

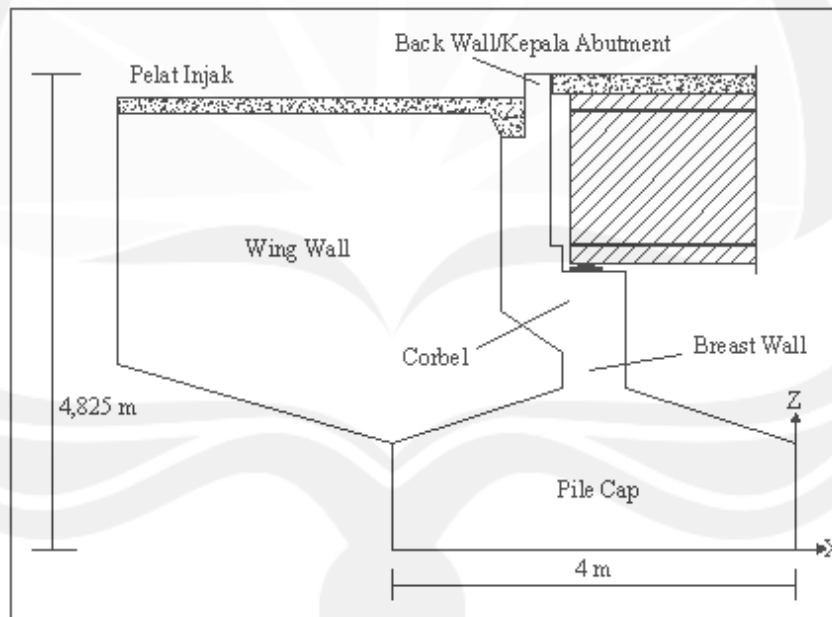
BAB VI

PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH

6.1. Perancangan Abutment

Abutment jembatan terbebani oleh jembatan rangka baja bentang 40 m, sehingga analisis kekuatan *abutment* berdasarkan beban - beban yang diperoleh dari jembatan rangka baja.

6.1.1. Data fondasi



Gambar 6.1. Penampang *Abutment*

Data – data pada perancangan fondasi adalah sebagai berikut :

1. Tanah asli

Berat volume $W_s = 1,654 \text{ ton/m}^3$ (*bulk density*) kondisi tanah padat

$$\text{Sudut gesek } \phi = 36,5^{\circ}$$

$$\text{Berat jenis tanah, } \gamma_{\text{tanah}} = 2,692 \text{ ton/m}^3 \text{ (dari data tanah)}$$

$$\text{Kohesi tanah, } c = 0,01 \text{ kg/cm}^2 = 0,1 \text{ ton/m}^2$$

2. Bahan struktur

$$\text{Mutu beton } f_c' = 35 \text{ MPa (kuat tekan beton)}$$

$$\text{Mutu baja } f_y = 410 \text{ MPa (tegangan leleh baja)}$$

$$\text{Berat beton} = 2,5 \text{ ton/m}^3$$

6.1.2. Pembebanan pada *abutment*

Beban – beban yang terjadi pada *abutment* terdiri dari beban vertikal dan beban horizontal.

1. Beban vertikal

a. Beban mati struktur

Dari analisis *SAP 2000* (*Struktural Analisis Programs 2000*) didapatkan beban – beban dari jembatan bentang 40 m yang membebani *abutment*.

Beban yang terjadi diatas *abutment* adalah :

1. Beban mati struktur atas

$$\text{Tiap tumpuan} = 1021,56 \text{ KN} = 102,156 \text{ ton}$$

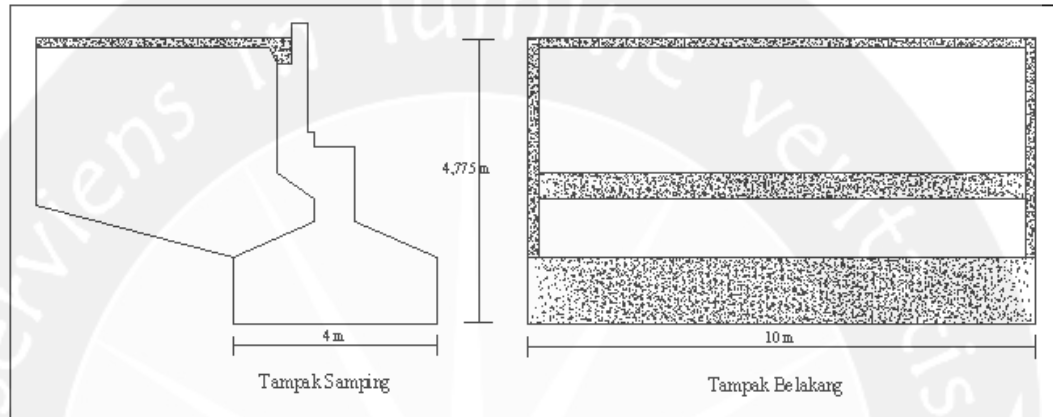
$$\text{Total} = 102,156 \text{ ton} \times 2 = 204,312 \text{ ton}$$

$$\text{Momen terhadap A} = 204,312 \times 3 = 612,936 \text{ ton.m}$$

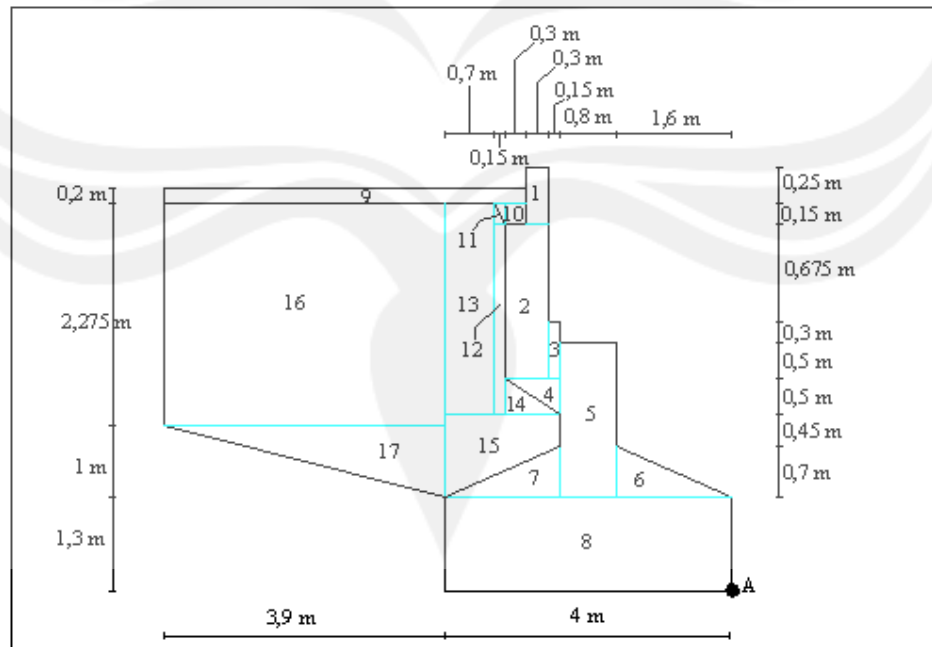
2. Beban berat sendiri *abutment* (W_{abt}).

Berat sendiri *abutment* dihitung berdasarkan seluruh berat struktur *abutment* dan berat tanah isian diatas *abutment*. *Abutment* akan dibagi menjadi beberapa bagian untuk mempermudah menghitung berat

keseluruhan *abutment*. Pembagian bagian-bagian pada *abutment* akan ditampilkan pada Gambar 6.4. Perincian berat *abutment* ditabelkan dalam Tabel 6.1



Gambar 6.2. Tampak Samping dan Belakang Abutment



Gambar 6.3. Pembagian Luas Abutment

Tabel 6.1. Beban dan Momen pada *Abutment*

| No | Perhitungan beban <i>abutment</i> | luas bagian (m ²) | bentang (m) | berat jenis (ton/m ³) | berat (ton) | Lengan terhadap A (m) | momen (ton.m) |
|---|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------|---|----------------|--------------------------------|------------------|
| 1 | 0,4 x 0,3 | 0,12 | 10 | 2,5 | 3 | 2,7 | 8,1 |
| 2 | 1,475 x 0,6 | 0,885 | 10 | 2,5 | 22,125 | 2,85 | 63,0563 |
| 3 | 0,8 x 0,15 | 0,12 | 10 | 2,5 | 3 | 2,475 | 7,425 |
| 4 | 0,5 x (0,5 x 0,8) | 0,2 | 10 | 2,5 | 5 | 2,67 | 13,35 |
| 5 | 2,15 x 0,8 | 1,72 | 10 | 2,5 | 43 | 2 | 86 |
| 6 | 0,5 x (1,6 x 0,7) | 0,56 | 10 | 2,5 | 14 | 1,07 | 14,98 |
| 7 | 0,5 x (1,6 x 0,7) | 0,56 | 10 | 2,5 | 14 | 2,93 | 41,02 |
| 8 | 1,3 x 4 | 5,2 | 10 | 2,5 | 130 | 2 | 260 |
| Total | | | | | 234,125 | | 493,9313 |
| pelat injak | | | | | | | |
| 9 | 0,2 x 5 | 1 | 10 | 2,5 | 25 | 5,4 | 135 |
| 10 | 0,3 x 0,15 | 0,045 | 10 | 2,5 | 1,125 | 3 | 3,375 |
| Total | | | | | 26,125 | | 138,375 |
| pelat sayap | | | | | | | |
| 11 | 0,15 x 0,15 | 0,0225 | 0,4 | 2,5 | 0,0225 | 3,225 | 0,0726 |
| 12 | 0,15 x 1,975 | 0,2963 | 0,4 | 2,5 | 0,2963 | 3,225 | 0,9556 |
| 13 | 0,7 x 2,125 | 1,4875 | 0,4 | 2,5 | 1,4875 | 3,65 | 5,4294 |
| 14 | 0,5 x (0,8 x 0,5) | 0,2 | 0,4 | 2,5 | 0,2 | 2,933 | 0,5867 |
| 15 | (1,6 x 0,4) + (0,5 x 1,6 x 0,7) | 1,2 | 0,4 | 2,5 | 1,2 | 3,467 | 4,16 |
| 16 | 2,275 x 3,9 | 8,8725 | 0,4 | 2,5 | 8,8725 | 5,95 | 52,7914 |
| 17 | 0,5 x (1 x 3,9) | 1,95 | 0,4 | 2,5 | 1,95 | 5,3 | 10,335 |
| Total | | | | | 14,0288 | | 74,3306 |
| tanah isian | | | | | | | |
| 18 | (1,6 x 0,4) + (0,5 x 1,6 x 0,7) | 1,2 | 9,6 | 2,692 | 31,0118 | 3,467 | 107,5179 |
| 19 | 3,1 x 3,9 | 12,09 | 9,6 | 2,692 | 312,4442 | 5,95 | 1859,043 |
| 20 | 0,5 x (1 x 3,9) | 1,95 | 9,6 | 2,692 | 50,3943 | 5,3 | 267,0895 |
| Total | | | | | 393,8503 | | 2233,6494 |
| Total berat sendiri <i>abutment</i> dan tanah isian. | | | | | | | |
| $T_{abutment} = \text{berat } abutment + \text{plat injak} + \text{plat sayap} + \text{berat tanah}$ $= 234,125 + 26,125 + 14,0288 + 393,8503 = 668,1291 \text{ ton}$ | | | | | | | |

Total berat sendiri beban mati

Beban mati struktur atas + T *abutment* = M_s

$$M_s = 204,312 \text{ ton} + 668,1291 \text{ ton} = 872,4411 \text{ ton}$$

$$\text{Total momen} = 612,936 + 2940,2863 = 3553,2223 \text{ ton.m}$$

3. Beban mati tambahan

Tiap tumpuan = 0,641 KN

$$(M_A) = 0,0641 \text{ ton} \times 2 = 0,1282 \text{ ton}$$

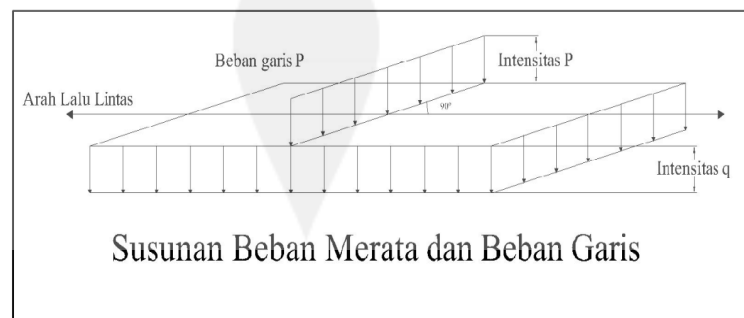
$$\text{Momen terhadap A} = 0,1282 \times 3 = 0,3846 \text{ ton.m}$$

b. Beban Lajur D (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur *D* terdiri dari beban terbagi rata (*Uniformly Distributed Load*), UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*), KEL seperti pada Gambar 6.5.UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 6.6 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 8,0 \text{ kPa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 8,0 \times (0,5 + 15 / L) \text{ kPa untuk } L > 30 \text{ m}$$

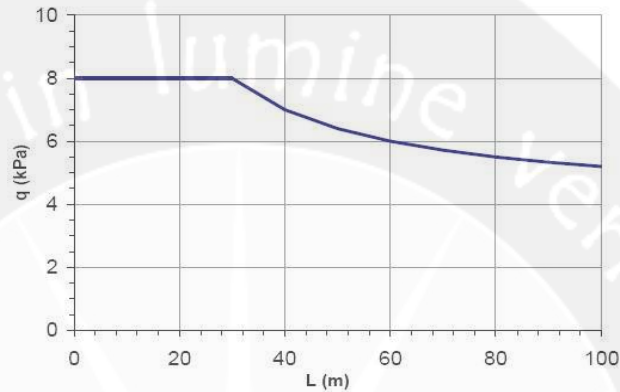


Gambar 6.4. Distribusi Beban D

Untuk panjang bentang, $L = 40,00 \text{ m}$

$q = 8,0 \times (0,5 + 15 / 40) = 7 \text{ kPa}$

KEL mempunyai intensitas, $p = 40 \text{ KN/m}$



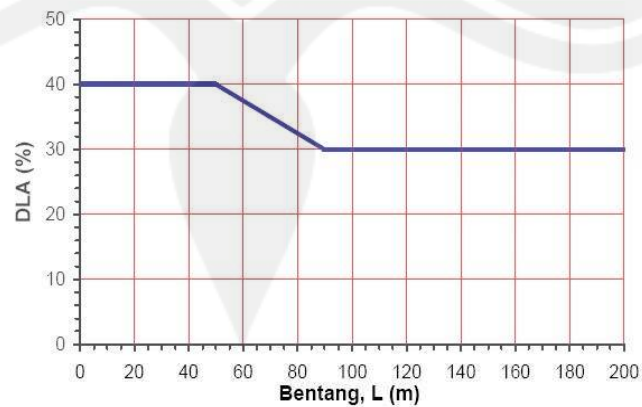
Gambar 6.5. Intensitas *Uniformly Distributed Load* (UDL)

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

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

$DLA = 0,4 - 0,0025 \times (L - 50)$ untuk $50 < L < 90 \text{ m}$

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



Gambar 6.6. Faktor Beban Dinamis (DLA)

Untuk harga, $L = 40 \text{ m}$, $b = 8 \text{ m}$, $DLA = 0,4$

Besar beban lajur D :

$$W_{TD} = q \times L \times (5,5 + b) / 2 + p \times DLA \times (5,5 + b) / 2$$

Keterangan :

q = beban merata

L = bentang jembatan

b = lebar jalur

$$\begin{aligned} W_{TD} &= q \times L \times (5,5 + b) / 2 + p \times DLA \times (5,5 + b) / 2 \\ &= 7 \times 40 \times (5,5 + 8) / 2 + 40 \times 0,4 \times (5,5 + 8) / 2 = 1998 \text{ KN} \end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat beban lajur D

$$P_{TD} = 0,5 \times W_{TD} = 0,5 \times 1998 = 999 \text{ KN} = 99,9 \text{ ton}$$

Momen terhadap A = $99,9 \times 3 = 2997 \text{ ton.m}$

c. Beban pejalan kaki P_{TP}

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Beban hidup merata q :

$$\text{Untuk } A \leq 10 \text{ m}^2 \quad q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2 \quad q = 5 - 0,033 \times (A - 10) \text{ kPa}$$

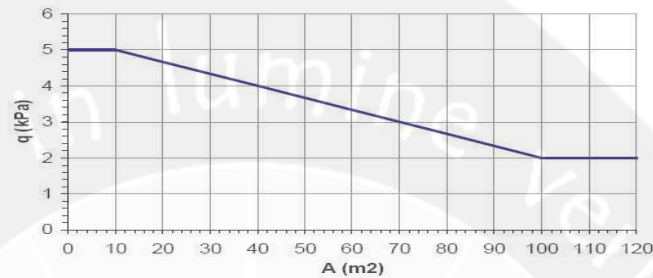
$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2 \quad q = 2 \text{ kPa}$$

Diketahui dari data :

Panjang bentang,, $L = 40 \text{ m}$

Lebar trotoar, $b = 1 \text{ m}$

Jumlah trotoar, $n = 2$



Gambar 6.7. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Luas bidang trotoar yang didukung *abutment*,

$$A = b \times L/2 \times n = 1 \times 40/2 \times 2 = 40 \text{ m}^2$$

Beban merata pada pedestrian,

$$q = 5 - (0.033 \times (A - 10)) = 4,01 \text{ kPa}$$

Beban pada *abutment* akibat pejalan kaki,

$$P_{TP} = A \times q = 40 \text{ m}^2 \times 4,01 \text{ kPa} = 160,4 \text{ KN} = 16,04 \text{ ton}$$

$$\text{Momen terhadap titik A} = 16,04 \times 3 = 48,12 \text{ ton.m}$$

2. Beban horizontal

Dari analisis *SAP 2000* (*Struktural Analisis Programs 2000*) didapatkan beban – beban horizontal dari jembatan bentang 40 m yang membebani *abutment*. Beban yang terjadi diatas *abutment* adalah :

a. Beban rem (T_{TB}) = $9,864 \text{ KN} = 0,9864 \text{ ton} \times 2 = 1,9728 \text{ ton}$

Momen terhadap titik A

Lengan = $4,825 \text{ m}$

Momen = $1,9728 \times 4,825 = 9,5188 \text{ ton.m}$

- b. Beban angin (T_{EW}) = 79,0763 KN = 7,90763 ton

Momen terhadap titik Z

$$\text{Lengan} = 4,825 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 7,90763 \times 4,825 = 38,1543 \text{ ton.m}$$

- c. Beban akibat gesekan pada perletakan.

Menurut PPPJIR 1987 gaya gesekan pada peletakan adalah 5 % dikalikan total beban mati struktur atas (DL) yang membebani *abutment*. Beban tersebut yaitu :

$$F = 5 \% \times DL$$

$$FB = 0,05 \times (M_A + M_S)$$

$$M_A = \text{beban mati tambahan} = 0,0641 \text{ ton}$$

$$M_S = \text{beban sendiri} = 204,312 \text{ ton}$$

$$FB = 0,05 \times (0,0641 + 204,312) = 0,05 \times 204,3761 = 10,2188 \text{ ton}$$

Momen terhadap titik A

$$\text{Lengan} = 4,825 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 10,2188 \times 4,825 = 49,3057 \text{ ton.m}$$

- d. Beban akibat tekanan tanah :

$$W_s = \text{berat volume tanah timbunan} = 1,654 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = \text{sudut gesek tanah timbunan} = 36,5^\circ$$

$$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 1,654 = 0,9924 \text{ ton/m}^3$$

koefisien tanah aktif (K_a):

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{36,5^\circ}{2} \right) = 0,254$$

Tabel 6.2. Tekanan Tanah

| Tekanan Tanah | Parameter | | | | | Nilai(ton) | Lengan (A)(m) | Momen(ton.m) |
|---------------|-----------|-------------------------|---------------------------|----------|----------|------------|--------------------|--------------|
| | K_a | q t/m ² | W_s t/m ³ | H m | L m | | | |
| E_{a1} | 0,254 | 0,9924 | 1,654 | 4,825 | 10 | 12,1624 | $4,825/2 = 2,4125$ | 29,3418 |
| E_{a2} | | | | 4,825 | 10 | 48,9028 | $4,825/3 = 1,6083$ | 78,6504 |
| Total | | | | | | 61,0652 | | 107,9922 |

dengan :

$$E_{a1} = q \times H \times K_a \times L$$

$$E_{a2} = 0,5 \times H^2 \times W_s \times K_a \times L$$

K_a = koefisien tanah aktif = 0,254

q = beban akibat tekanan tanah = 0,9924 ton/m³

H = tinggi = 5,9 m

L = lebar = 10 m

e. Beban suhu.

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Temperatur maksimum rata-rata $T_{max} = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$

Perbedaan temperatur, $LT = 12.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

Koefisien muai panjang untuk beton, $\alpha = 1.0E-05 / \text{ } ^\circ\text{C}$

Kekakuan geser untuk tumpuan berupa elatomerik, $k = 1500 \text{ KN/m}$

Panjang bentang $L = 40 \text{ m}$

Jumlah tumpuan elastomeric $n = 10$ buah

Temperatur minimum rata-rata $T_{min} = 15$ °C

$$LT = (T_{max} - T_{min}) / 2$$

Maka :

Gaya pada *abutment* akibat pengaruh temperatur,

$$T_{ET} = \alpha \times LT \times k \times L/2 \times n = 41,25 \text{ KN} = 4,125 \text{ ton}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{ET} = h = 5,9 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat temperatur,

$$M_{ET} = T_{ET} \times Y_{ET} = 4,125 \times 5,9 = 24,3375 \text{ ton.m}$$

Lengan terhadap *breast wall*, $Y'_{ET} = 6,4 \text{ m}$

Momen pada *breast wall* akibat temperatur,

$$M'_{ET} = T_{ET} \times Y'_{ET} = 4,125 \times 6,4 = 26,4 \text{ ton.m}$$

f. Beban gempa

1. Beban gempa dari rangka baja

$$T_{EQ} = 694,6608 \text{ KN} = 69,4661 \text{ ton}$$

Momen terhadap titik A

$$\text{Lengan terhadap titik A dari perletakan} = 4,825 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 69,4661 \times 4,825 = 335,1739 \text{ ton.m}$$

2. Beban gempa akibat berat sendiri *abutment*

Pengaruh gempa diperhitungkan sebagai beban horisontal statis ekuivalen. Gaya horisontal tersebut bekerja pada titik – titik buhul bagian bawah batang diagonal rangka struktur.

Waktu getar bangunan yaitu :

$$T = 0,06 \times H^{3/4}$$

Keterangan :

T = waktu getar bangunan

H = tinggi bangunan (*abutment*) = 4,825 m

Sehingga :

$$T = 0,06 \times (4,825)^{3/4} = 0,1953 \text{ detik}$$

Pada grafik koefisien geser dasar gempa untuk wilayah 3 yang terdapat dalam RSNI – T – 02 – 2005 (dengan mengasumsikan kondisi tanah pada lokasi adalah tanah sedang) untuk nilai T = 0,1953 detik didapat nilai C = 0,18.

Beban rencana gempa yaitu :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

Koefisien ekivalensi beban gempa horisontal :

$$K_h = C \times S$$

dengan :

T_{EQ} = Gaya gempa total dalam arah yang ditinjau

K_h = Koefisien ekivalensi beban gempa horisontal

C = Koefisien geser gempa = 0,17 (wilayah gempa III)

I = Faktor kepentingan (Tabel 3.4) = 1

S = Faktor tipe bangunan (Tabel 3.5) = 1

W_T = berat total *abutment* = 687,1103 ton

sehingga :

$K_h = 0,18 \times 1 = 0,18$

$T_{EQ} = 0,18 \times 1 \times 687,1103 \text{ ton} = 123,6798 \text{ ton}$

Momen terhadap titik A

Lengan terhadap titik A = $1/2 \times$ tinggi *abutment* = $4,825 / 2 = 2,41 \text{ m}$

Momen = $123,6798 \times 2,41 = 290,0683 \text{ ton.m}$

Total beban struktur (arah y)

$T_{EQ} = 69,4661 + 123,6798 = 186,2749 \text{ ton}$

Total beban gempa struktur (arah y)

$MT_{EQ} = 335,1739 + 290,0683 = 625,2422 \text{ ton.m}$

3. Beban gempa akibat tekanan tanah dinamis.

$T_{EQ\text{tanah}} = K_h \times I \times T_t$

K_h = Koefisien beban gempa horizontal = 0,18

I = Faktor kepentingan (1) = 0,18 Tt

T_t = tekanan tanah = 61,0652 ton

$T_{EQ\text{tanah}} = 0,18 \times 61,0652 \times 1 = 10,9917 \text{ ton}$

Momen terhadap titik A

Lengan terhadap titik A = tinggi gaya tekanan tanah = 1,6083 m

Momen = $10,9917 \times 1,6083 = 17,6779 \text{ ton.m}$

6.2. Kombinasi Pembebanan

Dalam perencanaan kombinasi pembebanan digunakan kombinasi pembebanan yang berdasarkan pada RSNI –T – 02 – 2005 pasal 10. 3 dapat dilihat dalam Tabel 6. 3 dibawah ini.

Tabel 6.3. Kombinasi Pembebanan

| Kombinasi pembebanan dan gaya | Tegangan yang dinyatakan dalam persen terhadap tegangan ijin keadaan elastis |
|---|--|
| I. $MS + MA + TA + TD + TP$ | 100% |
| II. $MS + MA + TA + TD + TP + TB + EW$ | 125% |
| III. $MS + MA + TA + TD + TP + TB + FB$ | 125% |
| IV. $MS + MA + TA + TD + TP + TB + ET + FB$ | 140% |
| V. $MS + MA + EQ$ | 150% |

(Sumber : RSNI – T – 02 - 2005)

keterangan :

| | | |
|----|---|------------------------------|
| MS | = | beban berat sendiri |
| MA | = | beban tambahan |
| TA | = | tekanan tanah |
| TD | = | beban lajur D |
| TP | = | beban pejalan kaki |
| TB | = | gaya rem |
| ET | = | beban suhu |
| EW | = | beban angin |
| EQ | = | beban gempa |
| FB | = | gaya gesekan pada perletakan |

Tabel 6.4. Kombinasi Beban Kerja

| No | kombinasi beban kerja | kode | (P) vertikal (ton) | (T) horizontal | | Momen (M) | | |
|----------|--------------------------|------|-----------------------|----------------|---------|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal X (ton.m) | horizontal Y (ton.m) |
| A | aksi tetap | | | | | | | |
| 1 | Berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | 61,0652 | | | 107,9922 | |
| B | beban lalu lintas | | | | | | | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | | |
| 6 | Gaya rem | TB | | 1,9728 | | | 9,5188 | |
| C | aksi lingkungan | | | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | 4,125 | | | 26,4 | |
| 8 | beban angin | EW | | | 7,9076 | | | 38,1543 |
| 9 | beban gempa | EQ | | 186,2749 | 69,4661 | | 625,2422 | 335,1739 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | 10,9917 | | | 17,6779 | |
| D | aksi lainnya | | | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | 10,2188 | | | 49,3057 | |
| | | | 784,1973 | 274,6484 | 77,3737 | 6598,7269 | 836,1368 | 373,3282 |

Analisis pada masing-masing beban dapat dilihat pada tabel – tabel berikut ini :

Tabel 6.5. Pembebanan Arah X Kombinasi 1

| No | kombinasi 1 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | 61,0652 | | | 107,9922 |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | gaya rem | TB | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | | | |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 784,1973 | 61,0652 | | 6598,7269 | 107,9922 |

Tabel 6.6. Pembebanan Arah X Kombinasi 2

| No. | kombinasi 2 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | 61,0652 | | | 107,9922 |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | gaya rem | TB | | 1,9728 | | | 9,5188 |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | | | |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 784,1973 | 63,038 | | 6598,7269 | 117,511 |

Tabel 6.7. Pembebanan Arah Y Kombinasi 2

| No. | kombinasi 2 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | Berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | | | | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | gaya rem | TB | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | 7,9076 | | 38,1543 |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 784,1973 | | 7,9076 | 6598,7269 | 38,1543 |

Tabel 6.8. Pembebanan Arah X Kombinasi 3

| No. | kombinasi 3 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | 61,0652 | | | 107,9922 |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | Gaya rem | TB | | 1,9728 | | | 9,5188 |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | | | |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | 10,2188 | | | 49,3057 |
| | | | 784,1973 | 73,2568 | | 6598,7269 | 166,8167 |

Tabel 6.9. Pembebanan Arah Y Kombinasi 3

| No. | kombinasi 3 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | | | | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | Gaya rem | TB | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | 7,9076 | | 38,1543 |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 784,1973 | | 7,9076 | 6598,7269 | 38,1543 |

Tabel 6.10. Pembebanan Arah X Kombinasi 4

| No. | kombinasi 4 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | 61,0652 | | | 107,9922 |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | Gaya rem | TB | | 1,9728 | | | 9,5188 |
| 7 | Suhu | ET | | 4,125 | | | 26,4 |
| 8 | beban angin | EW | | | | | |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | 10,2188 | | | 49,3057 |
| | | | 784,1973 | 77,3818 | | 6598,7269 | 193,2167 |

Tabel 6.11. Pembebanan Arah Y Kombinasi 4

| No. | kombinasi 4 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | | | | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | 99,9 | | | 2997 | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | |
| 6 | Gaya rem | TB | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | 7,9076 | | 38,1543 |
| 9 | beban gempa | EQ | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 784,1973 | | 7,9076 | 6598,7269 | 38,1543 |

Tabel 6.12. Pembebanan Arah X Kombinasi 5

| No. | kombinasi 5 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | | | | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | | | | | |
| 6 | Gaya rem | TB | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | | | |
| 9 | beban gempa | EQ | | 186,2749 | | | 625,2422 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | 10,9917 | | | 17,6779 |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 668,2573 | 197,2666 | | 3553,6069 | 642,9201 |

Tabel 6.13. Pembebanan Arah Y Kombinasi 5

| No. | kombinasi 5 | kode | vertikal (ton) | horizontal | | momen | |
|-----|-----------------------|------|-------------------|------------|---------|---------------------|-----------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal (ton.m) |
| 1 | Berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | | | | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | TD | | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | | | | | |
| 6 | Gaya rem | TB | | | | | |
| 7 | Suhu | ET | | | | | |
| 8 | beban angin | EW | | | | | |
| 9 | beban gempa | EQ | | | 69,4661 | | 335,1739 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | | | | |
| | | | 668,2573 | | 69,4661 | 3553,6069 | 335,1739 |

6.3. Stabilitas abutment

1. Kontrol stabilitas *abutment* terhadap guling

Syarat terhadap guling adalah

$$\frac{\sum M_V}{\sum M_H} : \text{tegangannya} > 2,2 = \text{SF (berdasarkan dari RSNI -T-02-2005)}$$

a. Kombinasi 1 arah x.

$$\frac{6598,7269}{107,9922} : 100\% = 61,1037 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

b. Kombinasi 2

Arah x :

$$\frac{6598,7269}{117,511} : 125\% = 44,9233 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y

$$\frac{6598,7269}{38,1543} : 125\% = 138,3588 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

c. Kombinasi 3

Arah x :

$$\frac{6598,7269}{166,8167} : 125\% = 31,6454 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{6598,7269}{38,1543} : 125\% = 138,3588 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

d. Kombinasi 4

Arah x :

$$\frac{6598,7269}{193,2167} : 140\% = 24,3942 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{6598,7269}{38,1543} : 140\% = 123,5346 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

e. Kombinasi 5

Arah x :

$$\frac{3553,6069}{642,9201} : 150\% = 3,6849 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{3553,6069}{335,1739} : 150\%$$

$$= 7,0682 > 2,2 \rightarrow \text{aman}$$

2. Stabilitas Terhadap Geser

Syarat stabilitas terhadap geser adalah :

$$\frac{\{C \times A'\} + (\sum V \times \tan \Phi)}{\sum H} > 1,1 = \text{SF (berdasarkan dari RSNI -T- 02- 2005)}$$

Keterangan :

$$C = \text{Nilai kohesi tanah} = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$A' = \text{Luas dasar abutment} = 10 \times 4 = 40 \text{ m}^2$$

$$\sum V = \text{Gaya vertikal yang terjadi pada Abutment}$$

$$\Phi = \text{Sudut geser tanah} = 36,5^0$$

$$\sum H = \text{Gaya horisontal yang terjadi pada Abutment}$$

a. Kombinasi 1

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^0)\}}{61,0652} : 100\% = 10,1576 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

b. Kombinasi 2

Arah x :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^0)\}}{63,038} : 125\% = 7,8717 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^0)\}}{7,9076} : 125\% = 62,7523 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

c. Kombinasi 3

Arah x :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^0)\}}{73,2568} : 125\% = 6,7737 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^\circ)\}}{7,9076} : 125\% = 62,7523 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

d. Kombinasi 4

Arah x :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^\circ)\}}{77,3818} : 140\% = 5,7256 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (784,1973 \times \tan 36,5^\circ)\}}{7,9076} : 140\% = 56,0288 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

e. Kombinasi 5

Arah x :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (668,2573 \times \tan 36,5^\circ)\}}{197,2666} : 150\% = 1,8063 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

Arah y :

$$\frac{\{(1 \times 40) + (668,2573 \times \tan 36,5^\circ)\}}{69,4661} : 150\% = 5,1295 > 1,1 \rightarrow \text{aman}$$

6.4. Penulangan abutment

1. Penulangan kepala *abutment* (*back wall*)

Diambil tanah dengan data sebagai berikut :

$$W_s = 1,654 \text{ ton/m}^3, \phi = 36,5^\circ$$

$$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 1,654 = 0,9924 \text{ ton/m}^3$$

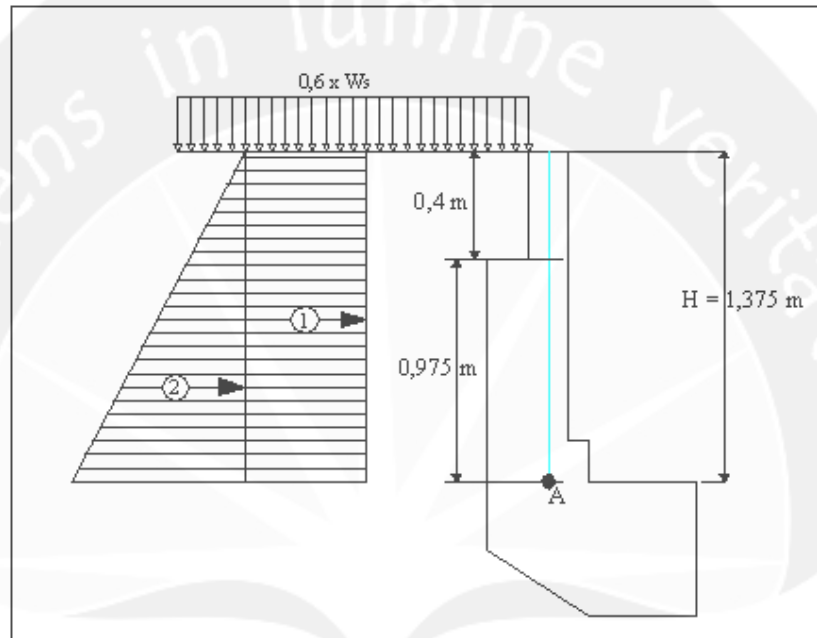
dengan :

Ka = koefisien tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{36,5^\circ}{2} \right) = 0,254$$

a. Tekanan tanah

By = 10 m, H = 1,375 m



Gambar 6.8. Back Wall

Tabel 6.14. Tekanan Tanah

| No | Gaya akibat tekanan tanah | T_{TA} (ton) | Lengan terhadap o (m) | Momen |
|-------|---|----------------|-----------------------|--------|
| | | a | b | a x b |
| 1 | $T_{TA1} = (0,6 \times W_S) \times H \times K_a \times B_y$ | 3,4659 | $1,375/2 = 0,6875$ | 2,3828 |
| 2 | $T_{TA2} = 0,5 \times (H)^2 \times W_S \times K_a \times B_y$ | 3,9714 | $1,375/3 = 0,4583$ | 1,8201 |
| Total | | 7,4373 | | 4,2029 |

Gaya horisontal tekanan tanah (T_{Ta}) = 7,4373 ton

Momen yang terjadi akibat tekanan tanah (M_{Ta}) = 4,2029 ton.m

b. Beban gempa statik ekivalen

Pada grafik koefisien geser dasar gempa untuk wilayah 3 yang terdapat dalam RSNI – T – 02 – 2005 (dengan asumsi kondisi tanah pada lokasi adalah tanah sedang) untuk nilai $T = 0,1953$ detik didapat nilai $C = 0,18$.

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

Koefisien ekivalensi beban gempa horisontal :

$$K_h = C \times S$$

sehingga :

$$K_h = 0,18 \times 1 = 0,18$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

Tabel 6.15. Beban Gempa Statik Ekivalen

| No | Berat (Wt) ton | T_{EQ} (ton) | Lengan (m) | M_{EQ} (ton.m) |
|-------|--|-------------------|---------------|---------------------|
| 1 | $(0,3 \times 0,4 \times 10) \times 2,5 = 3$ | 0,54 | 1,175 | 0,6472 |
| 2 | $(0,675 \times 0,6 \times 10) \times 2,5 = 10,125$ | 1,8225 | 0,6375 | 1,1618 |
| 3 | $(0,75 \times 0,3 \times 10) \times 2,5 = 5,625$ | 1,0125 | 0,15 | 0,1519 |
| Total | | 3,375 | | 1,9609 |

c. Beban ultimit *back wall*

Gaya geser ultimit, $V_u = K \times T$

Momen ultimit, $M_u = K \times M$

K = faktor beban ultimit

Tabel 6.16. Beban Dan Momen Ultimit

| No | Jenis Beban | Faktor Beban | T | M | Vu(ton) | Mu(ton.m) |
|-------|-----------------------|--------------|--------|--------|---------|-----------|
| 1 | Tekanan tanah | 1,25 | 7,4373 | 4,2029 | 9,2966 | 5,2536 |
| 2 | Gempa statik ekivalen | 1 | 3,375 | 6,4132 | 3,375 | 6,4132 |
| Total | | | | | 12,6716 | 11,6668 |

d. Penulangan utama kepala *abutment*

Tabel 6.17. Perhitungan *Back wall*

| | |
|--|--|
| Momen rencana ultimit, M_u | 116,668 KNm |
| Mutu beton, 35 Kuat tekan beton, f_c' | 35 MPa |
| Mutu baja, Tegangan leleh baja, f_y | 410 MPa |
| Tebal beton, h | 600 mm |
| Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' | 50 mm |
| Modulus elastis baja, E_s | 2,00E+05 |
| Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1 | 0,815 (faktor keamanan beton $30 \text{ MPa} < f_c' \leq 55 \text{ MPa}$) |
| $\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$ | 0,0351 |
| $R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')]$ | 8,8354 |
| Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ | 0,80 |
| Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ | 0,60 |
| Tebal efektif, $d = h - d'$ | 550 mm |
| Lebar yang ditinjau, b | 1000 mm |
| Momen nominal rencana, $M_n = M_u / \phi$ | 194,4467 KNm |
| Faktor tahanan momen, $R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2)$ | 0,6428 |

$R_n < R_{max}$ (ok)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$R_n = 0,6428 \text{ MPa}$$

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= 0,85 \frac{35}{410} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,6428}{0,85 \times 35}} \right] = 0,00158$$

Rasio tulangan minimum :

$$\rho_{\min} = 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y} = 0,25\% \frac{1,4}{410} = 0,0008536$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00158 > \rho_{\min} = 0,0008536$$

$$\text{Maka, } \rho_{\text{perlu}} = \rho_{\min} = 0,00158$$

$$A_{s,\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,00158 \times 1000 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} = 869 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan Ø16 mm

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{b}{A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{869} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 231,3716 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan Ø16 – 200

$$A_s = \frac{b}{s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{200} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 1005,3096 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 1005,3096 = 502,6548 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan Ø13 mm

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s' = \frac{b}{A_s'} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{502,6548} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 = 264,0625 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan Ø13 – 250

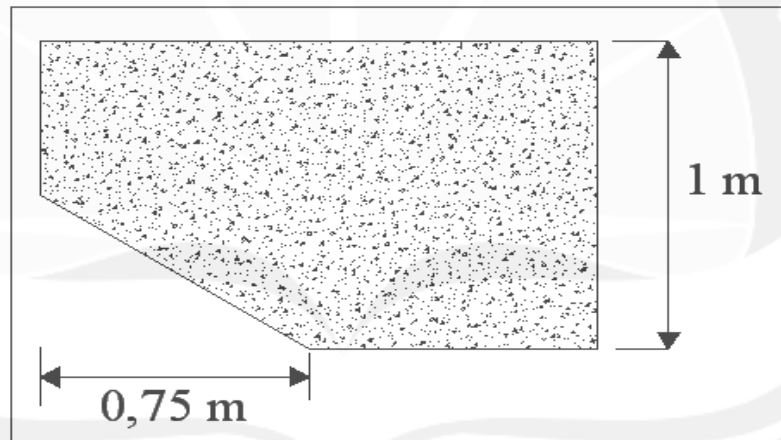
$$A_s' = \frac{1000}{250} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 = 530,9292 \text{ mm}^2$$

2. Penulangan *Corbel*

Pada saat penggantian *bearing pad* (elastometric), *corbel* direncanakan mampu menahan *jacking force* yang terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu-lintas.

Gaya geser pada *Corbel* $P_{jack} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD}$

Eksentrisitas, $e = 0,75$



Gambar 6.9. *Corbel*

a. Gaya geser dan momen

Tabel 6.18. Beban Dan Momen Ultimit

| No | Jenis Beban | Faktor Beban | P (ton) | Vu (ton) | e (m) | Mu(ton.m) |
|----|-----------------------------|--------------|---------|----------|-------|-----------|
| 1 | Berat sendiri struktur atas | 1,1 | 204,312 | 224,7432 | 0,75 | 168,5574 |
| 2 | Beban mati tambahan | 2 | 0,1282 | 0,2564 | 0,75 | 0,1923 |
| 3 | Beban lajur D | 2 | 99,9 | 199,8 | 0,75 | 149,85 |
| | | | | 424,7996 | | 318,5997 |

b. Penulangan utama *corbel*

1. Tulangan lentur

Ditinjau 1 m, maka : $M_u = 3185,997 \text{ KNm} / 10 = 318,5997 \text{ KNm}$

$V_u = 4247,996 \text{ KN} / 10 = 424,7996 \text{ KN}$

Tabel 6.19. Perhitungan *Corbel*

| | |
|--|---|
| Momen rencana ultimit, M_u | 318,5997 KN.m |
| Mutu beton, 35 Kuat tekan beton, f_c' | 35 MPa |
| Mutu baja, Tegangan leleh baja, f_y | 410 MPa |
| Tebal beton, h | 1000 mm |
| Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' | 50 mm |
| Modulus elastis baja, E_s | 2,00E+05 |
| Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1 | 0,815 (faktor keamanan beton 30 MPa < $f_c' \leq 55$ MPa) |
| $\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$ | 0,0351 |
| $R_{max} = 0.75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times f_y / (0.85 \times f_c')]$ | 8,8354 |
| Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ | 0,8 |
| Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ | 0,6 |
| Tebal efektif, $d = h - d'$ | 950 mm |
| Lebar yang ditinjau, b | 1000 mm |
| Momen nominal rencana, $M_n = M_u / \phi$ | 398,2496 KN.m |
| Faktor tahanan momen, $R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2)$ | 0,4412 |

$R_n < R_{max}$ (ok)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$R_n = 0,4412 \text{ MPa}$$

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f_c}} \right] \\ &= 0,85 \frac{35}{410} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,4412}{0,85 \times 35}} \right] = 0,001084 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = 0,25 \% \frac{1,4}{f_y} = 0,25 \% \frac{1,4}{410} = 0,0008536$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,001084 > \rho_{\min} = 0,0008536$$

Maka, $\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\min} = 0,001084$

$$A_{s,\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,001084 \times 1000 \times 950 = 1029,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{M_U}{(\phi \times f_y \times x(d - e))}$$

$$= \frac{318,5997 \times 10^6}{(0,8 \times 410 \times (950 - 750))} = 4856,7027 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang digunakan, = 4856,7027 mm²

Diameter tulangan yang digunakan, Ø35

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \frac{b}{A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{4856,7027} \times \frac{\pi}{4} \times 35^2 = 198,0999 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan, Ø35 – 150

$$A_s = \frac{b}{s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{150} \times \frac{\pi}{4} \times 35^2 = 6414,085 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 6414,085 \text{ mm}^2 = 3207,0425 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, Ø25

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s' = \frac{b}{A_s'} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{3207,0425} \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 = 153,0612 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan Ø25 – 120

$$A_s' = \frac{1000}{120} \times \frac{\pi}{4} 25^2$$

$$= 4090,6154 \text{ mm}^2$$

2. Tulangan geser

Gaya geser ultimit, $V_u = 424799,6 \text{ N}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,6$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 950 = 936712,6323$$

Diambil, $V_c = 936712,6323$

$\phi \cdot V_c = 562027,5794 > V_u$ Tidak Perlu tulangan geser.

3. Penulangan *wing wall*

Ukuran untuk *wing wall* (ekivalen) :

Tebal, $h = 0,4 \text{ m}$

Tinggi, $H_y = 3,275 \text{ m}$

Lebar, $H_x = 5,5 \text{ m}$

$W_c = 2,5 \text{ ton/m}^3$

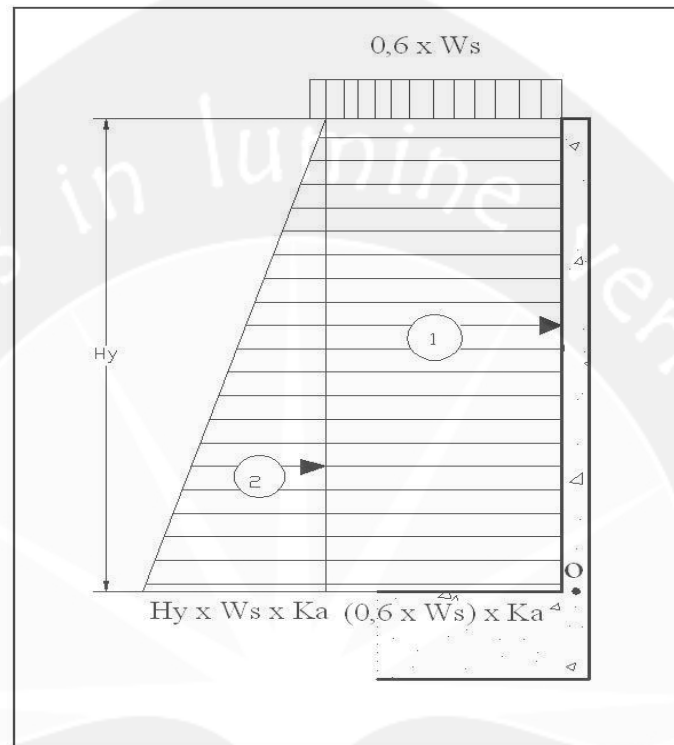
$W_s = 1,654 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 36,5^\circ$

Pelat *wing wall* dianalisis sebagai *two way slab* mengingat salah satu sisi vertikal atau horizontal terjepit pada *abutment*, sehingga terjadi momen pada jepitan yaitu M_x , dan M_y .

$M_x = 0,5 \times M$, jepit arah x, $M_y = 0,5 \times M$, jepit arah y

a. Tekanan tanah



Gambar 6.10. Tekanan tanah Wing Wall

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{36,5^\circ}{2} \right) = 0,254$$

Tabel 6.20. Tekanan Tanah Dan Momen Arah y

| No | Gaya akibat tekanan tanah | T_{TA} (ton) | Lengan y terhadap o (m) | Momen y(ton.m) |
|-------|---|----------------|-------------------------|----------------|
| 1 | $T_{TA1} = (0,6 \times W_S) \times H_y \times K_a \times H_x$ | 4,5404 | $3,275/2 = 1,6375/2$ | 3,7175 |
| 2 | $T_{TA2} = 0,5 \times (H_y)^2 \times W_S \times K_a \times H_x$ | 12,3915 | $3,275/3 = 1,0917/2$ | 6,7639 |
| Total | | 16,9319 | | 10,4814 |

Tabel 6.21. Tekanan Tanah Dan Momen Arah x

| No | Gaya akibat tekanan tanah | Lengan x terhadap o (m) | | Momen x(ton.m) |
|-------|---|-------------------------|------------------|----------------|
| | | $T_{TA}(\text{ton})$ | | |
| 1 | $T_{TA1} = (0,6 \times W_S) \times H_y \times K_a \times H_x$ | 4,5404 | $5,5/2 = 2,75/2$ | 6,2431 |
| 2 | $T_{TA2} = 0,5 \times (H_y)^2 \times W_S \times K_a \times H_x$ | 12,3915 | $5,5/3 = 1,83/2$ | 11,3589 |
| Total | | 16,9319 | | 17,602 |

b. Beban gempa statik ekuivalen pada *wing wall*

Pada grafik koefisien geser dasar gempa untuk wilayah 3 yang terdapat dalam RSNI – T – 02 – 2005 (asumsi kondisi tanah pada lokasi adalah tanah sedang) untuk nilai $T = 0,1953$ detik didapat nilai $C = 0,18$.

$$K_h = 0,18 \times 1 = 0,18$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

Berat *wing wall*,

$$W_T = H_y \times H_x \times h \times W_c$$

$$= 3,275 \times 5,5 \times 0,4 \times 2,5 = 18,0125 \text{ ton}$$

Maka :

$$T_{EQ} = 0,18 \times 1 \times 18,0125 = 3,2423 \text{ ton}$$

Tabel 6.22. Perhitungan Momen

| Ket. | Lengan(m) | Momen(ton.m) |
|-------|----------------------------------|---------------------------------------|
| M_x | $X = H_x / 2 = 5,5/2 = 2,75$ | $0,5 \times T_{EQ} \times X = 4,4582$ |
| M_y | $Y = H_y / 2 = 3,275/2 = 1,6375$ | $0,5 \times T_{EQ} \times Y = 2,6546$ |

c. Beban Ultimit *wing wall*

Gaya geser ultimit, $V_u = K \times T$

Momen ultimit, $M_u = K \times M$

K = faktor beban ultimit

Tabel 6.23. Rekapitulasi Beban Dan Momen

| No | jenis beban | T(ton) | Mx(ton.m) | My(ton.m) | simbol | faktor |
|----|------------------------|---------|-----------|-----------|----------|--------|
| 1 | Tekanan tanah | 16,9319 | 17,602 | 10,4814 | K_{TA} | 1,25 |
| 2 | Gempa statik ekuivalen | 3,2423 | 4,4582 | 2,6546 | K_{EQ} | 1 |

Tabel 6.24. Beban Dan Momen Ultimit *Wing Wall*

| No | jenis beban | V_u (ton) | M_x (ton.m) | M_y (ton.m) |
|-------|------------------------|-------------|---------------|---------------|
| 1 | Tekanan tanah | 21,1649 | 22,0025 | 13,1018 |
| 2 | Gempa statik ekuivalen | 3,2423 | 4,4582 | 2,6546 |
| Total | | 24,4072 | 26,4607 | 15,7564 |

d. Tinjauan *wing wall* arah vertikal

1. Tulangan lentur

Tebal (h) = 0,4 m, Lebar (Hy) = 3,275 m

Momen ultimit, $M_u = M_{uy} = 15,7564 \text{ ton.m} = 157,564 \text{ KNm}$

Gaya geser ultimit, $V_u = 24,4072 \text{ ton} = 244,072 \text{ KN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = \frac{157,564}{3,275} = 48,1112 \text{ KNm}$$

$$V_u = \frac{244,072}{3,275} = 74,5258 \text{ KN}$$

Tabel 6.25. Perhitungan Wing Wall

| | |
|--|---|
| Momen rencana ultimit, $M_u =$ | 48,1112 KNm |
| Mutu beton, 35 Kuat tekan beton, $f_c' =$ | 35 MPa |
| Mutu baja, Tegangan leleh baja, $f_y =$ | 410 MPa |
| Tebal beton, $h =$ | 400 mm |
| Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' =$ | 50 mm |
| Modulus elastis baja, $E_s =$ | 2,00E+05 |
| Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 =$ | 0,815 (faktor keamanan beton 30 MPa < $f_c' \leq$ 55 MPa) |
| $\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) =$ | 0,0351 |
| $R_{max} = 0.75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times f_y / (0.85 \times f_c')]$ | 8,8354 |
| Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi =$ | 0,80 |
| Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi =$ | 0,60 |
| Tebal efektif, $d = h - d' =$ | 350 mm |
| Lebar yang ditinjau, $b =$ | 1000 mm |
| Momen nominal rencana, $M_n = M_u / \phi =$ | 80,1853 KNm |
| Faktor tahanan momen, $R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2) =$ | 0,6546 |

$$R_n < R_{max} \text{ (ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$R_n = 0,6546 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \frac{35}{410} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,6546}{0,85 \times 35}} \right] = 0,001615 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum :

$$\rho_{min} = 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y} = 0,25\% \times \frac{1,4}{410} = 0,000854$$

$$\rho_{perlu} = 0,001615 > \rho_{min} = 0,000854$$

Maka, $\rho_{perlu} = \rho_{min} = 0,001615$

$$A_{s,perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d = 0,001615 \times 1000 \times 350 = 565,25 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan Ø16

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{b}{A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{565,25} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 355,7044 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan Ø16 – 350

$$A_s = \frac{b}{s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{350} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 574,4626 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi diambil 30% tulangan pokok.

$$A_s' = 30\% \times A_s = 30\% \times 574,4626 \text{ mm}^2 = 172,3388 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan Ø13

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} s' &= \frac{b}{A_s'} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 \\ &= \frac{1000}{172,3388} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\ &= 770,1823 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø13 – 350

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1000}{350} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\ &= 379,2351 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Tulangan geser

Gaya geser ultimit, $V_u = 24407,2 \text{ N}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,6$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b x d \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{35} x 1000 x 350 \\ &= 345104,654 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil, $V_c = 345104,654 \text{ N}$

$\phi \cdot V_c = 207062,7924 \text{ N} > V_u = 24407,2 \text{ N}$ Tidak perlu tulangan geser.

e. Tinjauan *wing wall* arah horizontal

1. Tulangan lentur

Keterangan :

Tebal (h) = 0,4 m, Lebar (H_x) = 5,5 m

Momen ultimit, $M_u = M_{ux} = 26,4607 \text{ ton.m} = 264,607 \text{ KNm}$

Gaya geser ultimit, $V_u = 24,4072 \text{ ton} = 244,072 \text{ KN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{264,607}{5,5} \\ &= 48,1104 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{244,072}{5,5} \\ &= 44,3767 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tabel 6.26. Perhitungan Wing Wall

| | |
|--|--|
| Momen rencana ultimit, $M_u =$ | 48,1104 KNm |
| Mutu beton, 35 Kuat tekan beton, $f_c' =$ | 35 MPa |
| Mutu baja, Tegangan leleh baja, $f_y =$ | 410 MPa |
| Tebal beton, $h =$ | 400 mm |
| Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' =$ | 50 mm |
| Modulus elastis baja, $E_s =$ | 2,00E+05 |
| Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 =$ | 0,815 (faktor keamanan beton $30 \text{ MPa} < f_c' \leq 55 \text{ MPa}$) |
| $\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) =$ | 0,0351 |
| $R_{max} = 0.75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times f_y / (0.85 \times f_c')]$ | 8,8354 |
| Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi =$ | 0,80 |
| Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi =$ | 0,60 |
| Tebal efektif, $d = h - d' =$ | 350 mm |
| Lebar yang ditinjau, $b =$ | 1000 mm |
| Momen nominal rencana, $M_n = M_u / \phi =$ | 80,184 KNm |
| Faktor tahanan momen, $R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2) =$ | 0,6546 |

$R_n < R_{max}$ (ok)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$R_n = 0,6546 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= 0,85 \frac{35}{410} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,6546}{0,85 \times 35}} \right] = 0,00162$$

Rasio tulangan minimum :

$$\rho_{min} = 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y} = 0,25\% \times \frac{1,4}{410} = 0,000853$$

$$\rho_{perlu} = 0,00162 > \rho_{min} = 0,000853 \text{ maka, } \rho_{perlu} = \rho_{min} = 0,00162$$

$$A_{s,perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d = 0,00162 \times 1000 \times 350 = 567 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan Ø16

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{b}{A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{567} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 354,6067 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan Ø16 – 350

$$A_s = \frac{b}{s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{350} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 574,4626 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi diambil 30% tulangan pokok.

$$A_s' = 30\% \times A_s = 30\% \times 574,4626 = 172,3387 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan Ø13

Jarak tulangan yang diperlukan :

$$s' = \frac{b}{A_s'} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{172,3387} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 = 770,1827 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan Ø13 – 350

$$A_s = \frac{1000}{350} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 = 379,2351 \text{ mm}^2$$

2. Tulangan geser

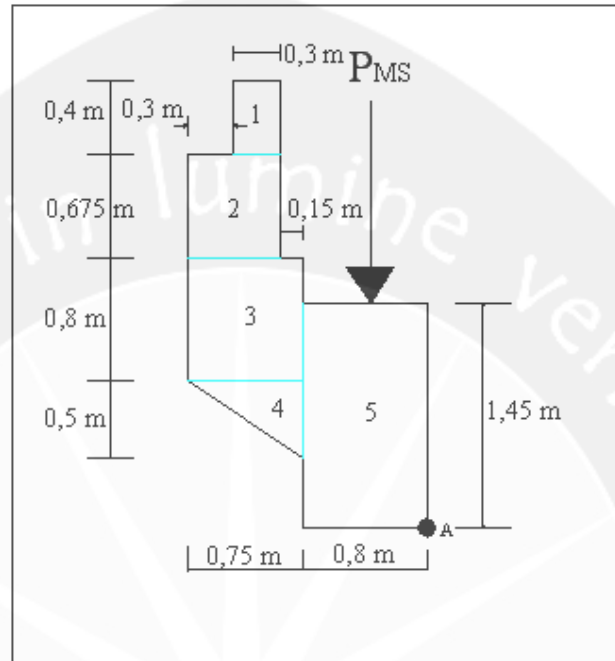
Gaya geser ultimit, $V_u = 44376,7 \text{ N}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,6$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 350 = 345104,654 \text{ N}$$

Diambil, $V_c = 345104,654 \text{ N}$

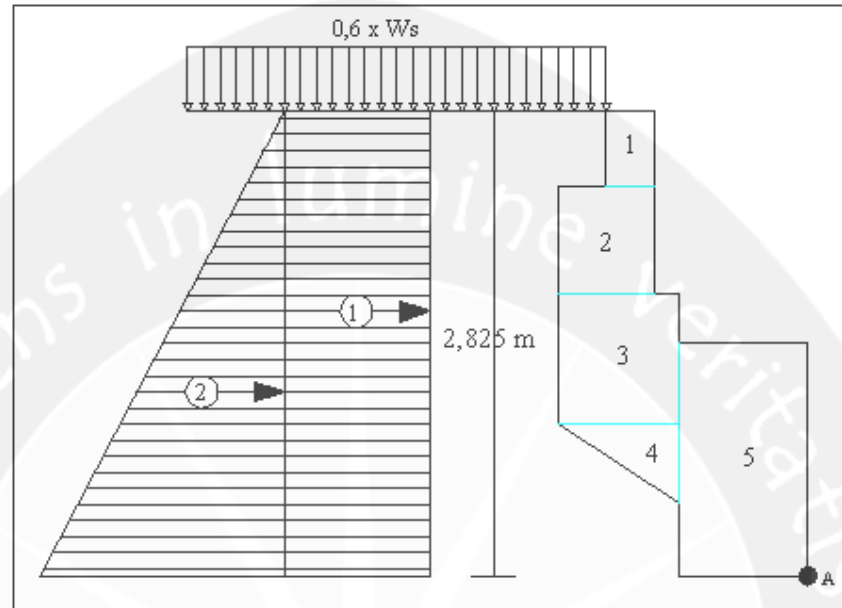
$\phi \cdot V_c = 207062,7924 \text{ N} > V_u = 44376,7 \text{ N}$. Tidak perlu tulangan geser.

4. Penulangan badan *abutment* (*breast wall*)Gambar 6.11. *Breast Wall*a. Beban dan berat sendiri *breast wall*

Tabel 6.27. Perhitungan Berat Sendiri

| No | perhitungan | Luas bagian | Bentang | Berat jenis | Berat (ton) |
|-------------------------|---------------------|-------------|---------|-------------|-------------|
| 1 | 0,4 x 0,3 | 0,12 | 10 | 2,5 | 3 |
| 2 | 0,6 x 0,675 | 0,405 | 10 | 2,5 | 10,125 |
| 3 | 0,8 x 0,75 | 0,6 | 10 | 2,5 | 15 |
| 4 | 0,5 x (0,5 x 0,75) | 0,1875 | 10 | 2,5 | 4,6875 |
| 5 | 0,8 x 1,45 | 1,16 | 10 | 2,5 | 29 |
| 6 | Berat struktur atas | | | | 204,312 |
| Total = P _{MS} | | | | | 266,1245 |

b. Tekana tanah



Gambar 6.12. Tekanan Tanah Pada *Breast wall*

Diambil tanah dengan data sebagai berikut :

$$W_s = 1,654 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 36,5^0$$

$$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 1,654 = 0,9924 \text{ ton/m}^3$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\phi}{2} \right)$$

dengan :

K_a = koefisien tanah aktif

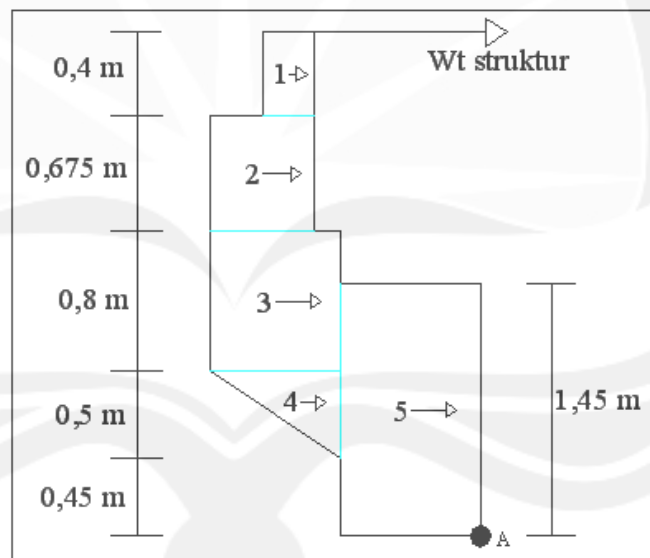
$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^0 - \frac{36,5^0}{2} \right) = 0,254$$

$$B_y = 10 \text{ m}, H = 2,825 \text{ m}$$

Tabel 6.28. Tekanan Tanah

| No | Gaya akibat tekanan tanah | $T_{TA}(\text{ton})$ | Lengan terhadap A (m) | Momen |
|---|---|----------------------|--------------------------|---------|
| | | a | b | a x b |
| 1 | $T_{TA1} = (0,6 \times W_S) \times H \times K_a \times B_y$ | 7,121 | $2,825/2 = 1,4125$ | 10,0584 |
| 2 | $T_{TA2} = 0,5 \times (H^2) \times W_S \times K_a \times B_y$ | 16,7639 | $2,825/3 = 0,9417$ | 15,7866 |
| Total | | 23,8849 | | 25,845 |
| Gaya horisontal tekanan tanah (T_{Ta}) = 23,8849 ton | | | | |
| Momen yang terjadi akibat tekanan tanah (M_{Ta}) = 25,845 ton.m | | | | |

c. Beban gempa

**Gambar 6.13. Arah Pembebanan Gempa Pada Breast wall**

Pada grafik koefisien geser dasar gempa untuk wilayah 3 yang terdapat dalam RSNI – T- 02 - 2005 (asumsi kondisi tanah pada lokasi adalah tanah sedang) untuk nilai $T = 0,1953$ detik didapat nilai $C = 0,18$.

Tabel 6.29. Perhitungan Beban dan Momen Gempa

| No | Perhitungan Berat | Berat (W_T) (ton) | T_{EQ} (ton) | Lengan terhadap A(m) | Momen (ton.m) |
|---|--------------------|--------------------------|----------------|-------------------------|------------------|
| 1 | 0,3 x 0,4 | 3 | 0,45 | 2,625 | 1,1813 |
| 2 | 0,6 x 0,675 | 10,125 | 1,8225 | 2,0875 | 3,8045 |
| 3 | 0,8 x 0,75 | 15 | 2,7 | 1,35 | 3,645 |
| 4 | 0,5 x (0,5 x 0,75) | 4,6875 | 0,8438 | 0,7833 | 0,6609 |
| 5 | 0,8 x 1,45 | 29 | 5,22 | 0,725 | 3,7845 |
| | P_{MS} | 266,1245 | 47,9024 | 1,45 | 69,4585 |
| | P_{MA} | 0,1282 | 0,0231 | 2,825 | 0,0653 |
| Total | | | 58,9618 | | 82,6 |
| Beban gempa statik ekuivalen arah Y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah X (memanjang jembatan) | | | | | |

d. Beban gempa akibat tekanan tanah dinamis

$$T_{EQ_{tanah}} = K_h \times I \times T_t$$

$$K_h = \text{Koefisien beban gempa horizontal} = 0,18$$

$$I = \text{Faktor kepentingan} (1) = 0,18 T_t$$

$$T_t = \text{tekanan tanah} = 23,8849 \text{ ton}$$

$$T_{EQ_{tanah}} = 0,18 \times 1 \times 23,8849$$

$$= 4,2993 \text{ ton}$$

Momen terhadap titik A, lengan terhadap titik A = 0,9417 m

$$\text{Momen} = 4,2993 \times 0,9417 = 4,0487 \text{ ton.m}$$

e. Beban ultimit *breast wall*1. Rekapitulasi beban kerja *breast wall***Tabel 6.30. Rekapitulasi Beban Kerja *Breast Wall***

| No | Aksi/beban | P (ton) | Horizontal | | Momen | |
|----|--------------------------|------------|------------|---------|-----------|-----------|
| | | | Tx(ton) | Ty(ton) | Mx(ton.m) | My(ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 266,1245 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 0,1282 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | | 23,8849 | | 25,845 | |
| 4 | beban lajur <i>D</i> | 99,9 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 16,04 | | | | |
| 6 | gaya rem | | 1,9728 | | 9,5188 | |
| 7 | Suhu | | 4,125 | | 26,4 | |
| 8 | beban angin | | | 7,90763 | | 38,1543 |
| 9 | beban gempa | | 58,9618 | 58,9618 | 82,6 | 82,6 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | 23,8849 | | 25,845 | |
| 11 | gesekan | | 10,2188 | | 49,3057 | |

K = faktor beban ultimit

Gaya aksil ultimit, $P_u = K \times P$

Gaya geser ultimit, $V_{ux} = K \times T_x$, $V_{uy} = K \times T_y$

Momen ultimit, $M_{ux} = K \times M_x$, $M_{uy} = K \times M_y$

2. Rekapitulasi beban ultimit *breast wall***Tabel 6.31. Rekapitulasi Beban Ultimit *Breast Wall***

| No | Aksi /Beban | Faktor Beban | P _U (ton) | Gaya geser | | Momen | |
|----|--------------------------|-----------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | | | V _{ux} (ton) | V _{uy} (ton) | M _{ux} (ton.m) | M _{uy} (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 292,7369 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 29,8561 | | 32,3063 | |
| 4 | beban lajur d | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | Suhu | 1,2 | | 4,95 | | 31,68 | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | 1 | | 58,9618 | 58,9618 | 82,6 | 82,6 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | 1 | | 23,8849 | | 25,845 | |
| 11 | Gesekan | 1,3 | | 13,2844 | | 64,0974 | |

Tabel 6.32. Kombinasi 1

| No | Aksi /Beban | Faktor Beban | P _U ton | Gaya geser | | Momen | |
|----|--------------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | | V _{ux} (ton) | V _{uy} (ton) | M _{ux} (ton.m) | M _{uy} (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 292,7369 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 29,8561 | | 32,3063 | |
| 4 | beban lajur d | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | | | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | 1,2 | | 4,95 | | 38,016 | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | | | | | | |
| | | | 492,7933 | 38,7517 | 9,4892 | 89,3599 | 45,7852 |

Tabel 6.33. Kombinasi 2

| No | Aksi /Beban | Faktor Beban | P _U | Gaya geser | | Momen | |
|----|--------------------------|-----------------|----------------|------------|----------|------------|------------|
| | | | | Vux(ton) | Vuy(ton) | Mux(ton.m) | Muy(ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 292,7369 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 29,8561 | | 32,3063 | |
| 4 | beban lajur d | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | 1,2 | | 4,95 | | 38,016 | |
| 8 | beban angin | | | | | | |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | 1,3 | | 13,2844 | | 64,0974 | |
| | | | 524,8733 | 52,0361 | 0 | 153,4573 | 0 |

Tabel 6.34. Kombinasi 3

| No | Aksi /Beban | Faktor Beban | P _U | Gaya geser | | Momen | |
|----|--------------------------|-----------------|----------------|------------|----------|------------|------------|
| | | | | Vux(ton) | Vuy(ton) | Mux(ton.m) | Muy(ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 292,7369 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 29,8561 | | 32,3063 | |
| 4 | beban lajur d | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | | | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | | | | | | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | 1,3 | | 13,2844 | | 64,0974 | |
| | | | 492,7933 | 47,0861 | 9,4892 | 115,4413 | 45,7852 |

Tabel 6.35. Kombinasi 4

| No | Aksi /Beban | Faktor Beban | P _U | Gaya geser | | Momen | |
|----|--------------------------|-----------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | | V _{ux} (ton) | V _{uy} (ton) | M _{ux} (ton.m) | M _{uy} (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 292,7369 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 29,8561 | | 32,3063 | |
| 4 | beban lajur d | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | 1,2 | | 4,95 | | 38,016 | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | | | | | | |
| | | | 524,8733 | 38,7517 | 9,4892 | 89,3599 | 45,7852 |

Tabel 6.36. Kombinasi 5

| No | Aksi /Beban | Faktor Beban | P _U (ton) | Gaya geser | | Momen | |
|----|--------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | | V _{ux} (ton) | V _{uy} (ton) | M _{ux} (ton.m) | M _{uy} (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 292,7369 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 29,8561 | | 32,3063 | |
| 4 | beban lajur d | | | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | | | | | | |
| 6 | gaya rem | | | | | | |
| 7 | suhu | | | | | | |
| 8 | beban angin | | | | | | |
| 9 | beban gempa | 1 | | 58,9618 | 58,9618 | 82,6 | 82,6 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | 1 | | 23,8849 | | 25,845 | |
| 11 | gesekan | | | | | | |
| | | | 292,9933 | 112,7028 | 58,9618 | 140,7513 | 82,6 |

3. Rekapitulasi kombinasi beban ultimit *breast wall*Tabel 6.37. Rekapitulasi Kombinasi Beban Ultimit *Breast Wall*

| No | Kombinasi beban | $P_U(\text{ton})$ | $V_{ux}(\text{ton})$ | $V_{uy}(\text{ton})$ | $M_{ux}(\text{ton.m})$ | $M_{uy}(\text{ton.m})$ |
|----|-----------------|-------------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Kombinasi 1 | 492,7933 | 38,7517 | 9,4892 | 89,3599 | 45,7852 |
| 2 | Kombinasi 2 | 524,8733 | 52,0361 | 0 | 153,4573 | 0 |
| 3 | Kombinasi 3 | 492,7933 | 47,0861 | 9,4892 | 115,4413 | 45,7852 |
| 4 | Kombinasi 4 | 524,8733 | 38,7517 | 9,4892 | 89,3599 | 45,7852 |
| 5 | Kombinasi 5 | 292,9933 | 112,7028 | 58,9618 | 140,7513 | 82,6 |

f. Pembesian *breast wall*

1. Tulangan aksial tekan dan lentur

$$\text{Kuat tekan beton, } f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi } \textit{breast wall}, B_y = 10 \text{ m}$$

Ditinjau *breast wall* selebar 1 m :

$$\text{Lebar } \textit{breast wall}, b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } \textit{breast wall}, h = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang } \textit{breast wall} \text{ yang ditinjau, } A_g = b \times h = 800000 \text{ mm}^2$$

$$P_u = \text{ gaya aksial ultimit pada } \textit{breast wall} \text{ (ton)}$$

$$M_u = \text{ momen ultimit pada } \textit{breast wall} \text{ (ton.m)}$$

$$\phi \cdot P_n = P_u$$

$$\alpha = \phi \cdot P_n / (f_c' \cdot A_g) = P_u \times 10^5 / (f_c' \times A_g)$$

$$\phi \cdot M_n = M_u$$

$$\beta = \phi \cdot M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot h) = M_u \times 10^8 / (f_c' \times A_g \times h)$$

Tabel 6.38. Rekapitulasi Kombinasi Beban Ultimit *Breast Wall* Ditinjau 1 m

| No | Kombinasi beban | Hasil analisis beban | | Untuk lebar 1 m | | α | β |
|----|-----------------|----------------------|----------|-----------------|-----------|----------|---------|
| | | PU(ton) | Mux(ton) | Pu(ton) | Mu(ton.m) | | |
| 1 | Kombinasi 1 | 492,7933 | 89,3599 | 49,27933 | 8,93599 | 0,1759 | 0,0399 |
| 2 | Kombinasi 2 | 524,8733 | 153,4573 | 52,48733 | 15,34573 | 0,1875 | 0,0685 |
| 3 | Kombinasi 3 | 492,7933 | 115,4413 | 49,27933 | 11,54413 | 0,1759 | 0,0515 |
| 4 | Kombinasi 4 | 524,8733 | 89,3599 | 52,48733 | 8,93599 | 0,1875 | 0,0399 |
| 5 | Kombinasi 5 | 292,9933 | 140,7513 | 29,29933 | 14,07513 | 0,1046 | 0,0628 |

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 100$ mm

$$h' = h - 2 \times d' = 800 - (2 \times 100) = 600 \text{ mm}, h' / h = 600/800 = 0,75$$

Nilai α dan β diplot ke dalam diagram interaksi (terlampir) diperoleh,

Rasio tulangan yang diperlukan, $\rho = 1\%$

$$\text{Luas tulangan yang diperlukan : } A_s = \rho \times b \times h = 8000 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $\varnothing 25$

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik :

$$A_s (\text{tekan}) = A_s (\text{tarik}) = 0,5 \times A_s = 4000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{b}{0,5A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 245,4369 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan tekan, } \varnothing 25 - 200 \quad \rho_{\text{tekan}} = 1,2272\% (\text{dibagi } A_s)$$

$$\text{Tulangan tarik, } \varnothing 25 - 200 \quad \rho_{\text{tarik}} = 1,2272\% (\text{dibagi } A_s)$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan, } \rho = 2,4544\%$$

2. Tulangan geser

Perhitungan tulangan geser untuk *breast wall* didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana, } P_u = 524,8733 \text{ KN}$$

$$\text{Momen ultimit rencana, } M_u = 153,4573 \text{ KNm}$$

$$\text{Mutu Beton, } f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Baja, } f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\text{Ditinjau dinding } abutment \text{ selebar, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana, } P_u = 524873,3 \text{ KN}$$

$$\text{Momen ultimit rencana, } M_u = 1,534573E+08 \text{ Nmm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

$$\text{Tinggi dinding } abutment, L = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding } abutment, h = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan longitudinal } abutment, A_s = 24544 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan thd. Sisi luar beton, } d' = 100 \text{ mm}$$

$$V_u = M_u / L = 105832,6207 \text{ N, } d = h - d' = 800 - 100 = 700 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 0,2 \times f_c' \times b \times d = 4900000 \text{ N}$$

$$\phi \times V_{cmax} = 2940000 \text{ N} > V_u = 105832,6207 \text{ N (OK)}$$

$$\beta_1 = 1,4 - d/2000 = 1,05 > 1 \text{ maka diambil } \beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 1 + P_u / (14 \times f_c' \times b \times h) = 0,0007474$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left(\sqrt{\frac{A_s \times f_y \times c}{b \times d}} \right) = 1832,7735 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \times b \times d = 421832,7735 \text{ N}$$

$$\phi \times V_c = 253099,6641 \text{ N}$$

$$\phi \times V_c > V_u \text{ (perlu tulangan geser min)}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u / \phi = 176387,7012 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi beton :

Ø13 Jarak arah y, $S_y = 350 \text{ mm}$

$$\text{Luas tulangan geser, } A_{sv} = \frac{b}{S_y} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 379,2351 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan geser yang diperlukan, } S_x = A_{sv} \times f_{yx} \times \frac{b}{V_s} = 881,504 \text{ mm}$$

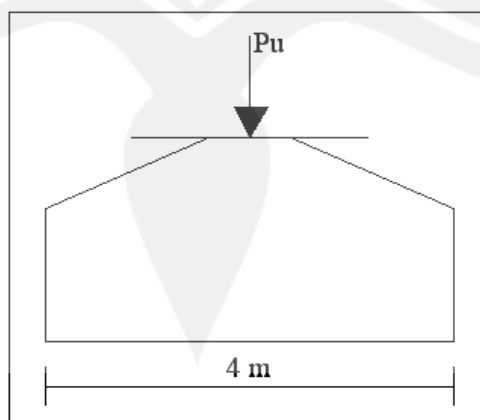
Digunakan tulangan geser : Ø13

Jarak x, $S_x = 350 \text{ mm}$, jarak arah y, $S_y = 350 \text{ mm}$

5. Penulangan *pile cap*

a. Beban ultimit *pile cap*

Beban yang di gunakan dalam pembesian *pile cap* adalah beban ultimit dari *abutment*, sehingga kombinasi beban berdasarkan kombinasi dari pembebanan *abutment*



Gambar 6.14. Pile Cap

Tabel 6.39. Kombinasi Pembebanan Pada *Pile Cap*

| No | Kombinasi beban kerja | Kode | Vertikal (ton) | Horizontal | | Momen | | |
|----------|--------------------------|------|-------------------|------------|----------|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | | x (ton) | y (ton) | vertikal (ton.m) | horizontal X (ton.m) | horizontal Y (ton.m) |
| A | aksi tetap | | | | | | | |
| 1 | berat sendiri | MS | 668,1291 | | | 3553,2223 | | |
| 2 | beban tambahan | MA | 0,1282 | | | 0,3846 | | |
| 3 | tekanan tanah | TA | | 61,0652 | | | 107,9922 | |
| B | beban lalu lintas | | | | | | | |
| 4 | beban lajur D | TD | 99,9 | | | 2997 | | |
| 5 | beban pejalan kaki | TP | 16,04 | | | 48,12 | | |
| 6 | gaya rem | TB | | 1,9728 | | | 9,5188 | |
| C | aksi lingkungan | | | | | | | |
| 7 | suhu | ET | | 4,125 | | | 26,4 | |
| 8 | beban angin | EW | | | 7,90763 | | | 38,1543 |
| 9 | beban gempa | EQ | | 186,2749 | 186,2749 | | 625,2422 | 625,2422 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | EQ | | 10,9917 | | | 17,6779 | |
| D | aksi lainnya | | | | | | | |
| 11 | gesekan | FB | | 10,2188 | | | 49,3057 | |
| | | | 784,1973 | 274,6484 | 77,3737 | 6598,7269 | 836,1368 | 373,3282 |

Analisis pada masing-masing beban ultimit dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 6.40. Pembebanan Kombinasi 1

| No | Kombinasi 1 | Faktor beban | PU (ton) | Gaya Geser | | Momen | |
|----|-----------------------|--------------|----------|------------|-----------|-------------|-------------|
| | | | | Vux (ton) | Vuy (ton) | Mux (ton.m) | Muy (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 734,942 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 76,3315 | | 134,9903 | |
| 4 | beban lajur D | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | | | | | | |
| 7 | suhu | | | | | | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | | | | | | |
| | | | 967,0784 | 76,3315 | 9,4892 | 134,9903 | 45,7852 |

Tabel 6.41. Pembebanan Kombinasi 2

| No | Kombinasi 2 | Faktor beban | PU (ton) | Gaya Geser | | Momen | |
|----|-----------------------|--------------|----------|------------|-----------|-------------|-------------|
| | | | | Vux (ton) | Vuy (ton) | Mux (ton.m) | Muy (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 734,942 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 76,3315 | | 134,9903 | |
| 4 | beban lajur D | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | | | | | | |
| 8 | beban angin | | | | | | |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | | | | | | |
| | | | 967,0784 | 80,2771 | 0 | 154,0279 | 0 |

Tabel 6.42. Pembebanan Kombinasi 3

| No | Kombinasi 3 | Faktor beban | PU (ton) | Gaya Geser | | Momen | |
|----|-----------------------|--------------|----------|------------|-----------|-------------|-------------|
| | | | | Vux (ton) | Vuy (ton) | Mux (ton.m) | Muy (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 734,942 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 76,3315 | | 134,9903 | |
| 4 | beban lajur D | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | | | | | | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | 1 | | 10,2188 | | 49,3057 | |
| | | | 967,0784 | 90,4959 | 9,4892 | 203,3336 | 45,7852 |

Tabel 6.43. Pembebanan Kombinasi 4

| No | Kombinasi 4 | Faktor beban | PU (ton) | Gaya Geser | | Momen | |
|----|-----------------------|--------------|----------|------------|-----------|-------------|-------------|
| | | | | Vux (ton) | Vuy (ton) | Mux (ton.m) | Muy (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 734,942 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | 1,25 | | 76,3315 | | 134,9903 | |
| 4 | beban lajur D | 2 | 199,8 | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | 2 | 32,08 | | | | |
| 6 | gaya rem | 2 | | 3,9456 | | 19,0376 | |
| 7 | suhu | 1,2 | | 4,95 | | 31,68 | |
| 8 | beban angin | 1,2 | | | 9,4892 | | 45,7852 |
| 9 | beban gempa | | | | | | |
| 10 | tekanan tanah dinamis | | | | | | |
| 11 | gesekan | 1 | | 10,2188 | | 49,3057 | |
| | | | 967,0784 | 95,4459 | 9,4892 | 235,0136 | 45,7852 |

Tabel 6.44. Pembebanan Kombinasi 5

| No | Kombinasi 5 | Faktor beban | PU (ton) | Gaya Geser | | Momen | |
|----|-----------------------|--------------|----------|------------|-----------|-------------|-------------|
| | | | | Vux (ton) | Vuy (ton) | Mux (ton.m) | Muy (ton.m) |
| 1 | berat sendiri | 1,1 | 734,942 | | | | |
| 2 | beban tambahan | 2 | 0,2564 | | | | |
| 3 | tekanan tanah | | | | | | |
| 4 | beban lajur D | | | | | | |
| 5 | beban pejalan kaki | | | | | | |
| 6 | gaya rem | | | | | | |
| 7 | suhu | | | | | | |
| 8 | beban angin | | | | | | |
| 9 | beban gempa | 1 | | 186,2749 | 186,2749 | 625,2422 | 625,2422 |
| 10 | tekanan tanah dinamis | 1 | | 10,9917 | | 17,6779 | |
| 11 | gesekan | | | | | | |
| | | | 735,1984 | 197,2666 | 186,2749 | 642,9201 | 625,2422 |

Tabel 6.45. Rekapitulasi Kombinasi Beban Ultimit *Pile Cap*

| No | Kombinasi beban | PU(ton) | Vux(ton) | Vuy(ton) | Mux(ton.m) | Muy(ton.m) |
|----|-----------------|----------|----------|----------|------------|------------|
| 1 | Kombinasi 1 | 967,0784 | 76,3315 | 9,4892 | 134,9903 | 45,7852 |
| 2 | Kombinasi 2 | 967,0784 | 80,2771 | 0 | 154,0279 | 0 |
| 3 | Kombinasi 3 | 967,0784 | 90,4959 | 9,4892 | 203,3336 | 45,7852 |
| 4 | Kombinasi 4 | 967,0784 | 95,4459 | 9,4892 | 235,0136 | 45,7852 |
| 5 | Kombinasi 5 | 735,1984 | 197,2666 | 186,2749 | 642,9201 | 625,2422 |

a. Pembesian *pile cap*

1. Tulangan aksial tekan dan lentur

Kuat tekan beton, $f_c' = 35$ MPa

Tegangan leleh baja, $f_y = 410$ MPa

Dimensi *pile cap*, $B_y = 10$ m

Ditinjau *pile cap* selebar 1 m :

Lebar *pile cap*, $b = 1000$ mm

Tebal *pile cap*, $h = 2000$ mm

Luas penampang *pile cap* yang ditinjau, $A_g = b \times h = 2000000$ mm²

P_u = gaya aksial ultimit pada *pile cap* (ton)

M_u = momen ultimit pada *pile cap* (ton.m)

$$\phi \cdot P_n = P_u, \quad \alpha = \phi \cdot P_n / (f_c' \cdot A_g) = P_u \times 10^5 / (f_c' \times A_g)$$

$$\phi \cdot M_n = M_u, \quad \beta = \phi \cdot M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot h) = M_u \times 10^8 / (f_c' \times A_g \times h)$$

Tabel 6.46. Rekapitulasi Kombinasi Beban Ultimit *Pile Cap* Ditinjau 1 m

| No | Kombinasi beban | Hasil analisis beban | | Untuk lebar 1 m | | α | β |
|----|-----------------|----------------------|----------|-----------------|-----------|----------|---------|
| | | PU(ton) | Mux(ton) | Pu(ton) | Mu(ton.m) | | |
| 1 | Kombinasi 1 | 967,0784 | 134,9903 | 96,70784 | 13,49903 | 0,1382 | 0,00964 |
| 2 | Kombinasi 2 | 967,0784 | 154,0279 | 96,70784 | 15,40279 | 0,1382 | 0,011 |
| 3 | Kombinasi 3 | 967,0784 | 203,3336 | 96,70784 | 20,33336 | 0,1382 | 0,01452 |
| 4 | Kombinasi 4 | 967,0784 | 235,0136 | 96,70784 | 23,50136 | 0,1382 | 0,01679 |
| 5 | Kombinasi 5 | 735,1984 | 642,9201 | 73,51984 | 64,29201 | 0,1050 | 0,04592 |

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 100$ mm

$$h' = h - 2 \times d' = 1800 \text{ mm}, \quad h' / h = 0,9$$

Nilai $\alpha = \phi \cdot P_n / (f_c' \times A_g)$ dan $\beta = \phi \cdot M_n / (f_c' \times A_g \times h)$ diplot ke dalam diagram interaksi (terlampir) diperoleh :

Rasio tulangan yang diperlukan, $= 0,5\%$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \times b \times h = 10000 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $\varnothing 25$ mm

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik :

$$A_s (\text{tekan}) = A_s (\text{tarik}) = 0,5 \times A_s = 5000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{b}{0,5A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 196,3495 \text{ mm}$$

digunakan :

$$\text{Tulangan tekan, } \emptyset 25 - 200 \quad \rho_{\text{tekan}} = 0,9817\% \text{ (dibagi } A_s)$$

$$\text{Tulangan tarik, } \emptyset 25 - 200 \quad \rho_{\text{tarik}} = 0,9817\% \text{ (dibagi } A_s)$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan, } \rho = 1,9634\%$$

2. Tulangan geser

Perhitungan tulangan geser untuk *pile cap* didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana, } P_u = 967,0784 \text{ KN}$$

$$\text{Momen ultimit rencana, } M_u = 642,9201 \text{ KNm}$$

$$\text{Mutu Beton, } f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Baja, } f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\text{Ditinjau dinding abutment selebar, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana, } P_u = 967078,4 \text{ N}$$

$$\text{Momen ultimit rencana, } M_u = 6,429201 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

$$\text{Tinggi dinding } \textit{pile cap}, L = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding } \textit{pile cap}, h = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan longitudinal } \textit{pile cap}, A_s = 19634 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 100 \text{ mm}$$

$$V_u = M_u / L = 494553,9231 \text{ N}, d = h - d' = 1900 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 0,2 \times f_c' \times b \times d = 13300000 \text{ N}$$

$$\phi \times V_{cmax} = 7980000 \text{ N} > V_u = 494553,9231 \text{ (OK)}$$

$$\beta_1 = 1,4 - d / 2000 = - 8,1 < 1 \text{ maka diambil } \beta_1 = 1, \beta_3 = 1$$

$$\beta_2 = 1 + P_u / (14 \times f_c' \times b \times h) = 0,0009868$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left(\sqrt{\frac{A_s \times f_c'}{b \times d}} \right) = 678,1191 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \times b \times d = 1140678,119 \text{ N}, \phi \times V_c = 684406,8715 \text{ N}$$

$$\phi \times V_c > V_u \text{ (perlu tulangan geser minimum)}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u / \phi = 824256,5385 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi beton :

$$\text{Ø}16 \text{ Jarak arah } y, S_y = 350 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser :

$$\begin{aligned} A_{sv} &= \frac{b}{S_y} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{1000}{350} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\ &= 574,4626 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan :

$$\begin{aligned} S_x &= A_{sv} \times f_y \times \frac{b}{V_s} = 574,4626 \times 410 \times \frac{1000}{824256,5385} \\ &= 285,748 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser : Ø16

$$\text{Jarak arah } x, S_x = 250 \text{ mm} = \text{Ø}16 - 250$$

$$\text{Jarak arah } y, S_y = 350 \text{ mm} = \text{Ø}16 - 350$$

6.5. Perancangan Fondasi Tiang

Data tanah asli :

$$\Phi = 36,5^\circ$$

$$c = 0,1 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,654 \text{ ton/m}^3$$

$$K_o = 1 + \tan^2 \Phi$$

$$= 1 + \tan^2 36,5^\circ = 1,5475$$

Daya dukung tanah ($\bar{\sigma}_{TANAH}$) dihitung dengan persamaan Terzaghi pada Tabel 6.50. berikut :

Tabel 6.47. Koefisien Daya Dukung Tanah Terzaghi

| ϕ° | N_c | N_q | N_γ |
|--------------|-------|-------|------------|
| 0 | 5,7 | 1 | 0 |
| 5 | 7,3 | 1,6 | 0,5 |
| 10 | 9,6 | 2,5 | 1,2 |
| 15 | 12,9 | 4,4 | 2,5 |
| 20 | 17,7 | 7,4 | 5,0 |
| 25 | 25,1 | 12,4 | 9,7 |
| 30 | 37,2 | 22,5 | 19,7 |
| 34 | 52,6 | 36,5 | 35,0 |
| 35 | 57,8 | 41,4 | 42,4 |
| 40 | 95,7 | 81,3 | 100,4 |
| 48 | 258,3 | 287,9 | 780,1 |
| 50 | 347,5 | 415,1 | 1153,2 |

untuk $\Phi = 36,5^\circ$ diperoleh koefisien - koefisien berikut :

$$N_c = 68,17$$

$$N_q = 53,37$$

$$N_\gamma = 59,8$$

Bentuk penampang fondasi tiang adalah lingkaran dan terbuat dari baja tuang, adapun koefisien yang ada adalah :

Taksiran diameter tiang fondasi (B) = 0,30 m

Taksiran panjang fondasi (D_f) = 8 m (berdasarkan kedalam tanah keras)

Bentuk penampang fondasi memiliki nilai α dan β yang akan disesuaikan dengan Tabel 6.51.

Tabel 6.48. Faktor Bentuk Pondasi

| Bentuk fondasi | A | β |
|----------------|-----|---------|
| Bulat | 1,3 | 0,3 |
| Menerus | 1 | 0,5 |
| Segiempat | 1,3 | 0,4 |

1. Daya dukung tiang

a. Daya Dukung Satu Tiang Pondasi

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = \bar{P}_{PB} + \bar{P}_{FP} + \bar{P}_{AP}$$

dimana :

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = \text{Daya dukung satu tiang.}$$

$$\bar{P}_{PB} = \text{Daya dukung ujung tiang (point bearing).}$$

$$\bar{P}_{FP} = \text{Daya dukung akibat gesekan pada tiang (friction pile).}$$

$$\bar{P}_{AP} = \text{Daya dukung akibat kohesi tanah (adhesive pile).}$$

Daya dukung ujung tiang.

$$\bar{P}_{PB} = \frac{1}{3} x \bar{\sigma} x A_{1\text{tiang}}$$

dengan :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= (\alpha \times C \times N_c) + (D_f \times \gamma \times N_q) + (\beta \times B \times \gamma \times N_\gamma) \\ &= (1,3 \times 0,1 \times 69,17) + (8 \times 1,654 \times 53,37) + (0,3 \times 0,3 \times 1,654 \times 59,8) \\ &= 724,0857 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$A_{\text{tiang}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 = 0,0706 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$\bar{P}_{PB} = \frac{1}{3} \times 724,0857 \times 0,0706 = 17,0402 \text{ ton}$$

b. Daya dukung akibat gesekan pada tiang.

$$\bar{P}_{FP} = \frac{1}{3} \times K \times \bar{N} \times \tan \phi$$

$$K \text{ (keliling tampang 1 tiang)} = 2 \times \pi \times D = 2 \times \pi \times 0,3 = 1,8849 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{1}{2} \times D_f^2 \times \gamma \times K_o = \frac{1}{2} \times 8^2 \times 1,654 \times 1,5475 = 81,9061 \text{ ton}$$

$$\bar{P}_{FP} = \frac{1}{3} \times 1,8849 \times 81,9061 \times \tan 36,5^\circ = 38,0796 \text{ ton}$$

$$\text{c. } \bar{P}_{AP} = \frac{1}{3} \times C \times A_{\text{penampang tiang}}$$

$$C \text{ (kohesi tanah)} = 0,1 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned}A_{\text{penampang tiang}} &= 2 \times \pi \times B \times D_f \\ &= 2 \times \pi \times 0,3 \times 8 = 15,0796 \text{ m}^2\end{aligned}$$

sehingga :

$$\bar{P}_{AP} = \frac{1}{3} \times C \times A_{\text{penampang tiang}} = \frac{1}{3} \times 0,1 \times 15,0796 = 0,5026 \text{ ton}$$

d. Daya dukung satu tiang

$$\begin{aligned}\bar{P}_{\text{tiang}} &= \bar{P}_{PB} + \bar{P}_{FP} + \bar{P}_{AP} \\ &= 17,0402 + 38,0796 + 0,5026 \\ &= 55,6224 \text{ ton}\end{aligned}$$

Daya dukung satu fondasi tiang adalah 55,6224 ton, sehingga dapat direncanakan jumlah tiang yang mampu menahan *abutment*. Gaya vertikal yang menentukan adalah gaya vertikal yang paling besar dari beberapa kombinasi yaitu kombinasi 4

$$\begin{aligned}P_{MAX} &= 784,1973 \times 140\% \\ &= 1097,8762 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri tiang } (B_T) &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,30^2\right) \times 8 \times 2,5 \\ &= 1,4137 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\sum V = (n \times B_T) + P_{MAX} = (n \times 1,4137) + 1097,8762$$

n = Jumlah tiang

$$\sum V \leq \bar{P}_{\text{tiang}} \times n$$

$$\sum V \leq 69,4464 \times n$$

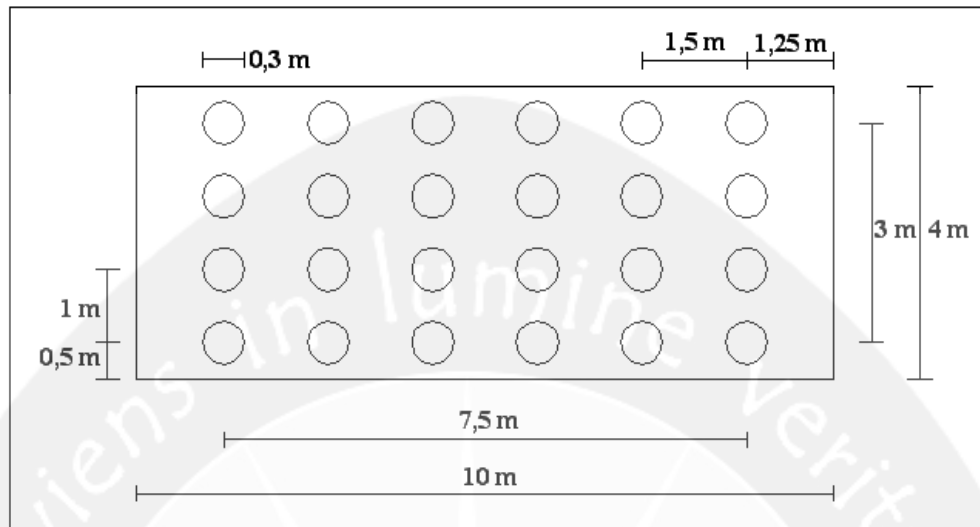
$$(n \times 1,4137) + 1097,8762 \leq 55,6224 \times n$$

$$1097,8762 \geq 55,6224.n - 1,4137.n$$

$$1097,8762 \geq 54,2087.n$$

$$n \geq 20,2527 \text{ buah}$$

Untuk kestabilan dipakai 24 tiang, sedangkan perencanaan penempatan tiang dapat dilihat pada Gambar 6.23.



Gambar 6.15. Perencanaan Penempatan Fondasi Tiang

2. Daya Dukung Kelompok Tiang Fondasi

$$\bar{P}_{Kelompok} = \bar{P}_{PB} + \bar{P}_{FP} + \bar{P}_{AP}$$

dimana :

$\bar{P}_{Kelompok}$ = Daya dukung satu tiang

\bar{P}_{PB} = Daya dukung ujung tiang (*point bearing*)

\bar{P}_{FP} = Daya dukung akibat gesekan pada tiang (*friction pile*)

\bar{P}_{AP} = Daya dukung akibat kohesi tanah (*adhesive pile*)

a. Daya dukung ujung tiang

$$\bar{P}_{PB} = \frac{1}{3} \times \bar{\sigma} \times A_{kelompok\ tiang}$$

$$A_{Kelompok\ tiang} = 7,5 \times 3 = 22,5 \text{ m}^2$$

$$\bar{P}_{PB} = \frac{1}{3} \times 724,0857 \times 22,5 = 5430,6428 \text{ ton}$$

b. Daya dukung akibat gesekan pada tiang

$$\bar{P}_{FP} = \frac{1}{3} \times K_{kelompok\ tiang} \times \bar{N} \times \tan \phi$$

dengan :

$$K_{kelompok\ tiang} = 2 \times (L + B) = 2 \times (7,5 + 3) = 45 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{1}{2} \times Z^2 \times \gamma \times K_o = \frac{1}{2} \times 8^2 \times 1,654 \times 1,5475 = 81,9060 \text{ ton}$$

sehingga :

$$\begin{aligned} \bar{P}_{FP} &= \frac{1}{3} \times K_{kelompok\ tiang} \times \bar{N} \times \tan \phi \\ &= \frac{1}{3} \times 45 \times 81,9060 \times 0,73996 = 909,1075 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Daya dukung akibat kohesi tanah

$$\bar{P}_{AP} = \frac{1}{3} \times C \times A_{penampang\ badan}$$

dengan :

$$C \text{ (kohesi tanah)} = 0,1 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{penampang\ badan} = 2 \times (L + B) \times Z = 2 \times (7,5 + 3) \times 8 = 168 \text{ m}^2$$

Z = kedalaman fondasi

sehingga :

$$\bar{P}_{AP} = \frac{1}{3} \times 0,1 \times 168 = 5,6 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \bar{P}_{Kelompok} &= \bar{P}_{PB} + \bar{P}_{FP} + \bar{P}_{AP} \\ &= 5430,6428 + 909,1075 + 5,6 \\ &= 6345,3503 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma V \leq \bar{P}_{kelompok, tiang}$$

$$P_{Max} + (n \times \text{berat 1 tiang}) + (\text{berat tanah diantara tiang}) \leq \bar{P}_{kelompok}$$

$$1097,8762 + (24 \times 1,4137) + \left\{ (7,5 \times 3) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \right) \right\} \times 8 \times 1,654 \left. \right\}$$

$$\leq 6345,3503 \text{ ton}$$

$$1153,3697 \leq 6345,3503 \text{ ton (aman)}$$

Dengan demikian fondasi tiang dengan diameter 0,30 meter dengan panjang 8 meter memenuhi syarat untuk perancangan fondasi tiang pada *abutment*.

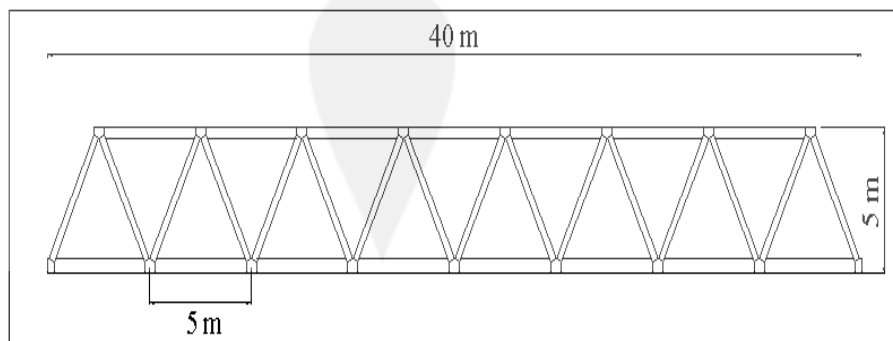
BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

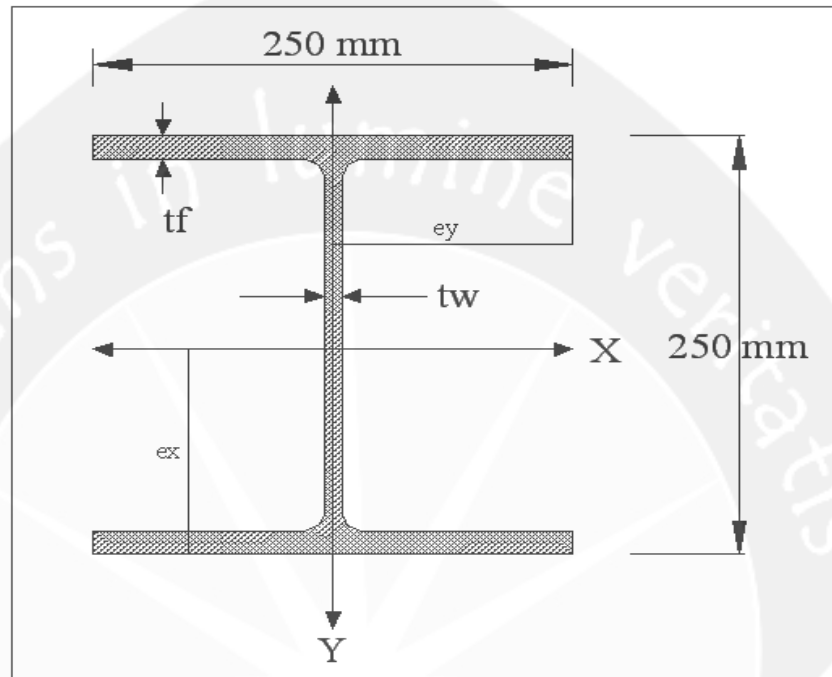
Panjang total jembatan dalam perancangan jembatan ini adalah 40 m. Dari analisis jembatan didapatkan beberapa kesimpulan :

1. Tata cara perancangan :
 - b. Menentukan beban kerja
 - c. Memilih atau merencanakan struktur yang akan mendukung beban kerja
 - d. Melakukan analisis kekuatan struktur berdasarkan beban – beban yang bereaksi pada jembatan
 - e. Koreksi terhadap struktur yang telah direncanakan atau rancang
 - f. Merencanakan dan menghitung *abutment* dan fondasi jembatan
2. Hasil perancangan struktur atas
 - a. Perancangan jembatan rangka :
 1. Rangka baja bentang 40 m



Gambar 7.1. Tampak Samping Jembatan Rangka Baja

2. Gelagar memanjang tengah memakai profil WF 250 x 250 x 9 x 14



Gambar 7.2. Profil Baja WF 250 x 250 x 9 x 14

3. Profil baja gelagar memanjang utama bawah.

Dipakai profil baja WF 400 x 400 x 13 x 21

dimensi :

$$\text{Outside Side (} t_3 \text{)} = 0,4$$

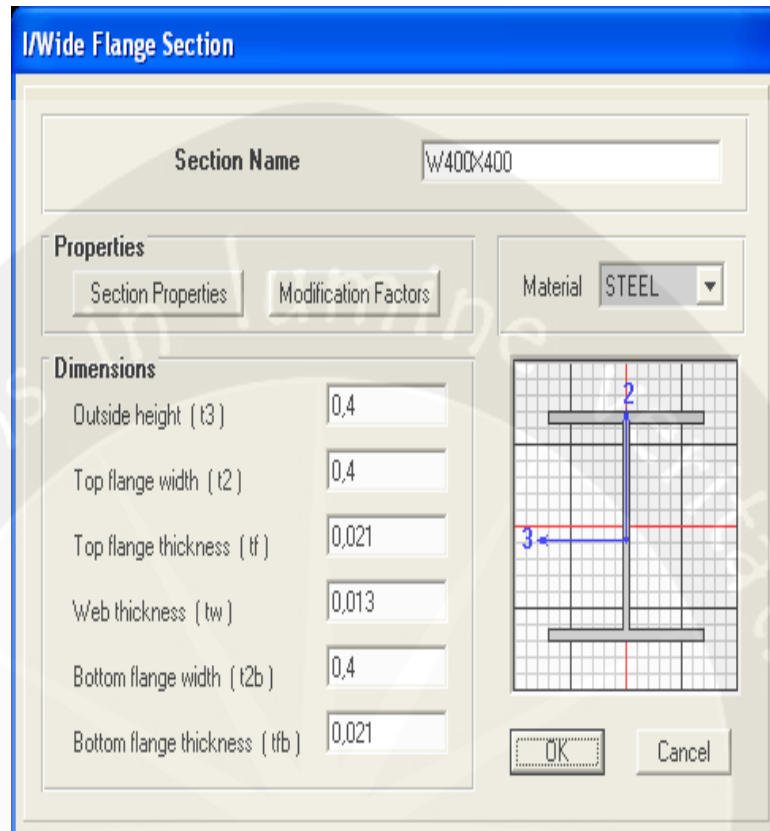
$$\text{Top flange width (} t_2 \text{)} = 0,4$$

$$\text{Top flange thickness (} t_f \text{)} = 0,021$$

$$\text{Web thickness (} t_w \text{)} = 0,013$$

$$\text{Bottom flange width (} t_{2b} \text{)} = 0,4$$

$$\text{Bottom flange thickness (} t_{fb} \text{)} = 0,021$$



Gambar 7.3. Input Gelagar Memanjang Utama Bawah Pada SAP 2000

4. Profil baja gelagar melintang.

Dipakai profil baja WF 800 x 300 x 14 x 26

dimensi :

$$\text{Outside Side (} t_3 \text{)} = 0,8$$

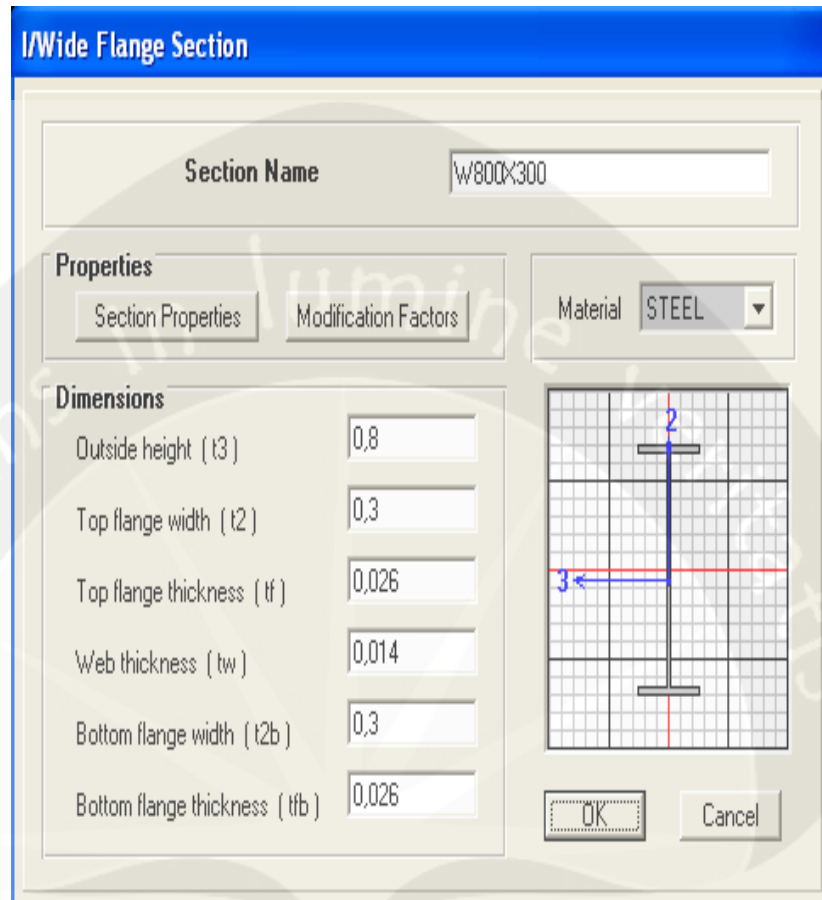
$$\text{Top flange width (} t_2 \text{)} = 0,3$$

$$\text{Top flange thickness (} t_f \text{)} = 0,026$$

$$\text{Web thickness (} t_w \text{)} = 0,014$$

$$\text{Bottom flange width (} t_{2b} \text{)} = 0,3$$

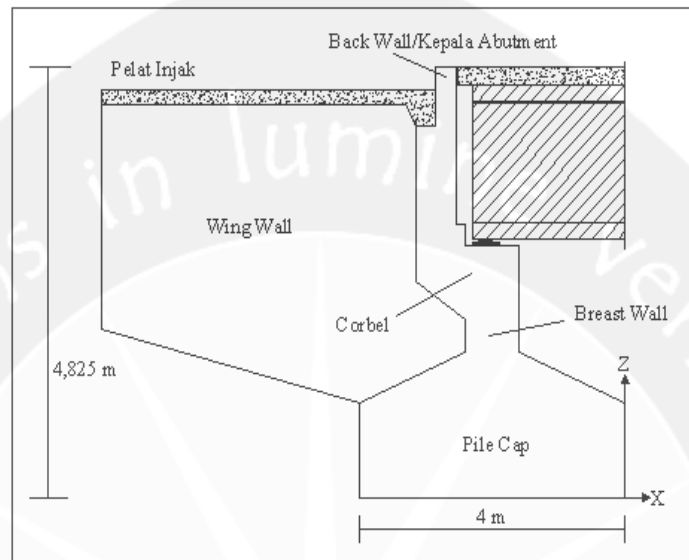
$$\text{Bottom flange thickness (} t_{fb} \text{)} = 0,026$$



Gambar 7.4. Input Gelagar Melintang Pada SAP 2000

- b. *Software* analisis dan perancangan struktur SAP 2000 (*"Struktural Analisis Programs 2000"*) sangat membantu dalam menganalisis dan merancang untuk menghasilkan data – data yang diperlukan untuk melakukan perancangan struktur.
3. Hasil perancangan struktur bawah
- Perancangan struktur bawah dilakukan dengan menganalisis beban struktur atas, yang disalurkan ke *abutment* dan fondasi. Fondasi pada tugas akhir ini memakai fondasi sumuran.

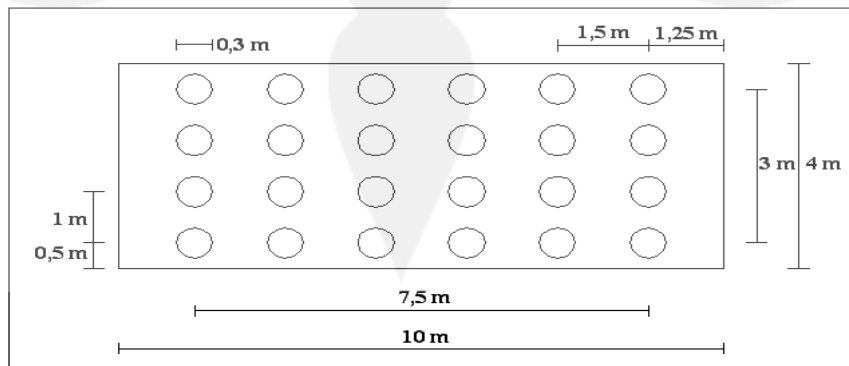
a. Penampang *abutment*



Gambar 7.5. Penampang Abutment

b. Fondasi tiang

Untuk kestabilan *abutment* digunakan 24 tiang dengan diameter 30 cm, sedangkan perencanaan penempatan tiang dapat dilihat dalam Gambar 7.6.



Gambar 7.6. Perencanaan Penempatan Fondasi Tiang

7.2. Saran

Dalam menganalisis struktur jembatan, banyak sekali kesulitan yang ditemukan, ada beberapa saran yang mungkin mempermudah perancangan struktur jembatan :

1. Dalam perancangan bagian – bagian struktur jembatan, perlu dipertimbangkan untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan.
2. Harus mempertimbangkan bahan – bahan yang digunakan ada dipasaran, contohnya profil baja dan ukuran baut.
3. Penggunaan program SAP 2000 sangat membantu dalam menganalisis struktur yang digunakan dalam perancangan untuk mendapatkan analisis yang mendekati keadaan sebenarnya.

DAFTAR PUSTAKA

- Asiyanto, 2008, *Metode Konstruksi Jembatan Rangka Baja*, Universitas Indonesia (UI – Press), Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2005, RSNI – T – 02 Standar Pembebanan untuk Jembatan.
- Badan Standarisasi Nasional, 2005, RSNI – T – 03 Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan.
- BMS, 1992, *Bridge Management System : Bridge Design Code*, Directorate General, of Highways Ministry of Public Works Republic of Indonesia and Australian International Development Assistance Bureau.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya*, Yayasan Penerbit PU, Jakarta.
- Hardiyatmo Hari Christady, 2000, *Mekanika Tanah II*, beta offset, Yogyakarta.
- Hendra, S., Benidiktus, S., 1999, *Rekayasa Jalan Raya*, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.
- http://finance.groups.yahoo.com/group/mt_jasmar09/message/195
- Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI), 1993.
- Siswanto, B., 1999, *Struktur Baja III*, Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.
- Spiegel, L., Limbrunner, G. F., 1991, *Desain Baja Struktural Terapan*, PT. Eresco, Bandung.
- Struyk, J.H., Van Der Veen, W.C.H.K., 1984, alih bahasa Soemargono, *Jembatan*, Pradnya Paramita, Jakarta.
- Supriyadi, B., Muntohar A. S., 2000, *Jembatan*, Beta Offset, Yogyakarta.
- Suryolelono, Basah, Kabul, 1993, *Teknik Fondasi Bagian I, Fondasi Telapak dan Dinding Penahan Tanah*, Nafiri, Yogyakarta.