi / \sum y^2$	P	P/SF	cek
1	-3	4.5	9	20.25	-2885.09	2735.21	3859.85	1286.619	oke
2	-3	1.5	9	2.25	-2885.09	911.73	2036.37	678.7928	oke
3	-3	-1.5	9	2.25	-2885.09	-911.73	212.90	70.9671	oke
4	-3	-4.5	9	20.25	-2885.09	-2735.21	-1610.57	-536.859	oke
5	0	4.5	0	20.25	0	2735.21	6744.94	2248.316	oke
6	0	1.5	0	2.25	0	911.73	4921.46	1640.49	oke

7	0	-1.5	0	2.25	0	-911.73	3097.99	1032.664	oke	
8	0	-1.5	0	2.25	0	-911.73	3097.99	1032.664	oke	
9	3	4.5	9	20.25	2885.09	2735.21	9630.03	3210.012	oke	
10	3	1.5	9	2.25	2885.09	911.73	7806.55	2602.187	oke	
11	3	-1.5	9	2.25	2885.09	-911.73	5983.08	1994.361	oke	
12	3	-4.5	9	20.25	2885.09	-2735.21	4159.60	1386.535	oke	
		$\Sigma$	72	117					16646.75	

#### 5. Kontrol terhadap gaya lateral

$$\text{Diameter tiang, } d = 1 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman tiang, } L = 49 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen tiang pancang, } M_y &= 299,9 \text{ ton} \\ &= 2942 \text{ kNm (katalog tiang pancang)} \end{aligned}$$

$$\text{N rata-rata sepanjang tiang, } N = 17,84$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \text{Kohesifitas tanah, } C_u &= 0,06 \cdot N \cdot 100 \\ &= 0,06 \cdot 17,84 \cdot 100 \\ &= 107,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga dengan (persamaan 105) nilai  $f$  didapat sebesar 18,7 m

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{M_y}{(1,5d + 0,5f)} \\ &= \frac{2942}{(1,5 \cdot 1 + 0,5 \cdot 18,7)} \\ &= 1082,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{all} &= H_u / SF \\ &= 1082,6 / 2 \\ &= 541 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Sigma T_x = 5879,6 \text{ kN}$$

$$H_x = \Sigma T_x / n = 489,9 \text{ kN}$$

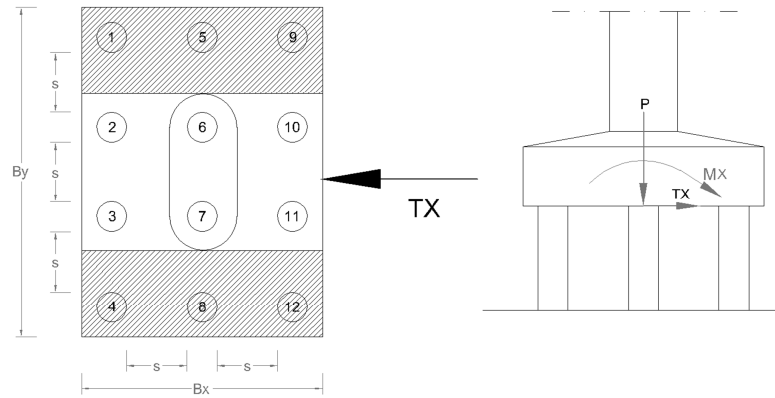
$$\Sigma T_y = 5900 \text{ kN}$$

$$H_y = \Sigma T_y / n = 491,7 \text{ kN}$$

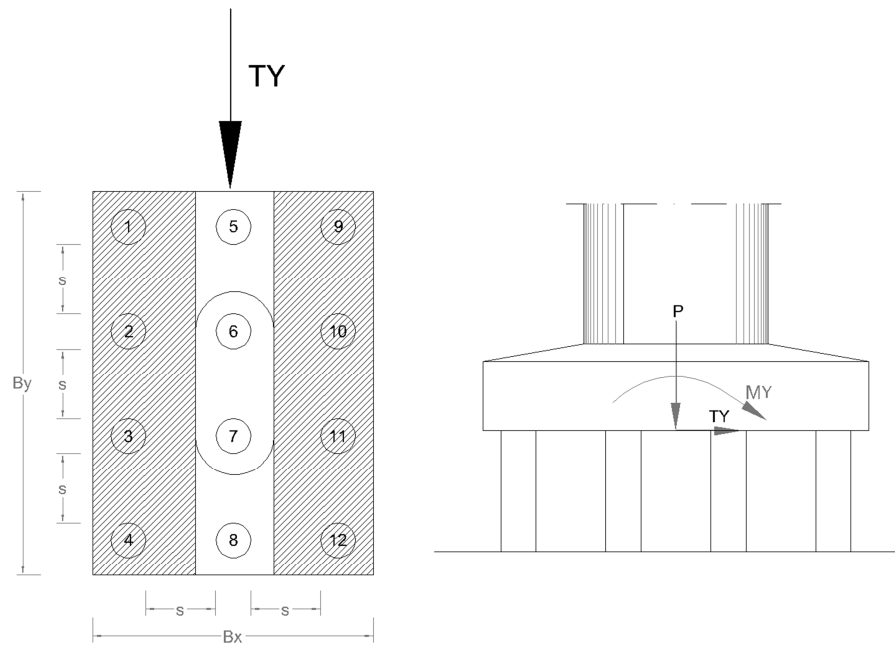
$H_{all} > H_x$  dan  $H_y$  (oke aman)

#### 6. Desain ketebalan pile cap

##### a. Kontrol geser 1 arah



**Gambar 5. 70 Geser Arah X**



**Gambar 5. 71 Geser Arah Y**

$$V_x = \text{maksimum } (P_1 + P_5 + P_9) \text{ atau } (P_4 + P_8 + P_{12}) \\ = 6744,9 \text{ kN}$$

$$V_y = \text{maksimum } (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) \text{ atau } (P_9 + P_{10} + P_{11} + P_{12}) \\ = 9193, \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi pile cap, } h = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton, } s_b = 0,07 \text{ m}$$

$$\text{Diameter pokok, } \Phi P = 0,025 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif pilecap, } d &= h - s_b - \frac{1}{2} \Phi_P \\ &= 2,5 - 0,07 - \frac{1}{2} 0,025 \\ &= 2,4175 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton, } f'_c = 29 \text{ Mpa}$$

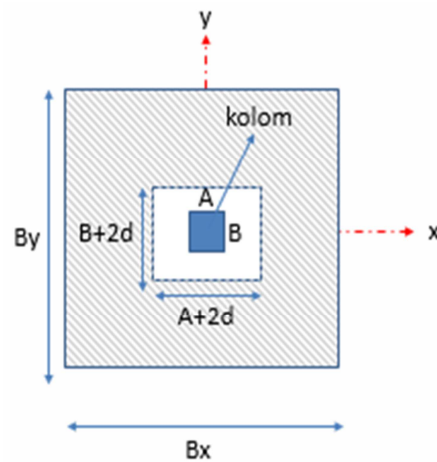
$$\text{Lebar pondasi, } b_x = 8 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pondasi, } b_y = 11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_{nx} &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_x \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29} \cdot 8 \cdot 2,4175 / 1000 \\ &= 17358 \text{ kN} > V_x \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ny} &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_y \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29} \cdot 11 \cdot 2,4175 / 1000 \\ &= 23867,5 \text{ kN} > V_y \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

b. Kontrol geser 2 arah



**Gambar 5. 72 Geser 2 Arah**  
(Yulianto,2017)

$$A = 2250 \text{ mm}$$

$$B = 4767,14 \text{ mm}$$

$$d = 2417,5 \text{ mm}$$

$$2d = 4835 \text{ mm}$$

Keliling penampang geser 2 arah,

$$b_o = 2 (A + B + 2d)$$

$$= 23704,3 \text{ mm}$$

$$V_u = \sum P \text{ tiang pancang}$$

$$= 16646,7 \text{ kN}$$

Gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_{c1} &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29} \cdot 23704,3 \cdot 2417,14 \cdot \left(1 + \frac{2}{(2250/4767,14)}\right) / 1000 \\ &= 99983,6 \text{ kN} > V_u \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot d}{b_o}\right) \\ &= \frac{1}{12} \cdot \sqrt{29} \cdot 23704,3 \cdot 24171,4 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 24171,4}{23704,3}\right) / 1000 \\ &= 31889,2 \text{ kN} > V_u \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{29} \cdot 23704,3 \cdot 24171,4 / 1000 \\ &= 102865 \text{ kN} > V_u \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

## 7. Desain penulangan pilecap

### a. Penulangan arah Y

Momen maksimum arah Y ditinjau 1 m,

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{V_x \cdot (y - 0,5 \cdot B)}{B_y} \\ &= \frac{6744,9 \cdot (4,5 - 0,5 \cdot 4,767)}{11} \\ &= 1297,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Baja, U-40} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pilecap} \quad h = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan, } D = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 70 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif} \quad d &= h - d_s \\ &= 2500 - 70 - 32/2 \\ &= 2414 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Ditinjau slab beton selebar 1 m,} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

$$\text{Untuk } f'c = 29 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,7$$

Rasio tulangan berimbang:

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1297,7}{0,8} = 1622 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1622 \cdot 10^6}{1000 \cdot 2414^2} = 0,27$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,2} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 0,27}{400} \right)} \right) \\ &= 0,0007 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{min} = 0,0035$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 2414 = 8449 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D32

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{804,248 \cdot 1000}{8449} = 95,12 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 90 mm

b. Penulangan arah X

Momen maksimum arah Y ditinjau 1 m,

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{V_y \cdot (x - 0,5 \cdot A)}{Bx} \\ &= \frac{9193 \cdot (3 - 0,5 \cdot 2,25)}{8} \\ &= 2154,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mutu Baja, U-40  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Tebal pilecap  $h = 2500 \text{ mm}$

Diameter tulangan,  $D = 32 \text{ mm}$

Selimit beton,  $S_b = 70 \text{ mm}$

Tebal efektif  $d = h - d_s$

$$= 2500 - 70 - 32/2$$

$$= 2414 \text{ mm}$$

Ditinjau *slab* beton selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk  $f'_c = 29 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$  maka nilai  $\beta_1 = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Rasio tulangan berimbang:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$



$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2154,6}{0,8} = 2394 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2394 \cdot 10^6}{1000 \cdot 2414^2} = 0,41$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,2} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 0,4}{400} \right)} \right) \\ &= 0,001 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{min} = 0,0035$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 2414 = 8449 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D32

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A d b}{A_s} = \frac{804,248 \cdot 1000}{8449} = 95,12 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 90 mm

## 5.6 Perhitungan Abutmen

### 5.6.1 Data Teknis

Perencanaan kepala jembatan / *abutment* Grindulu ini memerlukan beberapa data untuk perencanaan. Adapun data perencanaan untuk abutment sebagai berikut :

Data struktur atas jembatan :

- |                                       |          |
|---------------------------------------|----------|
| a. Panjang bentang jembatan (L)       | = 60 m   |
| b. Tebal slab lantai jembatan (ts)    | = 0,40 m |
| c. Tebal lapisan aspal + overlay (ta) | = 0,09 m |
| d. Tebal genangan air hujan (th)      | = 0,05 m |
| e. Lebar jalur lalu lintas (b1)       | = 9,5 m  |
| f. Lebar trotoar (b2)                 | = 2 m    |
| g. Tebal trotoar (tt)                 | = 0,25 m |
| h. Lebar total jembatan (b)           | = 13,5 m |
| i. Tebal elastometer                  | = 0,05 m |

Bagian-bagian abutment jembatan :

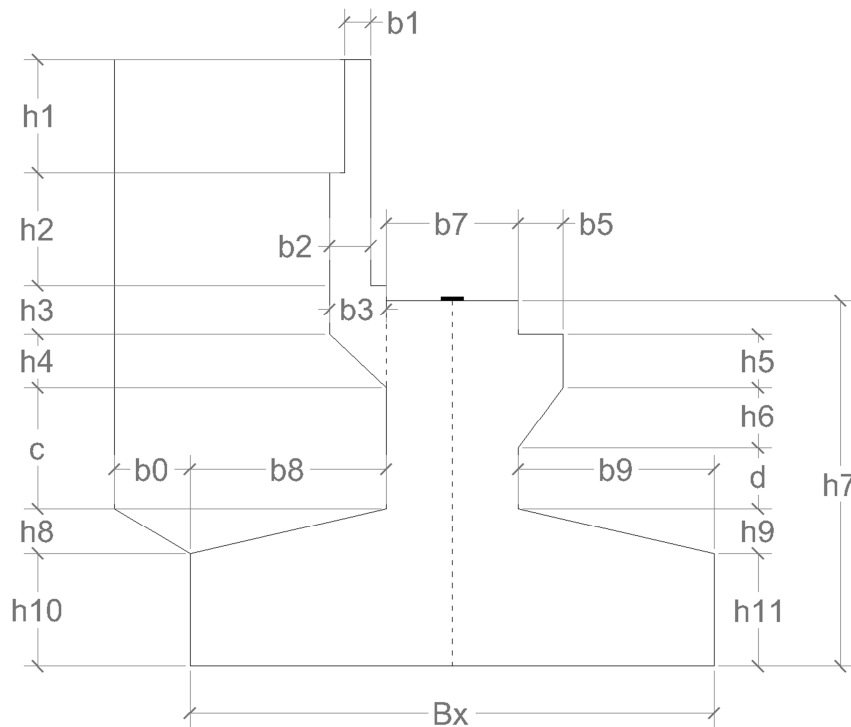
- Breast wall*
- Back wall*
- Wing wall*
- Pile cap*

Data abutment :

1. Lebar pile cap; Bx = 6,75 m
2. Panjang pile cap; By = 15 m
3. Tebal pile cap; hp = 2,1 m
4. Tinggi abutment keseluruhan; H tot = 5,4 m

Pada perencanaan dimensi awal dari abutment jembatan yang berupa breast wall, back wall, wing wall, pile cap dan tiang pancang berdasarkan ukuran beberapa

acuan. Pada breast wall penentuan dimensi tidak boleh terlalu kecil karena breast wall yang terlalu lentur sangat bahaya apabila digunakan untuk itu perlu diperhatikan antara dimensi breast wall dengan tingginya, penentuan dimensi pile cap harus sangat diperhatikan karena pada pile cap pilar jembatan selain menahan gaya aksial juga menahan momen yang besar sehingga mampu menahan gaya guling maupun geser yang disebabkan oleh kombinasi beban yang terjadi pada pile cap, maka dari itu syarat penjang pilecap minimal adalah  $\frac{2}{3}$  tinggi total pilar jembatan, dan penentuan dimensi pondasi tiang pancang harus sesuai dengan panjangnya sehingga tiang pancang tidak elastis dan berbahaya sedangkan untuk penentuan kedalaman tiang pancang harus mencapai kedalaman tanah batuan sehingga daya dukung aksial dan lateralnya tinggi. Namun dimensi tersebut perlu ditrial dan diperhitungkan sehingga aman terhadap gaya yang terjadi. Untuk lebih jelas data struktur bawah abutment adalah seperti gambar 5.74 dan tabel 5.41 berikut ini. Data – data teknis lain disajikan pada tabel 5.99 di bawah ini.



**Gambar 5. 73 Struktur Bawah Abutment**

**Tabel 5. 50 Data Teknis Abutmen**

Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	notasi	Nilai	Satuan
h1	1.3	b1	0.35	panjang abutmen	By	14	m
h2	1.5	b2	0.55	tebal wing wall	hw	0.5	m
h3	0.65	b3	0.75	tanah timbunan			
h4	0.7			berat volume	ws	17	kN/m <sup>3</sup>
h5	0.7	b5	0.6	sudut gesek	$\Phi$	30	o
h6	0.8			Kohesi	c	0	Kpa
h7	4.5	b7	1.3	tanah asli (di dasar pile cap)			
h8	0.6	b8	2.6	berat volume	ws	16	kN/m <sup>3</sup>
h9	0.6	b9	2.6	sudut gesek	$\Phi$	25	o
h10	1.5	bo	1	kohesi	c	30.6	Kpa
h11	1.5			bahan struktur			
c	1.6	Bx	6.95	mutu beton	f <sub>c</sub>	29	Mpa
d	0.8			mutu baja tulangan	f <sub>y</sub>	400	Mpa

### 5.6.2 Pembebanan Pada *Abutment* Jembatan

Desain struktur abutment dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, kemudian aksi-aksi tekanan tanah sebagai pengaruh beban arah horizontal abutment. Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan pada tabel di bawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimate untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan.

#### 1. Berat sendiri

##### a. Berat sendiri struktur atas

Beban dari struktur atas jembatan meliputi girder prestress, trotoar, dan dinding pagar tepi. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada tabel dibawah ini

**Tabel 5. 51 Tabel Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas**

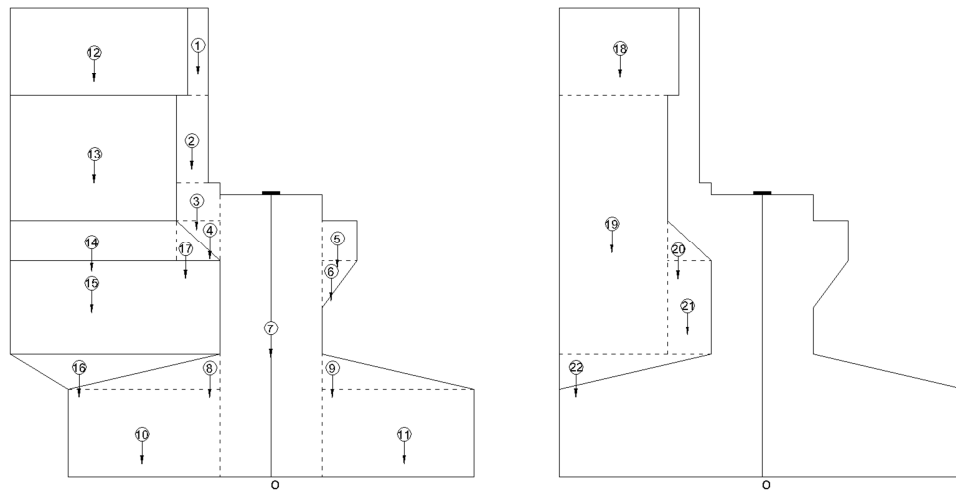
no	Beban struktur atas	jumlah	berat w (kN/m)	bentang L (m)	berat (kN)
1	Balok Prategang	1	286.14	60	17168.82
2	trotoar dan pagar tepi	2	53.22	60	3193.5
total berat sendiri struktur atas				WMS =	20362.32

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} \text{ struktur atas} = \frac{1}{2} \cdot W_{MS} = \frac{1}{2} \cdot 20362,3 = 10181 \text{ kN}$$

b. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri *abutment*, *wing wall* dan tanah timbunan, gambar struktur bawah dapat dilihat pada gambar 5.74 berikut ini.



**Gambar 5. 74 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah**

Berat jenis beton,  $w_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Tebal *wingwall*,  $h_w = 0,5 \text{ m}$

$2 \times$  tebal *wingwall* = 1 m

Untuk perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri untuk pengecekan stabilitas guling dan geser dapat dilihat pada tabel 5.53 di bawah ini.

**Tabel 5. 52 Perhitungan Gaya dan Momen Struktur Bawah**

no	parameter berat bagian				berat (kN)	lengan X (m)	Momen X (kNm)	lengan Y (m)	Momen Y (kNm)	
	b	h	shape	arah						
<b>ABUTMENT</b>										
1	0.35	1.5	1	-1	176.4	1.1925	-210.35	7	-1234.8	
2	0.55	1.5	1	-1	277.2	1.45	-401.94	7	-1940.4	
3	0.75	0.65	1	-1	163.8	1.35	-221.13	7	-1146.6	
4	0.75	0.7	0.5	-1	88.2	1.225	-108.04	7	-617.4	
5	0.6	0.7	1	1	141.12	1.075	151.70	7	987.84	
6	0.6	0.8	0.5	1	80.64	0.975	78.624	7	564.48	
7	1.3	4.5	1	-1	2646	0	0	7	-18522	
8	2.6	0.6	0.5	-1	262.08	1.841	-482.66	7	-1834.5	
9	2.6	0.6	0.5	1	262.08	1.64	430.248	7	1834.56	
10	2.6	1.5	1	-1	1310.4	2.275	-2981.16	7	-9172.8	
11	2.6	1.5	1	1	1310.4	2.075	2719.08	7	9172.8	
<b>WINGWALL</b>										
12	3.05	1.5	1	-1	109.8	2.95	-323.91	7	-768.6	
13	2.85	2.15	1	-1	147.06	3.05	-448.533	7	-1029.4	
14	2.85	0.7	1	-1	47.88	3.05	-146.034	7	-335.16	
15	3.6	1.6	1	-1	138.24	2.675	-369.792	7	-967.68	
16	2.6	0.6	1	-1	37.44	1.741	-65.208	7	-262.08	
17	0.75	0.7	0.5	-1	6.3	0.375	-2.3625	7	-44.1	
<b>TANAH</b>										
19	2.05	1.5	1	-1	731.85	2.45	-1793.03	7	-5122.9	
20	1.85	4.45	1	-1	1959.335	2.55	-4996.3	7	-13715	
21	0.75	0.7	0.5	-1	62.475	1.25	-78.093	7	-437.32	
22	0.75	0.6	1	-1	107.1	1.25	-133.875	7	-749.7	
23	2.6	0.6	0.5	-1	185.64	1.7416	-323.323	7	-1299.4	
					PMS	9571	MMS	-9706.10	MMS	-46640.

Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan berat struktur atas yang dapat dilihat pada tabel 5.55

**Tabel 5. 53 Beban Mati Sendiri**

no	berat sendiri	PMS(kN)	MMS (kNm)
1	struktur atas	9571	0
2	struktur bawah	10251.44	-9706.108

## 2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 5.56 di bawah ini.

**Tabel 5. 54 Perhitungan Beban Mati Tambahan**

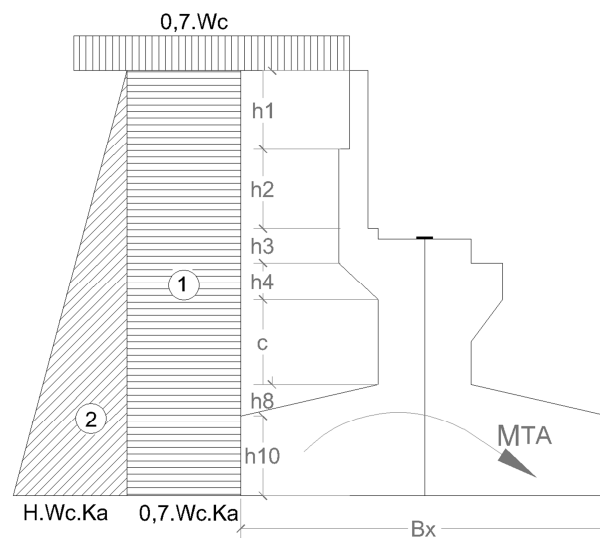
no	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	jumlah	w (kN/m <sup>3</sup> )	berat (kN)
1	Lap. Aspal dan overlay	0.09	9.5	60	1	22	1128.6
2	Lights		0.5	60	2		60
3	Air hujan	0.05	9.5	60	1	9.8	279.3
						WMA =	1467.9

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,

$$P_{MA} \text{ struktur atas} = \frac{1}{2} \cdot W_{MA} = \frac{1}{2} \cdot 1467,9 = 733,95 \text{ kN}$$

## 3. Tekanan Tanah ( TA )

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,7 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut (lihat gambar 5.66).



**Gambar 5. 75 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment**

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ) dan sudut gesek dalam dengan:

$$W_s = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$H = 8,05 \text{ m}$$

$$B_y = 14 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,3333$$

$$q = 0,7 \times W_s = 0,7 \times 17 = 11,9 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada tabel 5.57 di bawah ini

**Tabel 5. 55 Gaya Akibat Tekanan Tanah**

no	gaya akibat tekanan tanah	TTA	Lengan	y	MTA
		(kN)	thd 0	(m)	(kNm)
1	$TTA = q \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	442.57	$y = H/2$	4.025	1781.35
2	$TTA = 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	2544.7	$y = H/3$	2.683	6828.53
$\Sigma TTA$		2987.367	$\Sigma MTA$		8609.88

Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif,  $TTA = 2987,37 \text{ kN}$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $MTA = 8609,88 \text{ kNm}$

#### 4. Beban Lajur D

Beban Lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).

Panjang bentang,  $L = 60 \text{ m}$

Lebar jalur lalu-lintas,  $B = 9,6 \text{ m}$

##### a. Beban Terbagi Merata (BTR)

$$q = 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa, untuk } L = 60 \text{ m}$$

$$= 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{60} \right)$$

$$= 6,75 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur :

Beban merata pada balok (BTR) :



$$\begin{aligned} \text{QTR} &= 6,75 \times 9,5 \\ &= 64,125 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis BGT mempunyai intensitas  $p = 49,0 \text{ kN/m}$

Panjang jembatan ( $L$ ) =  $70 \text{ m} > 50 \text{ m}$ , sehingga

$$\begin{aligned} DLA &= 0,525 - (0,0025 \times 60) \\ &= 0,375 \end{aligned}$$

Beban terpusat pada balok,

$$\begin{aligned} \text{PGT} &= (1 + DLA) \cdot p \cdot b \\ &= (1 + 0,375) \cdot 49 \cdot 9,5 = 640 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada pilar akibat beban lajur D

$$\begin{aligned} P_{TD} &= \frac{1}{2} \cdot ((\text{QTR} \cdot L) + \text{PGT}) \\ &= \frac{1}{2} \cdot ((64,125 \cdot 60) + 640) \\ &= 2243,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki ( TP )

Besarnya beban pejalan kaki bergantung pada luas trotoar yang menopangnya.

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut.

$$\text{Lebar trotoar} > 600 \text{ m} : q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang trotoar tiap bentang} (L) = 60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar} (b_t) = 2 \text{ m}$$

$$P_{TP} = q \cdot b_t \cdot L / 2 = 5 \cdot 2 \cdot 60 / 2 = 225 \text{ kN}$$

6. Gaya Rem ( TB )

Pengereman diperhitungkan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan, dan dianggap bekerja pada ketinggian 1.80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan ( $L$ ) sebagai berikut.

a. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 5\% \cdot (500 + 60 \times 64,125) \\ &= 217,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. 25% dari berat gandartruk desain

$$\begin{aligned}\text{Gaya rem} &= 25\% \cdot 500 \\ &= 125 \text{ kN}\end{aligned}$$

c. Gaya rem digunakan = 217,5 kN

$$\begin{aligned}\text{Lengan terhadap fondasi, YTB} &= H \\ &= 8,05 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen akibat gaya rem, MTB} &= \text{TTB} \times \text{YTB} \\ &= 217,5 \times 8,05 \\ &= 1749,86 \text{ kNm}\end{aligned}$$

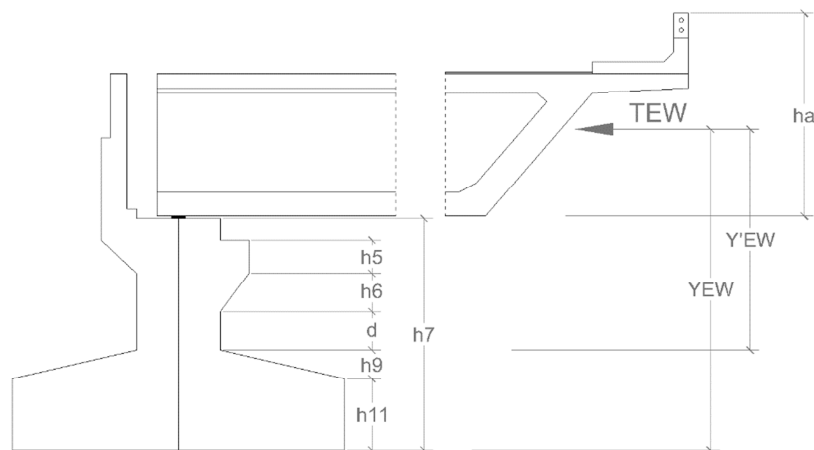
$$\begin{aligned}\text{Lengan terhadap breast wall, Y'TB} &= H - h_8 - h_{10} \\ &= 8,05 - 0,6 - 1,5 \\ &= 5,95 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen akibat gaya rem, M'TB} &= \text{TTB} \times \text{Y'TB} \\ &= 217,5 \times 5,95 \\ &= 1293,4 \text{ kNm}\end{aligned}$$

## 7. Beban Angin (Ew)

a. Beban angin pada struktur atas

Arah beban angin tegak lurus arah samping seperti terlihat pada gambar 5.50 berikut ini.



**Gambar 5. 76 Beban Angin Dari Samping**

Beban angin pada struktur atas

Kecepatan gesekan angin,	$V_o$	= 13,2 km/jam
Kecepatan angin rencana,	$V_B$	= 100 m/dt
Kecepatan angin pada elevasi 10000 m,	$V_{10}$	= 100 m/dt
Elevasi struktur,	$Z$	= 8500 mm
Panjang gesekan di hulu jembatan,	$Z_0$	= 70 mm
Kecepatan angin rencana pada elevasi z,		

$$\begin{aligned}
 VDZ &= 2,5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \\
 &= 2,5 \cdot 13,2 \cdot \left(\frac{100}{100}\right) \cdot \ln\left(\frac{8500}{70}\right) \\
 &= 158,57 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin dasar, } PB &= 0,0024 \text{ Mpa} \\
 &= 2,4 \text{ Kpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin rencana, } PD &= PB \cdot \left(\frac{VDZ}{V_B}\right)^2 \\
 &= 2,4 \cdot \left(\frac{158,57}{100}\right)^2 \\
 &= 6,02 \text{ kN/m} > 4,4 \text{ kNm (oke)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Bentang jembatan, } L = 60 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping jembatan, } h_a = 4,25 \text{ m}$$

$$\text{Luas bidang samping, } A_b = h_a \cdot L / 2 = 4,25 \cdot 60 / 2 = 90 \text{ m}^2$$

Beban akibat angin,

$$TEW_1 = PD \cdot A_b = 6,02 \cdot 90 = 541,8 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$\begin{aligned}
 YEW &= h_7 + h_a / 2 \\
 &= 4,5 + 3/2 = 6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin,

$$MEW_1 = TEW_1 \cdot YEW = 541,8 \cdot 6 = 3250 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$\begin{aligned}
 Y'EW &= YEW - h_9 - h_{10} \\
 &= 6 - 0,6 - 0,6 = 3,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'EW_1 = TEW_1 \cdot Y'EW = 541,8 \cdot 3,9 = 2113 \text{ kNm}$$

## b. Transfer beban angin pada kendaraan

$$TEW = 1,46 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi,  $h = 1,8 \text{ m}$  dan jarak antar roda,  $x = 1,75 \text{ m}$

$$\begin{aligned} PEW &= (h/x) \cdot TEW \cdot L/2 \\ &= (1,8/1,75) \cdot 1,46 \cdot 60/2 \\ &= 45,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 8. Beban Gempa (EQ)

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri dari berat sendiri struktur jembatan, beban mati, dan beban hidup yang bekerja.

## a. Gempa arah X memanjang jembatan

Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Lebar abutmen,	$h$	$= 1,75 \text{ m}$
Panjang abutmen,	$b$	$= 14 \text{ m}$
Tinggi breast wall,	$L_b$	$= 2,4 \text{ m}$
Inersia penampang Pilar,	$I_c$	$= 1/12 \cdot B_e \cdot h^3$ $= 1/12 \cdot 14 \cdot 1,75^3 = 6,25 \text{ m}^4$
Kuat tekan beton,	$f'_c$	$= 29 \text{ MPa}$
Modulus elastis beton,	$E_c$	$= 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \cdot \sqrt{29} \cdot 1000$ $= 25310274 \text{ Kpa}$
Nilai kekeakuan,	$K_p$	$= 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3$ $= 3 \cdot 25310274 \cdot 6,25 / 2,4^3$ $= 34343560 \text{ kN/m}$

Berat total struktur,

$$\begin{aligned} WT &= P_{MS} \text{ (atas)} + P_{MS} \text{ (struktur bawah)} + P_{MA} \\ &= 21166,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Waktu getar (T)} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{WT}{g \cdot K_p}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{21166,5}{9,81 \cdot 34343560}}$$

$$= 0,05 \text{ detik}$$

Koefisien batuan dasar,  $A = 0,17 \text{ g}$

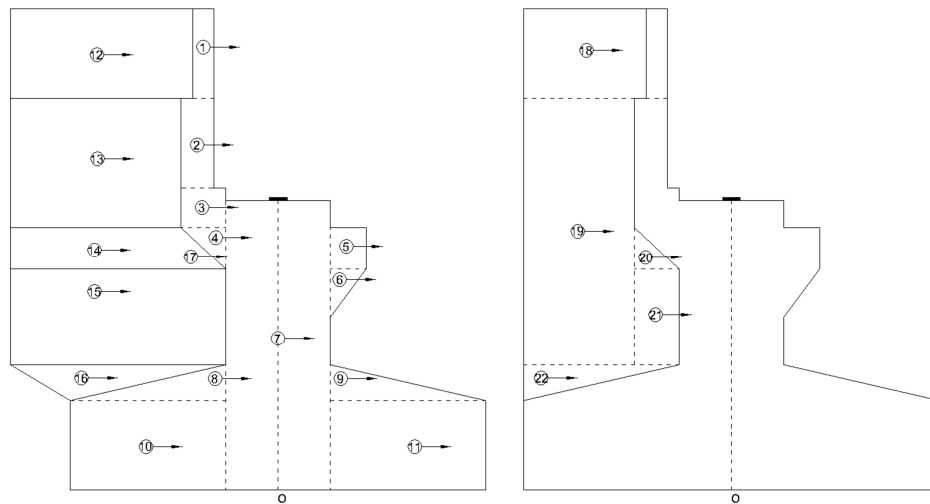
Koefisien tanah,  $S = 1,5 \text{ (tanah lembek)}$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien dasar elastic (cms)} &= \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,05^{2/3}} \\ &= 2,26 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cms} < 2,5 A &= 2,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,425 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} = \frac{\text{cms}}{R_d} = \frac{0,425}{2,5} = 0,17 \text{ WT (kN)}$$



**Gambar 5. 77 Gempa Arah X Pada Abutmen**

**Tabel 5. 56 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada Abutmen**

no	berat WT (kN)	TEQ (kN)	uraian lengan thd 0	besar y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS					
PMS	10181.16	1730.79	y = H	8.05	13932.92
PMA	733.95	124.7715	y = H	8.05	1004.41
ABUTMENT					
1	176.4	29.988	y1 = h10+h8+c+h4+h3+h2+h1/2	7.3	218.9
2	277.2	47.124	y2 = h10+h8+c+h4+h3+h2/2	5.8	273.3
3	163.8	27.846	y3 = h10+h8+c+h4+h3/2	4.725	131.57
4	88.2	14.994	y4 = h10+h8+c+2/3*h4	3.76	56.39
5	141.12	23.9904	y5 = h11+h9+d+h6+h5/2	4.05	97.16
6	80.64	13.70	y6 = h11+h9+d+2/3*h6	3.43	47.06
7	2646	449.82	y7 = h7/2	2.25	1012.09
8	262.08	44.55	y8 = h10 + 1/3*h8	1.7	75.74
9	262.08	44.55	y9 = h11 + 1/3*h9	1.7	75.74
10	1310.4	222.76	y10 = h10/2	0.75	167.07
11	1310.4	222.76	y11 = h11/2	0.75	167.07
WING WALL					
12	109.8	18.66	y12 = y1	7.3	136.26
13	147.06	25.0	y13 = h10+h8+c+h4+(h3+h2)/2	5.475	136.8
14	47.88	8.13	y14 = h10+h8+c+h4/2	4.05	32.96
15	138.24	23.50	y15 = h10+h8+c/2	2.9	68.15
16	37.44	6.36	y16 = h10+2/3*h8	1.9	12.09
17	6.3	1.07	y17 = h10+h8+c+h4/3	3.93	4.21
18	0	0	y18 = h7	4.5	0
TANAH					
19	731.85	124.41	y19 = H-h1/2	7.3	908.22
20	1959.33	333.08	y20 = h10+h8+h13/2	4.416	1471.13
21	62.475	10.62	y21 = h10+h8+c+h4/3	3.93	41.77
22	107.1	18.20	y22 = h10+h8+c/2	2.9	52.80
23	185.64	31.55	y23 = h10+2/3*h8	1.9	59.96
	TEQ	3598.31		MEQx	20183.94

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa;

$$\begin{aligned}
 \text{YEQ} &= \Sigma \text{MEQ} / \Sigma \text{TEQ} \\
 &= 20183,94/3598 = 5,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Gempa arah Y melintang jembatan

Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar abutmen,} & \quad h &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{Panjang abutmen,} & \quad b &= 14 \text{ m} \\
 \text{Tinggi breast wall,} & \quad \text{Lb} &= 2,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Inersia penampang Pilar,	$I_c$	$= 1/12 \cdot B \cdot h^3$ $= 1/12 \cdot 14^3 \cdot 1,75 = 400 \text{ m}^4$
Kuat tekan beton,	$f'_c$	$= 29 \text{ MPa}$
Modulus elastis beton,	$E_c$	$= 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \cdot \sqrt{29} \cdot 1000$ $= 25310274 \text{ Kpa}$
Nilai kekekakuan,	$K_p$	$= 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3$ $= 3 \cdot 25310274 \cdot 400 / 2,4^3$ $= 2197987894 \text{ kN/m}$

Berat total struktur,

$$\begin{aligned} WT &= P_{MS} (\text{atas}) + P_{MS} (\text{struktur bawah}) + P_{MA} \\ &= 21166,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar (T)} &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{WT}{g \cdot K_p}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{21166,5}{9,81 \cdot 2197987894}} \\ &= 0,006 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien batuan dasar, } A = 0,17 \text{ g}$$

$$\text{Koefisien tanah, } S = 1,5 \text{ (tanah lembek)}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien dasar elastic (cms)} &= \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,17 \cdot 1,5}{0,006^{2/3}} \\ &= 9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cms} < 2,5 \cdot A &= 2,5 \cdot 0,17 \\ &= 0,425 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa horizontal (kh)} &= \frac{\text{cms}}{R_d} \cdot WT \\ &= \frac{0,425}{2,5} \cdot 21166,5 \\ &= 3598,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gempa,

$$MEQ = TEQ \cdot YEQ = 3598,3 \cdot 5,6 = 20183,9 \text{ kNm}$$

#### 9. Gesekan pada perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan,  $\mu = 0,01$

Gaya gesek yang ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.

Reaksi tumpuan akibat beban struktur atas dan beban mati tambahan,

$$P_T = P_{MS} + P_{MA} = 21166,5 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan,

$$T_{FB} = \mu \cdot P_T = 0,01 \cdot 21166,5 = 211,6 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{FB} = h_7 = 4,5 \text{ m}$$

Momen pada pondasi,

$$M_{FB} = T_{FB} \cdot Y_{FB} = 211,6 \cdot 4,5 = 952,5 \text{ kNm}$$

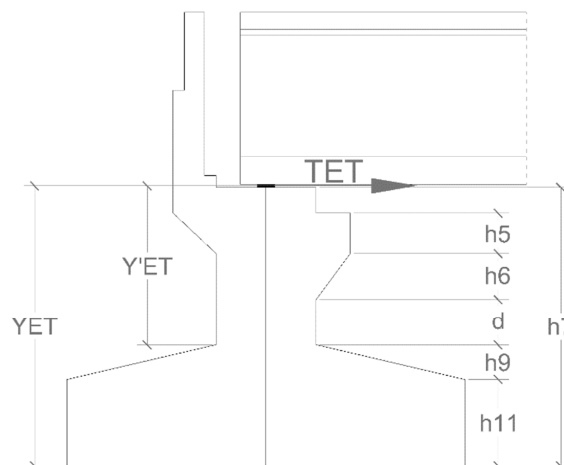
Lengan terhadap pilar,

$$Y'_{FB} = h_7 - h_9 - h_{11} = 2,4 \text{ m}$$

Momen pada pilar,

$$M'_{FB} = T_{FB} \cdot Y'_{FB} = 211,6 \cdot 2,4 = 508 \text{ kNm}$$

#### 10. Pengaruh temperature



**Gambar 5. 78 Pengaruh Temperatur**

Perbedaan temperature,  $\Delta T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$



Koefisien muai,  $\alpha = 0,000011 / ^\circ \text{C}$

Panjang bentang,  $L = 60 \text{ m}$

Kekakuan elastomer bearing,  $K = 15000 \text{ kN/m}$

Jumlah tumpuan,  $n = 2 \text{ buah}$

Gaya akibat temperature,

$$\begin{aligned} \text{TET} &= \Delta T \cdot \alpha \cdot L/2 \cdot K \cdot n \\ &= 25 \cdot 0,000011 \cdot 60/2 \cdot 15000 \cdot 2 \\ &= 24,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{\text{FB}} = h_7 = 4,5 \text{ m}$$

Momen pada pondasi,

$$M_{\text{FB}} = T_{\text{FB}} \cdot Y_{\text{FB}} = 24,75 \cdot 4,5 = 111,37 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap pilar,

$$Y'_{\text{FB}} = h_7 - h_9 - h_{11} = 2,4 \text{ m}$$

Momen pada pilar,

$$M'_{\text{FB}} = T_{\text{FB}} \cdot Y'_{\text{FB}} = 24,75 \cdot 2,4 = 59,4 \text{ kNm}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan pada abutmen yang dapat dilihat pada tabel

**Tabel 5. 57 Rekapitulasi Pembebanan Pada Abutment**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	20432.6			9706.10	
2	MA (mati tambahan)	733.95				
3	TA (tekanan aktif)		2987.37		8609.88	
4	TD (lajur)	2243.78				
5	TB (rem)		217.375		1293.31	
6	TP (pejalan kaki)	225				
7	Ews (angin pada struktur)			541.804		2113.03
8	EWL (angin kendaraan)	45.0514				
9	BF (Gesekan perletakan)		211.666		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)		3598.31	3598.31	20183.92	20183.9

### 5.6.3 Kombinasi Pembebanan Pada Abutmen

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan pada pilar berdasarkan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada tabel 5.60

**Tabel 5. 58 Kombinasi Pembebanan Pada Abutmen**

no	beban	keadaan batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	MS (mati)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
2	MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2
3	TA (tekanan aktif)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
4	TD (lajur)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
5	TB (rem)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
6	TP (pejalan kaki)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
7	Ews (angin pada struktur)	0	0	1.4	0	0.4	0
8	EWL (angin kendaraan)	0	0	0	0	1	0
9	BF (Gesekan perletakan)	1	1	1	1	1	1
10	Temperatur (Eun)	1	1	1	1	1	1
11	EQ (gempa)	0	0	0	0	0	1

**Tabel 5. 59 Kombinasi Kuat 1**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	24519.1			-11647.33	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		3734.21		10762.35	
4	TD (lajur)	4038.81			0	
5	TB (rem)		391.27		2328.08	
6	TP (pejalan kaki)	405			0	
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		30430.8	4361.9	0	2010.51	0

**Tabel 5. 60 Kombinasi Kuat 2**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	24519.1			-11647.33	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)	0	3734.21		10762.35	
4	TD (lajur)	3141.29			0	
5	TB (rem)		304.32		1810.73	
6	TP (pejalan kaki)	315			0	
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		29443.3	4274.95	0	1493.16	0

**Tabel 5. 61 Kombinasi Kuat 3**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	24519.1			-11647.3	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		3734.21		10762.3	
4	TD (lajur)					
5	TB (rem)					
6	TP (pejalan kaki)					
7	Ews (angin pada struktur)			758.52		2958.2
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		25987	3970.6	758.5	-317.57	2958.24

**Tabel 5. 62 Kombinasi Kuat 4**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	24519.1			-11647.33	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		3734.21		10762.359	
4	TD (lajur)					
5	TB (rem)					
6	TP (pejalan kaki)					
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.666		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		25987	3970.62	0	-317.57	0

**Tabel 5. 63 Kombinasi Kuat 5**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	24519.1			-11647.3	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		3734.21		10762.35	
4	TD (lajur)					
5	TB (rem)					
6	TP (pejalan kaki)					
7	Ews (angin pada struktur)			216.72		845.21
8	EWL (angin kendaraan)	45.05			0	
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		26032.1	3970.62	216.72	-317.57	845.21

**Tabel 5. 64 Kombinasi Ekstrem**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	24519.1			-11647.3	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		3734.21		10762.35	
4	TD (lajur)	1121.89			0	
5	TB (rem)		108.68		646.69	
6	TP (pejalan kaki)	112.5			0	
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)		3598.3	3598.31	20183.94	20183.9
	Total	27221.4	7677.6	3598.31	20513.05	20183.9

**Tabel 5. 65 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan**

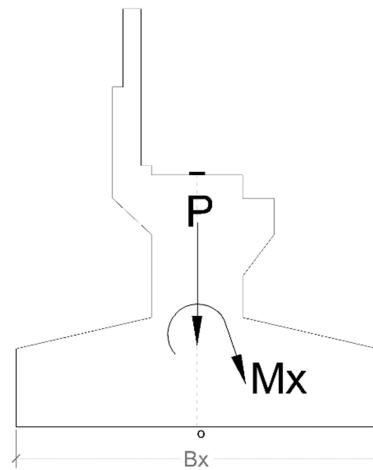
no	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kuat I	30430.8	4361.9		2010.51	
2	Kuat 2	29443.3	4274.95		1493.16	
3	Kuat 3	25987	3970.62	758.526	-317.57	2958.24
4	Kuat 4	25987	3970.62		-317.57	
5	Kuat 5	26032.1	3970.62	216.722	-317.57	845.214
6	Ekstrem	27221.4	7677.63	3598.31	20513.05	20183.94
	max	30430.8	7677.63	3598.31	20513.05	20183.94

#### 5.6.4 Stabilitas Pada Abutmen

Pada perencanaan Abutmen harus memenuhi syarat kestabilan. Analisa stabilitas Abutmen di tinjau terhadap stabilitas guling dan stabilitas. Untuk menganalisa stabilitas menggunakan angka aman atau safety factor.

##### 1. Stabilitas Guling

###### a. Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



**Gambar 5. 79 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan**

Letak titik guling A terletak di ujung pile cap terhadap pusat pile cap pilar

$$B_x/2 = 6,95/2 = 3,475 \text{ m}$$

$$\text{Beban aksial pada kombinasi terbesar, } P = 30430,83 \text{ kN}$$

$$\text{Momen yang mengakibatkan guling, } \Sigma M_x = 20513,6 \text{ kNm}$$

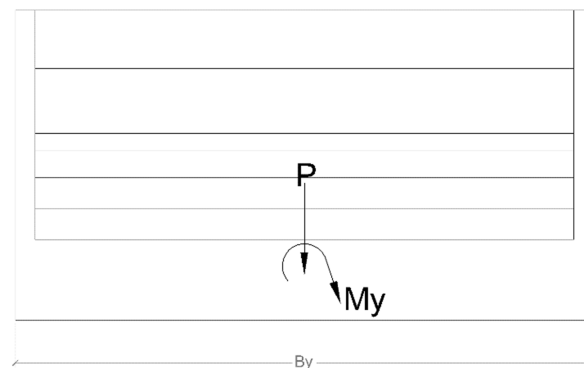
Momen penahan guling pada kombinasi terbesar,

$$\Sigma M_{px} = B_x/2 \cdot \Sigma P = 3,475 \cdot 30430,83 = 105747 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap guling,

$$SF = (\Sigma M_{px}) / (\Sigma M_x) = 105747 / 20513,6 = 5,15 > 2 \text{ (aman)}$$

b. Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (Arah Y)



**Gambar 5. 80 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan**

Letak titik guling A terletak di ujung pile cap terhadap pusat pile cap pilar

$$B_y/2 = 14/2 = 7 \text{ m}$$

$$\text{Beban aksial pada kombinasi terbesar, } P = 30430,8 \text{ kN}$$

$$\text{Momen yang mengakibatkan guling, } \Sigma M_y = 20183,9 \text{ kNm}$$

Momen penahan guling pada kombinasi terbesar,

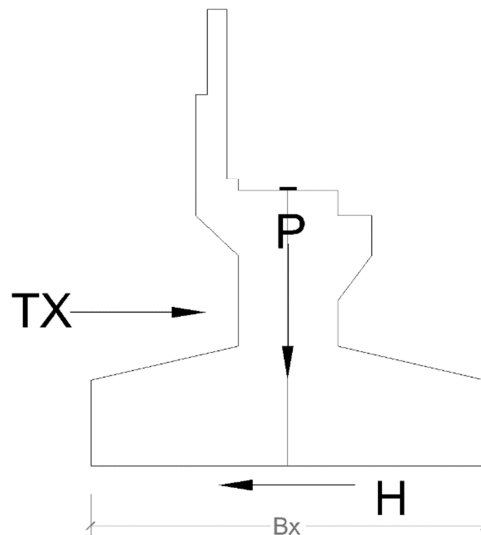
$$\Sigma M_{py} = B_y/2 \cdot \Sigma P = 7 \cdot 30430,8 = 213015,8 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap guling,

$$SF = (\Sigma M_{px}) / (\Sigma M_x) = 213015,8 / 20183,9 = 11 > 2 \text{ (aman)}$$

## 2. Stabilitas geser

### a. Stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)



**Gambar 5. 81 Stabilitas Geser Arah X**

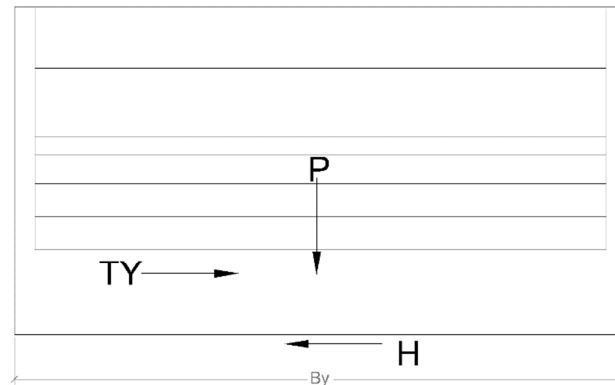
$$\text{Beban aksial kombinasi terbesar, } \Sigma P = 30430,8 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya horisontal bekerja terbesar, } \Sigma T_x = 7677,6 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap geser,

$$SF = (\Sigma P) / (\Sigma T_x) = 30430,8 / 7677,6 = 3,9 > 2 \text{ (aman)}$$

### b. Stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y)



**Gambar 5. 82 Stabilitas Geser Arah Y**

Beban aksial kombinasi terbesar,  $\Sigma P = 30430,8 \text{ kN}$

Gaya horisontal bekerja terbesar,  $\Sigma T_y = 3598 \text{ kN}$

Faktor aman terhadap geser,

$$SF = (\Sigma P) / (\Sigma T_y) = 30430,8 / 3598 = 8,4 > 2 \text{ (aman)}$$

### 5.6.5 Perhitungan *Breast Wall*

Pada perencanaan abutment terdiri dari beberapa bagian. Pada sub bab ini akan dilakukan perencanaan *breast wall*. *Breast wall* merupakan bagian dinding beton bertulang pada abutmen yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom.

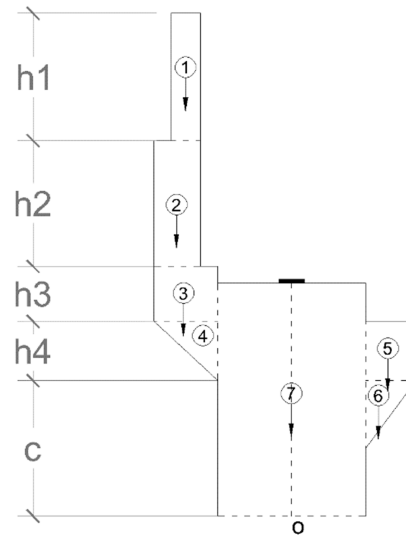
Pada dasarnya analisa yang dibutuhkan dalam mendesain *Breast wall* ini adalah besarnya gaya dan momen ultimit yang akan diformulasikan ke dalam grafik  $\phi M_n - \phi P_n$ . Perhitungan analisa beban yang bekerja pada *Breast wall abutment* dapat dilihat sebagai berikut:

#### 1. Pembebanan *Breast wall*

##### a. Berat sendiri

*Breast wall* ditinjau pada potongan bagian atas abutment seperti terlihat pada gambar berikut ini.





**Gambar 5. 83 Potongan *Breast Wall***

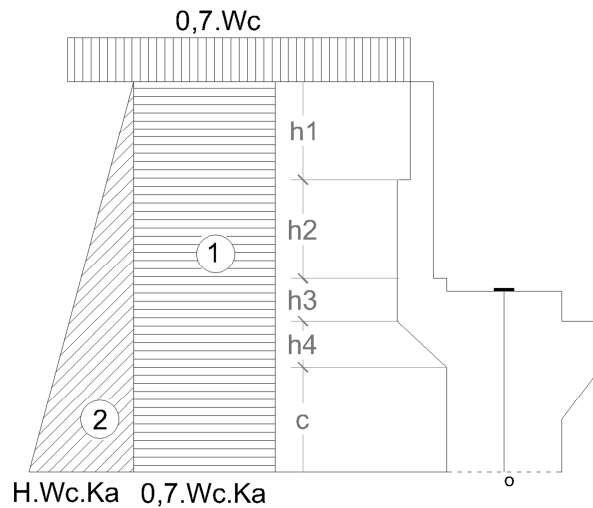
Perhitungan gaya dan momen berat sendiri pada *breast wall* disajikan pada tabel berikut

**Tabel 5. 66 Perhitungan Gaya Dan Momen Akibat Beban Mati**

no	parameter		berat (kN)	direct	lengan (m)	momen (kNm)
	b (m)	h (m)				
1	0.35	1.5	176.4	-1	1.1925	-210.357
2	0.55	1.5	277.2	-1	1.45	-401.94
3	0.75	0.65	163.8	-1	1.35	-221.13
4	0.75	0.7	88.2	-1	1.225	-108.045
5	0.6	0.7	141.12	1	1.075	151.704
6	0.6	0.8	80.64	1	0.975	78.624
7	1.75	4.5	2646	-1	0	0
struktur atas (slab, girder, dll)			10181.1633	-1	0.1	0
PMS			13754.5233		MMS	-711.144

b. Tekanan Tanah ( TA )

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,7 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut (lihat gambar 5.75).



**Gambar 5. 84 Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Breast Wall***

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ) dan sudut gesek dalam dengan:

$$W_s = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$H = 5,95 \text{ m}$$

$$B_y = 14 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,3333$$

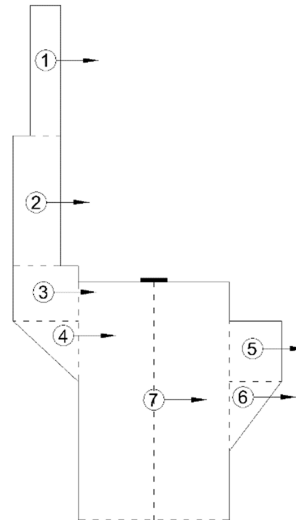
$$q = 0,7 \times W_s = 0,6 \times 17 = 11,9 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada tabel 5.67 di bawah ini

**Tabel 5. 67 Gaya Akibat Tekanan Tanah**

no	gaya akibat tekanan tanah	TTA	Lengan	y	MTA
		(kN)	thd 0	(m)	(kNm)
1	$TTA = q \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	327.12	$y = H/2$	2.975	973.17
2	$TTA = 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	1390.25	$y = H/3$	1.983	2757.34
$\Sigma TTA$		1717.37	$\Sigma MTA$		3730.52

## c. Beban gempa



**Gambar 5. 85 Gaya Akibat Beban Gempa Pada *Breast Wall***

$$H_t = 5,95 \text{ m}$$

$$TEQ = 0,17 \text{ WT (kN)}$$

Untuk perhitungan gaya akibat beban gempa pada *breast wall* disajikan pada tabel 5.70

**Tabel 5. 68 Perhitungan Beban Gempa Pada *Breast Wall***

No	berat WT (kN)	TEQ (kN)	uraian lengan thd 0	besar y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS					
PMS	10181.16	1730.79	y = H	5.95	10298.24
PMA	733.95	124.77	y = H	5.95	742.39
ABUTMENT					
1	176.4	29.98	y1 = c+h4+h3+h2+h1/2	5.2	155.93
2	277.2	47.12	y2 = c+h4+h3+h2/2	3.7	174.35
3	163.8	27.84	y3 = c+h4+h3/2	2.625	73.09
4	88.2	14.99	y4 = c+2/3*h4	1.660	24.90
5	141.12	23.99	y5 = d+h6+h5/2	1.95	46.78
6	80.64	13.70	y6 = d+2/3*h6	1.33	18.27
7	2646	449.82	y7 = h7/2	2.25	1012.09
	TEQ	2463		MEQ	12546

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan pada *breast wall* yang dapat dilihat pada tabel berikut

**Tabel 5. 69 Rekapitulasi Perhitungan Pembebanan Pada *Breast Wall***

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	13754.5			-711.144	
2	MA (mati tambahan)	733.95			0	
3	TA (tekanan aktif)		1717.38		3730.52	
4	TD (lajur)	2243.78			0	
5	TB (rem)		217.375		1293.38	
6	TP (pejalan kaki)	225			0	
7	Ews (angin pada struktur)			541.8		2113.03
8	EWL (angin kendaraan)	45.0514			0	
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)		2463.04	2463.04	12546.08	12546.08

## 2. Kombinasi Pembebanan *Breast Wall*

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan pada pilar berdasarkan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada tabel

**Tabel 5. 70 Kombinasi Pembebanan Pada *Breast Wall***

no	beban	keadaan batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	MS (mati)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
2	MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2
3	TA (tekanan aktif)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
4	TD (lajur)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
5	TB (rem)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
6	TP (pejalan kaki)	1.8	1.4	0	0	0	0.5
7	Ews (angin pada struktur)	0	0	1.4	0	0.4	0
8	EWL (angin kendaraan)	0	0	0	0	1	0
9	BF (Gesekan perletakan)	1	1	1	1	1	1
10	(Eun) Temperatur	1	1	1	1	1	1
11	EQ (gempa)	0	0	0	0	0	1

**Tabel 5. 71 Kombinasi Kuat 1**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	16505.4			-853.37	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		2146.72		4663.15	
4	TD (lajur)	4038.81			0	
5	TB (rem)		391.275		2328.08	
6	TP (pejalan kaki)	405			0	
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		22417.1	2774.41	0	6705.2616	0

**Tabel 5. 72 Kombinasi Kuat 2**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	16505.4			-853.37	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)	0	2146.72		4663.15	
4	TD (lajur)	3141.29			0	
5	TB (rem)		304.325		1810.73	
6	TP (pejalan kaki)	315			0	
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.98	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		21429.6	2687.46	0	6187.90	0

**Tabel 5. 73 Kombinasi Kuat 3**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	16505.4			-853.37	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan akitf)		2146.72		4663.15	
4	TD (lajur)					
5	TB (rem)					
6	TP (pejalan kaki)					
7	Ews (angin pada struktur)			758.52		2958.24
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		17973.3	2383.13	758.52	4377.17	2958.24

**Tabel 5. 74 Kombinasi Kuat 4**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	16505.4			-853.37	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan akitf)		2146.72		4663.15	
4	TD (lajur)					
5	TB (rem)					
6	TP (pejalan kaki)					
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		17973.3	2383.13	0	4377.17	0

**Tabel 5. 75 Kombinasi Kuat 5**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	16505.4			-853.37	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		2146.72		4663.15	
4	TD (lajur)					
5	TB (rem)					
6	TP (pejalan kaki)					
7	Ews (angin pada struktur)			216.72		845.21
8	EWL (angin kendaraan)	45.05			0	
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)					
Total		18018.4	2383.13	216.72	4377.17	845.21

**Tabel 5. 76 Kombinasi Ekstrem**

no	beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	MS (mati)	16505.4			-853.37	
2	MA (mati tambahan)	1467.9			0	
3	TA (tekanan aktif)		2146.72		4663.15	
4	TD (lajur)	1121.89			0	
5	TB (rem)		108.68		646.69	
6	TP (pejalan kaki)	112.5			0	
7	Ews (angin pada struktur)					
8	EWL (angin kendaraan)					
9	BF (Gesekan perletakan)		211.66		507.99	
10	(Eun) Temperatur		24.75		59.4	
11	EQ (gempa)		2463.04	2463.04	12546.08	12546
Total		19207.7	4954.86	2463.04	17569.95	12546

**Tabel 5. 77 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan**

no	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kuat 1	22417.1	2774.41		6705.26	
2	Kuat 2	21429.6	2687.46		6187.90	
3	Kuat 3	17973.3	2383.13	758.52	4377.17	2958.24
4	Kuat 4	17973.3	2383.13		4377.17	
5	Kuat 5	18018.4	2383.13	216.72	4377.17	845.21
6	Ekstrem	19207.7	4954.86	2463.04	17569.95	12546.08
	max	22417.1	4954.86	2463.04	17569.95	12546.08

3. Perhitungan Penulangan *Breast Wall*

$$P_u \text{ max} = 22417,1 \text{ kN, maka } P_n = P_u / \Phi$$

$$= 22417,1 / 0,8 = 22417 \text{ kN}$$

$$M_{ux} \text{ max} = 17569,95 \text{ kNm, maka } M_{nx} = P_u / \Phi$$

$$= 17569,95 / 0,8 = 896,15 \text{ kNm}$$

$$\text{Ukuran penampang lebar ditinjau } 1 \text{ m, } b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal penampang kolom Pilar, } h = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Luas Penampang kolom pilar, } A_g = b \cdot h$$

$$= 1 \cdot 1,75$$

$$= 1,75 \text{ m}^2$$

## Perhitungan Tulangan Pokok Arah Y

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 29 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Lebar kolom pilar, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang kolom Pilar, } h = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup beton, } p_b = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok, } D = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan geser, } D = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi terluar beton,}$$

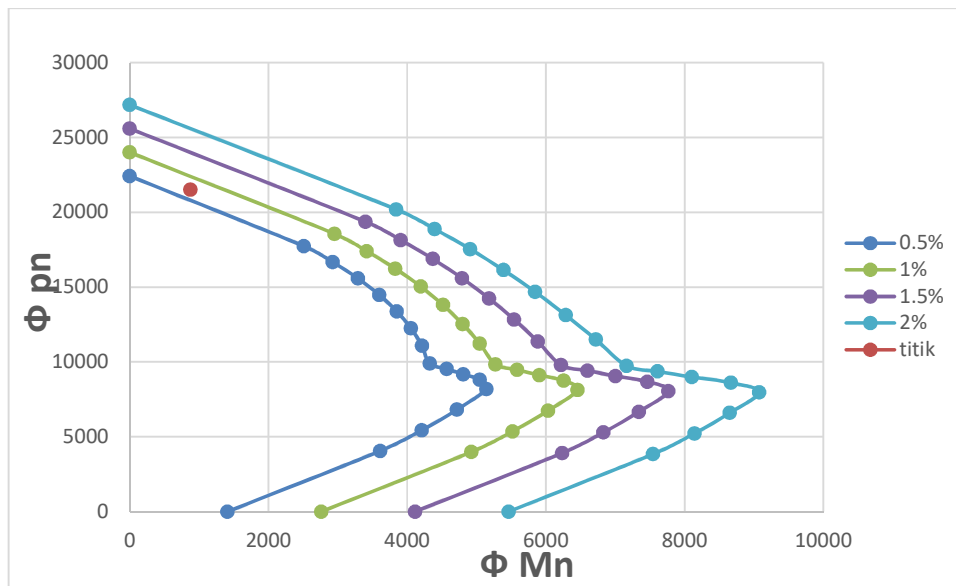
$$d_s = p_b + D_{\text{geser}} + \frac{1}{2} \cdot D_{\text{pokok}}$$



$$= 40 + 16 + 32/2 = 97 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d_s = 1750 - 72 = 1678 \text{ mm}$$

Untuk penulangan *breast wall* mengalami beban aksial dan momen, maka penulangan menggunakan diagram  $\Phi M_n - \Phi P_n$  untuk menentukan rasio tulangan yang digunakan. Hubungan momen nominal ( $\Phi M_n$ ) dan gaya aksial nominal ( $\Phi P_n$ ) dapat dinyatakan dengan grafik  $\Phi M_n$  dan  $\Phi P_n$ . Penampang dari kolom adalah segi panjang dengan setengah lingkaran seperti Gambar 5.46, namun untuk mempermudah hitungan dan penggambaran grafik  $\Phi M_n - \Phi P_n$  dianggap penampang dari kolom adalah persegi panjang sehingga diperoleh grafik  $\Phi M_n - \Phi P_n$  seperti Grafik 5.1



**Grafik 5.3 Diagram  $\Phi M_n - \Phi P_n$  Breast Wall**

Plot nilai  $P_n$  dan  $M_n$  terbesar kedalam diagram interaksi  $\Phi M_n - \Phi P_n$  diperoleh rasio tulangan,  $\rho = 1\%$

Luas tulangan yang diperoleh,  $A_s = \rho \cdot A_g$

$$= 1\% \cdot 10,72 \cdot 10^6 = 8750 \text{ mm}^2$$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D32 (2 lapis)

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan,

$$S = \frac{A1d \cdot 1000}{As} = \frac{804,25 \cdot 1000}{8750/2} = 183 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

#### 4. Perhitungan geser

Beban aksial maksimum,  $\Sigma P = 22417 \text{ kN}$

Gaya geser arah y maksimum,  $\Sigma V = 4954,8 \text{ kN}$

Lebar kolom,  $b = 1000 \text{ mm}$

Panjang kolom,  $h = 1750 \text{ mm}$

Tinggi efektif,  $d = 1687 \text{ mm}$  (sudah dihitung sebelumnya)

selimut beton,  $pb = 40 \text{ mm}$

mutu beton,  $f'c = 29 \text{ Mpa}$

mutu baja,  $fyh = 400 \text{ Mpa}$

diameter pokok,  $\Phi p = 32 \text{ mm}$

diamteter sengkang,  $\Phi s = 16 \text{ mm}$

$$Ag = 1750000 \text{ mm}^2$$

$$bc = b - (2 pb) - (2 \Phi s)$$

$$= 1000 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16)$$

$$= 888 \text{ mm}$$

$$hc = h - (2 pb) - (2 \Phi s) - (2 \Phi p) - (2 \cdot 25)$$

$$= 1750 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16)$$

$$= 1638 \text{ mm}$$

$$Ac = (888 \cdot 1638)$$

$$= 1454544 \text{ mm}^2$$

Menentukan nilai arak sengkang,

$$S < \frac{1}{4} (\text{min } b \text{ atau } h) = 562,5 \text{ mm}$$

$$S > 100 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Dicoba sengkang dengan 3 kaki jarak 150 mm (per 1 meter)

$$Av = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 3 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 2412,7 \text{ mm}^2$$

Cek luas sengkang minimum

$$Ash1 = \frac{0,3 \cdot s \cdot bc \cdot fc}{fyh} \cdot \left( \frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,3 \cdot 150 \cdot 888 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{1750000}{1454544} - 1 \right) \\
 &= 1198,8 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ash2} &= \frac{0,12 \cdot s \cdot bc \cdot fc}{fyh} \\
 &= \frac{0,12 \cdot 150 \cdot 888 \cdot 29}{400} \\
 &= 608,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$A_v > \text{Ash1}$  dan  $\text{Ash 2}$  (oke)

Kontrol terhadap gaya geser terjadi

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yh} \cdot d}{s} = \frac{2412,7 \cdot 400 \cdot 1678}{150 \cdot 1000} = 10769 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_s &= 0,65 \cdot 10769 \\
 &= 7017 > V_{uy} \text{ (oke aman)}
 \end{aligned}$$

### 5.6.6 Perhitungan *Back Wall*

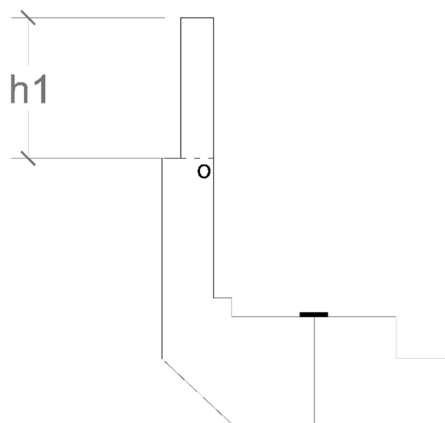
Ada 2 bagian / section yang akan dilakukan analisa perhitungan strukturnya yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah

#### 1. *Back wall* atas

##### a. Pembebanan *Back Wall*

##### 1) Pembebanan *back wall* atas

*back wall* atas ditinjau pada potongan bagian atas abutmen seperti terlihat pada gambar dibawah ini



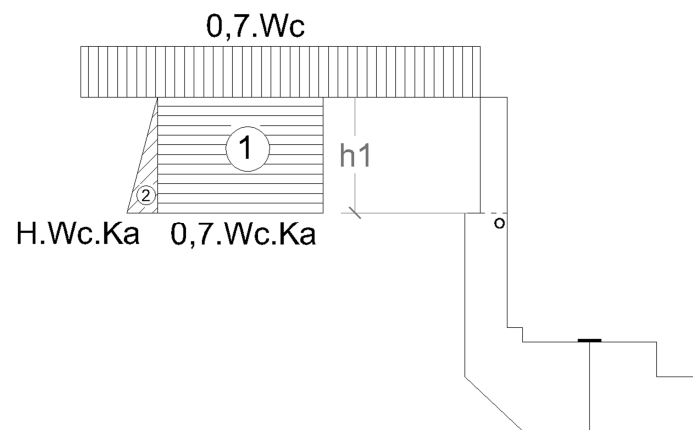
**Gambar 5. 86 Potongan *Back Wall* Atas**

Perhitungan gaya akibat berat sendiri pada *back wall* atas dapat dilihat pada tabel berikut

**Tabel 5. 78 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Atas**

no	parameter			berat volume	berat
	b (m)	h (m)	L (m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN)
1	0.35	1.5	13	24	163.8

2) Tekanan tanah



**Gambar 5. 87 Tekanan Tanah Pada *Back Wall* atas**

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ) dan sudut gesek dalam dengan:

$$W_s = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

$$B_y = 13 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,3333$$

$$q = 0,7 \times W_s = 0,7 \times 17 = 11,9 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada tabel 5.10 di bawah ini

**Tabel 5. 79 Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Atas**

no	gaya akibat tekanan tanah	TTA	Lengan	y	MTA
		(kN)	thd 0	(m)	(kNm)
1	$TTA = q \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	76.5765	$y = H/2$	0.75	57.43238
2	$TTA = 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	82.04625	$y = H/3$	0.5	41.02313
$\Sigma TTA$		158.6228	$\Sigma MTA$		98.4555

## 3) Beban Truk (TT)

$$\text{Beban Truk, } T = 112,5 \text{ kN}$$

$$DLA = 0,3$$

$$\begin{aligned} \text{Beban akibat truk, } T_{TT} &= (1 + DLA) \cdot T \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan, } b/2 = 0,35 / 2 = 0,175 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban truk, } M_{TD} &= T_{TT} \cdot L \\ &= 146,25 \cdot 0,175 \\ &= 25,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 4) Beban rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada pembebanan abutmen didapat nilai  $T_{TB}$  sebesar 217,375 kN

Lengan terhadap pondasi

$$Y_{TB} = H' + t_a = 1,59 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada pondasi

$$M_{Tb} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 217,375,6 \cdot 1,59 = 345,6 \text{ kNm}$$

## 5) Beban gempa (EQ)

Diketahui,

$$H' = h_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$TEQ = 0,17 \cdot WT \text{ (kN) perhitungan sebelumnya}$$

$$WT = 163,8 \text{ kN}$$

Gaya gempa pada back wall atas

$$TEQ = 0,17 \cdot 163,8 = 27,846 \text{ kN}$$

Lengan gaya gempa,

$$y = h/2 = 0,175$$

Momen akibat gaya gempa

$$MEQ = TEQ \cdot y$$

$$= 27,846 \cdot 0,175 = 20,88 \text{ kNm}$$

Kombinasi pembebanan back wall atas disajikan pada tabel dibawah ini

**Tabel 5. 80 Kombinasi Beban Ultimit Pada Back Wall Atas**

no	Beban	faktor beban	T (kN)	M (kNm)	Tu (kN)	Mu (kNm)
1	berat sendiri (MS)	1.2	163.8		196.56	
2	takanan tanah (TA)	1.25	158.62	98.45	198.27	123.06
3	Beban hidup (TT)	1.8	146.25	25.59	263.25	46.06
4	beban rem (TB)	1.8	217.37	345.62	391.27	622.12
5	gempa (EQ)	1	27.846	20.8845	27.846	20.88
beban ultimit					1077.209438	812.14

b. Penulangan Back Wall

1) Tulangan pokok

Dari perhitungan pembebanan pada back wall atas maka didapat besarnya momen ultimate dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi back wall atas yaitu sebesar :

$$Mu = 812 \text{ kNm}$$

$$Vu = 1077 \text{ kN}$$

Mu dan Vu ditinjau selebar 1m, dengan By = 13 m, maka :

$$Mu = 812/13 = 62,47 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu Baja, U-40} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal back wall} \quad h = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan,} \quad D = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton,} \quad S_b = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif} \quad d &= h - d_s \\ &= 350 - 40 - 25/2 \\ &= 297,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ditinjau slab beton selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

$$\text{Untuk } f'_c = 29 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,85$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Rasio tulangan berimbang:

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{62,47}{0,8} = 77,12 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{77,12 \cdot 10^6}{1000 \cdot 297,5^2} = 0,87$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,2} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 0,87}{400} \right)} \right) \\ &= 0,0022\end{aligned}$$

Karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 297,5 = 1041 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{490,87 \cdot 1000}{1041} = 471 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 250 mm

Luas tulangan susut :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 297,5 = 630 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D16

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{201 \cdot 1000}{630} = 319 \text{ mm}$$

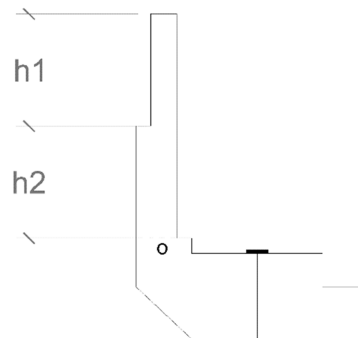
Dipakai jarak tulangan = 300 mm

## 2. *Back wall* bawah

### a. Pembebanan *Back Wall*

#### 1) Pembebanan *back wall* bawah

*back wall* atas ditinjau pada potongan bagian atas abutmen seperti terlihat pada gambar dibawah ini



**Gambar 5. 88 Potongan *Back Wall* Bawah**

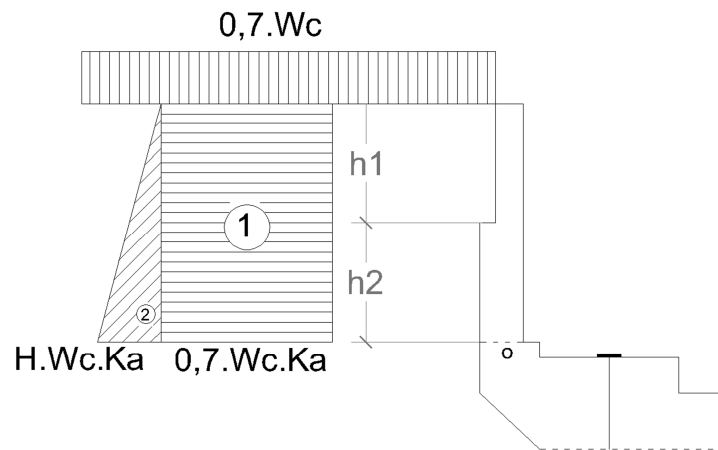


Perhitungan gaya akibat berat sendiri pada *back wall* bawah dapat dilihat pada tabel berikut

**Tabel 5. 81 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Bawah**

no	parameter			berat volume (kN/m <sup>3</sup> )	berat (kN)
	b (m)	h (m)	L (m)		
1	0.35	1.5	13	24	163.8
2	0.55	1.5	13	24	257.4
					421.2

2) Tekanan tanah



**Gambar 5. 89 Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Bawah**

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ) dan sudut gesek dalam dengan:

$$W_s = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

$$B_y = 13 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,3333$$

$$q = 0,7 \times W_s = 0,7 \times 17 = 11,9 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada tabel 5.10 di bawah ini

Tabel 5. 82 Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Bawah

no	gaya akibat tekanan tanah	TTA	Lengan	y	MTA
		(kN)	thd 0	(m)	(kNm)
1	$TTA = q \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	153.153	$y = H/2$	1.5	229.7295
2	$TTA = 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	328.185	$y = H/3$	1	328.185
$\Sigma TTA$		481.338	$\Sigma MTA$		557.9145

## 3) Beban Truk (TT)

$$\text{Beban Truk, } T = 112,5 \text{ kN}$$

$$DLA = 0,3$$

$$\begin{aligned} \text{Beban akibat truk, } T_{TT} &= (1 + DLA) \cdot T \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan, } b/2 = 0,55 / 2 = 0,275 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban truk, } M_{TD} &= T_{TT} \cdot L \\ &= 146,25 \cdot 0,275 \\ &= 40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 4) Beban rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada pembebanan abutmen didapat nilai  $T_{TB}$  sebesar 217,375 kN

Lengan terhadap pondasi

$$Y_{TB} = H' + t_a = 1,59 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada pondasi

$$M_{Tb} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 217,37 \cdot 1,59 = 345,6 \text{ kNm}$$

## 5) Beban gempa (EQ)

Diketahui,

$$H' = h_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$TEQ = 0,17 \cdot WT \text{ (kN) perhitungan sebelumnya}$$

$$WT = 421,2 \text{ kN}$$

Gaya gempa pada back wall atas

$$TEQ = 0,17 \cdot 421,2 = 71,6 \text{ kN}$$

Lengan gaya gempa,

$$y = h/2 = 1,5$$

Momen akibat gaya gempa

$$MEQ = TEQ \cdot y$$

$$= 71,6 \cdot 1,5 = 107,4 \text{ kNm}$$

Kombinasi pembebanan *back wall* bawah disajikan pada tabel dibawah ini

**Tabel 5. 83 Kombinasi Beban Ultimit Pada *Back Wall* Bawah**

no	Beban	faktor beban	T (kN)	M (kNm)	Tu (kN)	Mu (kNm)
1	berat sendiri (MS)	1.2	421.2		505.44	
2	takanan tanah (TA)	1.25	481.3	557.91	601.67	697.39
3	Beban hidup (TT)	1.8	146.25	40.21	263.25	72.39
4	beban rem (TB)	1.8	217.37	345.62	391.27	622.12
5	gempa (EQ)	1	71.60	107.40	71.60	107.40
beban ultimit					1833.24	1499.32

b. Penulangan *Back Wall* bawah

1) Tulangan pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *back wall* atas maka didapat besarnya momen ultimate dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi *back wall* atas yaitu sebesar :

$$Mu = 1499,3 \text{ kNm}$$

$$Vu = 1833 \text{ kN}$$

Mu dan Vu ditinjau selebar 1m, dengan  $B_y = 13 \text{ m}$ , maka :

$$Mu = 812/13 = 115 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu Baja, U-40} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal back wall} \quad h = 550 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan,} \quad D = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton,} \quad S_b = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif} \quad d &= h - ds \\ &= 550 - 40 - 25/2 \\ &= 497,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ditinjau *slab* beton selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk  $f'c = 29 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$  maka nilai  $\beta_1 = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Rasio tulangan berimbang:

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{62,47}{0,8} = 77,12 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{115 \cdot 10^6}{1000 \cdot 497,5^2} = 0,57$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,2} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 0,57}{400} \right)} \right) \\ &= 0,0015\end{aligned}$$

Karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{min} = 0,0035$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 497,5 = 1741 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{490,87 \cdot 1000}{1741} = 280 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 250 mm

Luas tulangan susut :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 497,5 = 990 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D16

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

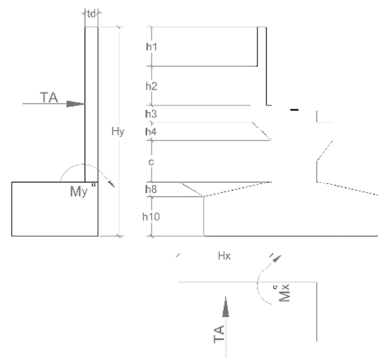
$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{201 \cdot 1000}{990} = 301 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 300 mm

### 5.6.7 Perhitungan *Wing Wall*

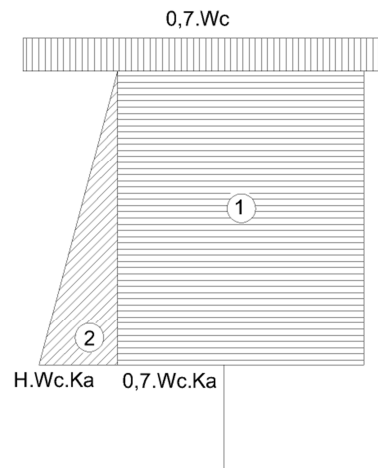
#### 1. Pembebanan pada *wing wall*

##### a. Tekanan Tanah (TA)



**Gambar 5. 90 Potongan *Wing Wall***

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi wing wall, } H_y &= 5,95 \text{ m} \\
 \text{Lebar wing wall, } H_x &= 3,6 \text{ m} \\
 \text{Tebal wing wall, } h_w &= 0,5 \text{ m} \\
 \text{Berat wing wall, } WT &= H_y \cdot H_x \cdot h_w \cdot w_c \\
 &= 5,95 \cdot 3,6 \cdot 0,5 \cdot 24 \\
 &= 275 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5. 91 Tekanan Tanah Pada Wing Wall**

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ) dan sudut gesek dalam dengan:

$$W_s = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

Koefisien tekanan tanah:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,3333$$

$$q = 0,7 \times W_s = 0,7 \times 17 = 11,9 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada tabel 5.10 di bawah ini

**Tabel 5. 84 Perhitungan Akibat Tekanan Tanah Pada Wing Wall**

no	gaya akibat tekanan tanah	TTA	y	My	x	Mx
		(kN)	(m)	(kNm)	(m)	(kNm)
1	$TTA = q \cdot H_x \cdot K_a \cdot H_y$	72.09	2.97	214.49	1.8	129.77
2	$TTA = 1/2 \cdot H_y^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot H_x$	357.49	1.2	428.9	1.8	643.49
$\Sigma TTA$		429.59		643.49		773.26

## b. Beban Gempa Statik Ekivalen

$$\text{Berat wing wall, } WT = 257,04 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa horizontal, } TEQ &= 0,17 WT \\ &= 0,17 \cdot 257,04 = 43,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Arah X

$$\text{Lengan, } x = Hx/2 = 1,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah X, } Mx &= \frac{1}{2} \cdot TEQ \cdot x \\ &= \frac{1}{2} \cdot 43,7 \cdot 1,8 \\ &= 39,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Arah Y

$$\text{Lengan, } y = Hy/2 = 2,975 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah X, } My &= \frac{1}{2} \cdot TEQ \cdot y \\ &= \frac{1}{2} \cdot 257,04 \cdot 2,975 \\ &= 65 \text{ kNm} \end{aligned}$$

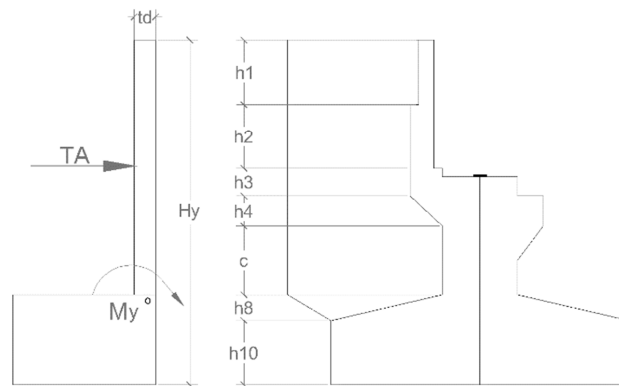
Perhitungan gaya dan momen ultimit pada wing wall disajikan pada tabel dibawah ini

**Tabel 5. 85 Perhitungan Momen Ultimit Pada *Wing Wall***

no	beban	faktor beban	My (kNm)	Mx (kNm)	V (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)	Vu (kN)
1	tekanan tanah	1.25	679.23	794.89	441.61	849.0	993.62	552.01
2	gempa	1	64.99	39.32	43.69	64.99	39.32	43.6
Total						914.04	1032.95	595.71

## 2. Penulangan pada wing wall

## a. Tinjauan pokok wing wall arah vertikal (Y)



**Gambar 5. 92 Tinjauan *Wing Wall* Arah Vertikal**

Dari perhitungan pembebanan pada wing wall maka didapat besarnya momen ultimit dari tabel yaitu

$$M_u = 914 \text{ kNm}$$

$M_u$  ditinjau 1 m, dengan  $H_x = 3,6$  m, maka :

$$M_u = 914/3,6 = 253,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu Baja, U-40 } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal wing wall } h = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan, } D = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } d &= h - d_s \\ &= 550 - 400 - 25/2 \\ &= 447,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

Faktor beban distribusi tegangan beton,

$$\text{Untuk } f'_c = 29 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \text{ maka nilai } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,7$$

Rasio tulangan berimbang:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$



$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{253,9}{0,8} = 313,46 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{313,46 \cdot 10^6}{1000 \cdot 447,5^2} = 1,56$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,2} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 1,56}{400} \right)} \right) \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,004$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,004 \cdot 1000 \cdot 447,5 = 1810 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad \cdot b}{A_s} = \frac{490,87 \cdot 1000}{1810} = 270 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 220 mm

Luas tulangan susut :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 447,5 = 900 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D16

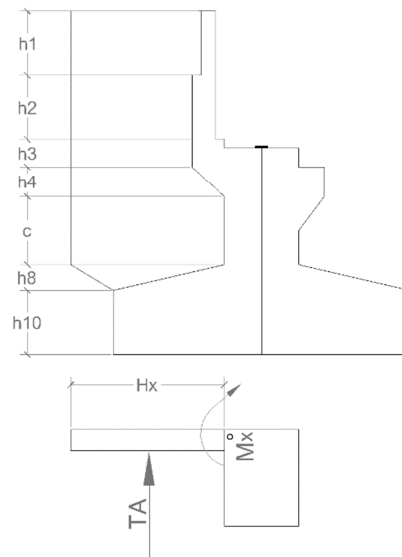
$$Ad = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad \cdot b}{A_s} = \frac{201 \cdot 1000}{900} = 223 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 220 mm

b. Tinjauan wing wall arah horizontal (X)



**Gambar 5. 93 Tinjauan *Wing Wall* Arah Horisontal**

Dari perhitungan pembebanan pada wing wall maka didapat besarnya momen ultimit dari tabel yaitu

$$M_u = 794,9 \text{ kNm}$$

$M_u$  ditinjau 1 m, dengan  $H_y = 5,95$  m, maka :

$$M_u = 794,9/5,95 = 133,5 \text{ kNm}$$

Mutu Baja, U-40	$f_y$	= 400 MPa
Tebal wing wall	$h$	= 500 mm
Diameter tulangan,	$D$	= 25 mm
Selimit beton,	$S_b$	= 40 mm
Tebal efektif	$d$	= $h - d_s$
		= $550 - 400 - 25/2$
		= 447,5 mm

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

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk  $f'c = 29$  MPa < 30 MPa maka nilai  $\beta_1 = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Rasio tulangan berimbang:

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

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{133,6}{0,8} = 164,9 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{164,9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 447,5^2} = 0,82$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{16,2} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 2,0,82}{400} \right)} \right) \\ &= 0,0021\end{aligned}$$

Karena  $\rho_{perlu} > \rho_{min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{min} = 0,0035$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 447,5 = 1566 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{490,87 \cdot 1000}{1566} = 313 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 220 mm

Luas tulangan susut :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 447,5 = 900 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D16

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{201 \cdot 1000}{900} = 223 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 220 mm

### 5.6.8 Perhitungan Pondasi

#### 1. Menghitung daya dukung tanah

Berikut ini adalah data tanah NSPT yang digunakan untuk perencanaan pondasi yang dapat dilihat pada tabel 5.50

Tabel 5. 86 Data Tanah NSPT

Kedalaman (m)	NSPT	Kedalaman (m)	NSPT
1	1	27	9
3	2	29	10
5	5	31	10
7	12	33	12
9	17	35	17
11	20	37	18
13	20	39	18
15	18	41	23
17	15	43	35
19	8	45	45
21	7	47	50
23	7	49	53
25	8	51	53

Daya dukung tanah menurut meyerhoff

Kedalaman Pile,  $L = 49$  m

Diamteter Pile,  $d = 1$  m

10 D (keatas)  $= 10$  m , NSPT = 18

4 D (kebawah)  $= 4$  m , NSPT= 53

N rata  $= (18 + 53)/2 = 35,5$

a. Daya dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

$$q_p = 40 \cdot N \text{ rata} = 40 \cdot 35,5 = 1420$$

$$q_p < q_l = 1600 \text{ (oke)}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot q_p \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1^2 \cdot 1420 \\ &= 1115,27 \text{ Ton} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

$$N \text{ rata-rata selimut} = 11,36$$

$$\begin{aligned} q_s &= 0,2 \cdot N \text{ rata-rata} \\ &= 0,2 \cdot 11,36 = 2,27 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \pi \cdot d \cdot L \cdot q_s \\ &= \pi \cdot 1 \cdot 49 \cdot 2,27 \\ &= 350 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Daya dukung ultimit ( $Q_u$ )

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1115,27 + 350 \\ &= 1372,9 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Daya dukung ijin ( $Q_{all}$ )

$$\begin{aligned} Q_{all} &= Q_u / SF \\ &= 1372,9 / 3,5 \\ &= 392,26 \text{ ton} = 3848 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung kebutuhan jumlah pile

$$\sum P = 30430,8 \text{ kN}$$

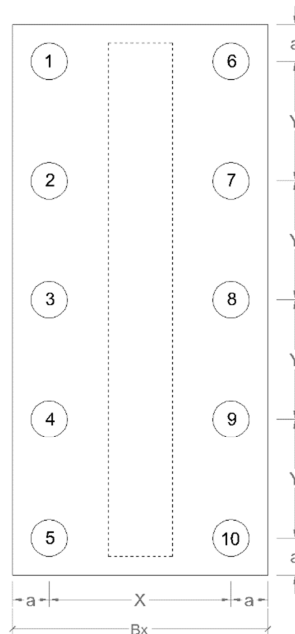
$$\sum M_x = 20513 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y = 20183 \text{ kNm}$$

Jumlah tiang dibutuhkan,

$$n = \sum P / Q_{all} = 30430,8 / 3848 = 7,9 \text{ tiang} = 10 \text{ tiang}$$

3. membuat susunan tiang



**Gambar 5. 94 Susunan Ting Pondasi**

$$B_x = 6,95 \text{ m}$$

$$B_y = 15 \text{ m}$$

$$y = 3,25 \text{ m}$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$x = 4,95 \text{ m}$$

4. kontrol terhadap gaya yang terjadi

jika terjadi beban momen 2 arah maka dapat digunakan persamaan

**Tabel 5. 87 Rekapitulasi Perhitunagn Gaya Yang Terjadi**

P	xi	yi	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	$\sum My.xi/\sum x^2$	$\sum Mx.xi/\sum x^2$	P	P/SF	cek
1	-2.47	6.5	6.12	42.25	-815.51	631.17	2858.74	952.91	oke
2	-2.47	3.25	6.12	10.56	-815.51	315.58	2543.15	847.71	oke
3	-2.47	0	6.12	0	-815.51	0	2227.57	742.52	oke
4	-2.47	-6.5	6.12	42.25	-815.51	-631.17	1596.39	532.13	oke
5	-2.47	-3.25	6.12	10.56	-815.51	-315.58	1911.98	637.32	oke
6	2.47	6.5	6.12	42.25	815.51	631.17	4489.76	1496.5	oke
7	2.47	3.25	6.12	10.56	815.51	315.58	4174.18	1391.3	oke
8	2.47	0	6.12	0	815.51	0	3858.59	1286.19	oke
9	2.47	-6.5	6.12	42.25	815.51	-631.17	3227.42	1075.8	oke
10	2.47	-3.25	6.12	10.56	815.51	-315.58	3543.01	1181.0	oke
		$\Sigma$	61.25	211.25				10143.6	

5. Kontrol terhadap gaya lateral

$$\text{Diameter tiang, } d = 1 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman tiang, } L = 49 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen tiang pancang, } M_y &= 299,9 \text{ ton} \\ &= 2942 \text{ kNm (katalog tiang pancang)} \end{aligned}$$

$$\text{N rata-rata sepanjang tiang, } N = 17,84$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \text{Kohesifitas tanah, } C_u &= 0,06 \cdot N \cdot 100 \\ &= 0,06 \cdot 17,6 \cdot 100 \\ &= 105,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga dengan (persamaan 105) nilai f didapat sebesar 18,7 m

$$H_u = \frac{M_y}{(1,5d + 0,5f)}$$

$$= \frac{2942}{(1,5 \cdot 1 + 0,5 \cdot 18,7)}$$

$$= 1623 \text{ kN}$$

Hall =  $H_u/SF$

$$= 1623 / 2$$

$$= 811,9 \text{ kN}$$

$$\sum T_x = 7677 \text{ kN}$$

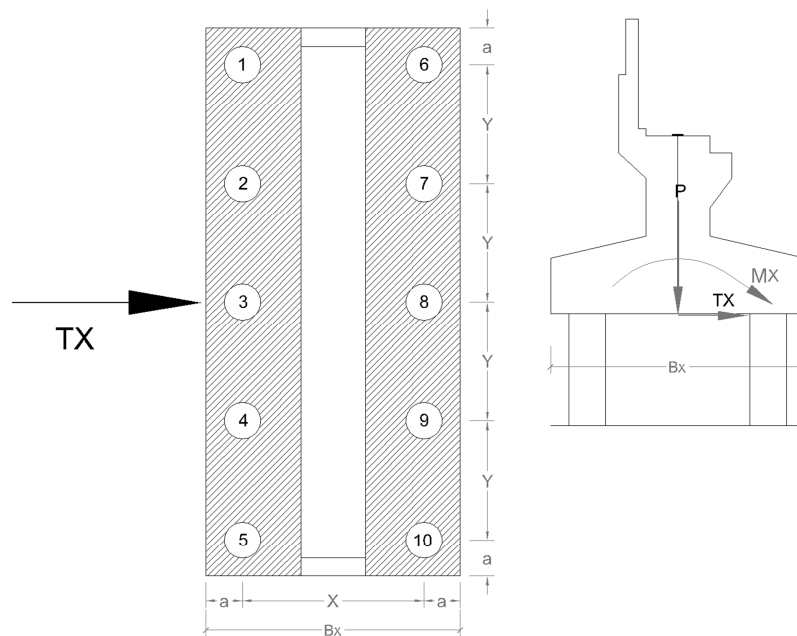
$$H_x = \sum T_x / n = 767,7 \text{ kN}$$

$$\sum T_y = 3598 \text{ kN}$$

$$H_y = \sum T_y / n = 359,8 \text{ kN}$$

Hall > H<sub>x</sub> dan H<sub>y</sub> (oke aman)

6. Desain ketebalan pile cap  
c. Kontrol geser 1 arah



**Gambar 5. 95 Kontrol Geser 1 Arah**

$$V_x = \text{maksimum } (P_1 + P_2 + P_6 + P_7) \text{ atau } (P_4 + P_5 + P_9 + P_{10})$$

$$= 4688,6 \text{ kN}$$

$$V_y = \text{maksimum } (P_1 \text{ s/d } P_5) \text{ atau } (P_6 \text{ s/d } P_{10})$$

$$= 6430,9 \text{ kN}$$



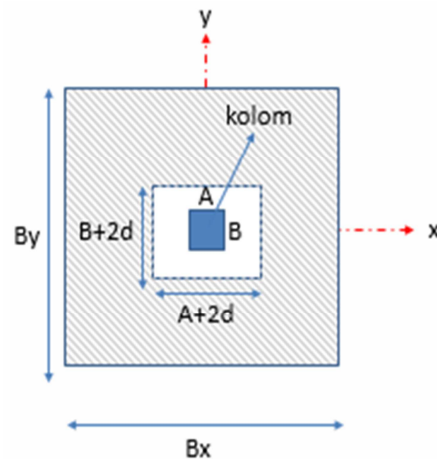
Tinggi pile cap,  $h = 2,1 \text{ m}$   
 Selimut beton,  $s_b = 0,07 \text{ m}$   
 Diameter pokok,  $\Phi_P = 0,025 \text{ m}$   
 Tinggi efektif pilecap,  $d = h - s_b - \frac{1}{2} \Phi_P$   
 $= 2,1 - 0,07 - \frac{1}{2} 0,025$   
 $= 2,0175 \text{ m}$

Mutu beton,  $f'_c = 29 \text{ Mpa}$   
 Lebar pondasi,  $b_x = 6,95 \text{ m}$   
 Panjang pondasi,  $b_y = 15 \text{ m}$

$V_{nx} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_x \cdot d$   
 $= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29} \cdot 6,95 \cdot 2,0175 / 1000$   
 $= 27625,7 \text{ kN} > V_x \text{ (oke aman)}$

$V_{ny} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_y \cdot d$   
 $= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29} \cdot 15 \cdot 2,0175 / 1000$   
 $= 12799,9 \text{ kN} > V_y \text{ (oke aman)}$

d. Kontrol geser 2 arah



**Gambar 5. 96 Kontrol Geser 2 Arah**  
(Yulianto,2017)

$A = 14000 \text{ mm}$   
 $B = 1750 \text{ mm}$   
 $d = 2017,5 \text{ mm}$

$$2d = 4035 \text{ mm}$$

Keliling penampang geser 2 arah,

$$\begin{aligned} b_o &= 2 (A + B + 2d) \\ &= 39570 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \sum P \text{ tiang pancang} \\ &= 10143 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_{c1} &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29} \cdot 39570 \cdot 2017,14 \cdot \left(1 + \frac{2}{(1750/14000)}\right) / 1000 \\ &= 1238904 \text{ kN} > V_u \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot d}{b_o}\right) \\ &= \frac{1}{12} \cdot \sqrt{29} \cdot 39570 \cdot 20171,4 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 20171,4}{39570}\right) / 1000 \\ &= 15009 \text{ kN} > V_u \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{29} \cdot 39570 \cdot 20171,4 / 1000 \\ &= 145753 \text{ kN} > V_u \text{ (oke aman)} \end{aligned}$$

## 7. Desain penulangan pilecap

### a. Penulangan arah X

Momen maksimum arah X ditinjau 1 m,

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{V_y \cdot x}{B_x} \\ &= \frac{6430 \cdot 1,6}{6,95} \\ &= 1480 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Baja, U-40} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pilecap} \quad h = 2100 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan, } D = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif} \quad d = h - d_s$$

$$= 2500 - 70 - 32/2$$

$$= 2014 \text{ mm}$$

Ditinjau *slab* beton selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk  $f'c = 29 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$  maka nilai  $\beta_1 = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Rasio tulangan berimbang:

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

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29}{400} \cdot \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0312$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0312 = 0,0234$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 29} = 16,2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1480}{0,8} = 1850 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1850 \cdot 10^6}{1000 \cdot 2414^2} = 0,45$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

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

$$= \frac{1}{16,2} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 16,2 \cdot 0,45}{400} \right)} \right)$$

$$= 0,0012$$

Karena  $\rho_{perlu} < \rho_{min}$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{min} = 0,0035$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 2414 = 7049 \text{mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D32

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 = 804,248 \text{mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{804,248 \cdot 1000}{7049} = 114 \text{mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 100 mm

## 5.7 Pembahasan

### 5.7.1 Tinjauan Umum

Jembatan Grindulu terletak di Desa Sirnobojo, Kecamatan Pacitan, Kabupaten Pacitan, Jawa Timur merupakan penghubung JLS ruas Ploso-Sirnobojo yang juga merupakan jembatan yang menghubungkan jalan nasional jalur selatan Pulau Jawa. Jembatan Grindulu didesain menggunakan balok *box girder prestress* bentang sederhana. Disain yang telah dilakukan sudah aman terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur jembatan. Adapun spesifikasi bahan yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah sebagai berikut:

**Tabel 5. 88 Spesifikasi Bahan dalam Perencanaan**

Struktur	Spesifikasi
Struktur Atas	Beton Prategang Box Girder
Panjang Bentang	60 meter
Mutu Beton Prategang	48,9 Mpa
Mutu <i>Pier</i>	29 Mpa
Mutu <i>Abutment</i>	29 Mpa
Mutu Tulangan Baja	400 Mpa
Mutu Tulangan <i>Strands</i>	1860 Mpa
Pondasi <i>Pier</i>	Tiang Pancang
Pondasi <i>Abutment</i>	Tiang Pancang

Pada penulisan tugas akhir ini dilakukan analisis secara manual untuk mencari nilai momen, gaya geser dan aksial yang terjadi pada struktur. Hasil tersebut kemudian dikalikan dengan faktor beban ultimit sesuai dengan SNI-1725 :2016 dan SNI 2833-2008. Hasil analisis jembatan yang dilakukan sudah aman terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur.

### 5.7.2 Dinding Pagar Tepi

Dinding pagar tepi (*barrirer*) merupakan suatu konstruksi pengamanan bagi pengguna jembatan. Spesikasi desain dan bahan yang digunakan dapat dilihat pada tabel berikut

**Tabel 5. 89 Spesifikasi Bahan *Barrier***

Struktur	Spesifikasi
Mutu Beton	29 Mpa
Mutu Baja	390 Mpa

Dari hasil analisis diperoleh dimensi *barrier* yaitu dengan tinggi 1,25 m dan tebal 0,30 m. tulangan pokok yang digunakan adalah D12 dengan jumlah 4, untuk tulangan sengkang digunakan D10-150

### 5.7.3 Pelat Lantai Kendaraan

Pelat lantai jembatan merupakan struktur yang terletak paling atas pada jembatan. Plat lantai jembatan menerima beban lalu lintas kendaraan yang melintas pada jembatan. Pada *box girder* pelat lantai menyatu dengan balok sehingga spesifikasi beban yang digunakan pada pelat lantai jembatan sama seperti *box girder* yang dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 90 Spesifikasi bahan dan desain plat lantai**

Lebar, (b)	13,5 m
Tebal, (h)	0,4 m
Mutu Beton, $f^c$	49,8 Mpa
Mutu Baja, $f_y$	400 Mpa
Tulangan Pokok (arah X)	D25 - 125
Tulangan susut (Arah Y)	D16 - 200

### 5.7.4 Gelagar Balok Prategang *Box Girder*

Pada jembatan Grindulu didesain menggunakan struktur balok prategang paskatarik dengan bentang sederhana (*simple beam*) menggunakan profil *box girder*. Spesifikasi desain dapat dilihat pada tabel. Tegangan yang terjadi pada saat transfer dapat dilihat pada tabel dan tegangan akhir yang terjadi dapat dilihat pada tabel

**Tabel 5. 91 Spesifikasi Desain Balok *Box Girder***

Profil Balok	<i>Box Girder</i>
Tinggi Balok	3 meter
Mutu Beton, $f^c$	58,8 MPa
Tipe Stands	ASTM A-416 <i>grade 270</i>
Jumlah Tendon	18 tendon
Jumlah Strands	810 strands
Jumlah Strands Tiap Tendon	45 strands
Tipe Angkur	VSL 19

**Tabel 5. 92 Tegangan Pada Saat Transfer**

Serat Bagian	Tegangan ijin (KPa)	Tegangan Terjadi (KPa)
Atas	1715	- 6556,94
Bawah	-28252	- 17622,5

**Tabel 5. 93 Tegangan Akhir**

Serat Bagian	Tegangan ijin (KPa)	Tegangan Terjadi (KPa)
Atas	3836	-15768.93
Bawah	-26487	-8842.79

Berdasarkan tegangan-tegangan yang terjadi pada balok *box girder*, hasilnya tidak melebihi dari tegangan ijin yang disyaratkan. Maka hasil dari nilai tegangan yang terjadi pada balok *box girder* dapat dinyatakan aman.

### 5.7.5 Pilar Jembatan

#### 1. Kolom Pilar

Perencanaan pilar digunakan ukuran kolom 3 x 2,25 m. Karena jembatan ini berada di aliran sungai yang kemungkinan membawa material banjir yang besar maka direncanakan dengan kolom pilar bentuk setengah lingkaran. Selain itu bentuk tersebut menambah nilai estetika dan aman. Hasil analisis tulangan pada kolom pilar diperoleh rasio tulangan  $\rho = 1,25\%$ . Adapun hasil perhitungan kolom pilar pada jembatan Grindul adalah untuk tulangan pokok dengan ukuran diameter 32 mm Arah Y sebanyak 68 tulangan dengan tulangan geser 10 D16 - 150 dan arah X sebanyak 102 tulangan dengan tulangan geser 12 D 16 – 150.

#### 2. Pile Cap Pilar

Pile cap merupakan struktur beton bertulang yang didesain untuk mengikat dan mempersatukan pondasi secara utuh, dan juga berfungsi sebagai tempat dudukan kolom pilar. Dimensi pile cap pada pilar direncanakan dengan ukuran  $B_x = 8$  m, dan  $B_y = 11$  m. Adapun hasil perhitungan tulangan pada pile cap pilar adalah sebagai berikut :

- a. Tulangan pokok arah X adalah D32 – 90, dan arah Y adalah D32 – 90

b. Tulangan susut arah X adalah D25 – 200, dan arah Y adalah D25 – 200

### 3. Pondasi

Untuk jumlah pondasi dari hasil perhitungan yaitu sebanyak 12 tiang konfigurasi  $x = 3$  tiang,  $y = 4$  tiang, dengan ukuran diameter pondasi 1 m dan panjang pondasi 49 m

#### 5.7.6 Abutmen Jembatan

Abutmen jembatan merupakan pangkal jembatan yang di desain berdasarkan pengaruh gaya-gaya vertical dari struktur atas, tekanan tanah, dan gaya-gaya yang bekerja pada abutmen itu sendiri

##### 1. *Breast Wall*

*Breast wall* merupakan bagian dinding beton bertulang pada abutmen yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom. *Breast wall* pada jembatan Grindulu memiliki dimensi lebar 1,3 m dan panjang 14 meter. Berdasarkan hasil dari analisis penulangan pada *breast wall* diperoleh tulangan pokok D32- 150, dan tulangan geser 1,5 D16-150 mm setiap meter

##### 2. *Back Wall*

Dalam perencanaan *back wall* terdapat 2 bagian yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah. Berdasarkan hasil analisis penulangan pada *back wall*, pada *back wall* atas diperoleh tulangan D25 – 250 dan tulangan susut D16 – 300 mm, sedangkan *back wall* bawah diperoleh tulangan D25 – 250 dan tulangan susut D16 – 300.

##### 3. *Wing wall*

*Wing wall* dalam analisis diasumsikan sebagai plat kantilever yang salah satu sisi vertikal dan horisontal terjepit pada abutmen yang menahan beban lateral dari tekanan tanah aktif. Berdasarkan hasil perhitungan penulangan *wing wall* diperoleh tulangan pokok D25 – 220 dan tulangan susut D16 – 220 mm, sedangkan *back wall* bawah diperoleh tulangan D25 – 220 dan tulangan susut D16 – 220.



#### 4. Pile cap abutmen

Pile cap merupakan struktur beton bertulang yang didesain untuk mengikat dan mempersatukan pondasi secara utuh, dan juga berfungsi sebagai tempat dudukan kolom pilar. Dimensi pile cap pada pilar direncanakan dengan ukuran  $B_x = 8$  m, dan  $B_y = 11$  m. Adapun hasil perhitungan tulangan pada pile cap pilar adalah sebagai berikut :

- a. Tulangan pokok arah X adalah D32 – 100, dan arah Y adalah D32 – 100
- b. Tulangan susut arah X adalah D25 – 200, dan arah Y adalah D25 – 200

#### 5. Pondasi

Untuk jumlah pondasi dari hasil perhitungan yaitu sebanyak 10 tiang dengan konfigurasi  $x = 2$  tiang,  $y = 5$  tiang, dengan ukuran diameter pondasi 1 m dan panjang pondasi 49 m