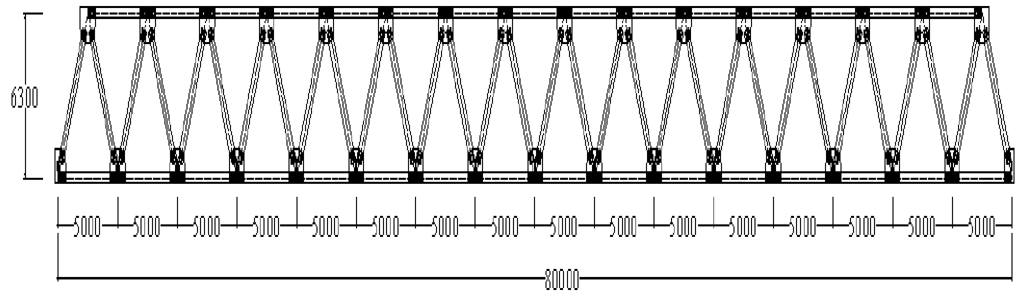
BAB V
PERHITUNGAN KONSTRUKSI

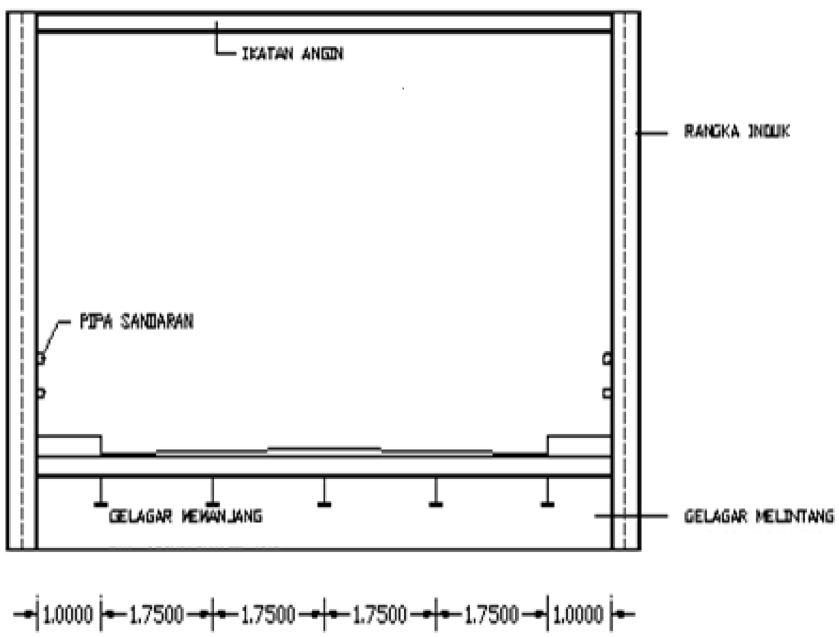
5.1 DATA PERENCANAAN BANGUNAN

Direncanakan :

- Bentang Jembatan : 80 meter
- Lebar Jembatan : 9 (1 + 7 + 1) meter
- Jenis Jembatan : Struktur Rangka Baja
- Bangunan Atas
  a. Lantai Jembatan
    - Lebar Lantai Jembatan : 2 x 3,5 meter
    - Mutu Beton : 25 Mpa
    - Tinggi Plat : 20 cm
  b. Lantai Trotoar
    - Lebar Lantai Trotoar : 2 x 1 meter
    - Mutu Beton : 25 Mpa
    - Tinggi Plat : 20 cm
- Bangunan Bawah
  a. Abutment
    - Mutu beton : 35 MPa
    - Mutu tulangan : 240 MPa
    - Jenis : Kontraport
  b. Pelat injak
    - Mutu beton : 35 MPa
    - Mutu tulangan : 240 MPa
  c. Bangunan pondasi
    - Mutu beton : 40 MPa
    - Mutu tulangan : 240 MPa
    - Jenis : Tiang pancang



Gambar 5.1 Penampang Memanjang Jembatan



Gambar 5.2 Penampang Melintang Jembatan

5.2 PERHITUNGAN BANGUNAN ATAS

5.2.1 Perhitungan Sandaran

Railing atau sandaran merupakan pagar untuk pengamanan pengguna jembatan khususnya pejalan kaki. Menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya halaman 10 :

Tiang-tiang sandaran pada setiap tepi trotoar harus diperhitungkan untuk dapat menahan beban horizontal sebesar 100 kg/m' yang bekerja pada tinggi 90 cm diatas lantai trotoir.

Jika gelagar melintang diasumsikan menggunakan IWF 708x302x15x28-215 dan rangka induk diasumsikan menggunakan IWF 428x407x20x35-283 maka tinggi sandaran dari sumbu bawah rangka induk dihitung sebagai berikut :

h1 = tinggi sandaran dari trotoar = 900 mm

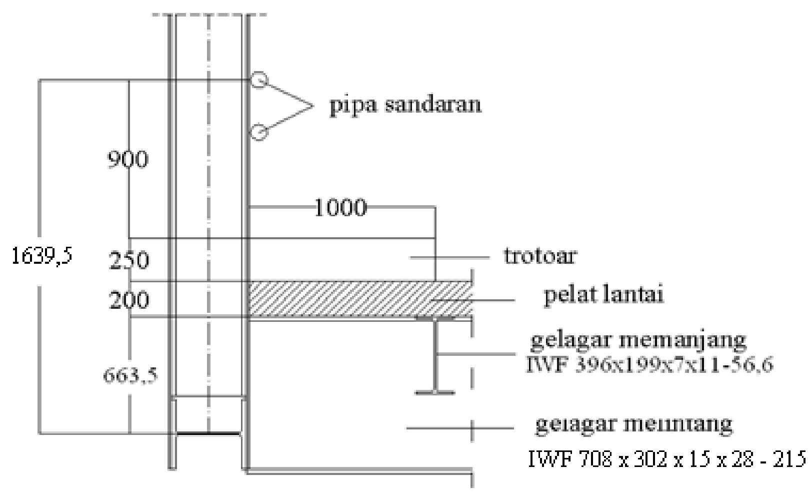
h2 = tinggi trotoar = 250 mm

h3 = tinggi plat lantai kendaraan = 200 mm

h4 = tinggi gelagar melintang = 890 mm (IWF 708x302x15x28-215)

h5 = tebal sayap gelagar melintang = 23 mm

h6 = lebar profil rangka induk = 407 mm (IWF 428x407x20x35-283)



Gambar 5.3 Tinggi Tiang Sandaran

hs = h1 + h2 + h3 + (h4 – h5 - (1/2 x h6))

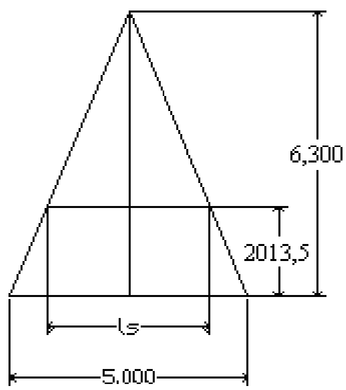
= 708 + 250 + 200 + (708 – 23 - (1/2 x 407))

= 1639,5 mm

sedangkan tinggi total rangka adalah 6.3 meter

Sandaran diasumsikan mempunyai sendi pada rangka utama dengan panjang sandaran yang menumpu pada rangka utama sebesar (pada tengah bentang) :

Dengan menggunakan rumus segitiga :



$$\frac{5000}{6300} = \frac{Ls}{(6300 - 1639{,}5)}$$

$$Ls = \frac{(5000 \times 4660{,}5)}{6300}$$

$$= 3698{,}809 \text{ mm} = 369{,}880 \text{ cm}$$

Pembebanan pada pipa sandaran :

- Beban horizontal (H) = 100 kg/m
- Beban vertikal (V) = 7,13 kg/m (berat sendiri pipa sandaran)

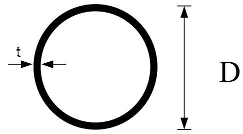
Sandaran direncanakan menggunakan pipa ϕ 76,3 mm (3 inchi).

a. Data Perencanaan

σ ijin = 160 MPa

E baja = 2,1 x 10^5 MPa

b. Data Teknis Profil



D = 7,63 cm

t = 0,4 cm

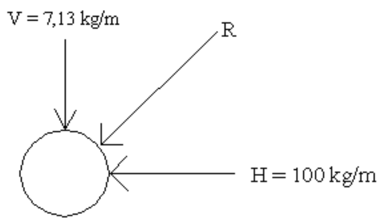
F = 9,085 cm^2

G = 7,13 kg/m

I = 59,5 cm^4

i = 2,60 cm

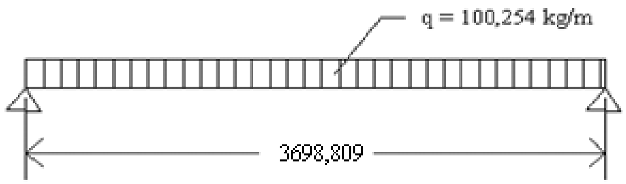
W = 15,6 cm



$$R = \sqrt{V^2 + H^2}$$

$$= \sqrt{7{,}13^2 + 100^2}$$

$$= 100{,}254 \text{ kg/m}$$



$$R_{AV} = \frac{1}{2} \times q \times Ls$$

$$= \frac{1}{2} \times 100{,}254 \times 3{,}698 = 185{,}369 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi pada pipa sandaran :

$$Mu = \frac{1}{8} \times q \times Ls^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 100{,}254 \times 3{,}698^2 = 171{,}374 \text{ kgm}$$

Geser yang terjadi pada pipa sandaran :

$$D = \frac{1}{2} \times q \times Ls$$

$$= \frac{1}{2} \times 100{,}254 \times 3{,}698 = 185{,}369 \text{ kg}$$

c. Kontrol terhadap Bahan dan Tegangan yang Ada

1) Terhadap lendutan

$$\frac{5\,x\,qh\,x\,l^4}{384\,E\,I} < \frac{l}{180}$$

$$\frac{5\,x\,1{,}003x\,369{,}8^4}{384\text{ x }2{,}1\text{ x }10^6\text{ x }59{,}5} = 1{,}95\text{ cm} < \frac{l}{180} = \frac{369{,}8}{180} = 2{,}054\text{ cm}\ldots\textbf{OK}$$

2) Terhadap momen

σ u < σ ijin

$$\frac{Mu}{W} = \sigma \text{ ijin}$$

$$\frac{17137{,}4}{15{,}6} = 1098{,}55\text{ kg/cm}^2 < 1600\text{ kg/cm2}....\textbf{OK}$$

3) Terhadap geser

$$\tau = \frac{DxS}{l} = \frac{185{,}369\text{ x }15{,}6}{59{,}5} = 48{,}600\text{ kg/cm}^2$$

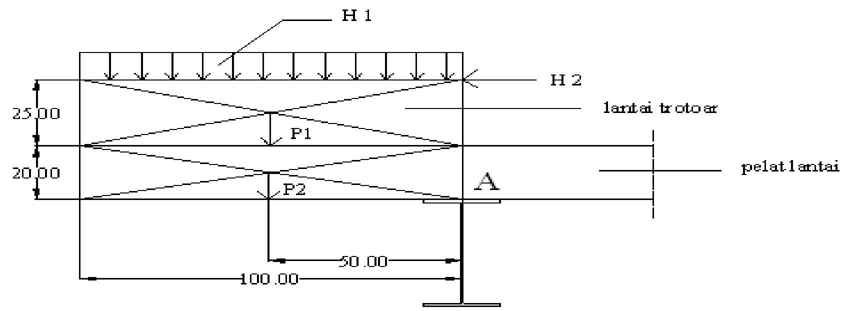
τ ijin = 0,58 x σ ijin = 0,58 x 1600 = 928 kg/cm^2

τ < τ ijin ....**OK**

Jadi pipa ϕ 76,3 (3 inchi) dapat dipakai untuk sandaran.

5.2.2 Perhitungan Lantai Trotoar

Fungsi utama trotoar adalah memberikan layanan yang optimal bagi pejalan kaki baik dari segi keamanan maupun kenyamanan. Berdasar PPJJR 1987 : Kontruksi trotoar harus diperhitungkan terhadap beban hidup (q) = 500 kg/m^2, Kerb yang terdapat pada tepi – tepi lantai kendaraan diperhitungkan untuk dapat menahan beban satu horisontal ke arah melintang jembatan sebesar (P) = 500 kg/m^2 yang bekerja pada puncak kerb yang bersangkutan atau pada tinggi 25 cm diatas permukaan lantai kendaraan apabila kerb lebih tinggi dari 25 cm.



Gambar 5.4 Pembebanan pada Trotoar

a. Data Perencanaan

- f'c = 25 MPa
- γ c = 2500 kg/m^3
- fy = 240 MPa
- ϕ = 16 mm
- d = h – p – ½ ϕ tulangan
  = 250 – 40 – 8 = 202 mm

b. Pembebanan

1) Akibat Beban Mati

- P_1 (berat trotoar) = 0,25 x 1,00 x 1,00 x 2500 = 625 kg
- P_2 (berat pelat jembatan) = 0,20 x 1,00 x 1,00 x 2500 = 500 kg

2) Akibat Beban Hidup

- H_1 (beban pejalan kaki) = 1,00 x 500 = 500 kg
- H_2 (beban tumbukan (pada trotoar)) = 1,00 x 500 = 500 kg

3) Akibat Momen yang terjadi di titik A

- MP_1 = 625 x 0,5 = 312,5 kgm
- MP_2 = 500 x 0,5 = 250 kgm
- MH_1 = 500 x 0,5 = 250 kgm
- MH_2 = 500 x 0,45 = 225 kgm +

  M total (Mu) = 1037,5 kgm

c. Perhitungan Tulangan

$\frac{Mu}{bd^2}$ x 10^{-2} = $\rho x 0{,}8 x fy$ (1-0,588 x ρ x $\frac{fy}{f'c}$)

$\frac{1037{,}5}{1 \text{ x } 0{,}202^2}$ x 10^{-2} = ρ x 0,8 x 2400 (1-0,588 x ρ x $\frac{2400}{250}$)

9031 ρ^2 – 1920 ρ + 2,543 = 0

ρ = 0,0013

ρ min = $\frac{1{,}4}{fy}$ = $\frac{1{,}4}{240}$ = 0,0058

ρ max = 0,75 x β_1 $\left(\frac{0{,}85 f'c}{fy} x \frac{600}{600+fy}\right)$ dan β_1 = 0,85

ρ max = 0,75 x 0,85 $\left(\frac{0{,}85 \text{ x } 250}{2400} x \frac{600}{600+2400}\right)$ dan β_1 = 0,85

ρ max = 0,013

Karena ρ min > ρ $\rightarrow$ dipakai ρ min = 0,0058

A = ρ x b x d = 0,0058 x 1000 x 202 = 1171,6 mm^2

Dipakai tulangan ϕ 16 - 150 (As = 1340 mm^2)

Checking :

ρ = $\frac{As\ terpasang}{(\text{b x d})}$

$\frac{1340}{(1000 \text{ x } 202)}$ = 0,0087 < ρ max….OK

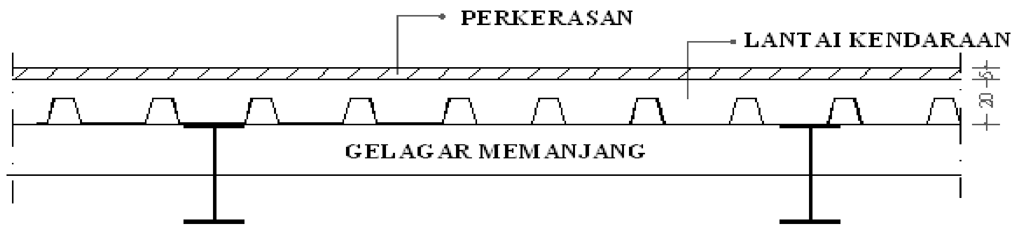
Menurut SKSNI T15-1991-03 pasal 3.16.12, dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (untuk tegangan susut dan suhu) $\rightarrow$ untuk fy = 240 MPa

As = 0,0025 x b x d

As = 0,0025 x 1000 x 202 = 505 mm^2

Digunakan tulangan bagi D12-200 (A = 565 mm^2)

5.2.3 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan



Gambar 5.5 Pelat Lantai Kendaraan

a. Data Perencanaan

- Mutu Beton (f'c) = 25 MPa
- Mutu Tulangan (fy) = 240 MPa
- Tebal Pelat Lantai = 20 cm
- Tebal Perkerasan = 5 cm
- ϕ tulangan rencana = 14 mm
- Tebal Selimut Beton (p) = 40 mm (untuk konstruksi lantai yang langsung berhubungan dengan cuaca)
- Berat jenis beton (γc) = 25 kN/m^3 = 2500 kg/m^3
- Berat jenis aspal (γa) = 22 kN/m^2 = 2200 kg/m^3

b. Perhitungan Momen Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan

1) Akibat Beban Mati :

- Berat sendiri pelat = 0,20 x 1,00 x 2500 = 500 kg/m
- Berat aspal = 0,05 x 1,00 x 2200 = 110 kg/m
- Berat air hujan = 0,05 x 1,00 x 1000 = 50 kg/m +

ΣqD_L = 660 kg/m

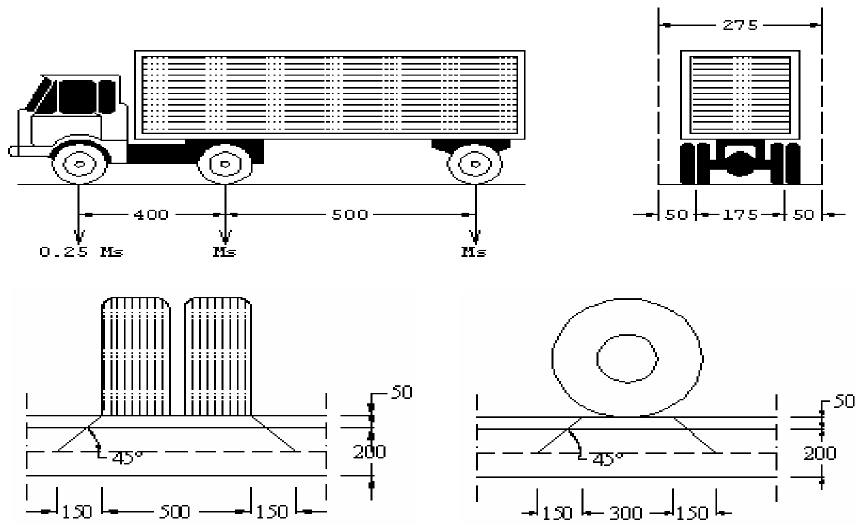
Momen Tumpuan = Momen Lapangan = 1/10 x q x L^2

= 1/10 x 660 x 1,75^2

= 202,125 kgm

2) **Akibat Beban Hidup (T) :**

Untuk perhitungan kekuatan lantai kendaraan atau sistem lantai kendaraan jembatan harus digunakan beban " T " yaitu beban yang merupakan kendaraan truck yang mempunyai beban roda ganda (*Dual Wheel Load*) sebesar 10 ton.



Gambar 5.6 Beban " T "

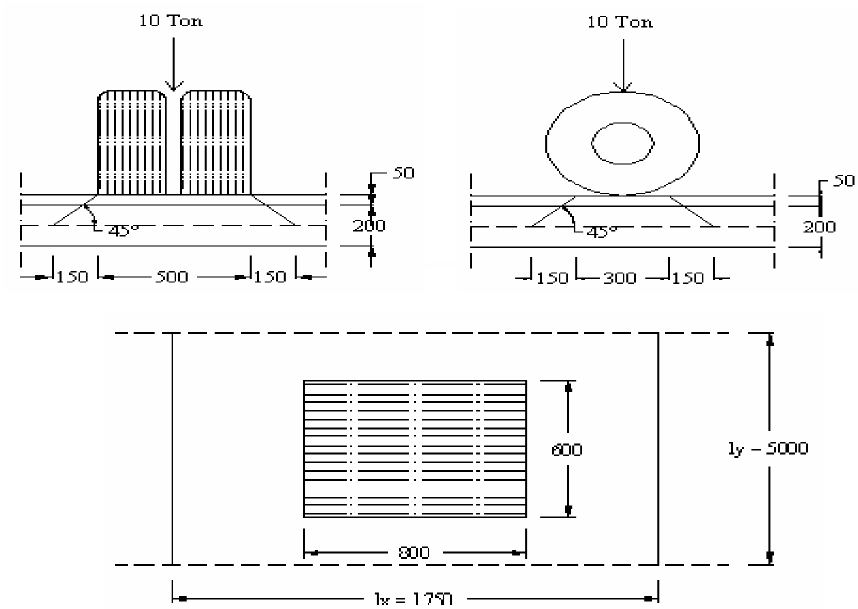
- Beban " T '' = 10 ton
- Bidang kontak pada sumbu plat

  tx = (50 + (2 x 15)) = 80 cm = 0,8 m

  ty = (30 + (2 x 15)) = 60 cm = 0,6 m
- Penyebaran Beban " T' "

  $T' = \dfrac{10000}{0{,}8 \, x \, 0{,}6} = 20833{,}333 \text{ kg/m}^2$

- Kondisi 1 (satu roda ditengah pelat)



Gambar 5.7 Penyebaran Beban ” T ” pada Kondisi 1

- tx = 0,80 m
- ty = 0,60 m
- Lx = 1,75 m
- Ly = 5,00 m

$$\frac{tx}{Lx} = \frac{0,8}{1,75} = 0,457$$

$$\frac{ty}{Ly} = \frac{0,6}{1,75} = 0,343$$

Dari tabel Bittner :

Fxm = 0,1529

Fym = 0,0865

Momen maksimum pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat) :

Mxm = fxm x T’ x tx x ty

= 0,1529 x 20833,333 x 0,8 x 0,6

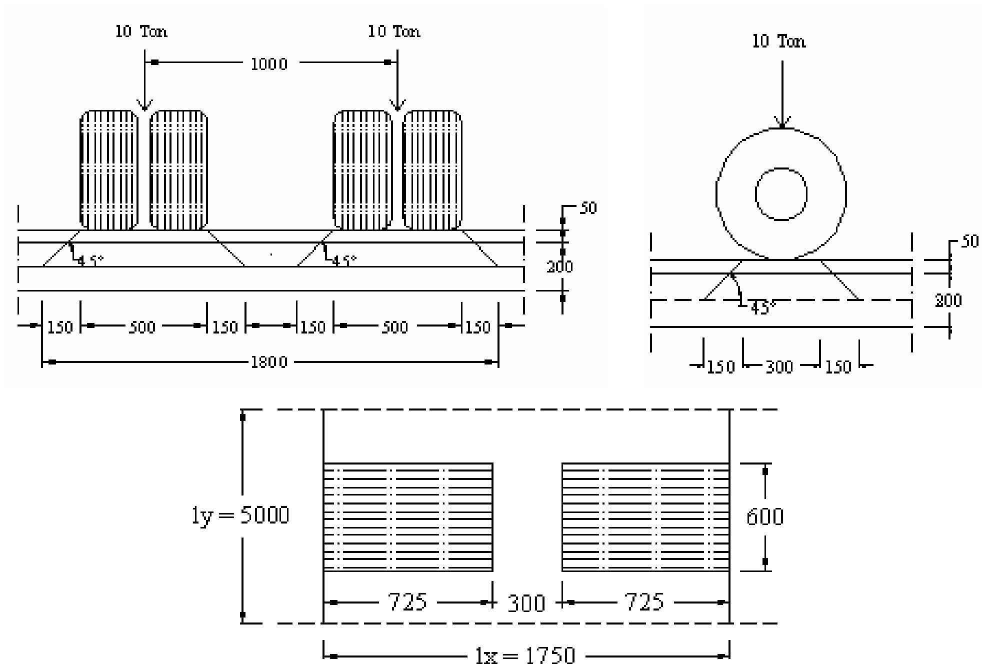
= 1529,000 kgm

Mym = Fym x T’ x tx x ty

= 0,0865 x 20833,333 x 0,8 x 0,6

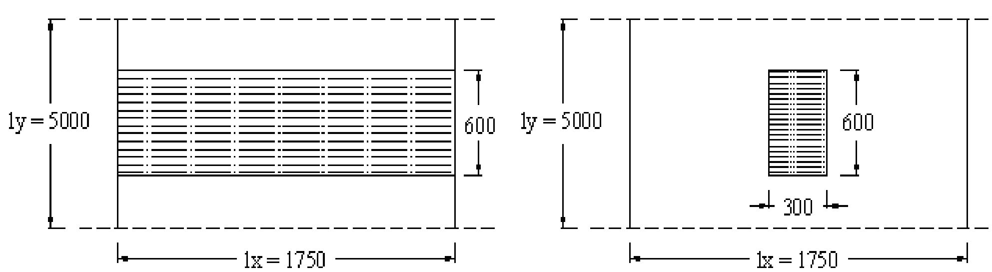
= 865,000 kg

- Kondisi 2 (dua roda berdekatan)



Gambar 5.8 Penyebaran Beban " T " pada Kondisi 2

Luas bidang kontak diatas dapat dihitung menjadi 2 bagian, yaitu :



Bagian 1 **Bagian 2**

- **Bagian 1**
  - tx = 1,75 m $\qquad \frac{tx}{lx} = \frac{1{,}75}{1{,}75} = 1{,}0$
  - ty = 0,6 m

- lx = 1,75 m $\frac{ty}{lx} = \frac{0,6}{1,75} = 0,343$
- ly = 5 m

Dari tabel Bittner diperoleh :

f_{xm} = 0,0904

f_{ym} = 0,0572

Momen yang terjadi :

$M_{xm1} = f_{xm} \times T' \times tx \times ty$

$= 0,0904 \times 20833,333 \times 1,75 \times 0,6$

= 1977,500 kgm

$M_{ym1} = f_{ym} \times T' \times tx \times ty$

$= 0,0572 \times 20833,333 \times 1,75 \times 0,6$

= 1251,250 kgm

- **Bagian 2**
  - tx = 0,3 m $\frac{tx}{lx} = \frac{0,3}{1,75} = 0,171$
  - ty = 0,6 m
  - lx = 1,75 m $\frac{ty}{lx} = \frac{0,6}{1,75} = 0,343$
  - ly = 5 m

Dari tabel Bittner diperoleh :

f_{xm} = 0,2106

f_{ym} = 0,1043

Momen yang terjadi :

$M_{xm2} = f_{xm} \times T' \times tx \times ty$

$= 0,2106 \times 20833,333 \times 0,3 \times 0,6$

= 789,750 kgm

$M_{ym2} = f_{ym} \times T' \times tx \times ty$

$= 0{,}1043 \times 20833{,}333 \times 0{,}3 \times 0{,}6$

$= 391{,}125$ kgm

Momen maksimum pada kondisi 2 :

$M_{xm} = M_{xm1} - M_{xm2}$

$= 1977{,}5 - 789{,}75$

$= 1187{,}750$ kgm

$M_{ym} = M_{ym1} - M_{ym2}$

$= 1251{,}25 - 391{,}125$

$= 860{,}125$ kgm

Momen maksimum akibat beban hidup "T" diambil dari momen terbesar pada kondisi 1 dan kondisi 2, yaitu :

- Momen maksimum pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat) :

  $M_{xm} = 1529{,}000$ kgm

  $M_{ym} = 865{,}000$ kgm

- Momen maksimum pada kondisi 2 (dua roda berdekatan) :

  $M_{xm} = 1187{,}750$ kgm

  $M_{ym} = 860{,}125$ kgm

Dipilih momen pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat), karena menghasilkan nilai momen yang terbesar.

Momen total yang terjadi pada pelat tengah akibat beban mati dan beban hidup adalah :

$M_X = M_{xDL} + M_{xLL}$

$= 202{,}125 + 1529{,}000$

$= 1731{,}125$ kgm

$M_Y = M_{yDL} + M_{yLL}$

$= 202{,}125 + 865{,}000$

$= 1067{,}125$ kgm

c. Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Kendaraan

- Tulangan pada arah melintang jembatan (lx)

$M_X = \frac{Mx}{\phi}$, ϕ = 0,8 (factor reduksi untuk menahan momen lentur)

$M_X = \frac{1731{,}125}{0{,}8} = 2163{,}906 \text{ kgm} = 21{,}639 \text{Nm}$

b = 1,00 m

$d = h - p - \left(\frac{1}{2}\phi\right)$

$= 200 - 40 - 8 = 152 \text{ mm} = 0{,}152 \text{ m}$

$\frac{Mx}{bd^2} = \frac{21{,}639}{1{,}00 \times 0{,}152^2} = 936{,}753 \text{ kN/m}^2 = 0{,}936753 \text{ Mpa}$

$\frac{Mx}{bd^2} = \rho \times 0{,}8 \times fy \times \left(1 - 0{,}588 \times \rho \times \frac{fy}{f'c}\right)$

$0{,}947 = \rho \times 0{,}8 \times 240 \times \left(1 - 0{,}588 \times \rho \times \frac{240}{25}\right)$

$0{,}947 = 192\rho(1 - 5{,}645\rho)$

$1083{,}84\rho^2 - 192\rho + 0{,}947 = 0$

$\rho_1 = 0{,}0051$

$\rho_2 = 0{,}172$

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

$= \left(\frac{0{,}85 x 25 x 0{,}85}{240}\right) x \left(\frac{600}{600 + 240}\right)$

$= 0{,}0645$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho_{balance}$

$= 0{,}75 \times 0{,}0645 = 0{,}0483$

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

Syarat, $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, karena $\rho < \rho_{min}$ maka digunakan $\rho = \rho_{min}$ = 0,00583

As = $\rho \times b \times d \times 10^6$

= $0,00583 \times 1,00 \times 0,152 \times 10^6$

= 886,16 mm^2

Digunakan tulangan Ø 14 – 150 (A_s = 1026 mm^2)

- Tulangan pada arah memanjang jembatan (ly)

$M_y = \frac{My}{\phi}$, ϕ = 0,8 (factor reduksi untuk menahan momen lentur)

$M_y = \frac{1067,125}{0,8}$ = 1333,906 kgm = 13,33906 kNm

b = 1,00 m

d = h - p - $\phi_{tul\ X}$ - $\left(\frac{1}{2}\phi\right)$

= 200 - 40 - 16 - 8 = 136 mm = 0,136 m

$\frac{My}{bd^2} = \frac{13,33906}{1,00 \times 0,136^2}$ = 724,948 kN/m^2 = 0,742948 Mpa

$\frac{My}{bd^2} = \rho \times 0,8 \times fy \times \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{fy}{f'c}\right)$

$0,743 = \rho \times 0,8 \times 240 \times \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{240}{25}\right)$

$0,743 = 192\rho(1 - 5,645\rho)$

$1083,84\rho^2 - 192\rho + 0,743 = 0$

ρ_1 = 0,00325 , ρ_2 = 0,174

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

$= \left(\frac{0,85\,x\,25\,x\,0,85}{240}\right) x \left(\frac{600}{600 + 240}\right)$ = 0,0645

$$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho_{balance}$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}0645 = 0{,}0483$$

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

Syarat, $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, karena $\rho < \rho_{min}$ maka digunakan $\rho = \rho_{min} = 0{,}00583$

$$As = \rho \times b \times d \times 10^6$$

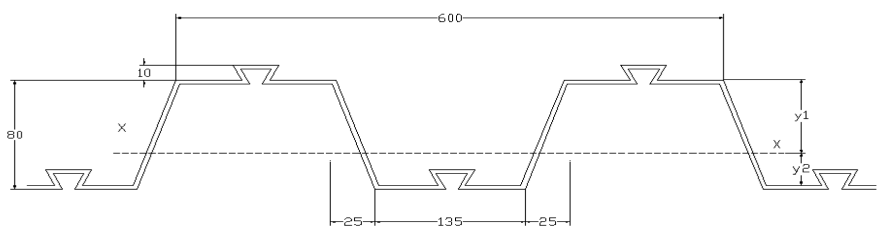
$$= 0{,}00583 \times 1{,}00 \times 0{,}136 \times 10^6$$

$$= 792{,}88 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan Ø 12 – 125 (A_s = 905 mm^2)

d. Cek Deck Slab

Direncanakan menggunakan dek baja type Ribdeck 80 dengan dimensi sebagai berikut :



t = 1,2 mm

W = 14,8 kg/m^2

A = 1,848 mm^2

I = 237,6 cm^4

Y_{NA} = 42,5 mm = 4,25 cm

Mencari momen lawan (Wx)

$$y_2 = \frac{80^2 x185 - 1{,}2(80-1{,}2)^2}{2x(80^2 x185 - 1{,}2(80-1{,}2)} x3$$

$$= \frac{80^2 x185 - 1{,}2(80-1{,}2)^2}{2x(80^2 x185 - 1{,}2(80-1{,}2)} x3 = 1{,}488 \text{ mm} = 0{,}148 \text{ cm}$$

y_1 = 80 – 1,488 = 78,512 mm = 7,851 cm

$W_1 \quad = \dfrac{237,6}{0,148} = 1605,405\ cm^3$

$W_2 \quad = \dfrac{237,6}{7,851} = 30,263\ cm^3$

Untuk Wx dipakai W2 = 30,263 cm^3

Cek tegangan yang terjadi :

$\sigma_{terjadi} = \dfrac{M}{W_x} < \overline{\sigma}$

$= \dfrac{2163,906}{30,263} < 1867$ kg/cm

$= 71,503$ kg/cm^2 $<$ 1867 kg/cm^2……....**OK**

5.2.4 Perencanaan Gelagar Memanjang

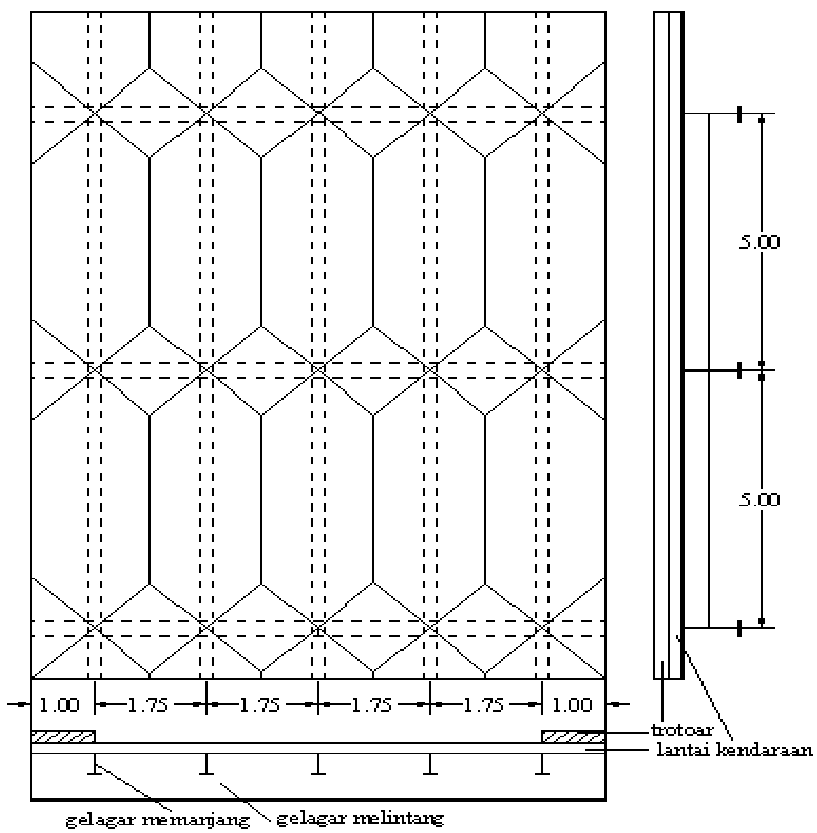
Gelagar jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja diatasnya dan menyalurkannya ke bangunan dibawahnya. Pembebanan pada gelagar memanjang meliputi :

- Beban mati

  Beban mati terdiri dari berat sendiri gelagar dan beban-beban yang bekerja diatasnya (pelat lantai jembatan, perkerasan, dan air hujan)

- Beban hidup

  Beban hidup pada gelagar jembatan dinyatakan dengan beban "D" atau beban jalur, yang terdiri dari beban terbagi rata "q" ton per meter panjang per jalur, dan beban garis "P" ton per jalur lalu lintas tersebut.

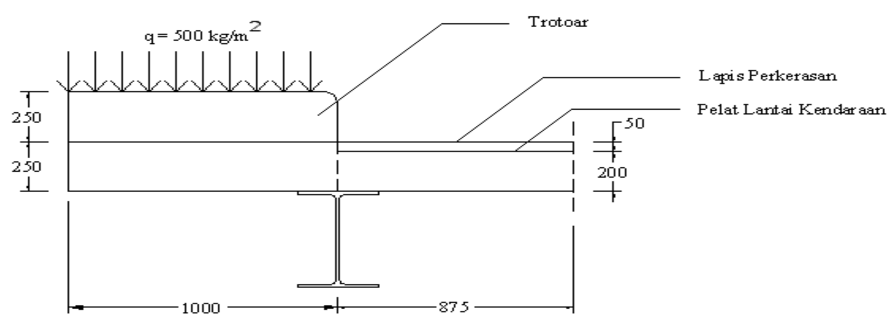


Gambar 5.9 Pemodelan Beban Gelagar Memanjang

Data teknis perencanaan gelagar memanjang :

- Mutu beton (f'c) = 25 Mpa
- Mutu baja (fy) = 240 Mpa
- Berat isi beton bertulang = 2500 kg/m3
- Berat isi beton biasa = 2200 kg/m3
- Berat isi aspal = 2200 kg/m3
- Tebal pelat lantai kendaraan = 20 cm
- Tebal lapis perkerasan = 5 cm
- Tinggi trotoar = 25 cm
- Jarak antar gelagar melintang = 500 cm

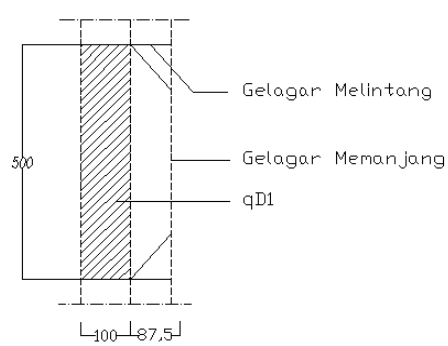
5.2.4.1 Gelagar tepi



Gambar 5.10 Pembebanan Pada Gelagar Tepi

1. Perhitungan momen lentur pada gelagar tepi

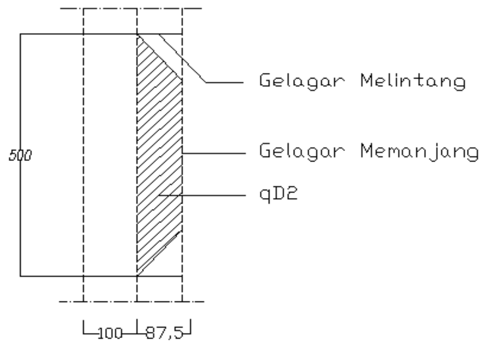
a. Beban mati



- Beban mati (qD1) akibat pelat lantai trotoar dan beban diatasnya :
  - Berat Trotoar = 0,25 x 1,00 x 2500 = 625 kg/m

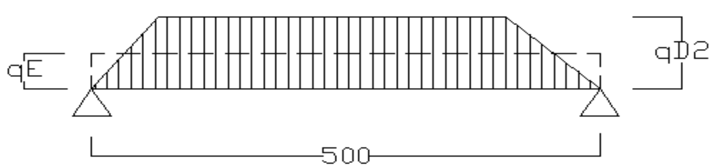
- ◦ Berat Pelat lantai = 0,20x 1,00 x 2500 = 500 kg/m
- ◦ Berat air hujan = 0,05 x 1,00 x 1000 = 50 kg/m
- ◦ Berat Dek Baja = 1,00 x 11,35 = 11,35 kg/m +

qD1 = 1311,35 kg/m



- Beban mati akibat (qD2) pelat lantai trotoar dan beban diatasnya :
  - ◦ Berat Perkerasan = 0,05 x 0.875 x 2200 = 96,25 kg/m
  - ◦ Berat Pelat lantai = 0,20 x 0,875 x 2500 = 437,5 kg/m
  - ◦ Berat air hujan = 0,05 x 0,875 x 1000 = 50 kg/m
  - ◦ Berat Dek Baja = 0,875 x 11,35 = 9,931 kg/m +

qD2 = 593,681 kg/m



Beban Trapezium diubah menjadi beban Ekivalen :

$$\frac{qD2}{24}\ x\left(3L^2 - 4a^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{593{,}681}{24}\ x\left(3x5^2 -\ 4\ x\ 0{,}875^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ 5^2$$

qE = 569,439 kg/m

- Berat Sendiri Profil Gelagar Memanjang (qD3) = 49,6 kg/m

  (Diasumsikan menggunakan profil IWF 350 x 175 x 7 x 11 – 49,6)

  Jadi beban Mati Total (qDL) = qD1 + qE + qD3

  = 1311,35 + 569,439 + 49,6

  = 1930,389 kg/m

Gaya geser maksimum akibat beban mati (Dmak DL) :

Dmak DL = ½ x q x L

= ½ x 1930,389 x 5

= 4825,973 kg

Momen maksimum akibat beban mati (Mmak DL) :

Mmax DL = $\frac{1}{8}\ x\ q_{DL}\ x\ L^2$

= $\frac{1}{8}\ x\ 1930{,}389\ x\ 5^2$

= 6032,465 kgm

b. Beban Hidup

- **Beban terbagi rata (“q”)**

  Bentang jembatan = 80 m, maka :

  q = 1.1 (1 + 30/L) t/m' untuk L > 60 m

  = 1.1 (1 + 30/80) t/m' = 1,65 t/m

  Untuk perhitungan momen dan gaya lintang :

Beban terbagi rata (q’) $= \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s'$, dimana :

α = faktor distribusi, α = 0,75 bila kekuatan gelagar melintang diperhitungkan, α = 1,00 bila kekuatan gelagar melintang tidak diperhitungkan

s’ = lebar pengaruh beban hidup pada gelagar tepi

s’ $= \frac{1,750 \times 1}{2} = 0,875$

q’ $= \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s'$

$= \frac{1,65}{2,75} x 0,75 x 0,875$ = 0,525 t/m = 525 kg/m

Ketentuan penggunaan beban “D” dalam arah melintang jembatan :

- Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter, beban “D” sepenuhnya (100%) dibebankan pada lebar jalur 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban “D” (50%).

  q’ = 50 % $\times$ 525 kg/m = 262,5 kg/m
- Untuk perhitungan kekuatan gelagar karena pengaruh beban hidup pada trotoar, diperhitungkan beban sebesar 60% beban hidup trotoar.

  Beban hidup pada trotoar = 500 kg/m^2

  Pengaruh beban hidup pada trotar (q)

  q = 60% x (1,00 x 500) = 300 kg/m

Beban Hidup terbagi rata pada gelagar tepi :

q’ = 262,25 + 300 = 562,25 kg/m

- **Beban garis “P”**

P = 12 ton, Untuk perhitungan momen dan gaya lintang :

Beban garis (P’) $= \frac{P}{2,75} \times \alpha \times s' \times K$ dimana :

K = koefisien kejut, yang ditentukan dengan rumus :

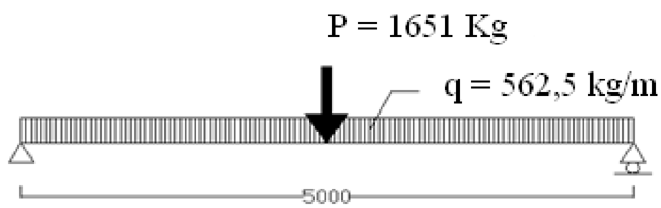
$$K = 1 + \left(\frac{20}{(50+L)} \right) = 1 + \left(\frac{20}{(50+80)} \right) = 1{,}153$$

$$P' = \frac{P}{2{,}75} \times \alpha \times s' \times K = \frac{12}{2{,}75} \, x \, 0{,}75 \, x \, 0{,}875 \, x \, 1{,}153$$

$$= 3{,}302 \text{ T} = 3302 \text{ kg}$$

Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter, beban "D" sepenuhnya (100%) dibebankan pada lebar jalur 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban "D" (50%).

P' = 50 % × 3302 = 1651 kg



Gaya geser maksimum akibat beban hidup (Dmak LL) :

DmakLL = ½ p' + ½ q' L

= (½ x 1651) + (½ x 562.25 x 5)

= 2231,125 kg

Momen maksimum akibat beban hidup (Mmak LL) :

$$\text{MmaxLL} = \left(\frac{1}{8} \times q' \times l^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times l \right)$$

$$= \left(\frac{1}{8} \times 562{,}25 \times 5^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 1651 \times 5 \right)$$

= 3820,781 kgm

Gaya geser total pada gelagar tepi :

Dtot = DmakDL + Dmak LL

= 4825,973 kg + 2231,125 kg

= 7057,098 kg

Momen total pada gelagar tepi :

Mtot = Mmax DL + Mmax LL

= 6032,465 kgm + 3820,781 kgm

= 9853,246 kgm

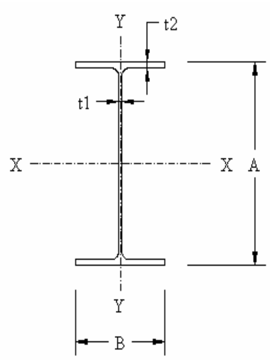
2. Pendimensian profil gelagar tepi

Mtot = 9853,246 kgm = 985324,6 kgcm

$\bar{\sigma}$ Bj 44 = 1867 kg/cm^2

$$Wx = \frac{Mtot}{\bar{\sigma}} = \frac{985324,6}{1867} = 527,758 \text{ cm}^3$$

Digunakan profil baja IWF 350 × 175 x 7 x 11 – 49,6



Profil WF	Berat (kg/m)	Ukuran (mm)				
		A	B	t1	t2	r
350 x 175	49,6	350	175	7	11	14

Luas tampang	Momen Inersia		Jari-jari Inersia		Momen Lawan	
	Ix	Iy	ix	iy	Wx	Wy
63,14	13600	984	14,7	3,95	775	112

3. Kontrol terhadap bahan dan tegangan

- Kontrol terhadap lendutan (δ)

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times q_{tot} \times L^4}{384\ EI_x} + \frac{P \times L^3}{48 EI_x} < \delta_{ijin}$$

$$= \frac{5 \times (19,303 + 5,623) \times 500^4}{384 \times (2,1 \times 10^6) \times 13600} + \frac{1651 \times 500^3}{48 \times (2,1 \times 10^6) \times 13600} < \frac{L}{500}$$

= 0,712 + 0,150 < 1,00 cm

= 0,862 cm < 1,00 cm………...**OK**

- Kontrol terhadap tegangan lentur yang terjadi (σ) :

$$\sigma_{terjadi} = \frac{M_{tot}}{W_x} < \bar{\sigma}$$

$= \dfrac{985324,6}{775} \quad < \quad 1867$ kg/cm

$= 1271,386$ kg/cm^2 $<$ 1867 kg/cm^2……....**OK**

- Kontrol terhadap tegangan geser yang terjadi (τ)

$D_{max} = \left(\frac{1}{2} \times q_{tot} \times L\right) + \left(\frac{1}{2} \times P\right)$

$= \left(\frac{1}{2} \times (19,303 + 5,623) \times 500\right) + \left(\frac{1}{2} \times 1651\right)$

$= 7057$ kg

$A_{web} = A_{profil} - A_{flens}$

$= 63,14 - (2 \times (17,5 \times 1,1))$

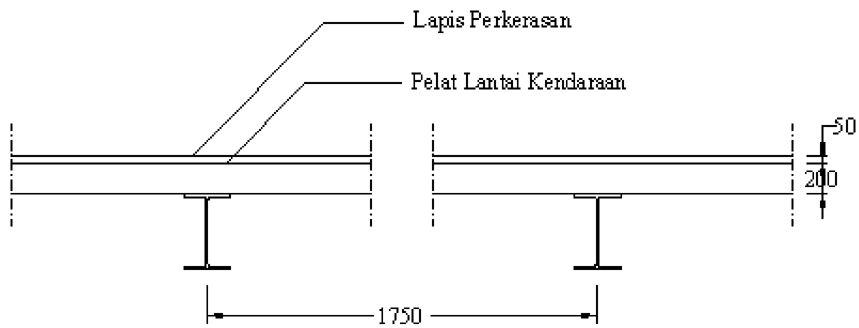
$= 24.64$ cm^2

$\tau_{terjadi} = \dfrac{D_{max}}{A_{web}} \quad < \quad \bar{\tau}$

$= \dfrac{7057}{24,64} \quad < \quad 0,58 \times \bar{\sigma}$

$= 286,404$ kg/cm2 $<$ 1082,86 kg/cm2………**OK**

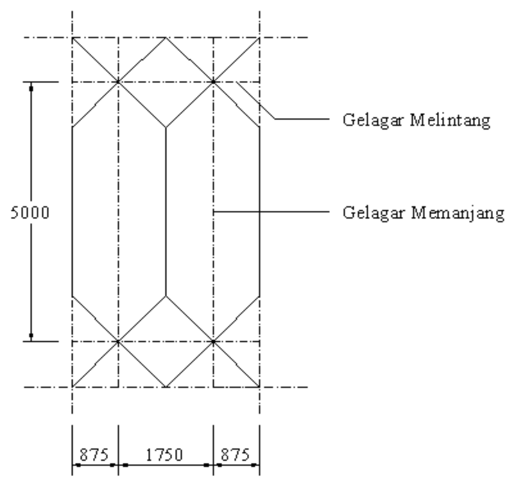
5.2.4.2 Gelagar tengah



Gambar 5.11 Penampang Melintang Gelagar Tengah

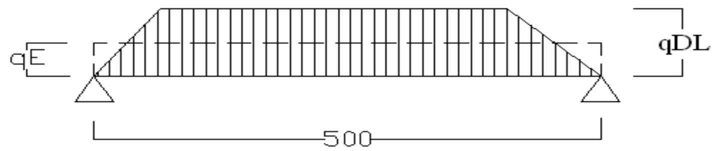
1) Perhitungan momen lentur pada gelagar tengah

a. Beban mati



- Berat lapis perkerasan = $0,05 \times 0,875 \times 2200$ = 96,25 kg/m
- Berat pelat lantai kendaraan = $0,20 \times 0,875 \times 2500$ = 437,50 kg/m
- Berat air hujan = $0,05 \times 0,875 \times 1000$ = 43,75 kg/m
- Berat profil dan dek baja = 0,875 x 11,35 = 9,931 kg/m +

q_{DL} = 587,431 kg/m



Beban Trapezium diubah menjadi beban Ekivalen :

$$\frac{qDL}{24}\ x\left(3L^2 - 4a^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{587,431}{24}\ x\left(3x5^2 - 4\ x\ 0,875^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ 5^2$$

qE = 563,444 kg/m

Beban mati yang bekerja pada gelagar Tengah = 2 x qE

= 2 x 563,444

= 1126,888 kg/m

Berat Sendiri Profil Gelagar Memanjang = 49,6 kg/m

(Diasumsikan menggunakan profil IWF 350 x 175 x 7 x 11 – 49,6)

Beban Mati Total (qDL) = 1126,888 + 49,6

= 1176,480 kg/m

Gaya Geser maksimum akibat beban mati (Dmak DL) :

Dmak DL = ½ x q x L

= ½ x 1176,480 x 5

= 2941,2 kg

Momen maksimum akibat beban mati (Mmax DL) :

$$\text{MmaxDL} = \frac{1}{8}\times q_{DL}\times l^2$$

$$= \frac{1}{8}\times 1176,480\times 5^2$$

= 3676,5 kgm

b. Beban Hidup

- **Beban terbagi rata ("q")**

Bentang jembatan = 80 m, maka :

q = 1.1 (1 + 30/L) t/m' untuk L > 60 m

= 1.1 (1 + 30/80) t/m' = 1,65 t/m

Untuk perhitungan momen dan gaya lintang :

Beban terbagi rata (q') $= \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s'$

dimana :

α = faktor distribusi, α = 0,75 bila kekuatan gelagar melintang diperhitungkan, α = 1,00 bila kekuatan gelagar melintang tidak diperhitungkan

s' = lebar pengaruh beban hidup pada gelagar tepi = 1,75 m

q' = $\frac{1,65}{2,75} \times 0,75 \times 1,75$ = 0,7875 t/m = 787,5 kg/m

Ketentuan penggunaan beban "D" dalam arah melintang jembatan :

- Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter, beban "D" sepenuhnya (100%) dibebankan pada lebar jalur 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban "D" (50%).

  Beban Hidup terbagi rata pada gelagar tengah :

  q' = 100 % $\times$ 787,5 kg/m = 787,5 kg/m

- **Beban garis "P"**

P = 12 ton

Untuk perhitungan momen dan gaya lintang :

Beban garis (P') $= \frac{P}{2,75} \times \alpha \times s' \times K$, dimana :

K = koefisien kejut, yang ditentukan dengan rumus :

$K = 1 + \left(\frac{20}{(50+80)} \right) = 1 + \left(\frac{20}{(50+80)} \right) = 1,153$

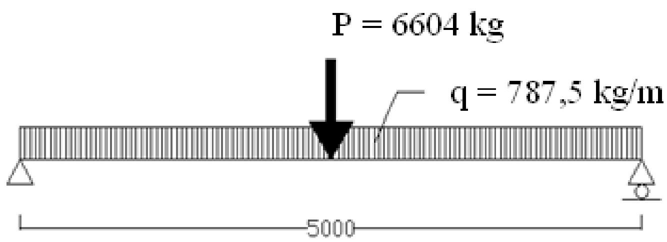
$$P' = \frac{P}{2{,}75} \times \alpha \times s' \times K = \frac{12}{2{,}75} \times 0{,}75 \times 1{,}75 \times 1{,}153$$

$$= 6{,}604 \text{ T} = 6604 \text{ kg}$$

Ketentuan penggunaan beban "D" dalam arah melintang jembatan :

Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter, beban "D" sepenuhnya (100%) dibebankan pada lebar jalur 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban "D" (50%).

P' = 100 % × 6604 = 6604 kg



Gaya geser maksimum akibat beban hidup (Dmax LL) :

DmakLL = ½ p' + ½ q' L

= (½ x 6604) + (½ x 787,5 x 5)

= 5270,75 kg

Momen maksimum akibat beban hidup (Mmax LL) :

$$\text{Mmax} = \left(\frac{1}{8} \times q' \times l^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times l\right)$$

$$= \left(\frac{1}{8} \times 787{,}5 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 6604 \times 5\right)$$

= 10715.938 kgm

Gaya geser total pada gelagar tengah :

Dtot = DmakDL + Dmak LL

= 2941,20 kg + 5270,75 kg

= 8211,95 kg

Momen total pada gelagar tengah :

Mtot = Mmax DL + Mmax LL

= 3676,50 + 10715.938

= 14392,437 kgm

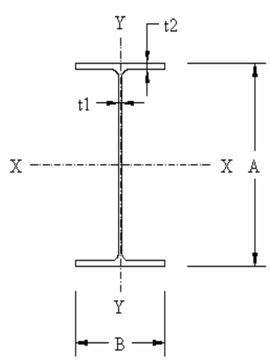
2) Pendimensian Profil gelagar tengah

Mtot = 14392,437 kgm = 1439243,7 kgcm

$\overline{\sigma}$ Bj 44 = 1867 kg/cm^2

$$Wx = \frac{Mtot}{\overline{\sigma}} = \frac{1439243{,}7}{1867} = 770{,}885 \text{ cm}^3$$

Digunakan profil baja IWF 350 × 175 x 7 x 11 – 49,6



Profil WF	Berat (kg/m)	Ukuran (mm)				
		A	B	t1	t2	r
350 x 175	49,6	350	175	7	11	14

Luas tampang	Momen Inersia		Jari-jari Inersia		Momen Lawan	
	Ix	Iy	ix	iy	Wx	Wy
63,14	13600	984	14,7	3,95	775	112

3) Kontrol terhadap bahan dan tegangan

- Kontrol terhadap lendutan (δ)

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times q_{tot} \times L^4}{384\ EI_x} + \frac{P \times L^3}{48EI_x} < \delta_{ijin}$$

$$= \frac{5 \times (11{,}764 + 7{,}875) \times 500^4}{384 \times (2{,}1 \times 10^6) \times 13600} + \frac{6604 \times 500^3}{48 \times (2{,}1 \times 10^6) \times 13600} < \frac{L}{500}$$

= 0,559 + 0,409 < 1,00 cm

= 0.968 cm < 1,00 cm………...**OK**

- Kontrol terhadap tegangan lentur yang terjadi (σ) :

$\sigma_{terjadi} = \frac{M_{tot}}{W_x} < \overline{\sigma}$

$= \frac{1439243,7}{775} < 1867$ kg/cm

$= 1857,088$ kg/cm^2 < 1867 kg/cm^2……....**OK**

- Kontrol terhadap tegangan geser yang terjadi (τ)

$D_{max} = \left(\frac{1}{2} \times q_{tot} \times L\right) + \left(\frac{1}{2} \times P\right)$

$= \left(\frac{1}{2} \times (11,764 + 7,875) \times 500\right) + \left(\frac{1}{2} \times 6604\right)$

$= 8211,75$ kg

$A_{web} = A_{profil} - A_{flens}$

$= 72,16 - (2 \times (19,9 \times 1,1))$

$= 28,38$ cm^2

$\tau_{terjadi} = \frac{D_{max}}{A_{web}} < \overline{\tau}$

$= \frac{8211,75}{28,38} < 0,58 \times \overline{\sigma}$

$= 289,349$ kg/cm2 $< 1082,86$ kg/cm2………**OK**

5.2.5 Perencanaan Gelagar Melintang

Pembebanan pada gelagar melintang meliputi :

a. Beban Mati

Terdiri dari berat sendiri gelagar dan beban yang bekerja diatasnya (gelagar memanjang, pelat lantai jembatan, perkerasan, dan air hujan).

b. Beban Hidup

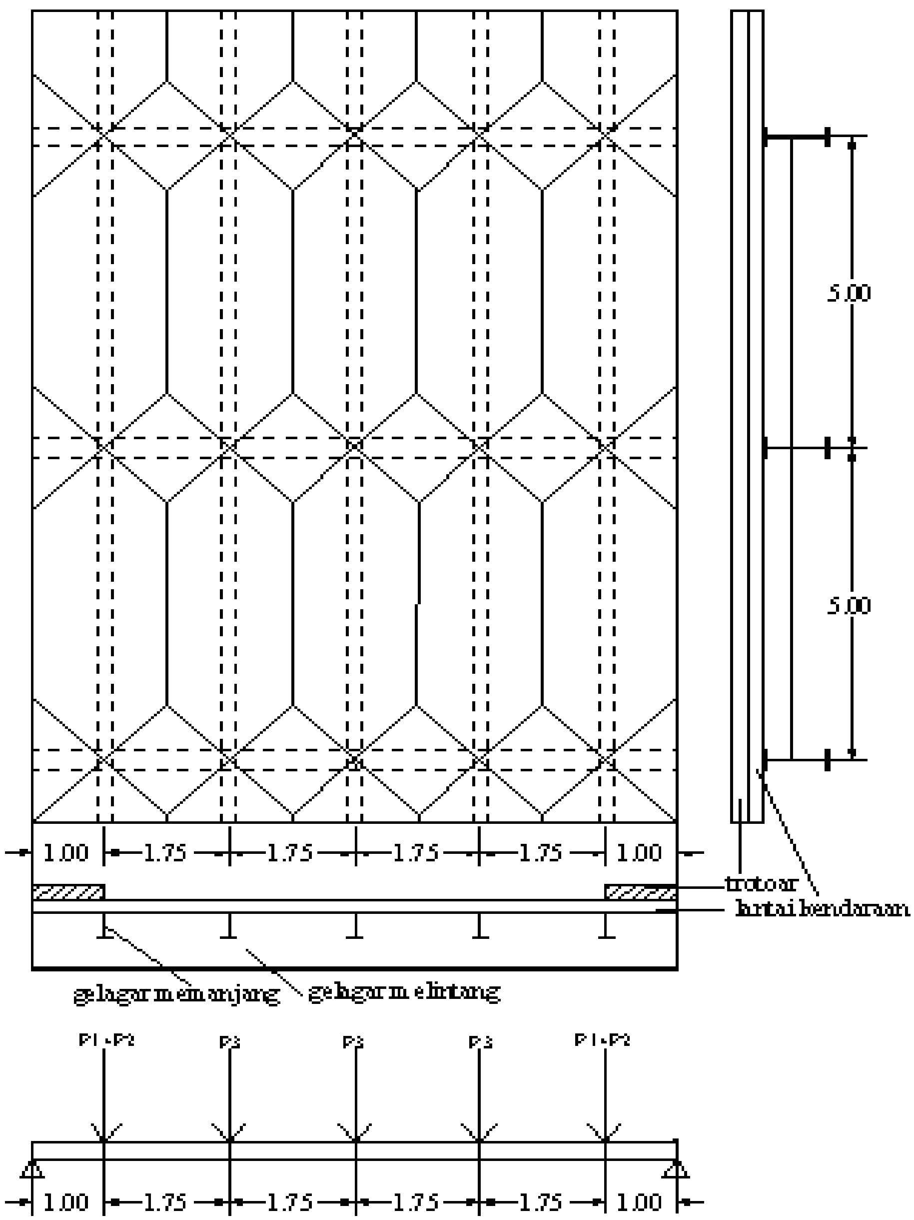
Beban hidup pada gelagar jembatan dinyatakan dengan beban "D"atau beban jalur, yang terdiri dari beban terbagi rata "q" ton permeter panjang perjalur lalu lintas tersebut.

Pada jembatan rangka baja, elemen struktur komposit terbentuk melalui kerjasama antara gelagar melintang dengan pelat beton. Factor penting dalam struktur komposit adalah lekatan antara gelagar melintang dengan pelat beton harus tetap ada. Untuk menjaga agar lekatan ini tetap ada, perlu adanya penghubung geser (shear conector) yang berfungsi untuk menahan gaya geser yang terjadi pada bidang pertemuan antara pelat beton dengan gelagar melintang. Pemakain dek baja dibawah pelat beton berfungsi sebagai cetakan tetap dan untuk menahan momen positif yang terjadi pada pelat beton. Pemasangan dek baja sejajar dengan gelagar melintang.

5.2.5.1 Kondisi Pre Komposit

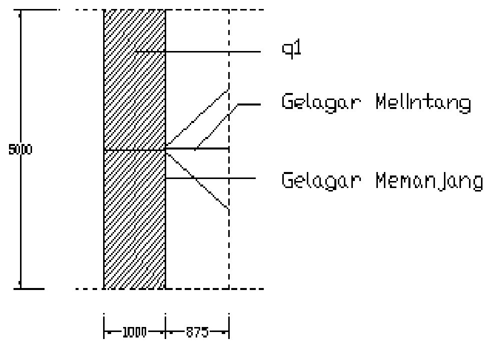
Kondisi pre komposit adalah kondisi dimana pelat beton belum mengeras dan beban hidup belum bekerja

1. Perhitungan Momen Lentur Gelagar Melintang



Gambar 5.12 Beban Mati Pada Kondisi Pre Komposit

Beban P1



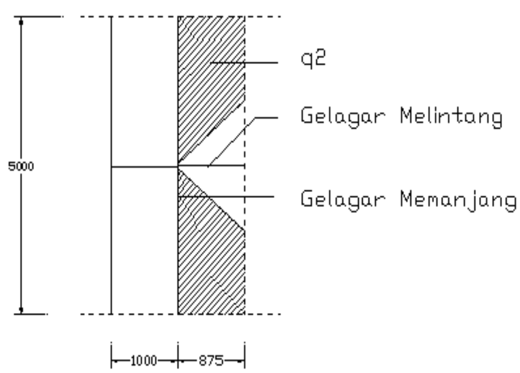
Berat trotoar	= 0,25 x 1,00 x 2500	= 625	kg/m
Berat plat lantai	= 0,20 x 1,00 x 2500	= 500	kg/m
Berat air hujan	= 0,05 x 1,00 x 1000	= 50	kg/m
Berat dek baja	= 1,00 x 11,35	= 11,35	kg/m +
		= 1311,35	kg/m

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P1) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

P1 = q1 x L

= 1311,35 x 5,00 = 6556,75 kg

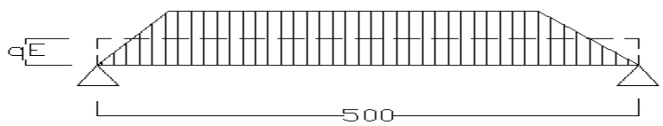
Beban P2



Berat plat lantai kendaraan	= 0,20 x 0,875 x 2500	= 437,5	kg/m
Berat air hujan	= 0,05 x 0,875 x 1000	= 43,75	kg/m

Berat dek baja = 0,875x 11,35 = 9,93 kg/m +

= 491,18 kg/m



Beban Trapezium diubah menjadi beban Ekivalen :

$$\frac{qDL}{24}\ x\left(3L^2 - 4a^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{491{,}18}{24}\ x\left(3\,x\,5^2\ -\ 4\ x\ 0{,}875^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ 5^2$$

qE = 471,123 kg/m

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P2) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

P2 = qE x L

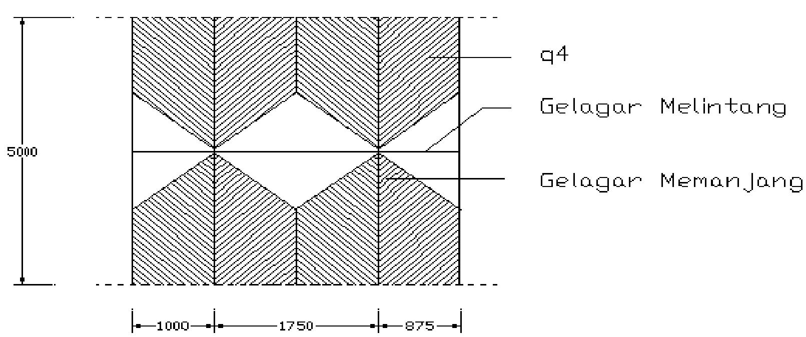
= 471,123 x 5,00 = 2355,620 kg

Beban P3

Berat gelagar memanjang IWF 350 x 175 x 7 x 11 – 49,6 = 49,6 kg/m

P3 = 49,6 x 5,00 = 248 kg

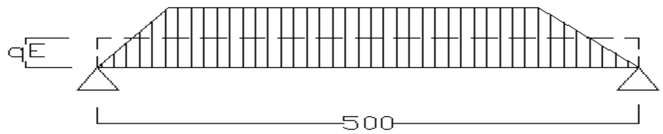
Beban P4



Berat plat lantai kendaraan = 0,20 x 0,875 x 2500 = 437,5 kg/m

Berat air hujan = 0,05 x 0,875 x 1000 = 43,75 kg/m

Berat dek baja	=	0,875x 11,35	=	9,93 kg/m +
			=	491,18 kg/m



Beban Trapezium diubah menjadi beban Ekivalen :

$$\frac{qDL}{24}\ x\left(3L^2-4a^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{491{,}18}{24}\ x\left(3x5^2-\ 4\ x\ 0{,}875^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ 5^2$$

qE = 471,123 kg/m

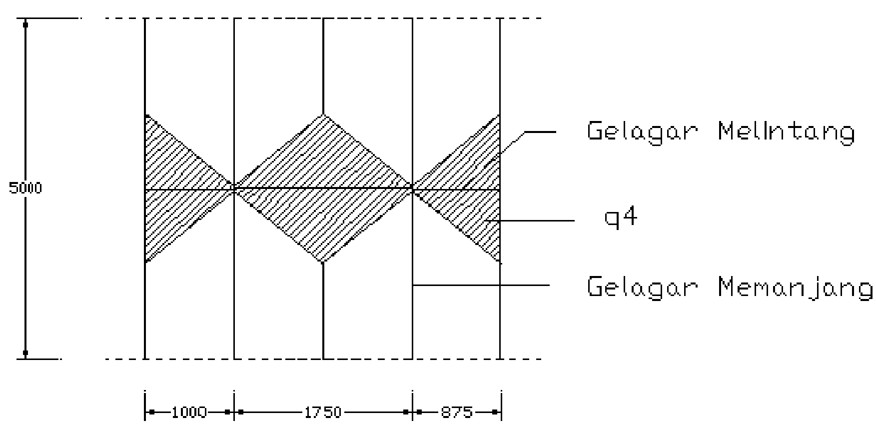
Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P4) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

P4 = (2 qE x L) + (berat gelagar memanjang x 5)

= (2 x 471,123 x 5,00) + (49,6 x 5)

= 4994,23 kg

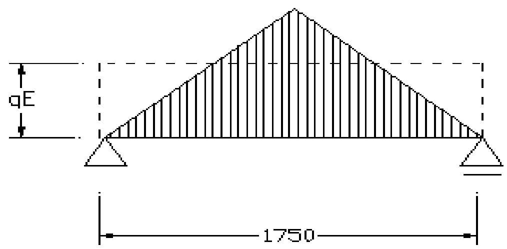
Beban q4



Berat plat lantai kendaraan	=	0,20 x 0,875 x 2500	=	437,5 kg/m
Berat air hujan	=	0,05 x 0,875 x 1000	=	43,75 kg/m

Berat dek baja = 0,875x 11,35 = 9,93 kg/m +

= 491,18 kg/m



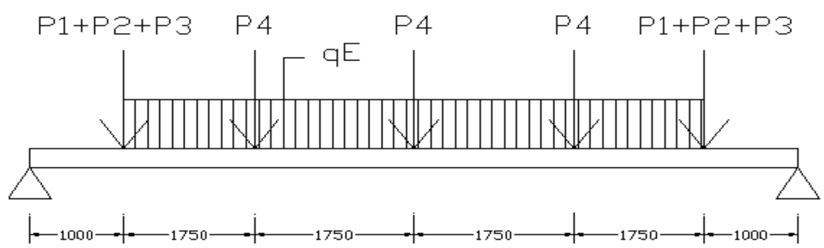
Beban segitiga diubah menjadi beban merata ekivalen :

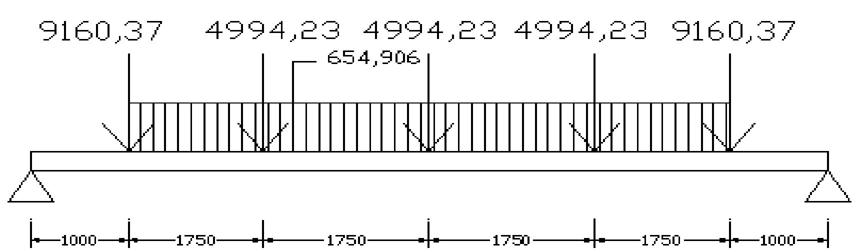
$$\frac{qE}{12}\ x\ L^2 = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{491{,}18}{12}\ x\ 1{,}75^2 = \frac{491{,}18}{8}\ x\ 1{,}75^2$$

qE = 327,453 kg/m

beban merata ekivalen yang bekerja = 2 x qE = 654,906 kg/m





Reaksi Perletakan :

$$R_A = R_B = \frac{(3xP4) + (2\ x\ (P1 + P2 + P3)) + (qE\ x\ L))}{2}$$

$$= \frac{(3x4994{,}23) + (2\ x\ 9160{,}37) + (654{,}906\ x\ 5))}{2}$$

$= 18288{,}98$ kg

Momen maksimum akibat beban mati :

$= (R_{AV}\ x\ 4.5) - ((P1 + P2 + P3)\ x 3{,}5) - (P4 x 1{,}75) - (qE\ x\ 3{,}5\ x\ 1{,}75)$

$= (18288{,}98\, x\ 4.5) - (9160{,}37\ x\ 3{,}5) - (4994{,}23\ x\ 1{,}75) - (654{,}906\ x\ 3{,}5\, x\ 1{,}75)$

= 37487.913 kgm

Berat sendiri gelagar melintang = 215 kg/m

Asumsi gelagar melintang memakai profil IWF 708x302x15x28-215

R_P = ½ x q x L

= ½ x 215 x 9

= 967,5 kg

M_P = $\frac{1}{8}$ x q x L^2

= $\frac{1}{8}$ x 215 x 9^2

= 2176,875 kgm

Perhitungan geser dan momen yang bekerja pada kondisi Pra-Komposit :

D_{PRA} = 18288,98 + 967,5

= 19256,48 kg

M_{PRA} = 37487,913 + 2176,875

= 39664,788 kgm

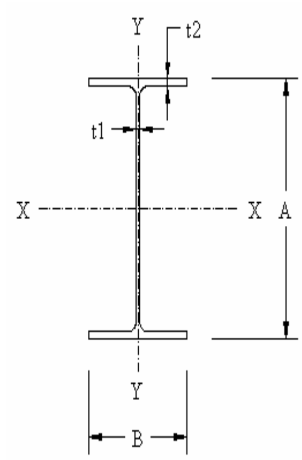
2. Pendemensian Gelagar Melintang

M_{PRA} = 39664,788 kgm = 3966478,8 kgcm

$\overline{\sigma}$ Bj 44 = 1867 kg/cm^2

Wx $= \frac{Mtot}{\overline{\sigma}} = \frac{3966478{,}8}{1867} = 2124{,}519\ cm^3$

Digunakan profil baja IWF 708x302x15x28-215

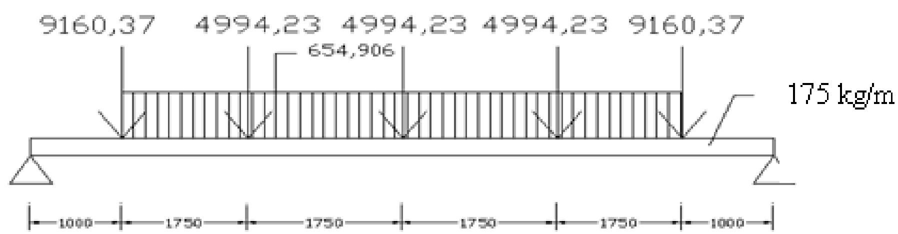


Profil	Berat	Ukuran (mm)				
WF	(kg/m)	A	B	t1	t2	r
708 x 302	215	708	302	15	28	28

Luas	Momen Inersia		Jari-jari Inersia		Momen Lawan	
tampang	Ix	Iy	ix	iy	Wx	Wy
273,6	237000	12900	29,4	6,86	6700	853

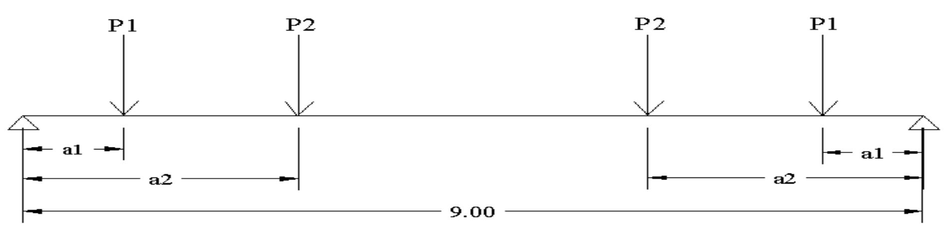
3. Kontrol Tergadap Bahan Dan Tegangan

- Kontrol terhadap lendutan (δ)



$$q = \frac{(215\,x\,9)+(654{,}906\,x\,7)}{9} = 724{,}371 \text{ kg/m} = 7{,}243 \text{ kg/cm}$$

- Akibat beban terpusat di tepi



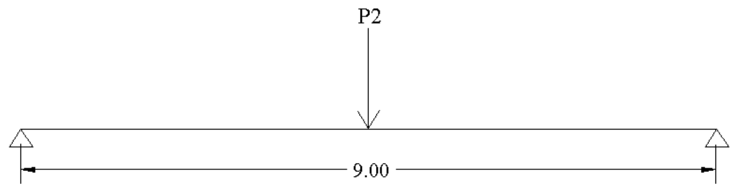
P1 = 9160,37 kg dan P2 = 4994,23 kg

$$\delta 1 = \frac{P1\,x\,a1}{24\,EI}(3\,L^2 - 4\,a1^2) + \frac{P1\,x\,a2}{24\,EI}(3\,L^2 - 4\,a2^2) =$$

$$\frac{9160{,}37 \text{ x } 100 (3 \text{ x } 900^2 - 4 \text{ x } 100^2)}{24 \text{ x } 2{,}1 \text{ x } 10^6 \text{ x } 237000} + \frac{4994{,}23 \text{ x } 275 \ (3 \text{ x } 900^2 - 4 \text{ x } 275^2)}{24 \text{ x } 2{,}1 \text{ x } 10^6 \text{ x } 237000}$$

$= 0{,}183 + 0{,}244 = 0{,}427$ cm

- Akibat beban terpusat di tengah

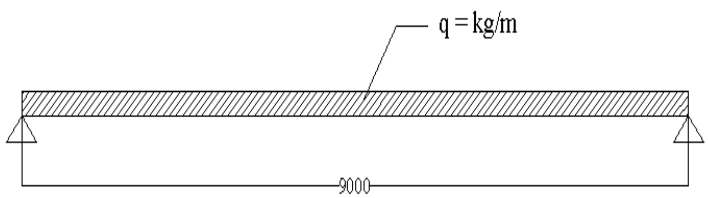


P2 $= 4994{,}23$ kg

$$\delta\ 2 = \frac{P2 \text{ x } L^3}{48 \text{ EI}}$$

$$= \frac{4994{,}23 \text{ x } 900^3}{48 \text{ x } 2{,}1 \text{ x } 10^6 \, x \, 237000} = 0{,}152 \text{ cm}$$

- Akibat berat sendiri gelagar melintang



Gelagar melintang adalah IWF 594x302x14x23-175 dengan berat 175 kg/m

$$\delta\ 3 = \frac{5xqxL^4}{384EI}$$

$$= \frac{5x1{,}75x900^4}{384x2{,}1x10^6 \, x237000} = 0{,}052 \text{ cm}$$

Lendutan total pada kondisi pra komposit adalah :

δ total $= \delta 1 + \delta 2 + \delta 3$

$= 0{,}427 + 0{,}152 + 0{,}052$

$= 0{,}631$ cm

Lendutan Ijin (δ_{ijin})

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{500} = \frac{900}{500} = 1{,}800 \text{ cm}$$

$\delta_{PRA\text{-}KOMP}$ = 0,631 < δ_{ijin} = 1,800 cm ..……**OK**

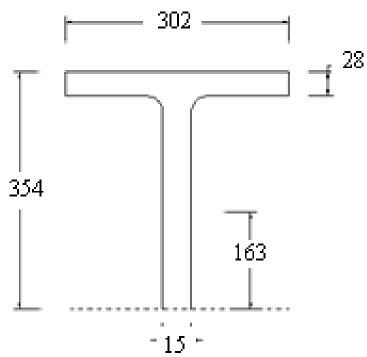
- Kontrol terhadap tegangan lentur yang terjadi (σ) :

$$\sigma_{terjadi} = \frac{M_{tot}}{W_x} < \overline{\sigma}$$

$$= \frac{3966478{,}8}{6700} < 1867 \text{ kg/cm}$$

= 592,011 kg/cm2 < 1867 kg/cm2……....**OK**

- Kontrol terhadap tegangan geser yang terjadi (τ) :



Sx = (30,2 x 2,8 x 34) + (1,5 x 26,9 x 16,3)

= 3532,745 cm^3

$$\tau_{terjadi} = \frac{D_{pra} \; x \; Sx}{b \; x \; Ix} < \tau$$

$$= \frac{19256{,}48 \; x \; 3532{,}745}{1{,}5 \; x \; 237000} < 0{,}58 \; x \; \sigma$$

= 191,359 < 1082,86 kg/cm^2 ………**OK**

- Kontrol terhadap tegangan idiil ditengah bentang (τ_i) :

P = P3 + (qE x 7) + (q_D x 9)

= 4994,23 + (654,906 x 7) + (215 x 9)

= 11513,572 kg

M_{pra} = 39664,788 kgm = 3966478,8 kgcm

$$\tau_{etrjadi} = \frac{P\,x\,S}{b\,x\,Ix}$$

$$= \frac{11153,572\ x\ 3532,745}{1,5\ x\ 237000}$$

= 114,149 kg/cm^2

$$\sigma_{terjadi} = \frac{M}{Wx}$$

$$= \frac{3966478,8}{6700}$$

= 592,011 kg/cm^2

$$\tau_i = \sqrt{\sigma^2 + (3\ x\ \tau^2)} \quad < \sigma$$

$$= \sqrt{592,011^2 + (3\ x\ 114,149^2)} \quad < 1867\ \text{kg/cm}^2$$

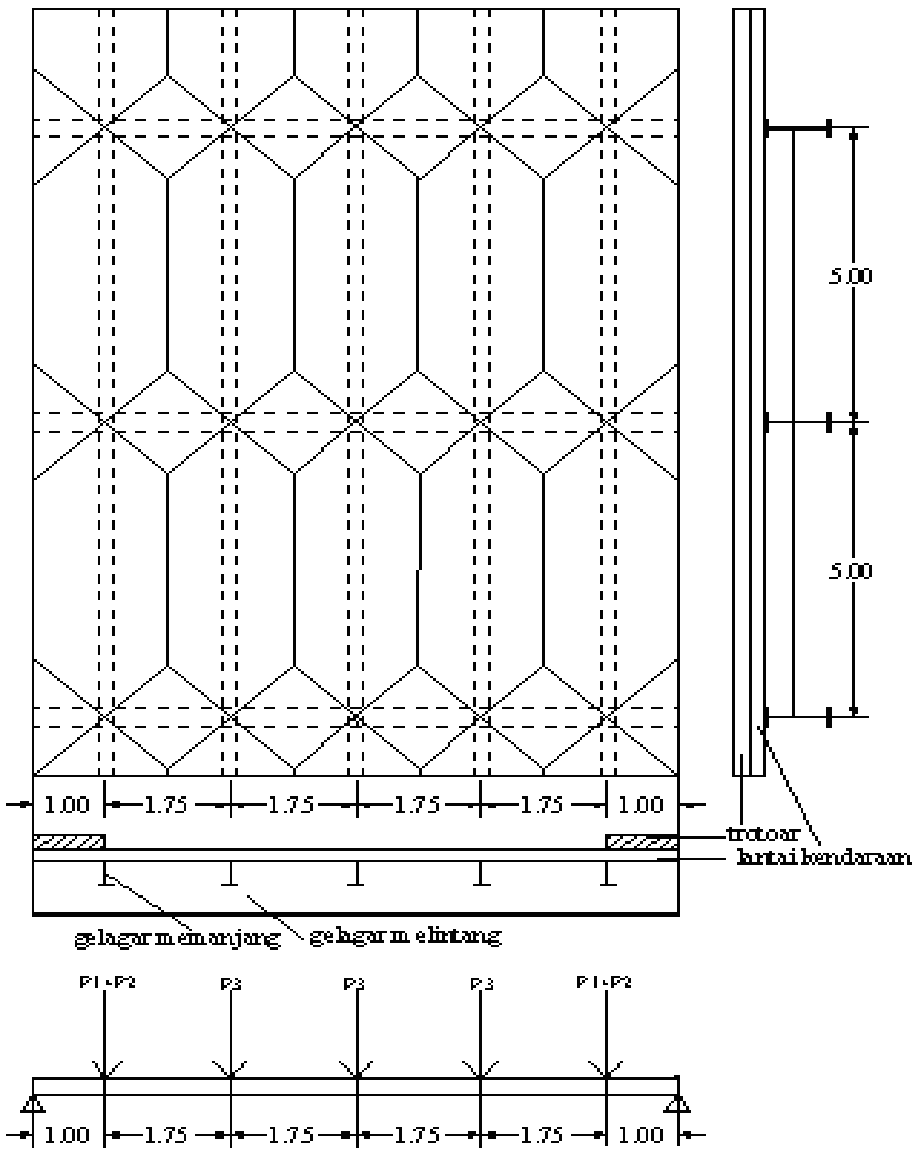
= 624,153 kg/ cm^2 < 1867 kg/cm^2…….**OK**

5.2.5.2 Kondisi Post Komposit

Kondisi pre komposit adalah kondisi dimana pelat beton telah mengeras dan beban hidup telah bekerja

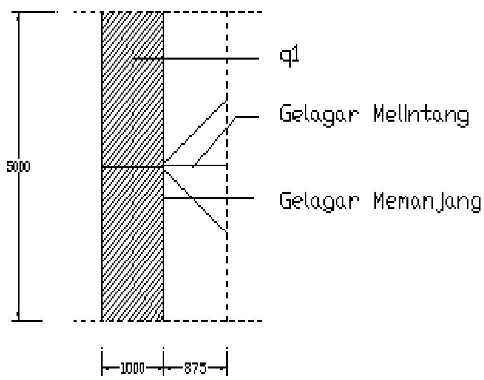
1. **Perhitungan Momen Lentur Gelagar Melintang**

   Beban Mati



Gambar 5.13 Beban Mati Pada Kondisi Post Komposit

Beban P1



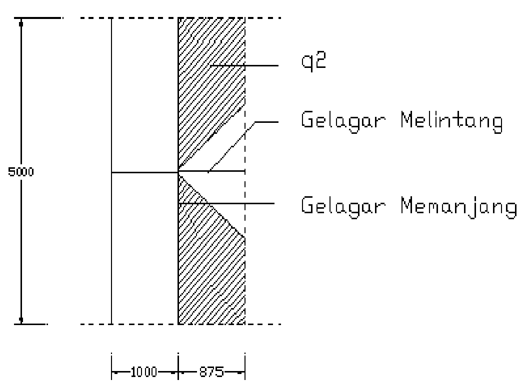
Berat trotoar	= 0,25 x 1,00 x 2500	= 625	kg/m

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P1) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

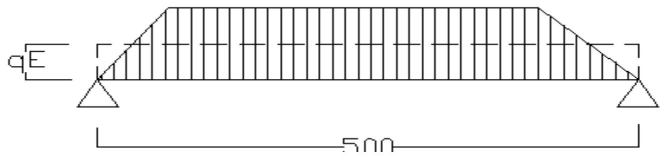
P1 = q1 x L

= 625 x 5,00 = 3125 kg

Beban P2



Berat air hujan	= 0,05 x 0,875 x 1000	= 43,75	kg/m
Berat lapis perkerasan	= 0,05 x 0,875x 2200	= 96,25	kg/m +
		= 140	kg/m



Beban Trapezium diubah menjadi beban Ekivalen :

$$\frac{qDL}{24}\ x\left(3L^2 - 4a^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{140}{24}\ x\left(3\,x\,5^2 - 4\ x\ 0{,}875^2\right) = \frac{qE}{8}\ x\ 5^2$$

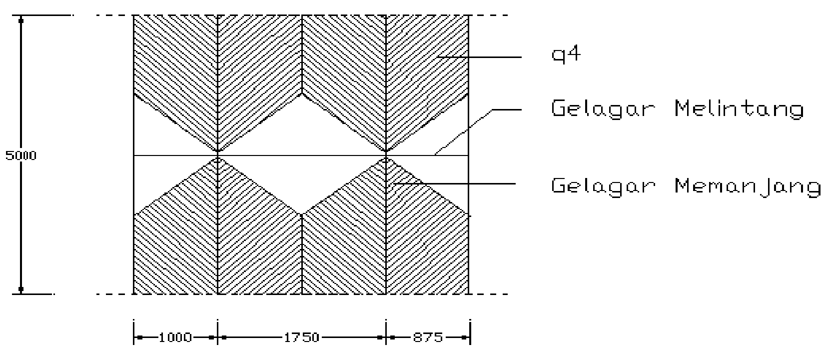
qE = 134,283 kg/m

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P2) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

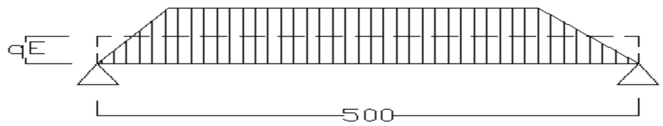
P2 = qE x L

= 134,283 x 5,00 = 671,415 kg

Beban P3



Berat air hujan	= 0,05 x 0,875 x 1000	= 43,75	kg/m
Berat lapis perkerasan	= 0,05 x 0,875x 2200	= 96,25	kg/m +
		= 140	kg/m



Beban Trapezium diubah menjadi beban Ekivalen :

$$\frac{qDL}{24}\ x\left(3L^2-4a^2\right) \qquad = \qquad \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{140}{24}\ x\left(3\,x\,5^2-\ 4\ x\ 0{,}875^2\right) \quad = \quad \frac{qE}{8}\ x\ 5^2$$

qE = 134,283 kg/m

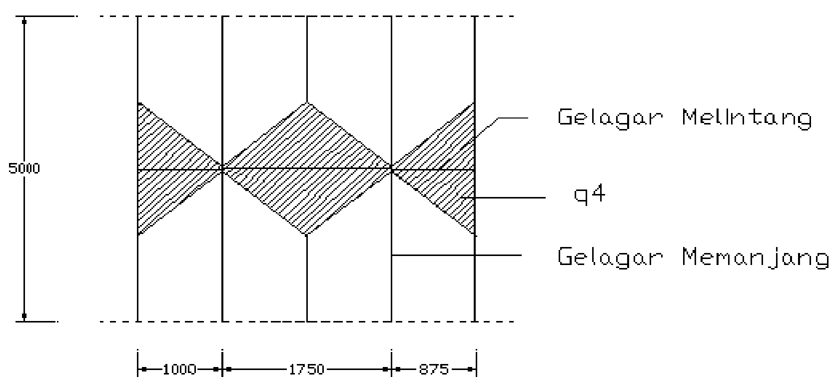
Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P4) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

P3 = (2 qE x L)

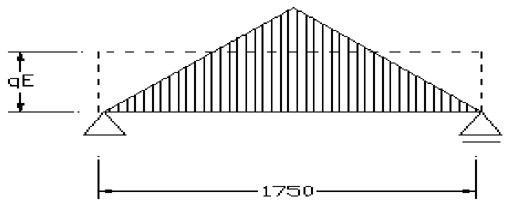
= (2 x 134,283 x 5,00)

= 1342,83 kg

Beban q4



Berat air hujan	= 0,05 x 0,875 x 1000	= 43,75	kg/m
Berat lapis perkerasan	= 0,05 x 0,875x 2200	= 96,25	kg/m +
		= 140	kg/m



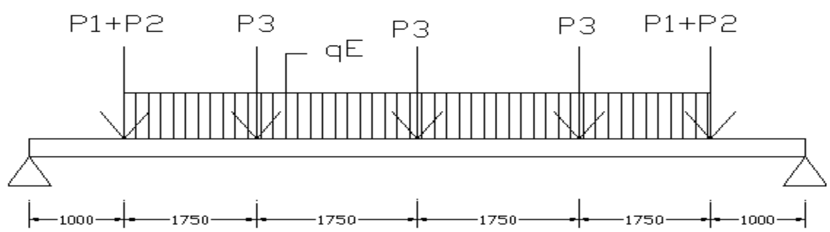
Beban segitiga diubah menjadi beban merata ekivalen :

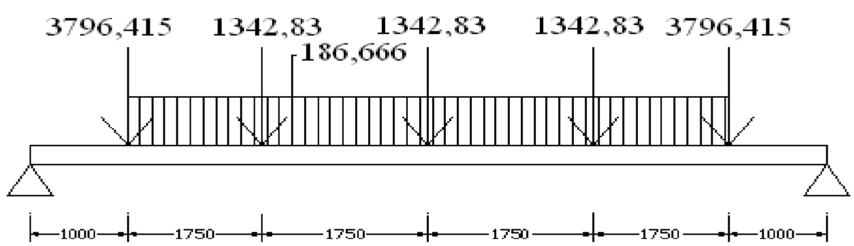
$$\frac{qE}{12}\ x\ L^2 = \frac{qE}{8}\ x\ L^2$$

$$\frac{491{,}18}{12}\ x\ 1{,}75^2 = \frac{qE}{8}\ x\ 1{,}75^2$$

qE = 93,333 kg/m

beban merata ekivalen yang bekerja = 2 x qE = 186,666 kg/m





Reaksi Perletakan :

$$R_A = R_B = \frac{(3xP3) + (2\ x\ ((P1 + P2)) + (qE\ x\ L))}{2}$$

$$= \frac{(3x1342{,}83) + (2\ x\ 3796{,}415) + (186{,}666\ x\ 5))}{2}$$

= 6277,31 kg (D1)

Momen maksimum akibat beban mati :

$$= (R_{AV}\ x\ 4.5) - ((P1 + P2)\ x 3{,}5) - (P3x1{,}75) - (qE\ x\ 3{,}5\ x\ 1{,}75)$$

$= (6277,31\,x\,4.5) - (3796,415\;x\;3,5) - (1342,83\;x\;1,75) - (186,666\;x\;3,5\,x\,1,75)$

= 11468,613 kgm **(M1)**

b. Beban Hidup

- Beban terbagi rata ("q")

  Bentang jembatan = 80 m, maka :

  q = 1.1 (1 + 30/L) t/m' untuk L > 60 m

  = 1.1 (1 + 30/80) t/m'

  = 1,65 t/m

  - Beban terbagi rata sepanjang gelagar melintang untuk lebar 5,5 m

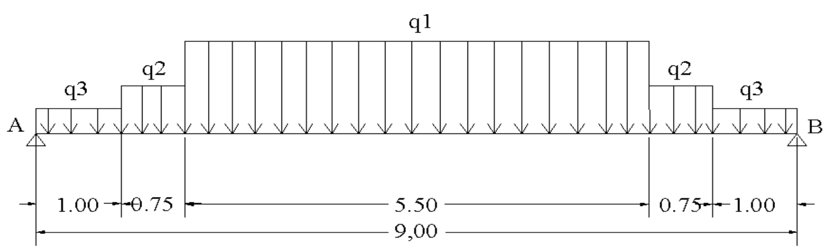
    $$q_1 = \frac{q\,x\,5,5}{2,75} = \frac{1,65\,x\,5,5}{2,75} = 3 \text{ t/m} = 3000 \text{ kg/m}$$

  - Beban terbagi rata untuk lebar sisanya

    q_2 = 50 % × 3000 kg/m = 1500 kg/m

  - Beban terbagi rata pada trotoar

    q_3 = 60% x (500 x 500) = 1,5 ton/m = 1500 kg/m



Reaksi peletakan :

$$R_A = R_B = \frac{(q1\text{ x }5,5) + (2\text{ x }q2\text{ x }0,75) + (2\text{ x }q3\text{ x }1,00)}{2}$$

$$= \frac{(3000\text{ x }5,5) + (\,2\text{ x }1500\text{ x }0,75) + (2\text{ x }1500\text{ x }1,00)}{2}$$

= 10875 kg

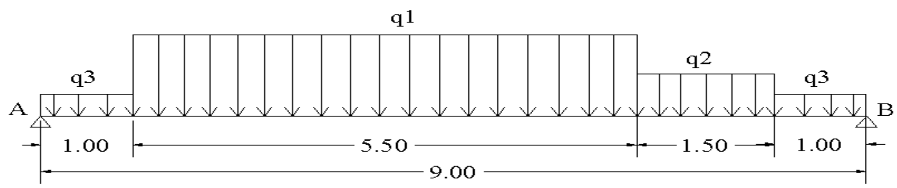
Momen maksimum yang terjadi akibat beban q :

$= (R_A \text{ x } 4,5) – (1500 \text{ x } 1,0 \text{ x } 4,0) - (q2 \text{ x } 0,75 \text{ x } 3,125) – (q1 \text{ x } 2,75 \text{ x } 1,375)$

$= (10875x4,5)–(1500x1,0x4,0)-(1500x0,75x3,125)–(3000x2,75x1,375)$

$= 28078,125$ kgm **(M2)**

Menentukan Geser Maksimum (Dmak) akibat beban q



Reaksi Peletakan

$\Sigma M_A = 0$

$(R_B \text{ x } 9,0)-(q3 \text{ x } 1,0 \text{ x } 8,5)–(q2 \text{ x } 1,5 \text{ x } 7,25)-(q1 \text{ x } 5,5 \text{ x } 3,75)–(q3 \text{ x } 1,0 \text{ x } 0,5) = 0$

$(R_B \text{ x } 9,0)-(1,5x1,0 \text{ x } 8,5)–(1,5x1,5x7,25)-(3x\ 5,5 \text{ x } 3,75)–(1,5x1,0 \text{ x } 0,5) = 0$

$R_B = \dfrac{66,9375}{9} = 7,4375 \text{ t} = 7437,5 \text{ kg}$

$\Sigma M_B = 0$

$(R_A \text{ x } 9,0)-(q3 \text{ x } 1,0 \text{ x } 8,5)–(q1 \text{ x } 5,5 \text{ x } 5,25)-(q2 \text{ x } 1,5 \text{ x } 1,75)–(q3 \text{ x } 1,0 \text{ x } 0,5) = 0$

$(R_A \text{ x } 9,0)-(1,5x1,0x\ 8,5)–(3x\ 5,5x5,25)-(1,5x1,5 \text{ x } 1,75)–(1,5x1,0 \text{ x } 0,5) = 0$

$R_A = \dfrac{78,561}{9} = 8.729167 \text{ t} = 8729,167 \text{ kg}$ (D2)

- Beban “P”

  P = 12 ton

  Koefesien kejut (K) $= 1 + \left(\dfrac{20}{(50+L)}\right)$

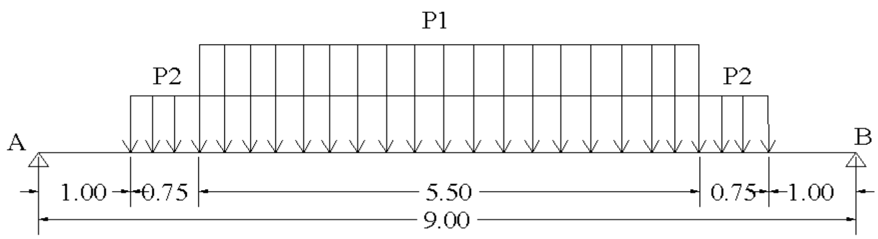
  $K = 1 + \left(\dfrac{20}{(50+80)}\right) = 1,182$

  - Beban P bekerjasepanjang gelagar melintang untuk lebar 5,5 m

$$P_1 \quad = \frac{P}{2{,}75} \text{ x K} \quad = \frac{12}{2{,}75} \text{ x } 1{,}182 = 5{,}158 \text{ t/m} = 5158 \text{ kg/m}$$

- Beban P untuk lebar sisanya (50% dari P1)

P_2 = 50 % × 5158 kg/m = 2579 kg/m



Reaksi Perletakan:

$$R_A = \frac{(P2 \text{ x } 0{,}75) + (P1 \text{ x } 5{,}5) + (P2 \text{ x } 0{,}75)}{2}$$

$$= \frac{(2579 \text{ x } 0{,}75) + (5158 \text{ x } 5{,}5) + (2579 \text{ x } 0{,}75)}{2}$$

= 16118,75 kg

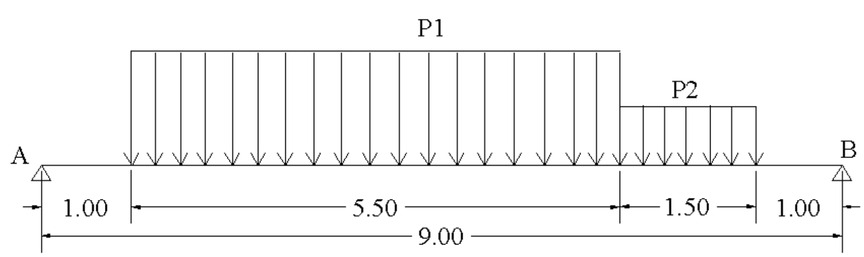
Momen maksimum yang terjadi akibat beban garis "P"

Mmax = (R_A x 4,5) – (P2 x 0,75 x 3,125) – (P1 x 2,75 x 1,375)

= (16118,75x 4,5) – (2579 x 0,75 x 3,125) – (5158 x 2,75 x 1,375)

= 46986,156 kgm **(M3)**

Menentukan Geser Maksimum (Dmak) akibat beban P :



Reaksi Peletakan :

Σ M_A = 0

(R_B x 9,0) - (P1 x 5,5 x 3,75) – (P2 x 1,50 x 7,25) = 0

(R_B x 9,0) - (5158x5,5x 3,75) – (2579x1,50 x 7,25) = 0

$$R_B = \frac{134430{,}375}{9} = 14936{,}708 \text{ kg}$$

$\Sigma M_B = 0$

$(R_A \times 9{,}0) - (P1 \times 5{,}5 \times 5{,}25) – (P2 \times 1{,}50 \times 1{,}75) = 0$

$(R_A \times 9{,}0) -(5158 \times 5{,}5 \times 5{,}25) – (2579 \times 1{,}50 \times 1{,}75) = 0$

$$R_A = \frac{155707{,}125}{9} = 17300{,}792 \text{ kg} \ (D3)$$

Perhitungan Momen dan Geser yang Bekerja

- Momen

Mpost = Mpra + M_1+ M_2+ M_3

= 39664,788+ 11468,613 + 28078,125 + 46986,156

= 126197,682 kgm

- Geser

Dpost = Dpra + D_1+ D_2 + D_3

= 19256,48 + 6277,31 + 8729,167 + 17300,792

= 51563,749 kg

2. Perhitungan Gelagar Komposit

Perhitungan lebar efektif :

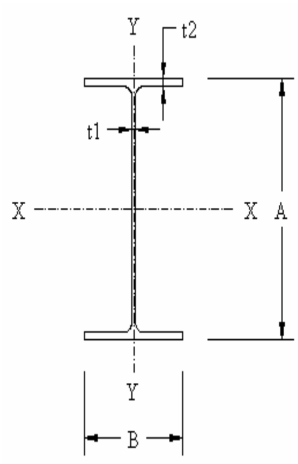
Syarat : $b_{eff} \leq \frac{1}{4}$ Bentang $= \frac{1}{4} \times 9{,}0 = 2{,}25$ m

$b_{eff} \leq$ Jarak antar gelagar = 5,0 m

$b_{eff} \leq 12 \times$ Tebal pelat $= 12 \times 0{,}2 = 2{,}4$ m

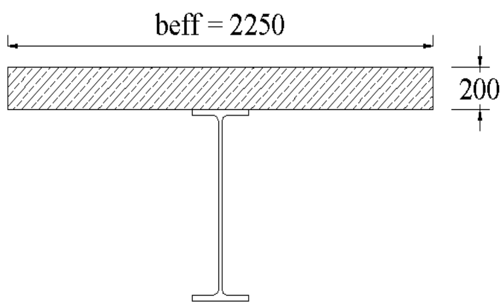
Diambil nilai beff yang terkecil, b_{eff} = 2,25 m

Data teknis profil IWF 708 $\times$ 302 x 15 x 28 – 215



Profil	Berat	Ukuran (mm)				
WF	(kg/m)	A	B	t1	t2	r
708 x 302	215	708	302	15	28	28

Luas	Momen Inersia		Jari-jari Inersia		Momen Lawan	
tampang	Ix	Iy	ix	iy	Wx	Wy
273,6	237000	12900	29,4	6,90	6700	853



Angka Ekivalen (n) :

E_s = $2{,}1 \times 10^5$ MPa

Ec = $4700\sqrt{f'c}$ = $4700\ \sqrt{25}$ = 23500 Mpa

n = $\dfrac{E_s}{E_c}$ = $\dfrac{2{,}1 x 10^5}{23500}$ = 8,9 ~ 9

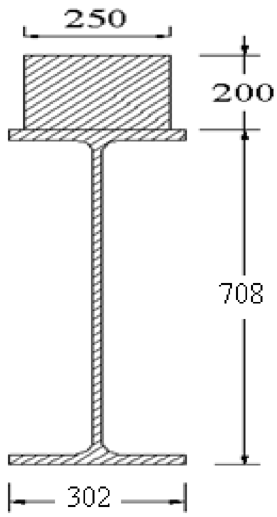
Luas baja ekuivalen ($A_{EKIVALEN}$) :

b' = $\dfrac{b_{eff}}{n}$ = $\dfrac{2250}{9}$ = 250 mm = 25 cm

$A_{EKIVALEN}$ = b' x t

= 25 x 20 = 500 cm^2

A_{PROFIL} = 273,6 cm^2



Luas penampang komposit ($A_{KOMPOSIT}$) :

$A_{KOMPOSIT}$ = $A_{EKIVALEN}$ + A_{PROFIL}

= 500 + 273,6

= 773,6 cm^2

Titik berat penampang komposit (Y komp) :

$$y = \frac{\left(A_1 \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) + \left(\left(\frac{b_e}{n}\right) \times t \times \left(h + \frac{t}{2}\right)\right)}{\left(A_1 + \left(\frac{b_e}{n} \times t\right)\right)}$$

$$= \frac{\left(273{,}6\, x \left(\frac{70{,}8}{2}\right)\right) + \left(\left(\frac{225}{9}\right) x\, 20\, x \left(70{,}8 + \frac{20}{2}\right)\right)}{\left(273{,}6 + \left(\frac{225}{9}\ x\ 20\right)\right)}$$

= 64,743 cm

Momen inersia penampang komposit (Ik) :

$$= \left(I_x + \left(A_1 \times \left(y - \frac{h}{2}\right)^2\right)\right) + \left(\left(\frac{1}{12} \times \left(\frac{b_e}{n}\right) \times t^3\right) + \left(\left(\frac{b_e}{n}\right) \times t \times \left(h + \frac{t}{2} - y\right)^2\right)\right)$$

$$=\left(237000+\left(273{,}6x\left(64{,}743-\frac{70{,}8}{2}\right)^2\right)\right)+\left(\frac{1}{12}x25x20^3\right)+\left(25x20x\left(70{,}8+\frac{20}{2}-64{,}743\right)^2\right)$$

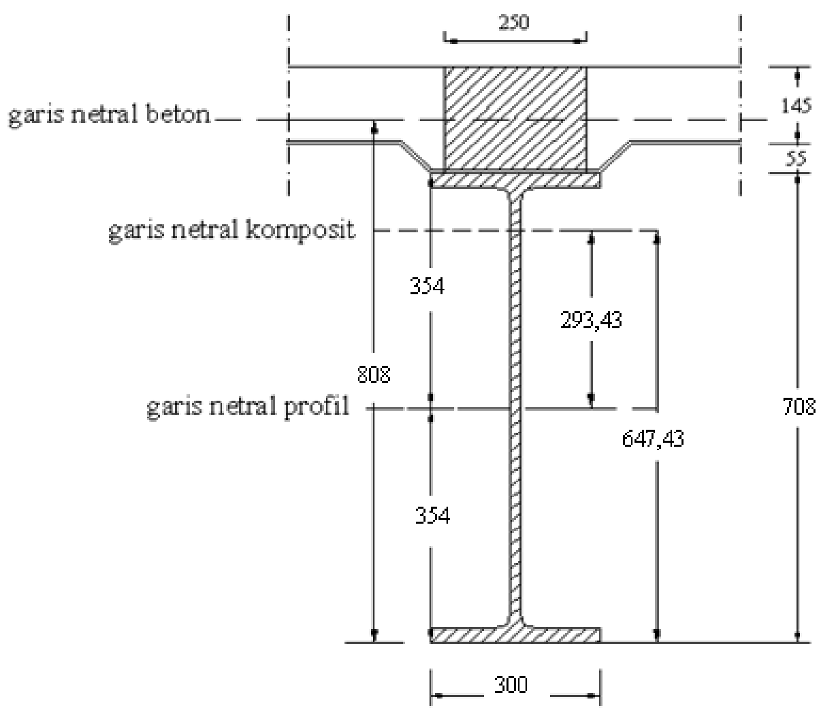
= 472572,787 + 16666,667 + 128913,624

= 618153,078 cm^4

Yts = Ybs = $\frac{708}{2}$ = 354 mm = 35,4 cm

Yc = h profil + ½ x h beton = 708 + ½ x 200 = 808 mm = 80,8 cm

Balok komposit direncanakan menggunakan dek baja trapesium dengan tinggi rusuk 55 mm dan tebal 4,5 mm.



Gambar 5.14 Titik Berat Penampang Komposit

3. Perhitungan Terhadap Tegangan

- Kontrol terhadap tegangan lentur (σ)
  - Pada bagian atas pelat beton

$$\sigma_C = \frac{M_{post} \times (h + t - y)}{n \times I_k} < \bar{\sigma}_c$$

$$= \frac{12619768{,}2 \times (70{,}8 + 20 - 64{,}743)}{9 \times 618153{,}078} < 0{,}45 \times 250$$

$= 59{,}106$ kg/cm^2 < 112,5 kg/cm^2..............**OK**

  - Pada bagian bawah pelat beton

$$\sigma_C = \frac{M_{post} \times (h - y)}{n \times I_k} < \bar{\sigma}_c$$

$$= \frac{12619768{,}2 \times (70{,}8 - 64{,}743)}{9 \times 618153{,}078} < 0{,}45 \times 250$$

$= 13{,}739$ kg/cm^2 < 112,5 kg/cm^2

  - Pada sayap atas profil baja

$$\sigma_{BS} = \frac{M_D \times \left(\frac{h}{2}\right)}{I_X} + \frac{M_L \times (h - y)}{I_K} < \bar{\sigma}_S$$

$$= \frac{(3966478{,}8 + 1146861{,}3) \times \left(\frac{70{,}8}{2}\right)}{237000} + \frac{(2807812{,}5 + 4698615{,}6) \times 6{,}057}{618153{,}078}$$

$= 763{,}764 + 73{,}552$ < 1867 kg/cm^2

$= 837{,}316$ kg/cm^2 < 1867 kg/cm^2.........**OK**

  - Pada sayap bawah profil baja

$$\sigma_{BS} = \frac{M_D \times \left(\frac{h}{2}\right)}{I_X} + \frac{M_L \times y}{I_K} < \bar{\sigma}_S$$

$$\frac{(3966478{,}8+1146861{,}3)\times\left(\frac{70{,}8}{2}\right)}{137000}+\frac{(2807812{,}5+4698615{,}6)\times 64{,}743}{618153{,}078}$$

$= 763{,}764 + 786{,}194 \quad < \quad 1867\ kg/cm^2$

$= 1549{,}958\ kg/cm^2 \quad < \quad 1867\ kg/cm^2$.........**OK**

- Diagram tegangan sebelum dan sesudah komposit
  - Tegangan sebelum komposit (pra komposit)

    Pada sayap atas profil baja = 592,011 kg/cm^2

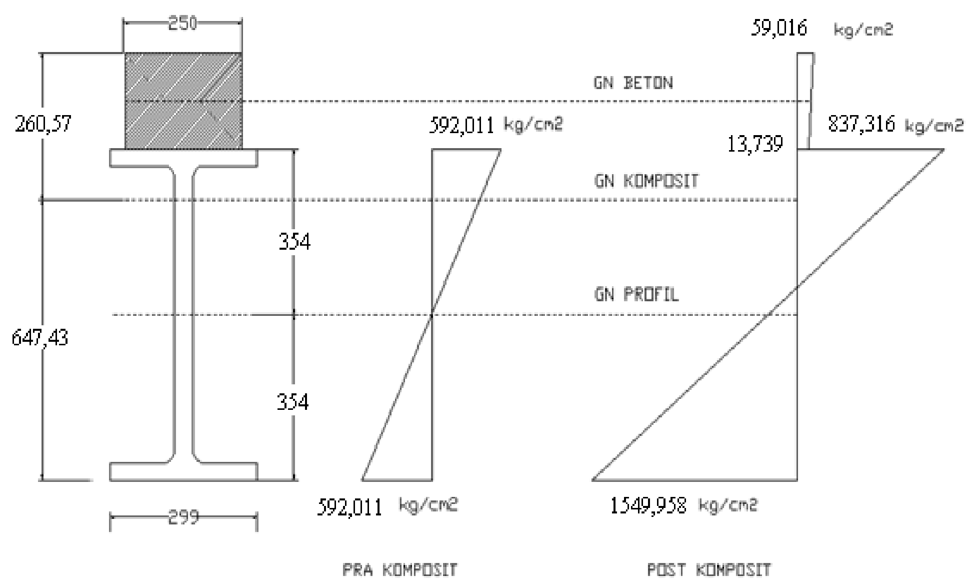
    Pada sayap bawah profil baja = 592,011 kg/cm^2
  - Tegangan sesudah komposit (post komposit)

    Pada bagian atas pelat beton = 59,016 kg/cm^2

    Pada bagian bawah pelat beton = 13,739 kg/cm^2

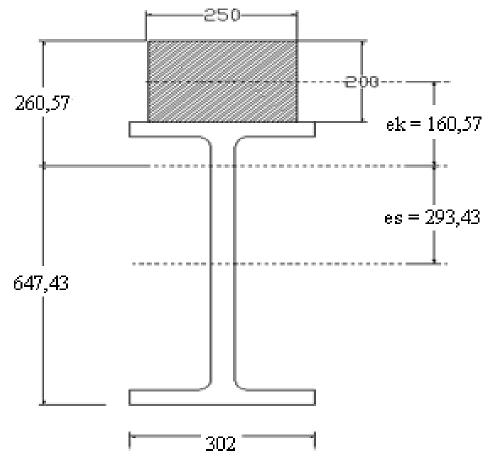
    Pada sayap atas profil baja = 837,316 kg/cm^2

    Pada sayap bawah profil baja = 1549,958 kg/cm^2



Gambar 5.15 Diagram Tegangan Sebelum Dan Sesudah Komposit

- Kontrol terhadap tegangan Geser (τ)



Statis momen terhadap garis netral komposit :

- Pada Plat Beton

  S_{x1} = b' x t x ek

  = 250 x 200 x 160,57

  = 8028500 mm^3 = 8028,5 cm^3

- Pada Profil baja

  S_{x1} = A_{profil} x es

  = 273,6 x 293,43

  = 80282,448 mm^3 = 80,282 cm^3

$$\tau_{TERJADI} = \frac{D_{POST}\ x\ (S_{x1} + S_{x2})}{b\ x\ I_x} < \bar{\tau}$$

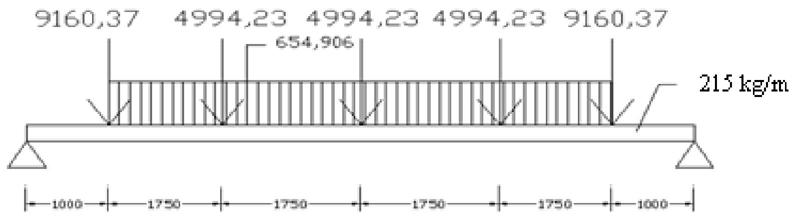
$$\tau_{TERJADI} = \frac{51563{,}749\ x\ (8028{,}5 + 80{,}282)}{1{,}5\ x\ 237000} < 0{,}58\ \text{x}\ \bar{\sigma}$$

$$= 1176{,}144 < 1082{,}86\ \text{kg/cm}^2\ .....\text{OK}$$

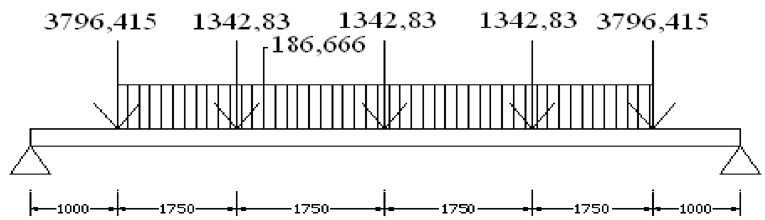
- Kontrol terhadap Lendutan (τ)

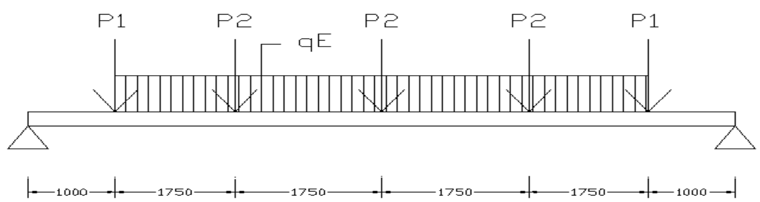
1. Akibat beban mati (pada kondisi pre komposit dan post komposit)

- Kondisi pre komposit



- Kondisi post komposit





P1 = $P_{\text{PRE KOMPOSIT}} + P_{\text{KOMPOSIT}}$

= 9160,37 + 3796,415 = 12956,785 kg

P2 = $P_{\text{PRE KOMPOSIT}} + P_{\text{KOMPOSIT}}$

= 4994,23 + 1342,83 = 6337,06 kg

qE = $qE_{\text{PRE KOMPOSIT}} + qE_{\text{KOMPOSIT}}$

= 654,906 + 186,666 = 841,572 kg/m

qD = 215 kg/m

$$q = \frac{(841{,}572 \; x \, 7) + (\; 215 \; x \; 9)}{9} = 869{,}556 \;\; \text{kg/m}$$

$$\delta_1 = \left(\frac{5\, x\, q\, x\, L^4}{384 EI_X} \right) + \sum \left(\frac{P\, x\, a}{24\, EI_X} \; x \left(3L^2 - 4a^2 \right) \right) + \left(\frac{P \; x \; L^3}{48 \; EI_X} \right)$$

$$= \left(\frac{5\,x\,8{,}67556\,x\,900^4}{384\left(2{,}1\,x\,10^6\right)x\,237000} \right) + \sum \left(\frac{12956{,}785\,x100}{24\left(2{,}1x10^6\right)x\,237000}\;x\left(3x900^2 - 4x100^2\right) \right) +$$

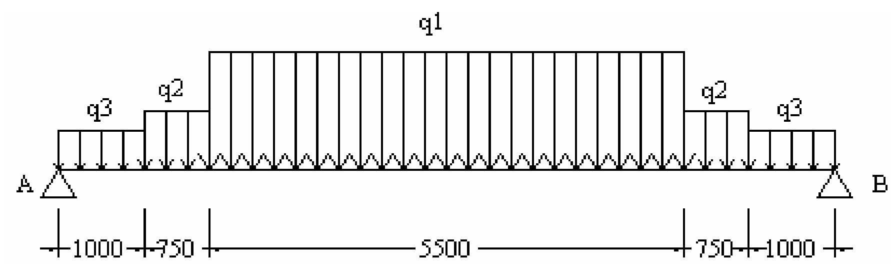
$$\left(\frac{6337{,}06\,x\,275}{24\,x\,(\,2{,}1x10^6\,)\,x\,237000}\,x\left(\left(3x900^2\right) - \left(4\,x\,100^2\right)\right) \right) + \left(\frac{6337{,}06\,x\,900^3}{48x\,(2{,}1x10^6)\,x\,237000} \right)$$

= 0,148 + 0,259 + 0,348+ 0,193

= 0,948 cm

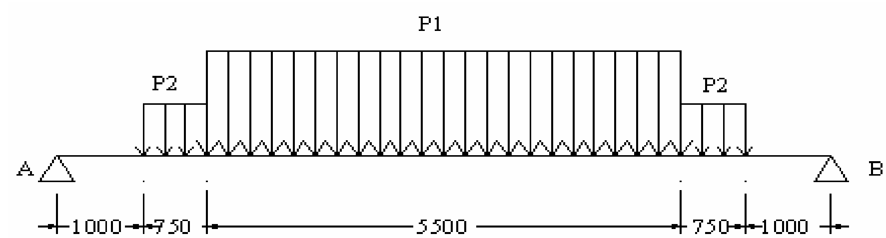
2. Akibat beban hidup

a. Akibat beban terbagi merata (” q ”)



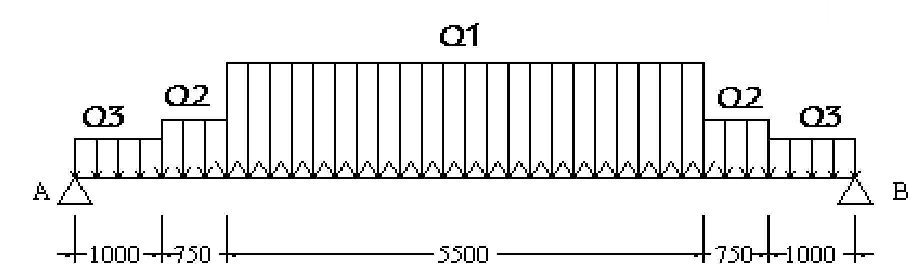
q1 = 3000 kg/m, q2 = 1500 kg/m, q3 = 1500 kg/m

b. Akibat beban garis (” P ”)



P1 = 5158 kg/m

P2 = 2579 kg/m



Q1 = q1 + P1

= 3000 + 5158 = 8158 kg/m

Q2 = q2 + P2

= 1500 + 2579 = 4079 kg/m

Q3 = q3 = 1500 kg/m

$$q_{EKIVALEN} = \frac{(Q1x7)+(2xQ2x0,75)+(2xQ3x1)}{9}$$

$$= \frac{(8158x7)+(2x4079x0,75)+(2x1500x1)}{9}$$

= 7358, 278 kg/m

$$\delta_2 = \frac{5 \times q_{ekuivalen} \times L^4}{384\ EI_K}$$

$$= \frac{5 \times 73,58278 \times 900^4}{384 \times (2,1 \times 10^6) \times 618153,078}$$

= 0,484 cm

Lendutan total (δ_{total})

δ_{total} = $\delta_1 + \delta_2$

= 0,948 + 0,484

= 1,432 cm

Lendutan ijin (δ_{ijin})

$\delta_{ijin} = \frac{L}{500} = \frac{900}{500}$ = 1,8 cm

δ_{total} = 1,432 cm < δ_{ijin} = 1,8 cm…………**OK**

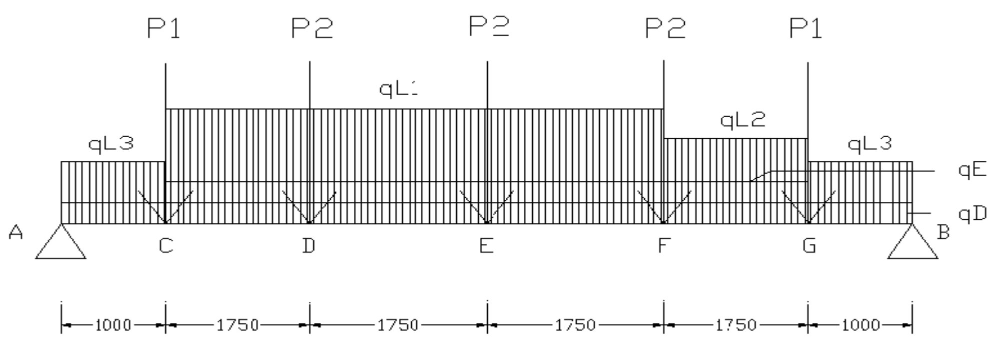
5.2.6 Perhitungan Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Shear Connector digunakan untuk menahan gaya geser memanjang yang terjadi pada bidang pertemuan anatar pelat beton dengan belok baja.

Syarat teknis perencanaan *shear connector* dengan menggunakan stud adalah :

- Jarak minimal antar stud arah memanjang balok 5d dan tidak kurang 10 cm
- Jarak maksimal antar stud tidak boleh lebih dari delapan kali tebal pelat beton, atau kurang dari 800 mm
- Jarak antar stud tegak lurus balok tidak boleh kurang dari d + 3 cm
- Panjang minimal stud 4d
- Jarak minimal ujung stud dengan permukaan beton 4 cm

Perhitungan Gaya Lintang



Gambar 5.16 Pembebanan Pada Perhitungan Shear Connector

Pembebanan :

a. Beban Mati Terpusat

- P1 = beban mati terpusat yang bekerja pada titik C dan G adalah beban mati terpusat pada kondisi pre komposit dan post komposit
  = 9160,37 kg + 3796 ,415 kg
  = 12956,785 kg

- P2 = beban mati terpusat yang bekerja pada titik D,E dan f adalah beban mati terpusat pada kondisi pre komposit dan post komposit

= 4994,23 kg + 1342,83 kg

= 6337,06 kg

b. Beban Mati Merata

- qE = $qE_{PREKOMPOSIT}$ + $qE_{POST\ KOMPOSIT}$

  = 654,906 + 186,666

  = 841,572 kg/m

c. Berat Sendiri Gelagar Melintang

- qD = beban mati merata (berat sendiri gelagar melintang) = 215 kg/m

d. Berat Hidup (beban " D '')

- qL1 = beban " D " untuk lebar 5,5 meter

  = beban terbagi rata (q) + beban gars (P)

  = 3000 kg/m + 5158 kg/m

  = 8158 kg/m

- qL2 = beban " D " untuk lebar sisanya (2 x 0,75 m)

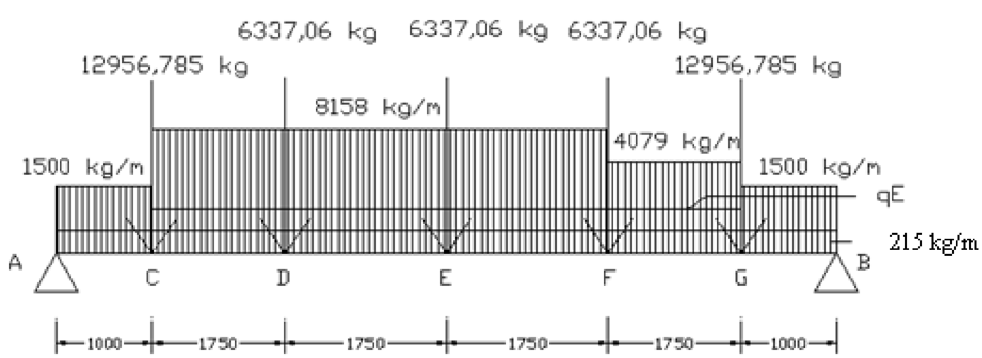
  = beban terbagi rata (q) + beban gars (P)

  = 1500 kg/m + 2579 kg/m

  = 4079 kg/m

e. Berat Hidup Pada Trotoar

- qL3 = beban hidup pada trotoar = 1500 kg/m



Reaksi Perletakan :

$\sum M_A = 0$

(R_B x 9) – (215 x 9 x 4,5) – (841,572 x 7 x 4,5) – (1500 x 1 x 8,5) – (4079 x 1,75 x 7,125) – (8158 x 5,25 x 3,625) – (1500 x 1 x 0,5) – (12956,785 x 8) – (6337,06 x 6,25) – (6337,06 x 4,5) – (6337,06 x 2,75) – (12956,785 x 1) = 0

(R_B x 9) – 8626,5 – 26509,518 – 12750 – 50860,03125 – 155256,9375 – 750 – 103654,28 – 39606,625 – 28516,77 – 17426,915 – 12956,785 = 0

9 R_B = 456914,3618

R_B = 50768,26242 kg

$\sum M_B = 0$

(R_A x 9) – (215 x 9 x 4,5) – (841,572 x 7 x 4,5) – (1500 x 1 x 0,5) – (4079 x 1,75 x 1,875) – (8158 x 5,25 x 5,375) – (1500 x 1 x 8,5) – (12956,785 x 1) – (6337,06 x 2,75) – (6337,06 x 4,5) – (6337,06 x 6,25) – (12956,785 x 8) = 0

(R_B x 9) – 8626,5 – 26509,518 – 750 – 13384,21875 – 230208,5625 – 12750 – 12956,785 – 17426,915 – 28516,77 – 39606,625 – 103654,28 = 0

9 R_B = 494390,1743

R_B = 54932,24158 kg

Gaya Lintang :

D_A = 54932,24158 kg

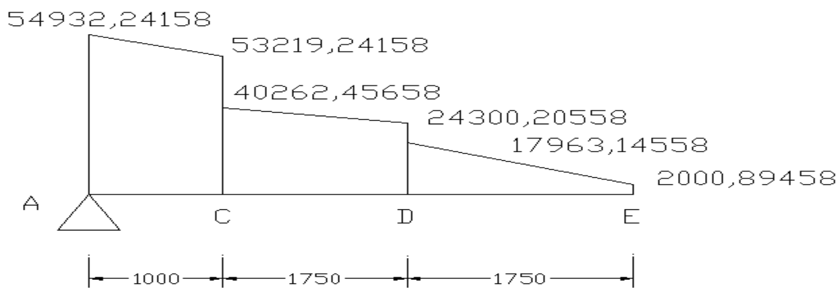
D_{A-C} = 54932,24158 – (1500 x 1) – (213 x 1) = 53219,24158 kg

D_C = 53219,24158 - 12956,785 = 40262,45658 kg

D_{C-D} = 40262,45658 - (213 x 1) - (841,572 x 1.75) - (8158 x 1.75)
= 24300,20558 kg

D_D = 24300,20558 - 6337,06 = 17963,14558 kg

D_{D-E} = 17963,14558 - (213 x 1) - (841,572 x 1.75) - (8158 x 1.75)
= 2000,89458 kg

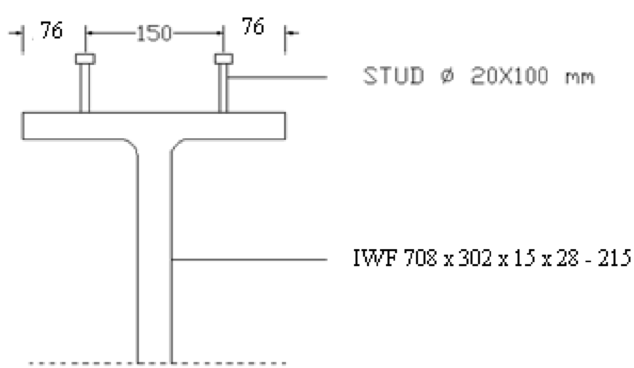


Gambar 5.17 Diagram Gaya Lintang

Shear connector direncanakan menggunakan stud Ø 20 mm dengan tinggi stud (H) = 100 mm. Jumlah stud dalam arah tegak lurus sumbu gelagar melintang = 2 buah.

Kekuatan satu stud :

$$Q = 0{,}0005\,As\sqrt{f'c \times Ec}$$



$$Q = 0{,}0005\,x\left(\frac{1}{4}\pi D^2\right)x\sqrt{30\,x\left(4700\sqrt{30}\right)}$$

= 0,0005 x 314 x 878,799

= 137,971 KN

= 13797,1 kg

$$\overline{Q} = \frac{Q}{2} = 6898{,}5 \text{ kg}$$

Jarak stud :

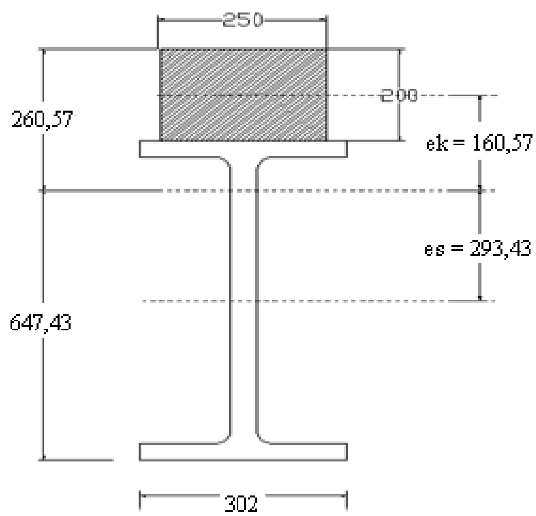
$$D = \frac{\overline{Q} \times I_k}{D \times S}$$

Dimana, $\overline{Q}$ = Kekuatan stud dalam 1 baris (kg)

I_k = Momen inersia penampang komposit (cm^4)

D = Gaya lintang (k)

S = Statis momen bagian yang menggeser terhadap garis netral penampang komposit



I_k = 618153,078 cm^4

S = 250 x 200 x 160,57

= 8028500 mm^3

= 8028,5 cm^3

$$d1 = \frac{(2 x 6898{,}5) x 618153{,}078}{54932{,}24158 x 8028{,}5} = 19{,}338 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

$$d2 = \frac{(2 x 6898{,}5) x 618153{,}078}{40262{,}45658 x 8028{,}5} = 24{,}384 \text{cm} \sim 25 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{(2 x 6898{,}5) x 618153{,}078}{17963{,}14558 x 8028{,}5} = 59{,}137 \text{ cm} \sim 60 \text{ cm}$$

Sambungan antara stud dan gelagar melintang menggunakan sambungan las sudut.

Perhitungan Las Sudut :

a. Tebal Las $= a \leq \frac{1}{2}\, t\, \sqrt{2}$

$$a \leq \frac{1}{2}\ x\ 2{,}3\ \ x\ \sqrt{2}$$

$$a \approx 1{,}626\ cm$$

b. Luas Bidang Las = 0,25 x π x d^2

= 0,25 x π x $(3{,}252 - 2)^2$

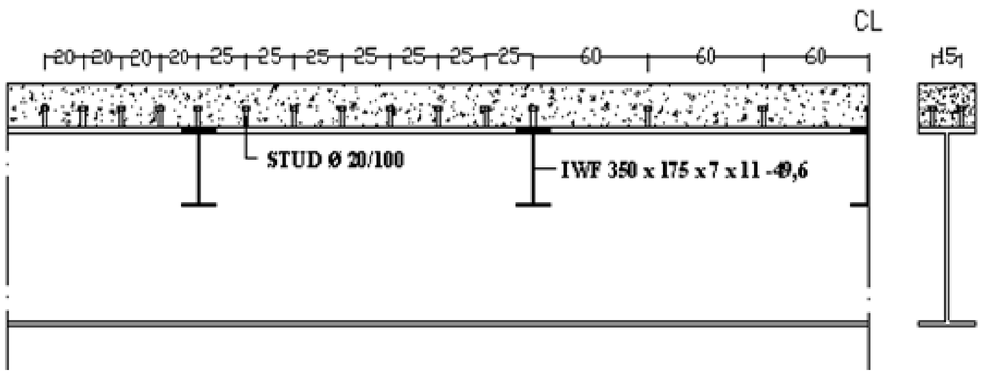
= 1,230 cm^2

c. Kekuatan Las = F x $\overline{\sigma}$

= 1,230 x 6350

= 7810,5 kg

Kekuatan satu stud = 6898,5 kg < 7810,5 kg



Gambar 5.18 Pemasangan Shear Connector

5.2.7 Perhitungan Sambungan Gelagar Melintang dan Gelagar Memanjang

Besarnnya D_{max} gelagar memanjang (P) = 8211,75 kg

Untuk penyambungan antara gelagar melintang dan memanjang digunakan pelat penyambung profil L 130.130.14

Sambungan direncanakan menggunakan baut ϕ 2,54 cm

- Jarak antar baut :

  $3\,d \le a \le 6\,d$

  $60 \le a \le 120$

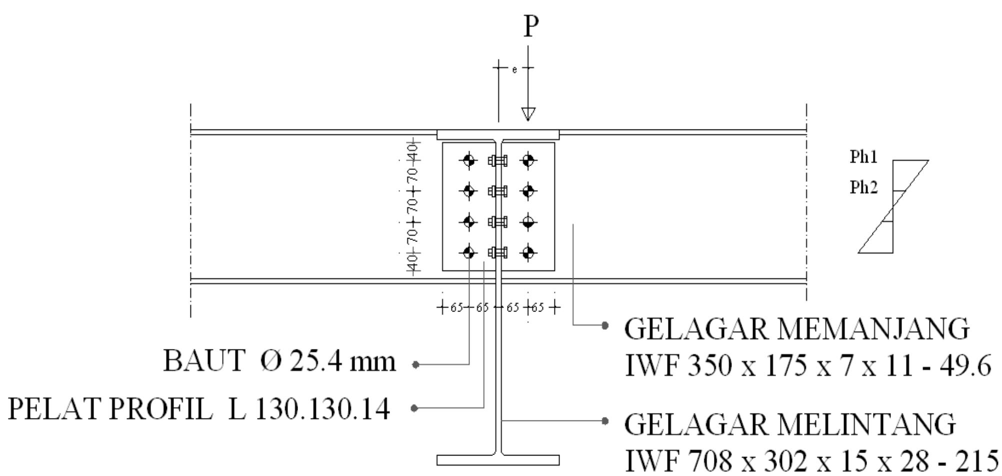
  a diambil 70 mm

- Jarak baut ke tepi sambungan :

  $c \ge 2d$

  $c \ge 40$

  s_1 diambil 40 mm



Gambar 5.19 Sambungan Gelagar Memanjang Dengan Protil Siku

Perhitungan gaya yang bekerja pada sambungan :

Pengaruh Desak

$$\frac{\delta}{d} = \frac{0,7}{2,54} = 0,275 < 0,628 \text{ (pengaruh desak)}$$

$$n\ ds = \frac{P}{2 \times \bar{\sigma} \times \delta \times d} = \frac{8211{,}75}{2 x 1867 x 0{,}7 x 2{,}54} = 1{,}236 \sim \text{diambil 4 baut}$$

$$\text{Eksentrisitas (e)} = \frac{15}{2} + 65 = 72{,}5\ \text{mm}$$

Momen Luar (M_{LUAR}) :

$$M_{LUAR} = P \times e$$

$$= 8211{,}75 \times 7{,}25$$

$$= 55429{,}312\ \text{kgcm}$$

Momen Dalam (M_{DALAM}) :

$$M_{DALAM} = [(Ph\, x\, y2) + (Ph1\, x\, y1)]\, x\, 2$$

$$= \left[(Ph\, x\, y2) + \left(Ph\, x \frac{y1^2}{y2^2}\right)\right] x\ 2 = \frac{2\ x\ Ph}{y2}\left(y2^2 + y1^2\right)$$

Substitusi :

$$\frac{2\ x\ Ph}{y2}\left(y2^2 + y1^2\right) = P\ x\ e$$

$$Ph = \frac{P\ x\ e\ x\ y2}{2\ x\left(y2^2 + y1^2\right)}$$

$$Ph = \frac{55429{,}312\ x\ 9}{2\, x\, (7^2 + 3{,}5^2)} = 3167{,}389\ \text{kg}$$

$$P_V = \frac{P}{n_{\ baut}} = \frac{8211{,}75}{4} = 2052{,}937\ \text{kg}$$

$$R = \sqrt{Pv^2 + Ph}^2$$

$$= \sqrt{2052{,}937^2 + 3167{,}389^2}$$

$$= 3774{,}507\ \text{kg}$$

Tegangan yang terjadi pada baut luar :

$$\sigma_{ds} = \frac{R}{\delta \times d} = \frac{3774{,}507}{0{,}7\ x\ 2} < 1{,}5\ x\ \bar{\sigma}$$

$$= 2696{,}076\ \text{kg/cm}^2 < 2800{,}5\ \text{kg/cm}^2$$

5.2.8 Perhitungan Sambungan Gelagar Melintang dan Profil Siku

Besarnnya D_{max} gelagar memanjang (P) = 8211,75 kg

Untuk penyambungan antara gelagar melintang dan memanjang digunakan pelat penyambung profil L 130.130.14

Sambungan direncanakan menggunakan baut ϕ 2,54 cm

- Jarak antar baut :

  $3\,d \leq a \leq 6\,d$

  $60 \leq a \leq 120$,

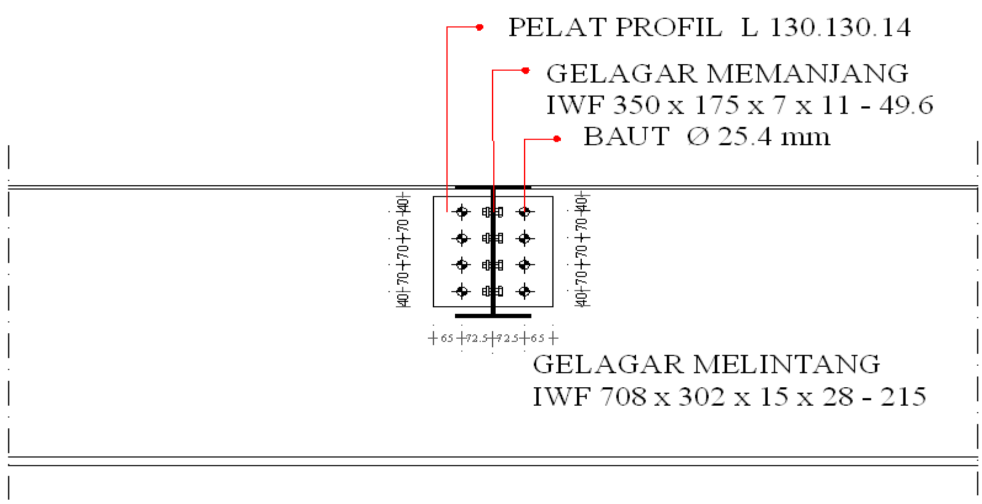
  a diambil 70 mm

- Jarak baut ke tepi sambungan :

  $c \geq 2d$

  $c \geq 40$

  s_1 diambil 40 mm



Gambar 5.20 Sambungan Gelagar Memanjang Dan Gelagar Melintang

Perhitungan gaya yang bekerja pada sambungan :

Pengaruh Desak

$$\frac{\delta}{d} = \frac{1,5}{2,54} = 0,590 < 0,628 \text{ (pengaruh desak)}$$

$$n\ ds = \frac{P}{2 \times \overline{\sigma} \times \delta \times d} = \frac{8211{,}75}{2 \times 1867 \times 1{,}5 \times 2{,}54} = 0{,}58 \sim \text{diambil 4 baut}$$

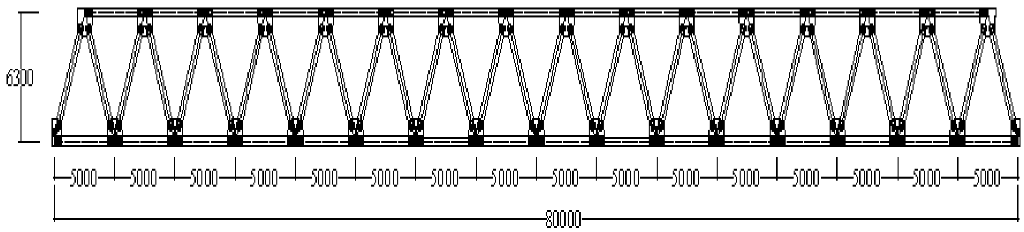
Tegangan yang terjadi pada baut :

$$\sigma_{BAUT} = \frac{P}{2\ x\ n_{BAUT}\ x \left(\frac{1}{4}\ x\, \pi\ x\, d^2 \right)} < 0{,}6\ \ x\ \ \overline{\sigma}$$

$$= \frac{8211{,}75}{2\, x\, 4\, x \left(\frac{1}{4}\, x\, 3{,}14\, x\, 2{,}54^2 \right)} < 1120{,}2\ \ kg/cm^2$$

$$= 202{,}679\ \ kg/cm^2 < 1120{,}2\ \ kg/cm^2$$

5.2.9 Perhitungan Pertambatan Angin



Gambar 5.21 Bidang Rangka yang Terkena Angin

Data teknis perencanaan pertambatan angin :

Tekanan angin : 150 kg/m^2

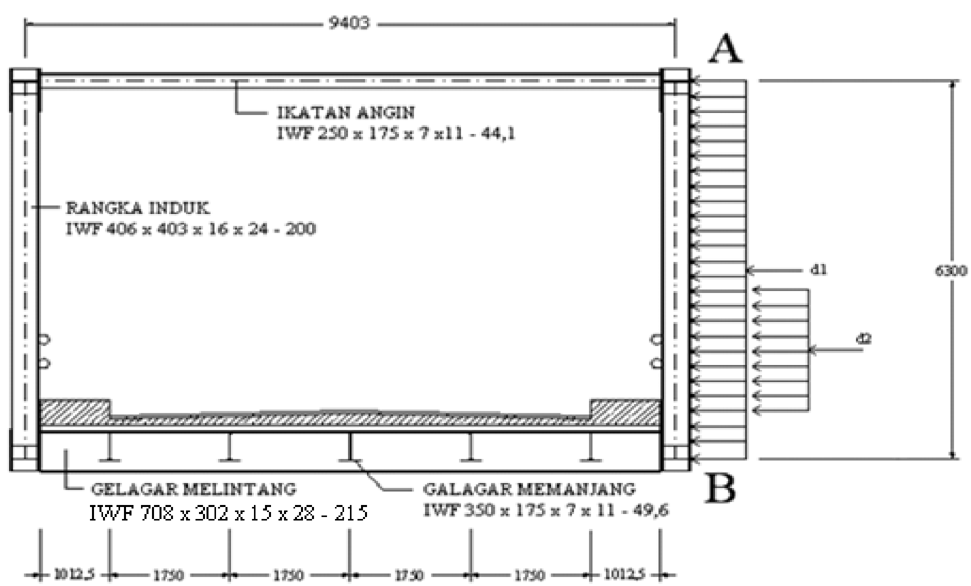
Panjang sisi bawah jembatan : 80 m

Panjang sisi atas jembatan : 75 m

Tinggi jembatan : 6,3 m

Luas bidang rangka utama : $\left(\frac{80 + 75}{2}\right) x\ 6{,}3 \quad = \ 488{,}25 \ m^2$

5.2.9.1 Pembebanan Ikatan Angin



Gambar 5.22 Penyebaran Beban Angin

Bagian jembatan yang langsung terkena angin (angin Tekan) :

- Beban angin pada sisi rangka jembatan (d1) :

  d1 = 50% x ((30% x A)) x w

  = 50% x ((30% x 488,25)) x 150

  = 10985,625 kg

- Beban angin pada muatan hidup setinggi 2 m (d2) :

  d2 = $100\% \times w \times L \times 2$

  = 100%x 150 x 80 x 2

  = 24000 kg

Penentuan titik tangkap gaya akibat beban angin (s) :

- Beban angin pada sisi rangka jembatan (s1)

  s1 = ½ x tinggi jembatan

  = ½ x 6,30 m

  = 3,15 m

- Beban angin pada muatan hidup seringgi 2 m (s2)

  Tinggi profil gelagar melintang (h1) : 70,8 cm (708x302x15x28-215)

  Tebal sayap gelagar melintang (h2) : 2,8 cm

  Lebar profil rangka induk (h3) : 40,3 cm (406x403x16x24-200)

  Tebal plat lantai kendaraan (h4) : 20 cm

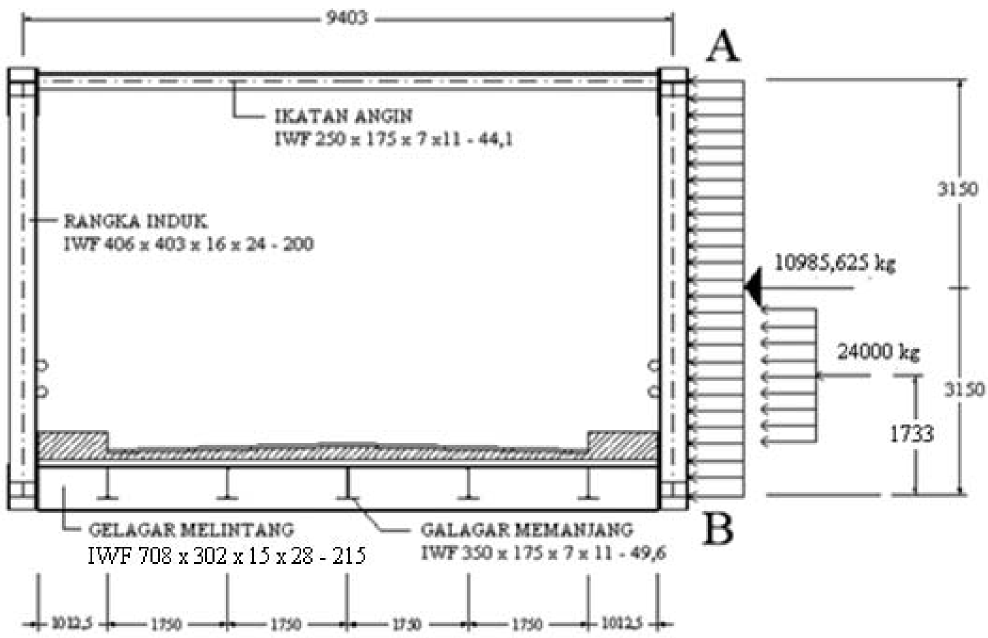
  Tebal perkerasan (h5) : 5 cm

  Tinggi bidang vertikal beban hidup (h6): 200 cm

  s2 = $\left(h1 - h2 - \frac{h3}{2}\right) + h4 + h5 + \frac{h6}{2}$

  = (70,8 – 2,3 – 20,15) + 20 + 5 + 100

  = 173,35 cm = 1,733 m



Gambar 5.23 Titik Tangkap Gaya Angin Tekan

$\Sigma M_B = 0$

$(R_A\, x\, 6{,}30) - (d1\, x\, s1) - (d2\, x\, s2) = 0$

$(R_A \text{ x } 6{,}30) - (10985{,}625 \text{ x } 3{,}15) - (24000 \text{ x } 1{,}733) = 0$

$R_A = \dfrac{76196{,}718}{6{,}3} = 12094{,}717 \text{ kg}$

$\Sigma M_A = 0$

$(R_B\, x\, 6{,}3) - (d1\, x\, s1) - (d2\, x\, (6{,}3 - s2)) = 0$

$(R_B \text{ x } 6{,}3) - (10985{,}625 \text{ x } 3{,}15) - (24000 \text{ x } 4{,}567)$

$R_B = \dfrac{144044{,}718}{6{,}3} = 22864{,}241 \text{ kg}$

Distribusi beban angin :

- Pada pertambatan angin atas

  $P1 = \dfrac{R_{A1}}{15} = \dfrac{12094{,}717}{15} = 806{,}314 \text{ kg}$

- Pada pertambatan angin bawah

$$P1 = \frac{R_B}{16} = \frac{22864,241}{16} = 1429,015 \text{ kg}$$

Bagian jembatan yang tidak langsung terkena angin (angin hisap) :

◦ Beban angin pada sisi rangka jembatan (d1) :

d1 = 50% x ((15% x A)) x w

= 50% x ((15% x 488,25)) x 150

= 5492,812 kg

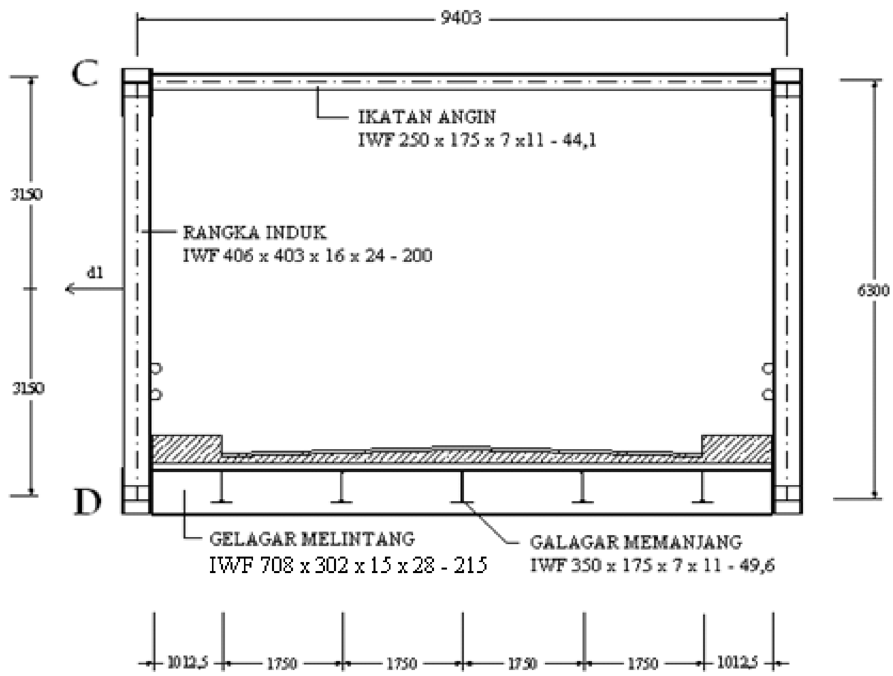
Penentuan titik tangkap gaya akibat beban angin (s) :

◦ Beban angin pada sisi rangka jembatan (s1)

s1 = ½ x tinggi jembatan

= ½ x 6,30 m

= 3,150 m



Gambar 5.24 Titik Tangkap Gaya Angin Hisap

$$R_A = R_B = \frac{5492,812}{6,30} = 871,875 \text{ kg}$$

Distribusi beban angin :

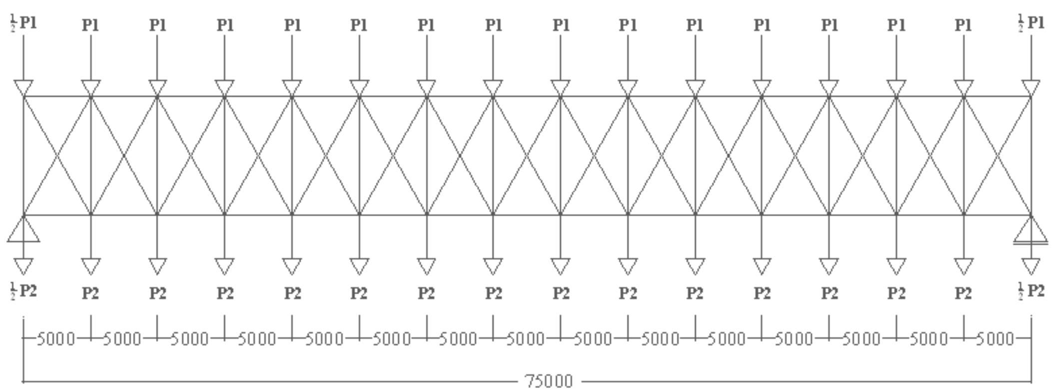
- Pada pertambatan angin atas

$$P2 = \frac{R_{A1}}{15} = \frac{871,875}{15} = 58,125 \text{ kg}$$

- Pada pertambatan angin bawah

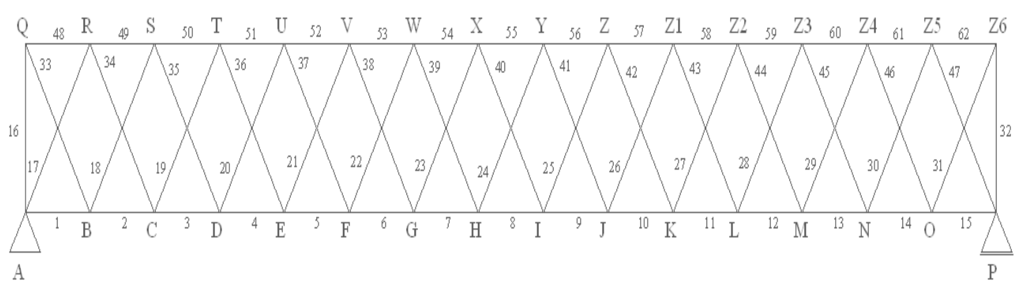
$$P2 = \frac{R_B}{16} = \frac{871,875}{16} = 54,492 \text{ kg}$$

5.2.9.2 Pertambatan Angin Atas



Gambar 5.25 Penyebaran Beban Angin Pada Ikatan Angin Atas

,



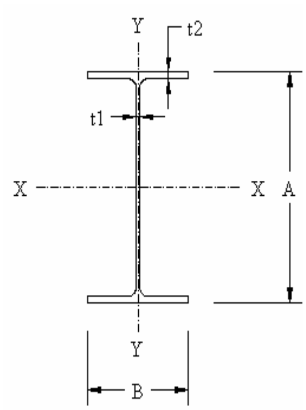
Gambar 5.26 Penomoran Pada Ikatan Angin Atas

Pendimensian batang 16,33,34,35,36,37,38,39,40,41,42,43,44,45,46,47,dan 32 direncanakan menggunakan profil IWF 250x175x7x11-44,1,sedangkan

Batang 17,18,19,20,21,22,23,24,25,26,27,28,29,30,dan 31 direncanakan menggunakan batang L.50.50.5

Pendimensian Batang Ikatan Angin Atas

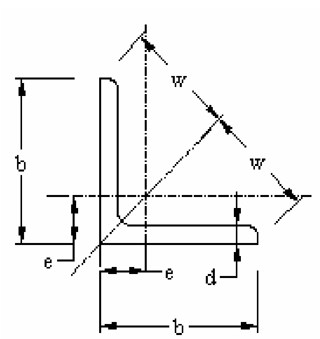
Profil IWF 250x175x7x11-44,1



Profil	Berat	Ukuran (mm)				
WF	(kg/m)	A	B	t1	t2	r
250 x 175	44,1	244	175	7	11	16

Luas	Momen Inersia		Jari-jari Inersia		Momen Lawan	
tampang	Ix	Iy	ix	iy	Wx	Wy
56,24	6,120	984	10,4	4,18	502	113

Profil L 80.80.8



Profil	Ukuran (mm)				F	Berat	Jarak titik berat (cm)		
L	b	d	r	r1	(cm2)	(kg/m)	e	w	v
80 x 80 8	80	85	10	5	12,3	9,66	2,26	5,66	3,20

Ix = Iy (cm4)	Wx = Wy (cm3)	ix = iy (cm)	kx = ky
72,3	12,6	2,42	2,09

Iξ (cm4)	iξ (cm)	kξ	Iη (cm4)	Wη (cm3)	iη (cm)	kη
115	3,06	1,32	29,6	9,25	1,55	5,11

Dari hasil perhitungan program SAP 2000 versi 7.42, diperoleh gaya batang terbesar, dengan resiko tekuk adalah :

Batang	Gaya Batang (P) kg	Panjang (L) m	Keterangan
17 & 47	-3899,840	10,649	tekan
31& 33	2956,51	10,649	tekan

Batang tekan

Profil IWF 250x175x7x11-44,1

S = -3899,840 kg (batang 17 & 47)

Lk = $\sqrt{9,403^2 + 5^2}$ = 10,649 m

Rumus umum menurut PPBBI hal 9 Bab 4.1 Pasal 1 dan 2, untuk stabilitas batang tekan terhadap bahaya tekuk :

$$\frac{(S \text{ x } \omega)}{F} < \sigma \text{ ijin baja}$$

Dimana :

S = gaya tekan pada batang tersebut

F = luas penampang batang

ω = faktor tekuk yang tergantung dari kelangsingan dan macam bajanya

Menghitung kelangsingan batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{I \min} = \frac{1064,9}{4,18} = 254,760 \text{ cm}$$

$$\lambda g = \pi \text{ x } \sqrt{\frac{E}{0,7 \text{ x } \sigma_1}} = 3,14 \text{ x } \sqrt{\frac{2,1 \text{ x } 10^5}{0,7 \text{ x } 240}} = 111,016$$

$$\lambda s = \frac{\lambda}{\lambda g} = \frac{254,760}{111,016} = 2,294$$

Untuk $\lambda s \geq 1$:

$\omega = 2,381 \text{ x } \lambda s^2$

$= 2,381 \text{ x } (2,294)^2$

$= 12,529$

Maka :

$$\frac{(S \text{ x } \omega)}{F} = \frac{-3899{,}84\, x 12{,}529}{56{,}24} = 868{,}796 \text{ kg/cm}^2 < 1867 \text{ kg/cm}^2 \text{.....}\textbf{OK}$$

Batang tarik

Profil L 80.80.8

S = 2956,51 kg (batang 8 & 9)

F nt = 0,85 x F profil

= 0,85 x 12,3

= 10,455 cm^2

Cek Tegangan :

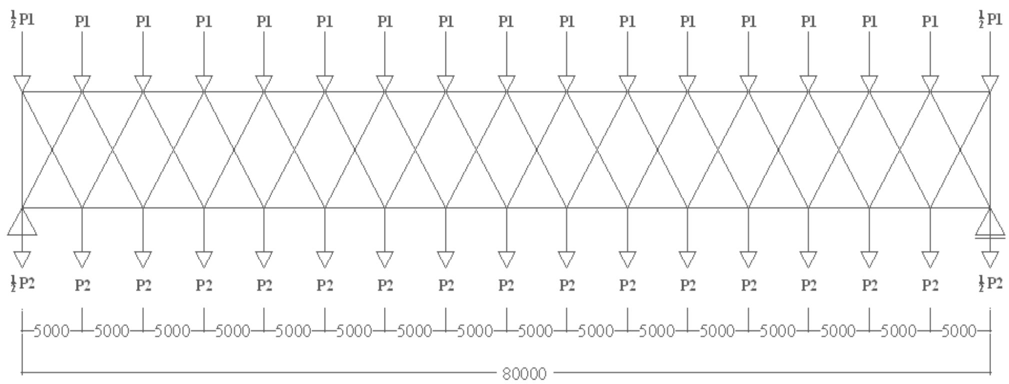
$$\sigma = \frac{S}{Fnt} < 1867 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{2956{,}51}{10{,}455} < 1867 \text{kg/cm}^2$$

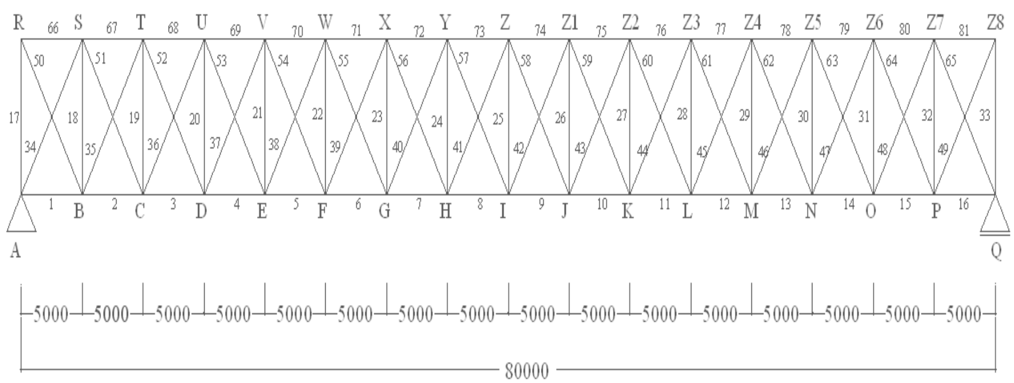
$$= 282{,}784 \text{ kg/cm}^2 < 1867 \text{kg/cm}^2 \text{…}\textbf{OK}$$

5.2.9.3 Pertambatan Angin Bawah

Untuk pertambatan angin bawah digunakan profil L 200x200x16-48,5



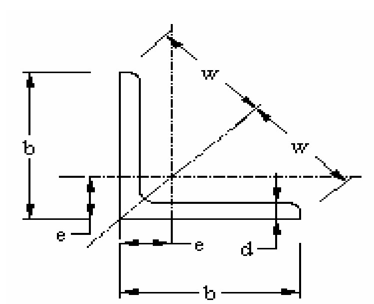
Gambar 5.27 Penyebaran Beban Angin Pada Ikatan Angin Bawah



Gambar 5.28 Penomoran Pada Ikatan Angin Bawah

Pendimensian Batang

- Profil. L 200x200x16-48,5



Profil	Ukuran (mm)				F	Berat	Jarak titik berat (cm)		
L	b	d	r	r1	(cm2)	(kg/m)	e	w	v
200 x 200 x 16	200	16	18	9	61,8	48,5	5,52	14,1	7,80

Ix = Iy (cm4)	Wx = Wy (cm3)	ix = iy (cm)	kx = ky
2340	162	6,15	1,65

Iξ (cm4)	iξ (cm)	kξ	Iη (cm4)	Wη (cm3)	iη (cm)	kη
3740	7,78	1,03	943	121	3,91	4,05

Dari hasil perhitungan program SAP 2000 versi 7.42, diperoleh gaya batang terbesar, dengan resiko tekuk adalah :

Batang	**Gaya Batang (P) kg**	**Panjang (L) m**	**Keterangan**
34 & 65	-7757,50	10,649	tekan

Batang tekan

- Profil L 200x200x16-48,5 kg/m

  S = -7757,50 kg (batang 34 & 65)

  $Lk = \sqrt{9{,}403^2 + 5^2} = 10{,}649$ m

  Rumus umum menurut PPBBI hal 9 Bab 4.1 Pasal 1 dan 2, untuk stabilitas batang tekan terhadap bahaya tekuk :

  $$\frac{(S \text{ x } \omega)}{F} < \sigma \text{ ijin baja}$$

  Dimana :

  S = gaya tekan pada batang tersebut

  F = luas penampang batang

  ω = faktor tekuk yang tergantung dari kelangsingan dan macam bajanya

  Menghitung kelangsingan batang tunggal :

  $$\lambda = \frac{Lk}{I \min} = \frac{1064{,}9}{3{,}91} = 272{,}352 \text{ cm}$$

  $$\lambda g = \pi \text{ x } \sqrt{\frac{E}{0{,}7 \text{ x } \sigma_1}} = 3{,}14 \text{ x } \sqrt{\frac{2{,}1 \text{ x } 10^5}{0{,}7 \text{ x } 240}} = 111{,}016$$

$$\lambda s = \frac{\lambda}{\lambda g} = \frac{272,352}{111,016} = 2,453$$

Untuk $\lambda s \geq 1$:

$$\omega = 2,381 \text{ x } \lambda s^2$$

$$= 2,381 \text{ x } (2,453)^2$$

$$= 14,326$$

Maka :

$$\frac{(S \text{ x } \omega)}{F} = \frac{7757,50 x 14,326}{61,8} = 1798,283 \text{ kg/cm}^2 < 1867 \text{ kg/cm}^2 \text{.....} \mathbf{OK}$$

5.2.10 Perencanaan Sambungan Pertambatan Angin

Sambungan pertambatan angin direncanakan menggunakan pelat 10 mm, dengan alat penyambung baut Ø 5/8" (15,9 mm)

Pengaturan jarak antar baut (berdasar PPBBI hal 70) :

$2,5\ d \leq s \leq 7\ d$, atau 14 t   s = jarak antar sumbu baut pada arah horizontal

$2,5\ d \leq u \leq 7\ d$, atau 14 t   u = jarak antar sumbu baut pada arah vertical

$1,5\ d \leq s_1 \leq 3\ d$, atau 6 t s_1 = jarak sumbu baut paling luar dengan bagian yang disambung

Jarak antar sumbu baut pada arah horizontal (s) :

$2,5\ d \leq s \leq 7\ d$

$39,75 \leq s \leq 111,3$ diambil 40 mm

Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal (u) :

$2,5\ d \leq u \leq 7\ d$

$39,75 \leq s \leq 111,3$ diambil 90 mm

Jarak sumbu baut paling luar dengan bagian yang disambung (s_1) :

$1,5\ d \leq s_1 \leq 3\ d$

$23,85 \leq s_1 \leq 47,7$ diambil 40 mm

a. Pertambatan angin atas

1. Profil IWF 250x175x7x11–44,1 dengan rangka induk IWF 406x403x16x24-200

   Data teknis perencanaan baut :

   - Tebal plat penyambung (δ) = 10 mm
   - Diameter baut (Ø) = 5/8" (15,9 mm)
   - Pmaks = -3899,840 kg (batang 17 & 47)

   Perhitungan gaya yang bekerja pada sambungan :

   $$\frac{\delta}{d} = \frac{10}{15,9} = 0,628 > 0,314 \text{ (pengaruh geser)}$$

n ds $= \dfrac{P}{2 \text{ x } \bar{\sigma} \text{ x } \delta \text{ x d}} = \dfrac{4080{,}11}{2 x 1867 x 1 x 1{,}59}$ = 0,687 ~ diambil 4 baut

Tegangan yang terjadi pada baut :

$$\sigma_{BAUT} = \frac{P}{2\ x\ n_{BAUT}\ x \left(\frac{1}{4} x \pi x d^2 \right)} < 0{,}6 \ \text{x}\ \bar{\sigma}$$

$$= \frac{3899{,}840}{2 x 4 x \left(\frac{1}{4} x 3{,}14 x 1{,}59^2 \right)} < 1120{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 245{,}590 \text{ kg/cm}^2 < 1120{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

2. Profil L 80.80.8 dengan rangka induk IWF 406x403x16x24-200

Data teknis perencanaan baut :

- Tebal plat penyambung (δ) = 10 mm
- Diameter baut (Ø) = 5/8" (15,9 mm)
- Pmaks = 2956,51 kg (batang 31 & 33)

Perhitungan gaya yang bekerja pada sambungan :

$\dfrac{\delta}{d} = \dfrac{10}{15{,}9}$ = 0,628 > 0,314 (pengaruh geser)

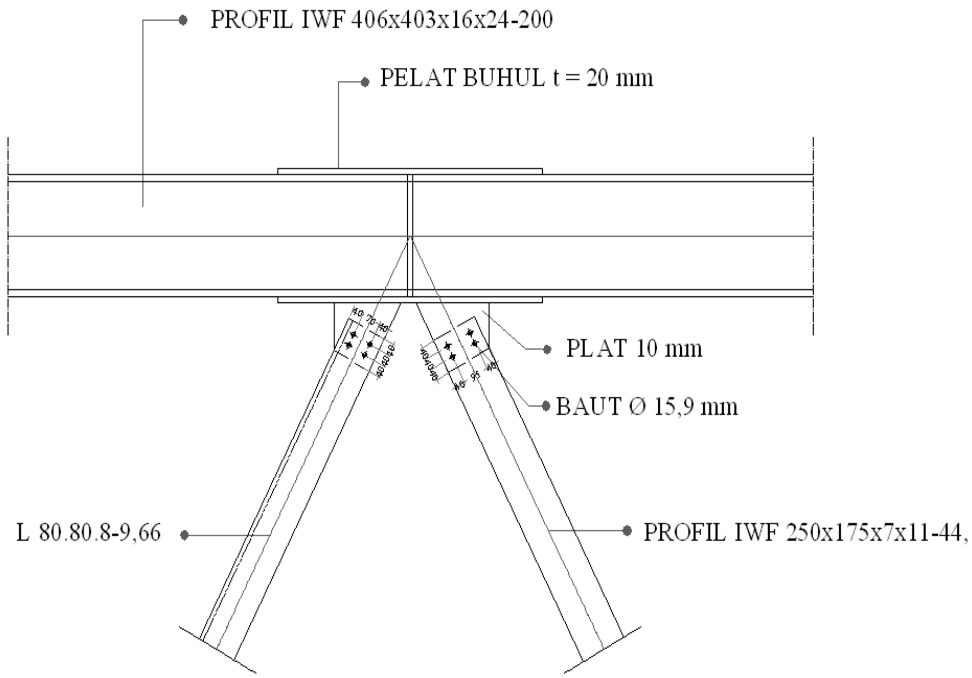
n ds $= \dfrac{P}{2 \text{ x } \bar{\sigma} \text{ x } \delta \text{ x d}} = \dfrac{2956{,}51}{2 x 1867 x 1 x 1{,}59}$ = 0,497 ~ diambil 2 baut

Tegangan yang terjadi pada baut :

$$\sigma_{BAUT} = \frac{P}{2\ x\ n_{BAUT}\ x \left(\frac{1}{4} x \pi x d^2 \right)} < 0{,}6 \ \text{x}\ \bar{\sigma}$$

$$= \frac{2956{,}51}{2 x 2 x \left(\frac{1}{4} x 3{,}14 x 1{,}59^2 \right)} < 1120{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 372{,}450 \text{ kg/cm}^2 < 1120{,}2 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 5.29 Sambungan Ikatan Angin Atas

b. Pertambatan angin bawah

Menggunakan profil L 200x200x16-48,5 kg/m dengan rangka induk profil IWF 406x403x16x24-200

Data teknis perencanaan baut :

1. Tebal plat penyambung (δ) = 10 mm
2. Diameter baut (Ø) = 5/8" (15,9 mm)
3. Pmaks = -7757,50 kg (batang 34& 65)

Perhitungan gaya yang bekerja pada sambungan :

$$\frac{\delta}{d} = \frac{10}{15,9} = 0,628 > 0,314 \text{ (pengaruh geser)}$$

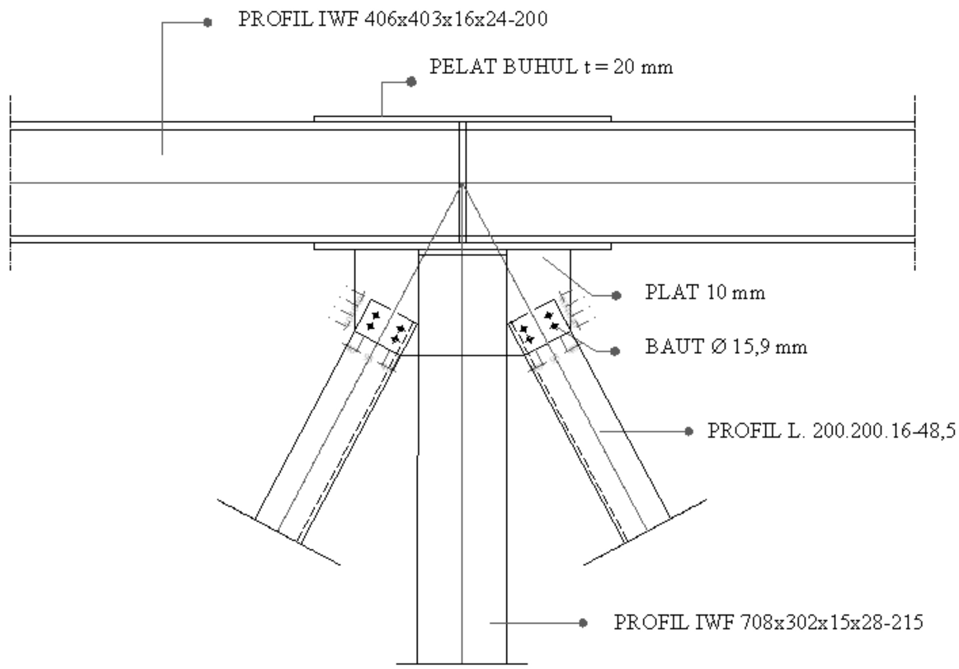
$$n\ ds = \frac{P}{2 \times \overline{\sigma} \times \delta \times d} = \frac{-7757,50}{2 x 1867 x 1 x 1,59} = 1,306 \sim \text{ diambil 4 baut}$$

Tegangan yang terjadi pada baut :

$$\sigma_{BAUT} = \frac{P}{2\ x\ n_{BAUT}\ x \left(\frac{1}{4} x \pi x d^2\right)} < 0,6\ \text{x}\ \overline{\sigma}$$

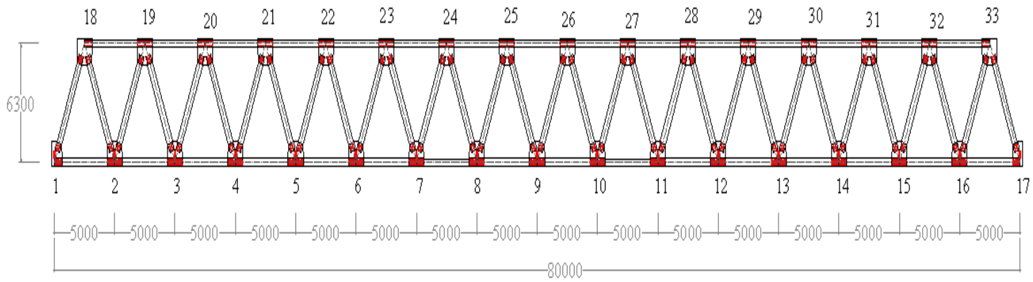
$$= \frac{-7757,50}{2 x 4 x \left(\frac{1}{4} x 3,14 x 1,59^2\right)} < 1120,2\ \text{kg/cm}^2$$

$$= 488,630\ \text{kg/cm}^2 < 1120,2\ \text{kg/cm}^2$$



Gambar 5.30 Sambungan Ikatan Angin Bawah

5.2.11 Perencanaan Rangka Induk



Gambar 5.31 Struktur Rangka Induk

a. Data Perencanaan

Tebal pelat = 20 cm

Tebal perkerasan = 5 cm

Genangan air = 5 cm

Lebar lantai kendaraan = 700 cm

Lebar trotoir = 100 cm

Tebal trotoir = 25 cm

G memanjang = IWF 350.175.7.11-49,6 berat = 49,6 kg/m

G melintang = IWF 708.302.15.28-215 berat = 213 kg/m

Ikatan angin atas = IWF 250.175.7.11- 44,1 berat = 44,1 kg/m

= L 80.80.8-9,6 berat = 9,6 kg/m

Ikatan angin bawah = L 200.200.16-48,5 berat = 48,5 kg/m

Sandaran = Pipa D 76,3 dengan berat = 7,13 kg/m

Rangka Utama = IWF 428.407.20.35-283 berat = 283 kg/m

b. Pembebanan

Asumsi beban antara rangka induk ditahan masing-masing ½ nya oleh rangka induk. Dimensi Rangka diasumsikan sama untuk semua rangka.

1. Beban rangka induk
   - Buhul 1 dan 17 = (1/2 diagonal) + (½ horisontal)
     = (1/2 x 6,78 x 283) + (1/2 x 5 x 283)
     = 1366,48 kg

- Buhul 18 dan 33 = (1/2 x 2 diagonal) + (1/2 x horisontal)
  = (1/2 x 2 x 6,78 x 283) + (1/2 x 5 x 283)
  = 2152,96 kg
- Buhul 2-16 dan 19-32 = (1/2 x 2 diagonal) + (1/2 x 2 horisontal)
  = (1/2 x 2 x 6,78 x 283) + (1/2 x 2 x 5 x 283)
  = 2732,96 kg

Penambahan beban sebesar 10 %, sebagai asumsi berat pelat buhul beserta bautnya.

- Buhul 1 dan 17 = 110% x 1366,48 kg = 1503,128 kg
- Buhul 18 dan 33 = 110% x 2152,96 kg = 2368,256 kg
- Buhul 2-16 dan 19-32 = 110% x 2732,96 kg = 3006,256 kg

2. Beban gelagar memanjang

5 buah profil IWF 350.175.7.11-49,6 kg/m

Distribusi beban pada tiap buhul :0

- Buhul 1 dan 17 = $\left(\frac{5x49,6}{2}\right)x\frac{1}{2}$ = 62 kg
- Buhul 2-16 = $\left(\frac{5x49,6}{2}\right)x2$ x ½ = 124 kg

3. Beban gelagar melintang

17 buah profil IWF 708.302.15.28-215

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 1-17 = $\left(\frac{9\times 215}{2}\right)$ = 958,5 kg

4. Beban pelat beton (termasuk dibawah trotoar)

Tebal pelat beton = 20 cm

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 1 dan 17 = $\left(\frac{9\times 5\times 0,2\times 25}{2}\right)\times\frac{1}{2}$ = 56,25 kg

- Buhul 2-16 = $\left(\frac{9\times 5\times 0{,}2\times 25}{2}\right)$ = 112,5 kg

5. Beban lapis perkerasan

Tebal lapis perkerasan = 5 cm

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 1 dan 17 = $\left(\frac{7\times 5\times 0{,}05\times 22}{2}\right)\times\frac{1}{2}$ = 9,625 kg
- Buhul 2-16 = $\left(\frac{7\times 5\times 0{,}05\times 22}{2}\right)$ = 19,25 kg

6. Beban trotoar

Tebal trotoar = 25 cm

Lebar trotoar = 1,0 m

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 1 dan 17 = $(5\times 1\times 0{,}25\times 25)\times\frac{1}{2}$ = 15,625 kg
- Buhul 2-16 = $(5\times 1\times 0{,}25\times 25)$ = 31,250 kg

7. Beban air hujan

Tebal genangan = 5 cm

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 1 dan 17 = $\left(\frac{9\times 5\times 0{,}05\times 10}{2}\right)\times\frac{1}{2}$ = 5,625 kg
- Buhul 2-16 = $\left(\frac{9\times 5\times 0{,}05\times 10}{2}\right)$ = 11,25 kg

8. Beban pipa sandaran

Pipa sandaran Ø 76,3 mm, dengan berat 7,13 kg/m

Berat total pipa sandaran = 2 x 80 x 7,13 = 1140,8 kg

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 1 dan 17 = $\frac{1140{,}8}{16} \times \frac{1}{2}$ = 35,65 kg
- Buhul 2-16 = $\frac{1140{,}8}{16}$ = 71,3 kg

9. Beban ikatan angin atas

Profil IWF 250.175.7.11 – 44,1 berat = 44,1 kg/m

Profil L 80.80.8-9,6 berat = 9,6 kg/m

Distribusi beban pada tiap buhul :

- Buhul 18 dan 33 = ((½ x 44,1 x 10,29) + (½ x 9,6 x 10,29)) x ½
  = (226,894 + 49,392) x ½
  = 138,143 kg
- Buhul 19-32 = ((½ x 44,1 x 10,29) + (½ x 9,6 x 10,29)) x ½ x 2
  = (226,894 + 49,392) x ½ x 2
  = 276,286 kg

10. Beban ikatan angin bawah

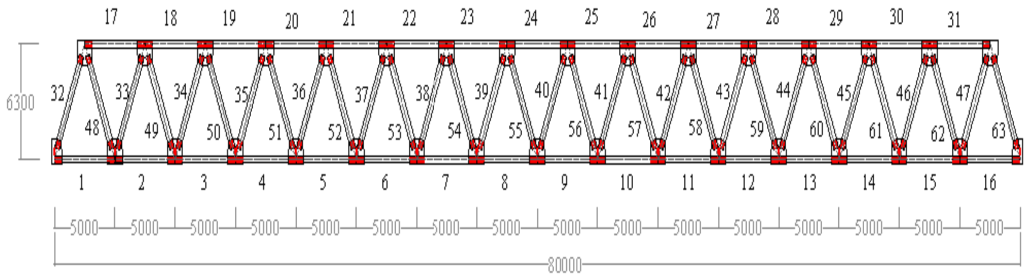
Profil L 200.200.16-48,5 berat = 48,5kg/m

Distribusi beban pada tiap buhul :

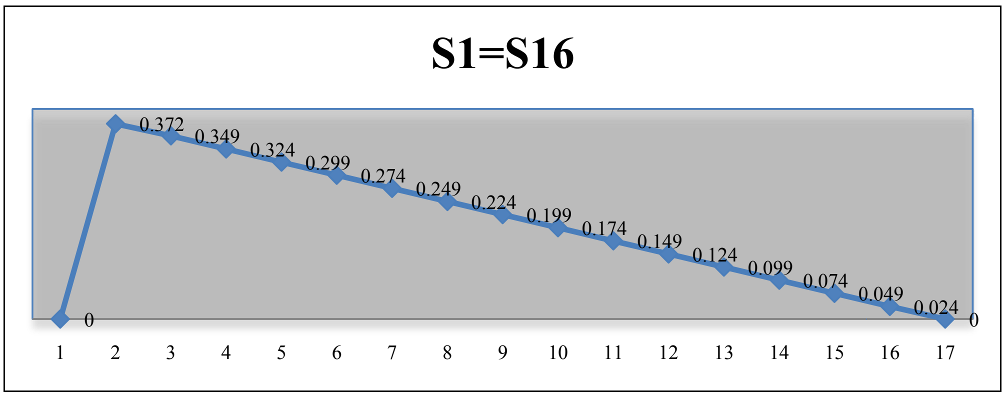
- Buhul 1 dan 17 = (2 x 48,5 x 10,29) x ½ x ½
  = 249,532 kg

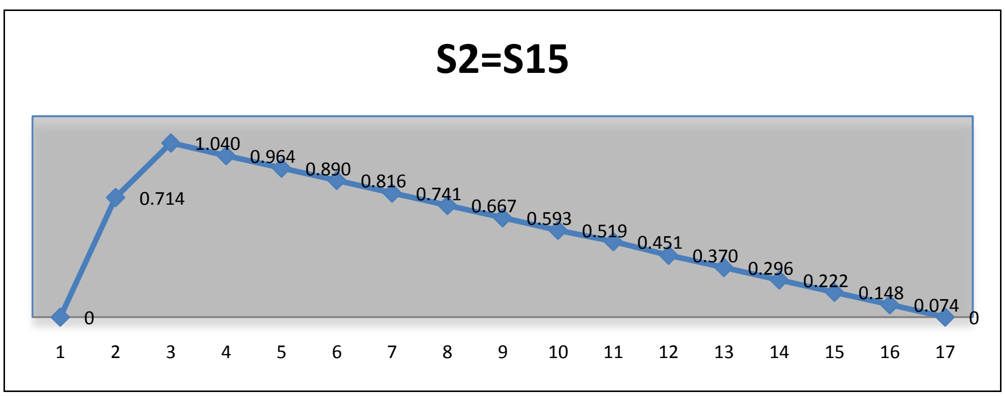
  Buhul 2-16 = (2 x 48,5x 10,29) x ½ x ½ x 2
  = 499,065 kg

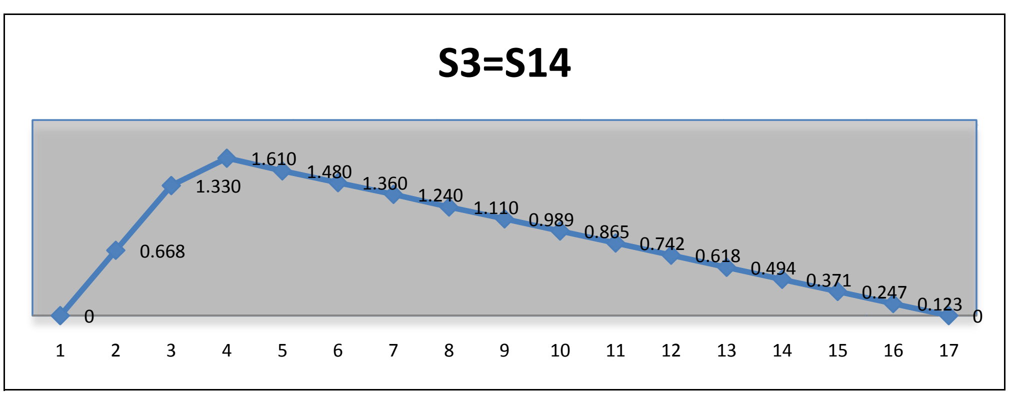
c. Garis Pengaruh

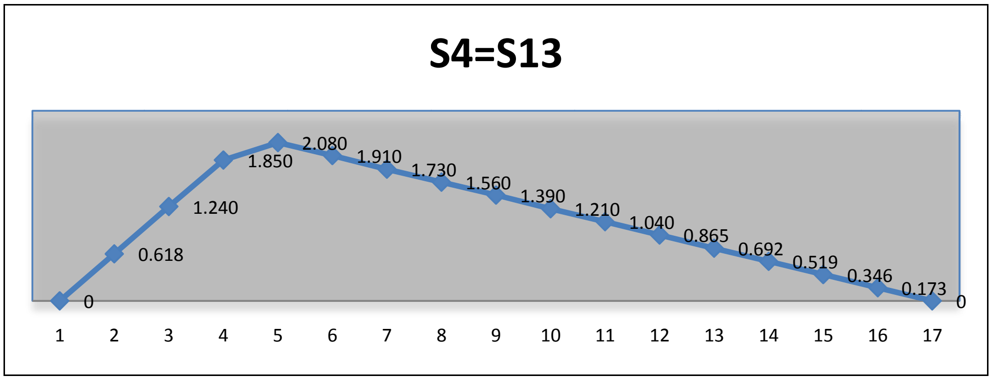


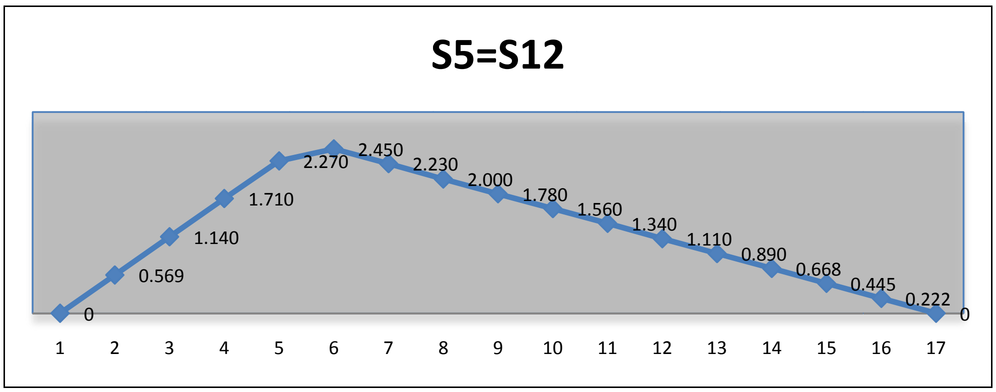
Gambar 5.32 Rangka Utama

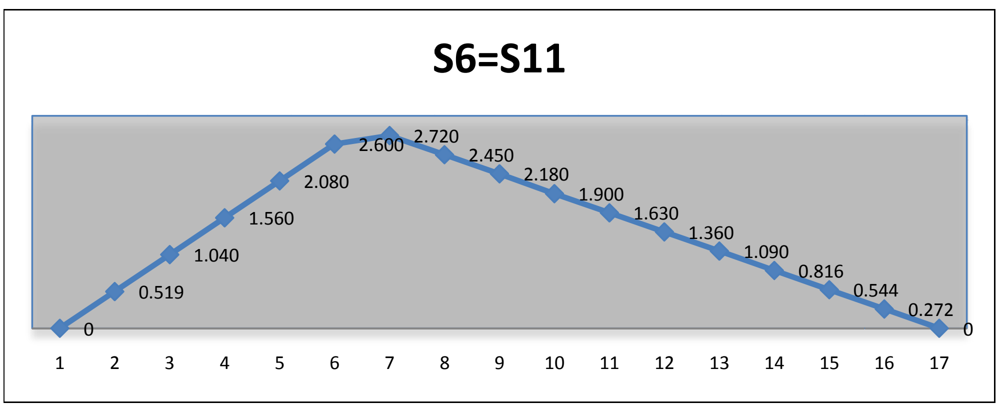


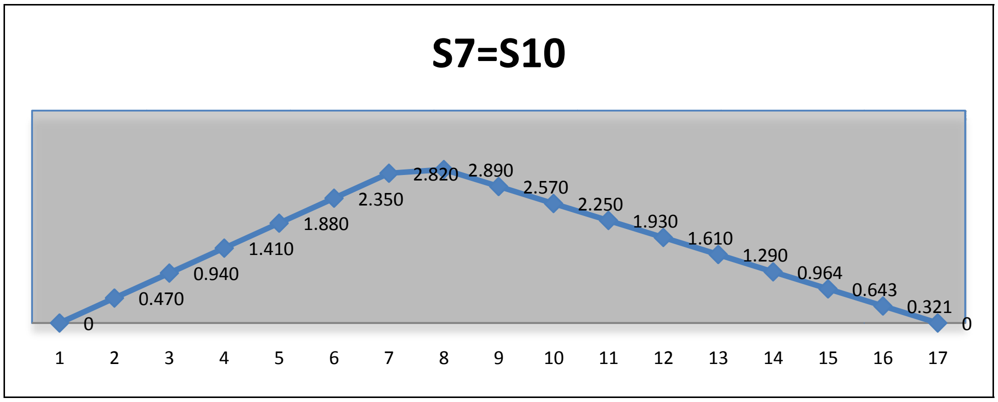


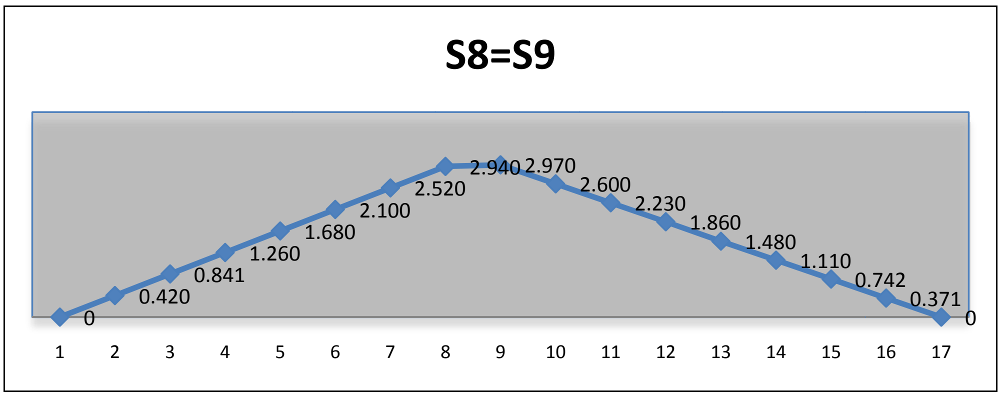


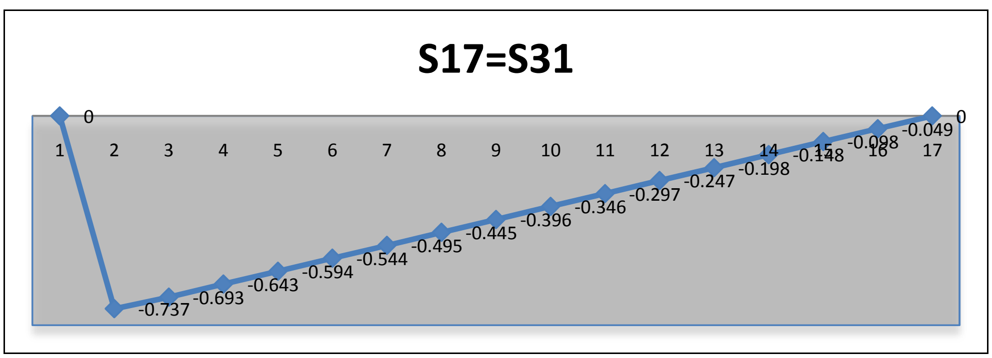

S4=S13
0
0.618
1.240
1.850
2.080
1.910
1.730
1.560
1.390
1.210
1.040
0.865
0.692
0.519
0.346
0.173
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

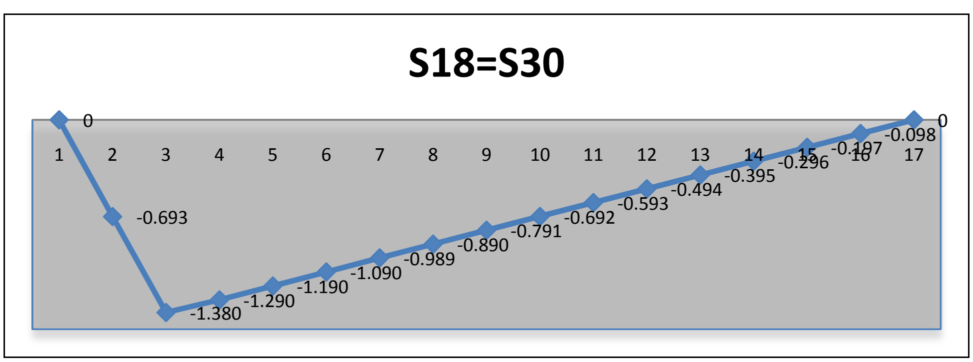

S5=S12
0
0.569
1.140
1.710
2.270
2.450
2.230
2.000
1.780
1.560
1.340
1.110
0.890
0.668
0.445
0.222
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

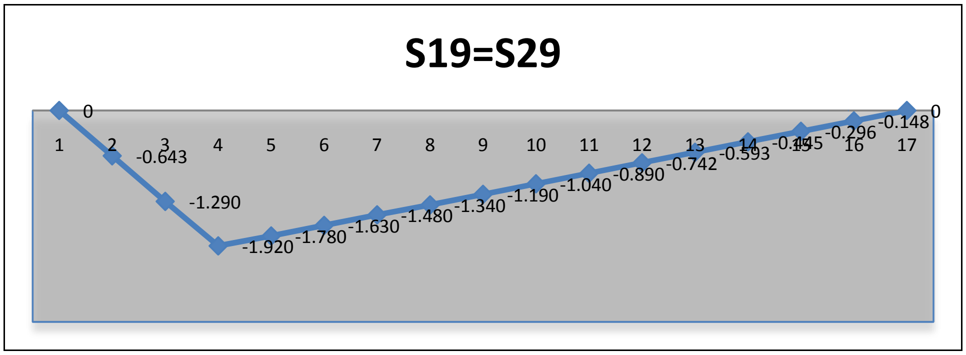

S6=S11
0
0.519
1.040
1.560
2.080
2.600
2.720
2.450
2.180
1.900
1.630
1.360
1.090
0.816
0.544
0.272
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

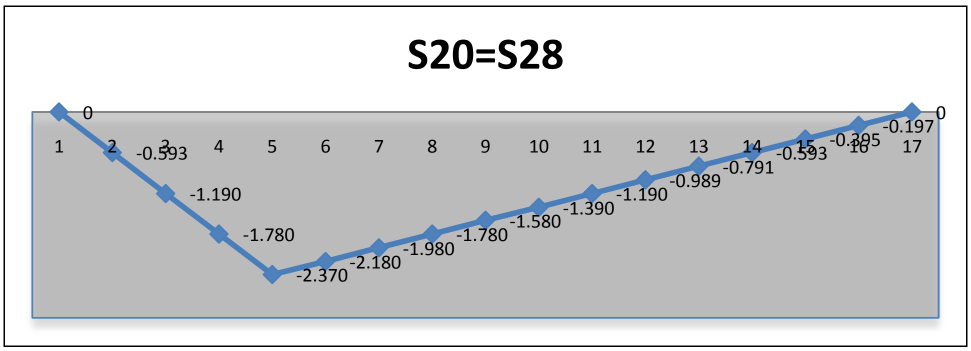

S7=S10
0
0.470
0.940
1.410
1.880
2.350
2.820
2.890
2.570
2.250
1.930
1.610
1.290
0.964
0.643
0.321
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

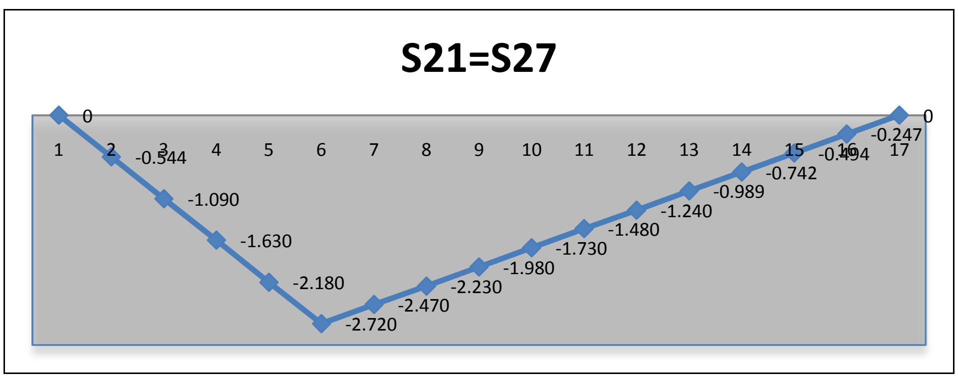

S8=S9
0
0.420
0.841
1.260
1.680
2.100
2.520
2.940
2.970
2.600
2.230
1.860
1.480
1.110
0.742
0.371
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

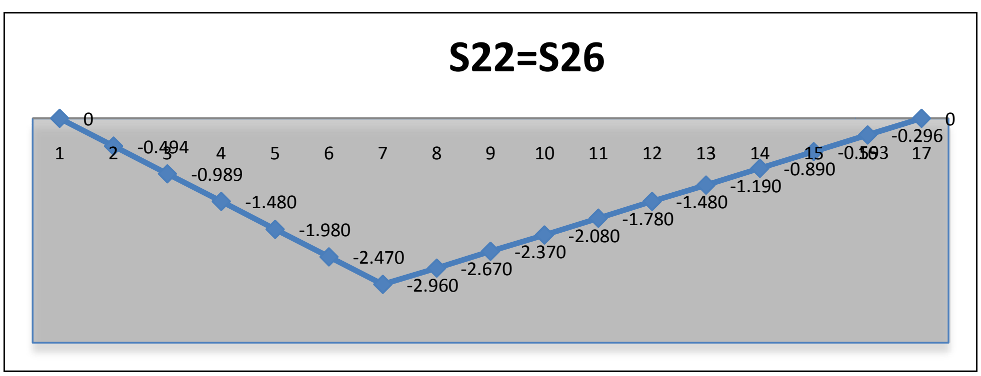

S17=S31
0
-0.737
-0.693
-0.643
-0.594
-0.544
-0.495
-0.445
-0.396
-0.346
-0.297
-0.247
-0.198
-0.148
-0.098
-0.049
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

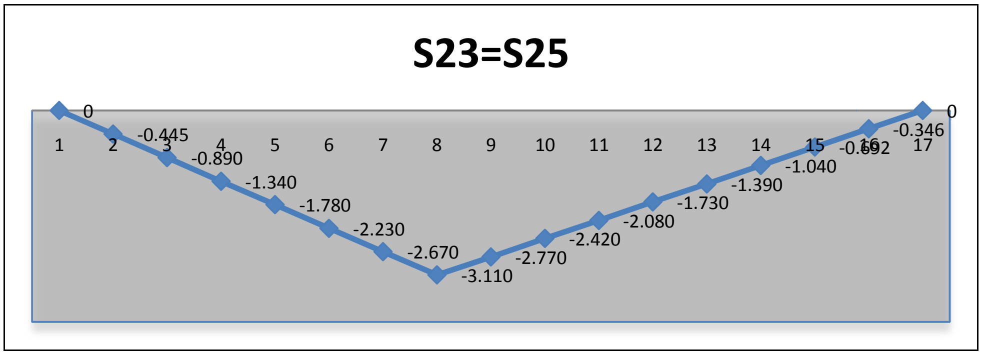

S18=S30
0
-0.693
-1.380
-1.290
-1.190
-1.090
-0.989
-0.890
-0.791
-0.692
-0.593
-0.494
-0.395
-0.296
-0.197
-0.098
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

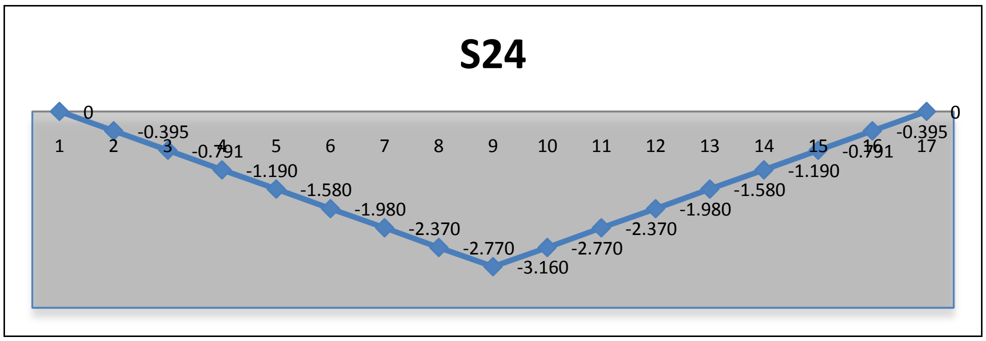

S19=S29
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.643
-1.290
-1.920
-1.780
-1.630
-1.480
-1.340
-1.190
-1.040
-0.890
-0.742
-0.593
-0.445
-0.296
-0.148
0

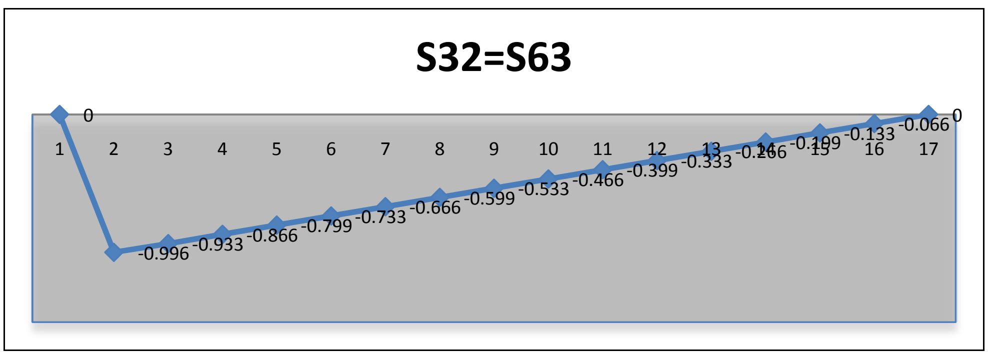

S20=S28
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.593
-1.190
-1.780
-2.370
-2.180
-1.980
-1.780
-1.580
-1.390
-1.190
-0.989
-0.791
-0.593
-0.395
-0.197
0

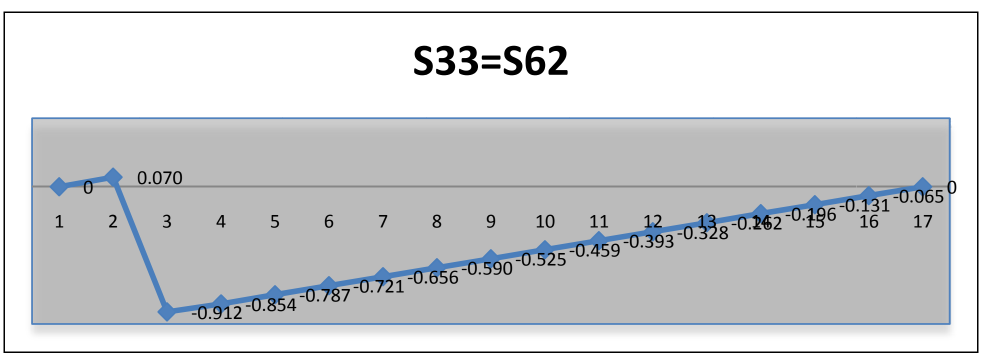

S21=S27
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.544
-1.090
-1.630
-2.180
-2.720
-2.470
-2.230
-1.980
-1.730
-1.480
-1.240
-0.989
-0.742
-0.494
-0.247
0

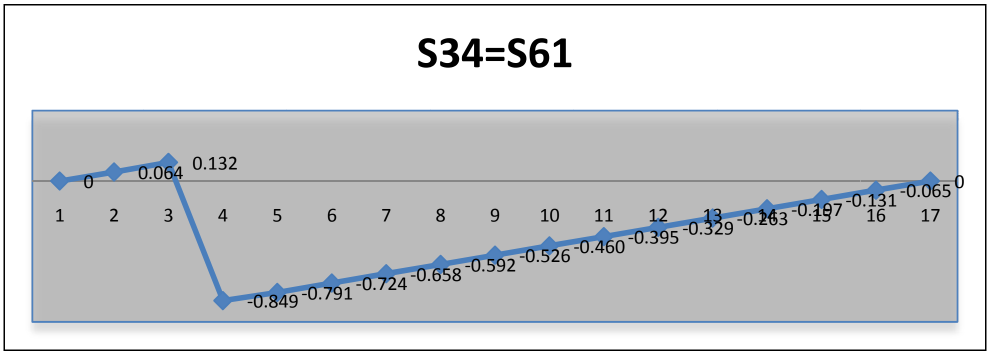

S22=S26
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.494
-0.989
-1.480
-1.980
-2.470
-2.960
-2.670
-2.370
-2.080
-1.780
-1.480
-1.190
-0.890
-0.593
-0.296
0

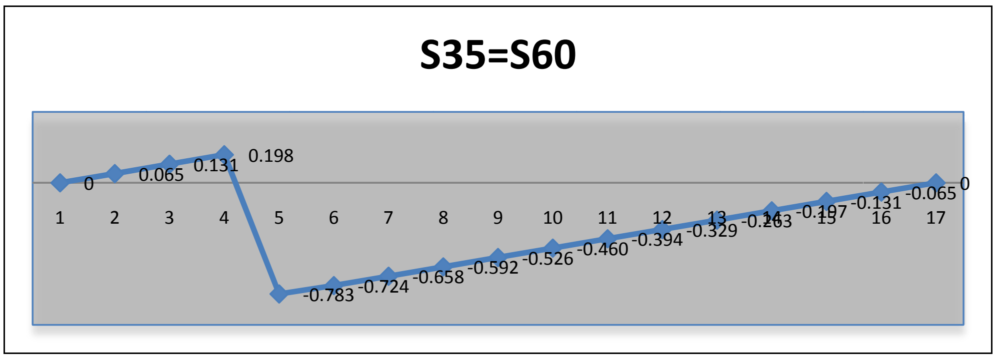

S23=S25
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.445
-0.890
-1.340
-1.780
-2.230
-2.670
-3.110
-2.770
-2.420
-2.080
-1.730
-1.390
-1.040
-0.692
-0.346
0

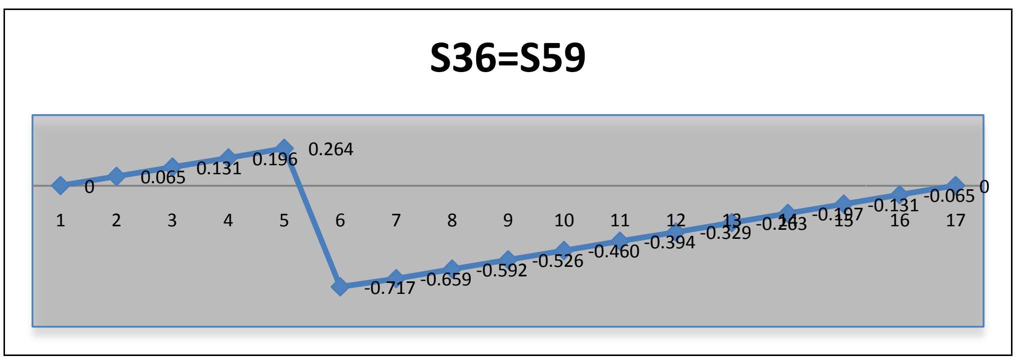

S24
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.395
-0.791
-1.190
-1.580
-1.980
-2.370
-2.770
-3.160
-2.770
-2.370
-1.980
-1.580
-1.190
-0.791
-0.395
0

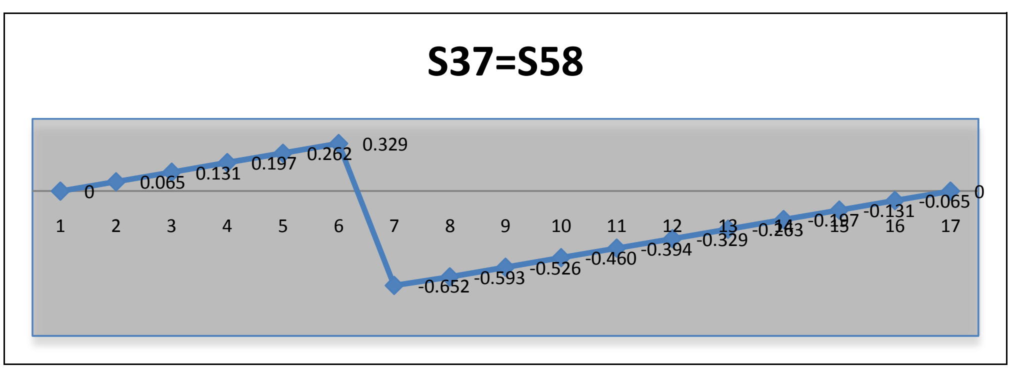

S32=S63
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
-0.996
-0.933
-0.866
-0.799
-0.733
-0.666
-0.599
-0.533
-0.466
-0.399
-0.333
-0.266
-0.199
-0.133
-0.066
0

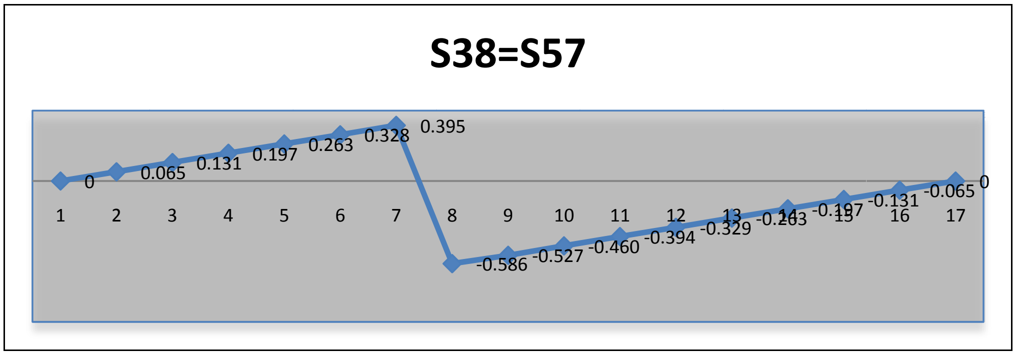

S33=S62
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17
0
0.070
-0.912
-0.854
-0.787
-0.721
-0.656
-0.590
-0.525
-0.459
-0.393
-0.328
-0.262
-0.196
-0.131
-0.065
0

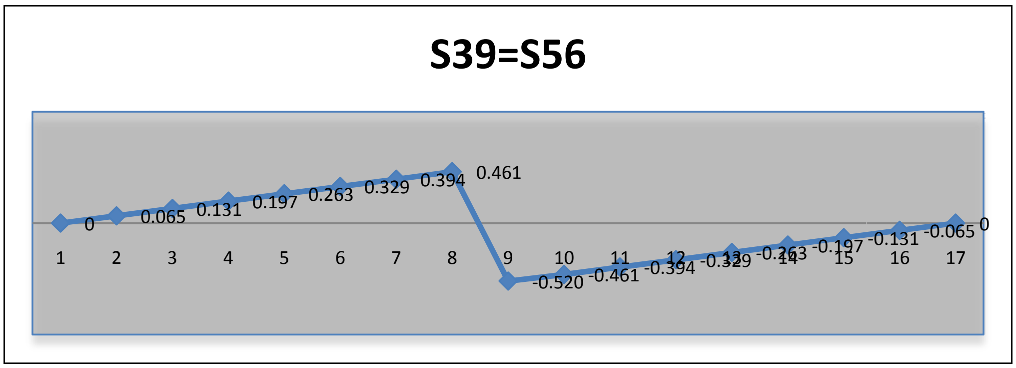

S34=S61
0
0.064
0.132
-0.849
-0.791
-0.724
-0.658
-0.592
-0.526
-0.460
-0.395
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

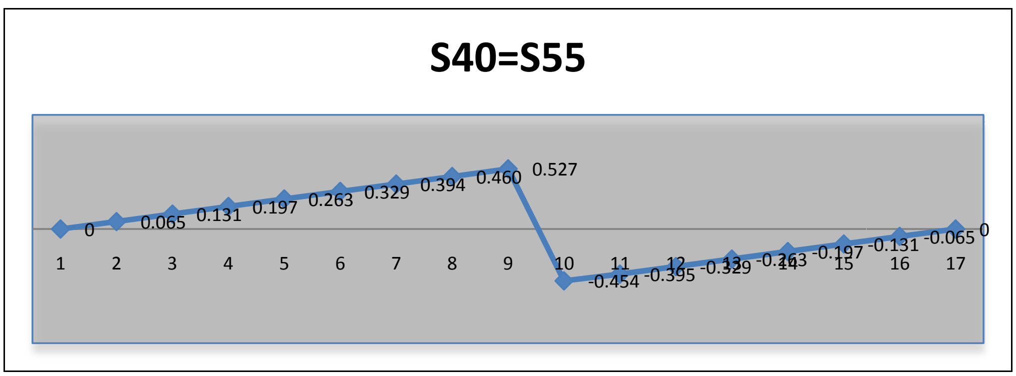

S35=S60
0
0.065
0.131
0.198
-0.783
-0.724
-0.658
-0.592
-0.526
-0.460
-0.394
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

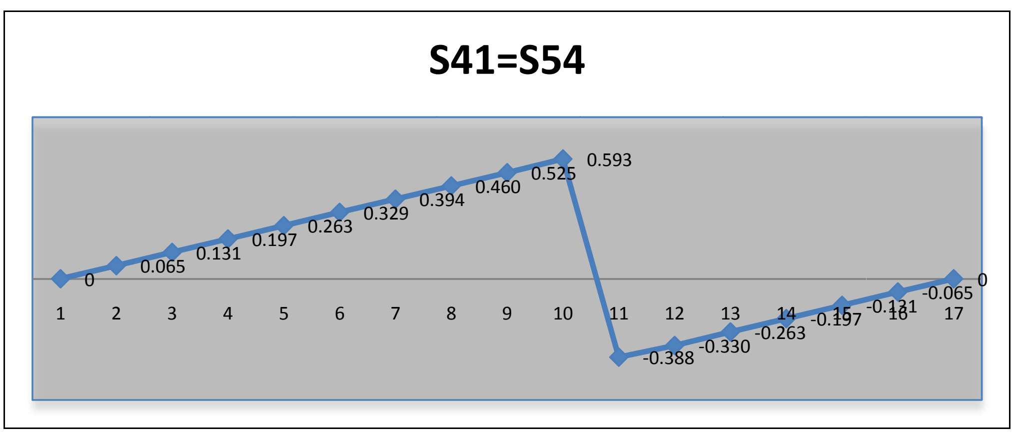

S36=S59
0
0.065
0.131
0.196
0.264
-0.717
-0.659
-0.592
-0.526
-0.460
-0.394
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

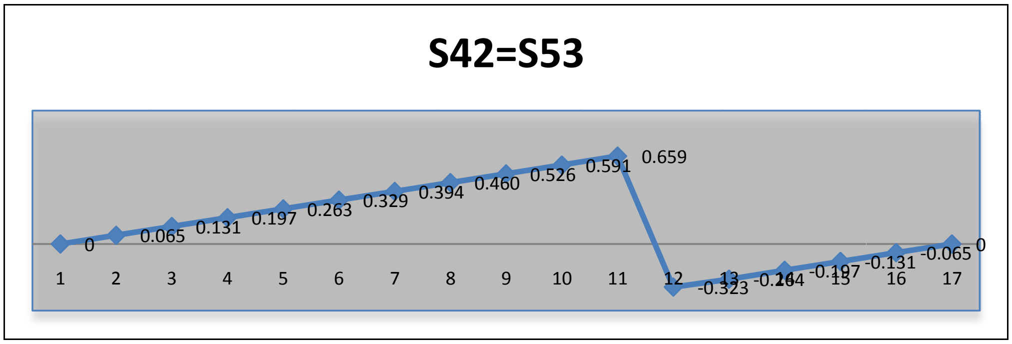

S37=S58
0
0.065
0.131
0.197
0.262
0.329
-0.652
-0.593
-0.526
-0.460
-0.394
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

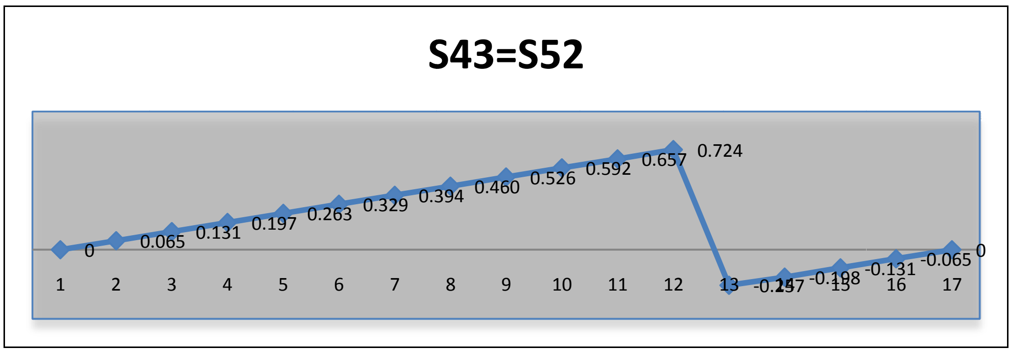

S38=S57
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.328
0.395
-0.586
-0.527
-0.460
-0.394
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

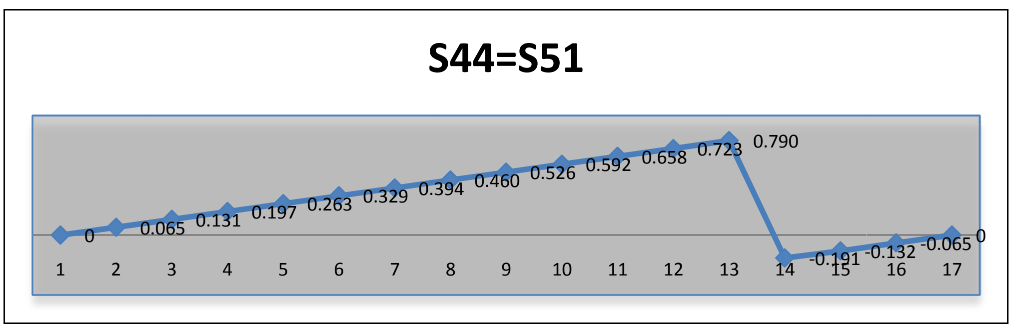

S39=S56
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.461
-0.520
-0.461
-0.394
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

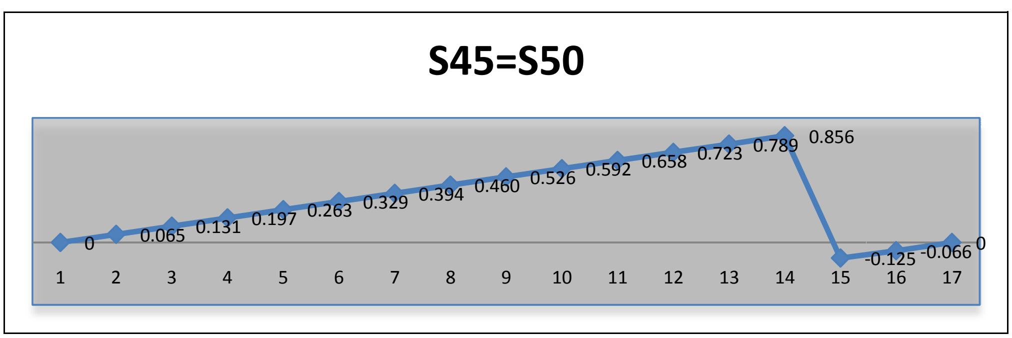

S40=S55
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.460
0.527
-0.454
-0.395
-0.329
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

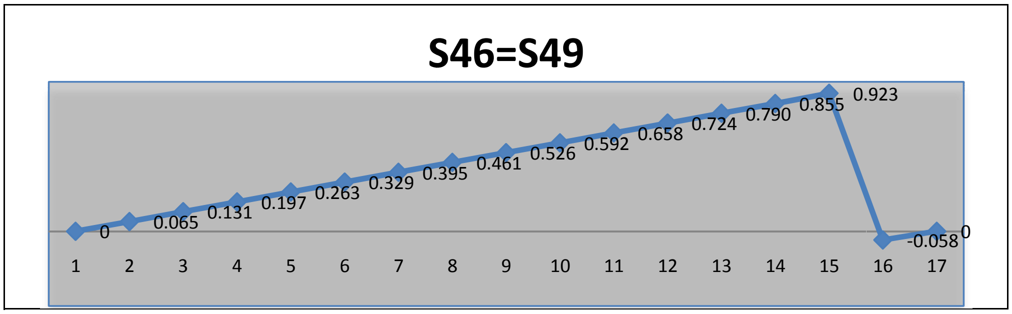

S41=S54
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.460
0.525
0.593
-0.388
-0.330
-0.263
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

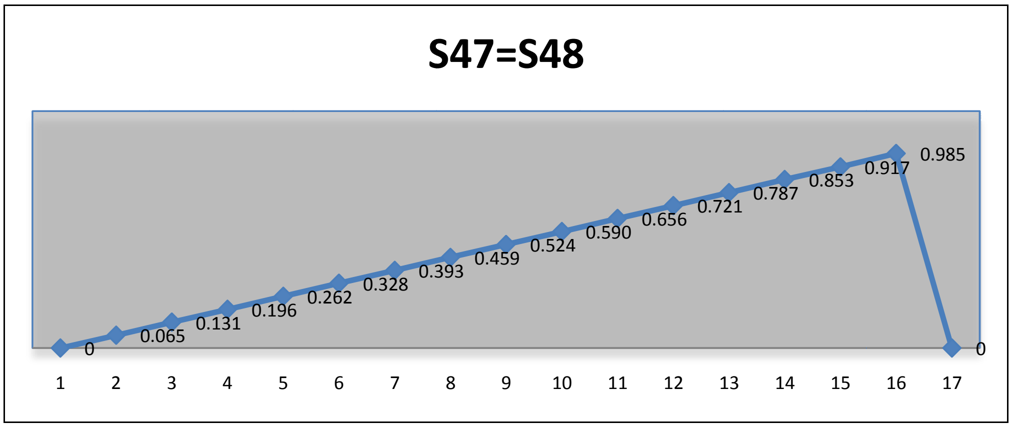

S42=S53
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.460
0.526
0.591
0.659
-0.323
-0.197
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17


S43=S52
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.460
0.526
0.592
0.657
0.724
-0.198
-0.131
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17


S44=S51
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.460
0.526
0.592
0.658
0.723
0.790
-0.191
-0.132
-0.065
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17


S45=S50
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.394
0.460
0.526
0.592
0.658
0.723
0.789
0.856
-0.125
-0.066
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17


S46=S49
0
0.065
0.131
0.197
0.263
0.329
0.395
0.461
0.526
0.592
0.658
0.724
0.790
0.855
0.923
-0.058
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17


S47=S48
0
0.065
0.131
0.196
0.262
0.328
0.393
0.459
0.524
0.590
0.656
0.721
0.787
0.853
0.917
0.985
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17

d. Perhitungan gaya batang akibat beban dinamis

- Beban terbagi rata (“q”)

  Bentang jembatan = 80 m, maka :

  q = 1.1 (1 + 30/L) t/m' untuk L > 60 m

  = 1.1 (1 + 30/80) t/m'

  = 1,512 t/m

  - Beban terbagi rata sepanjang gelagar melintang untuk lebar 5,5 m

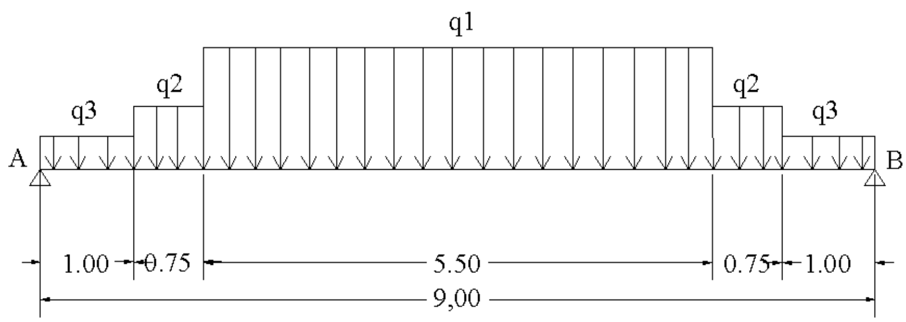
    $$q_1 = \frac{q \, x \, 5{,}5}{2{,}75} = \frac{1{,}512 \, x \, 5{,}5}{2{,}75} = 3{,}024 \text{ t/m} = 3024 \text{ kg/m}$$

  - Beban terbagi rata untuk lebar sisanya (0,75 m)

    $$q_2 = 50\,\% \times \left(\frac{q}{2{,}75}\right) \text{ x } 0{,}75 = 0{,}206 \text{ t/m} = 206 \text{ kg/m}$$

  - Beban terbagi rata pada trotoar

    q_3 = 1,00 x 500 kg/m = 500 kg/m

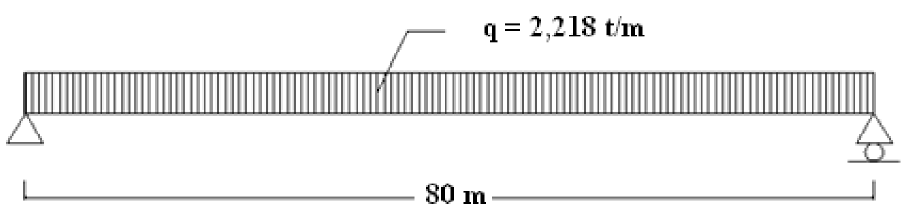


q tot = 3024 + (2 x 206) + (2 x 500) kg/m

= 4436 kg/m

Beban q yang diterima satu sisi rangka :

$$q = \frac{4436}{2} = 2218 \text{ kg/m} = 2{,}218 \text{ t/m}$$



Gambar 5.33 Beban ” q ” Yang Bekerja Pada Satu Rangka

- Beban "P"

  P = 12 ton

  Koefesien kejut (K) = $1+\left(\frac{20}{(50+L)}\right)$

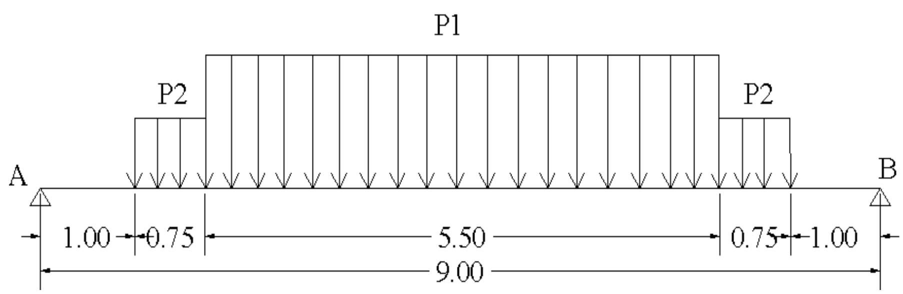
  $K = 1+\left(\frac{20}{(50+80)}\right) = 1{,}153$

  - Beban P bekerjasepanjang gelagar melintang untuk lebar 5,5 m

    $P_1 = \frac{P}{2{,}75}$ x K x 5,5 = $\frac{12}{2{,}75}$ x 1,153 x 5,5 = 27,672 t

  - Beban P untuk lebar sisanya (50% dari P1)

    $P_2 = 50\,\% \times \frac{P}{2{,}75}$ x K x 0,75 = 50% x $\frac{12}{2{,}75}$ x 1,153 x 0,75 = 1,886 t



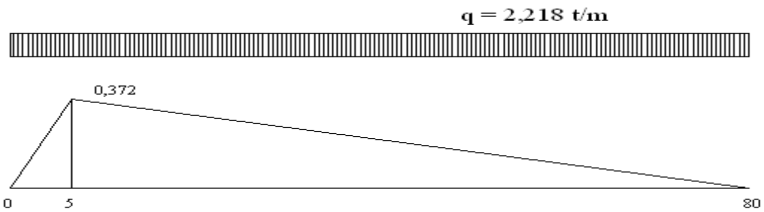
Gambar 5.34 Penyebaran Beban " P ''

P tot = 27,672 + (2 x 1,886) = 31,444 ton

Beban yang diterima atu sisi rangka :

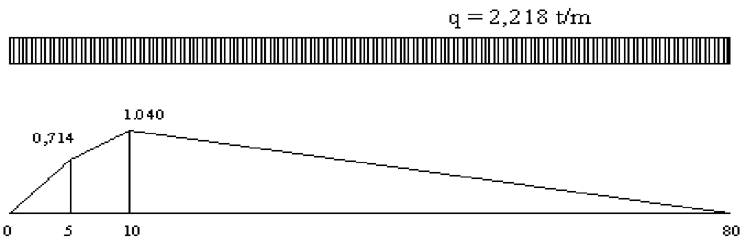
$P = \frac{31{,}444}{2} = 15{,}722$ ton

- **S1 = S16**



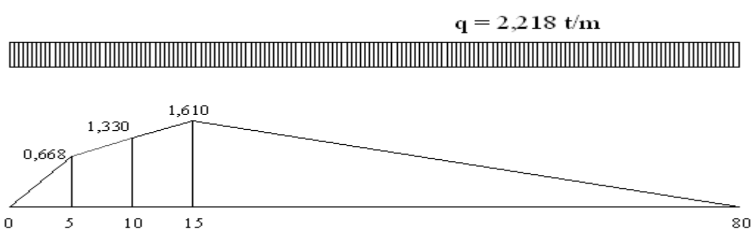
S = (0,5 x 0,372 x 80) x 2,218 + (0,372 x 15,722) = 38,851 t

- **S2 = S15**



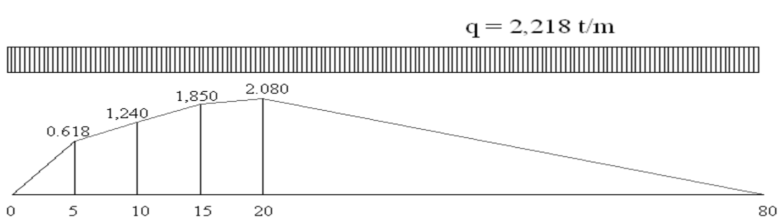
$$S = ((0{,}5 \text{ x } 5 \text{ x } 0{,}714) + (\frac{0{,}714 + 1{,}040}{2} \text{ x } 5) + (0{,}5 \text{ x } 70 \text{ x } 1{,}040)) \text{ x } 2{,}218 + (1{,}040 \text{ x } 15{,}722) = 110{,}770 \text{ t}$$

- **S3 = S14**



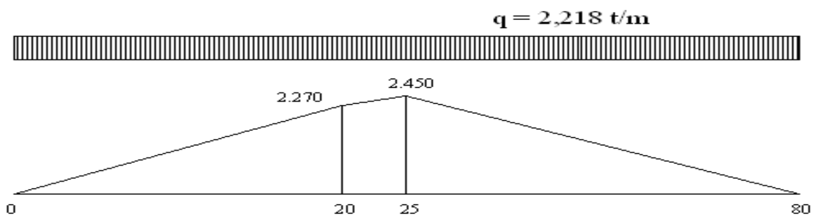
$$S = ((0{,}5 \text{ x } 5 \text{ x } 0{,}668) + (\frac{0{,}668 + 1{,}330}{2} \text{ x } 5) + (\frac{1{,}610 + 1{,}330}{2} \text{ x } 5) + (0{,}5 \text{ x } 65 \text{ x } 1{,}610)) \text{ x } 2{,}218 + (1{,}610 \text{ x } 15{,}722) = 172{,}454 \text{ t}$$

- **S4 = S13**



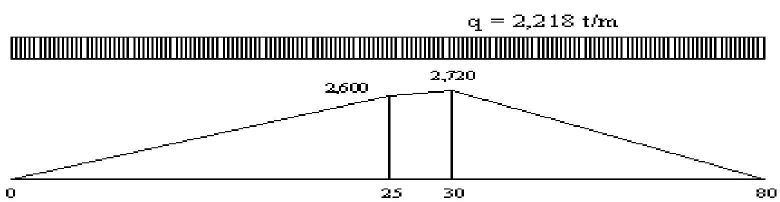
$$S = ((0,5 \times 5 \times 0,618) + (\frac{0,618 + 1,240}{2} \times 5) + (\frac{1,850 + 1,240}{2} \times 5) + (\frac{1,850 + 2,080}{2} \times 5) + (0,5 \times 60 \times 2,080)) \times 2,218 + (2,080 \times 15,722) = 234,017 \text{ t}$$

- **S5 = S12**



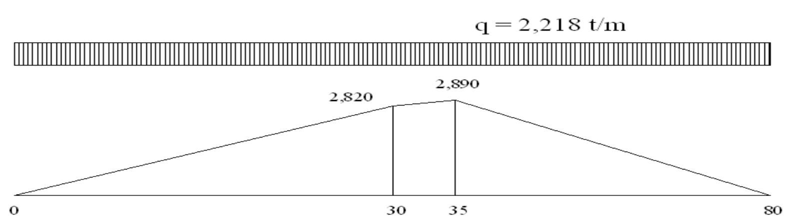
$$S = ((0,5 \times 20 \times 2,270) + (\frac{2,270 + 2,450}{2} x 5) + (0,5 \times 25 \times 2,450)) \times 2,218 + (2,450 \times 15,722) = 182,965 \text{ t}$$

- **S6 = S11**



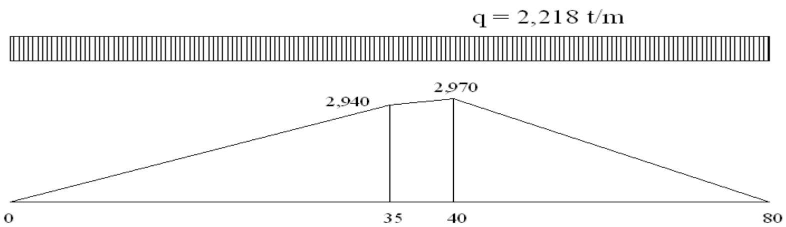
$$S = ((0,5 \times 25 \times 2,600) + (\frac{2,600 + 2,720}{2} x 5) + (0,5 \times 30 \times 2,720)) \times 2,218 + (2,720 \times 15,722) = 234,841 \text{ t}$$

- **S7 = S10**



$$S = ((0,5 \times 30 \times 2,820) + (\frac{2,820 + 2,890}{2} x 5) + (0,5 \times 45 \times 2,890)) \times 2,218 + (2,890 \times 15,722) = 315,144 \text{ t}$$

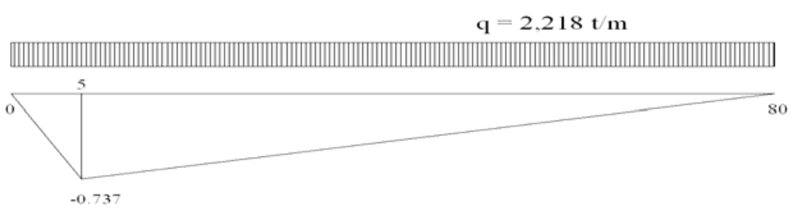
- **S8 = S9**



$$S = ((0{,}5 \times 35 \times 2{,}940) + (\frac{2{,}940 + 2{,}970}{2} \times 5) + (0{,}5 \times 40 \times 2{,}970)) \times 2{,}218 +$$

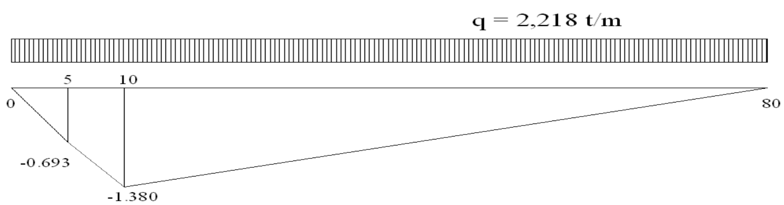
$$(2{,}970 \times 15{,}722) = 325{,}330 \text{ t}$$

- **S17 = S31**



$$S = (0{,}5 \times -0{,}737 \times 80) \times 2{,}218 + (-0{,}737 \times 15{,}722) = -76{,}973 \text{ t}$$

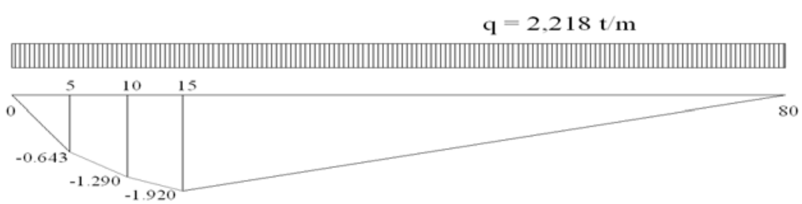
- **S18 = S30**



$$S = ((0{,}5 \times 5 \times -0{,}693) + (\frac{-0{,}693 + -1{,}380}{2} \times 5) + (0{,}5 \times 70 \times -1{,}380)) \times$$

$$2{,}218 + (-1{,}380 \times 15{,}722) = -144{,}160 \text{ t}$$

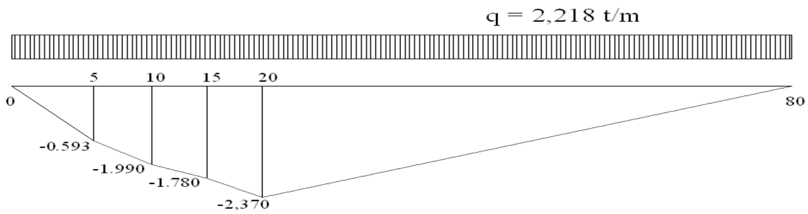
- **S19 = S29**



$$S = ((0{,}5 \times 5 \times -0{,}643) + (\frac{-0{,}643 + -1{,}290}{2} \times 5) + (\frac{-1{,}290 + -1{,}920}{2} \times 5) +$$

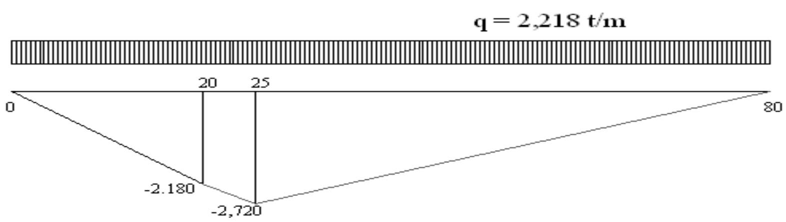
$$(0{,}5 \times 65 \times -1{,}920)) \times 2{,}218 + (-1{,}920 \times 15{,}722) = -200{,}670 \text{ t}$$

- **S20 = S28**



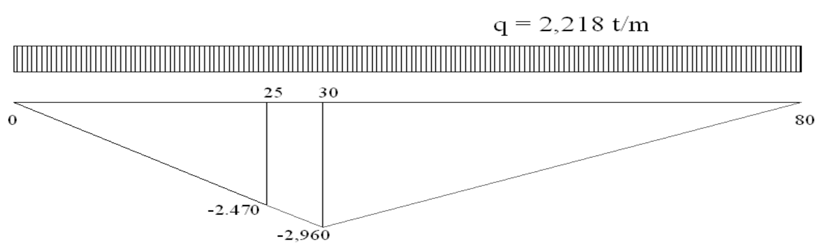
$$S = ((0{,}5 \text{ x } 5 \text{ x } -0.593) + (\frac{-0{,}593 + -1.990}{2} \text{ x } 5) + (\frac{-1.990 + -1.780}{2} \text{ x } 5) + (\frac{1{,}780 + 2{,}370}{2} \text{ x } 5) + (0{,}5 \text{ x } 60 \text{ x } 2{,}370)) \text{ x } 2{,}218 + (2{,}370 \text{ x } 15{,}722) = -256{,}485 \text{ t}$$

- **S21 = S27**



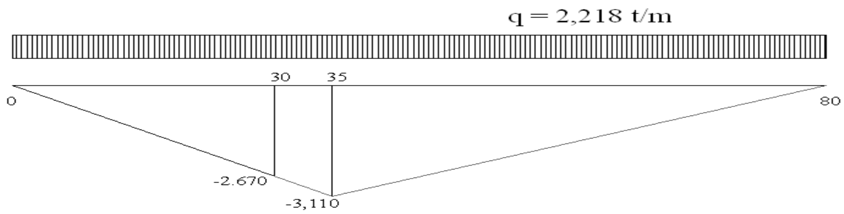
$$S = ((0{,}5 \text{ x } 20 \text{ x } -2{,}180) + (\frac{-2{,}180 + -2{,}720}{2} x 5) + (0{,}5 \text{ x } 55 \text{ x } -2{,}720)) \text{ x } 2{,}218 + (-2{,}720 \text{ x } 15{,}722) = -284{,}192 \text{ t}$$

- **S22 = S26**



$$S = ((0{,}5 \text{ x } 25 \text{ x } -2{,}470) + (\frac{-2{,}470 + -2{,}960}{2} x 5) + (0{,}5 \text{ x } 50 \text{ x } -2{,}960)) \text{ x } 2{,}218 + (-2{,}960 \text{ x } 15{,}722) = -309{,}259 \text{ t}$$

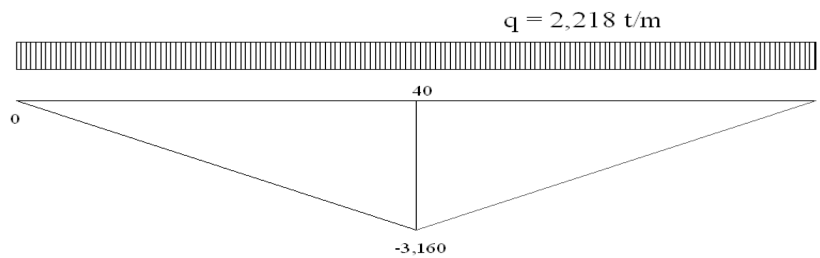
- **S23 = S25**



$$S = ((0,5 \times 30 \times -2,670) + (\frac{-2,670 + -3,110}{2} x 5) + (0,5 \times 45 \times -3,110)) \times$$

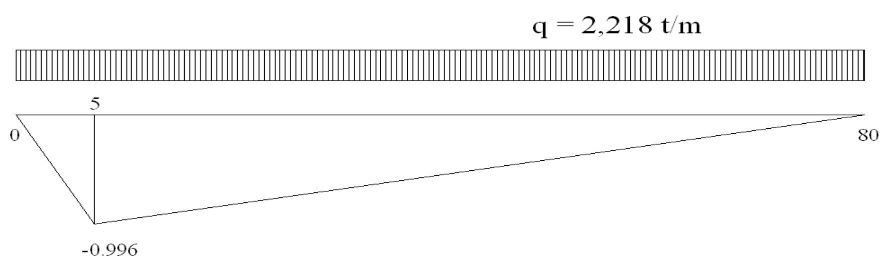
2,218 + (-3,110 x 15,722) = - 324,980 t

- **S24**



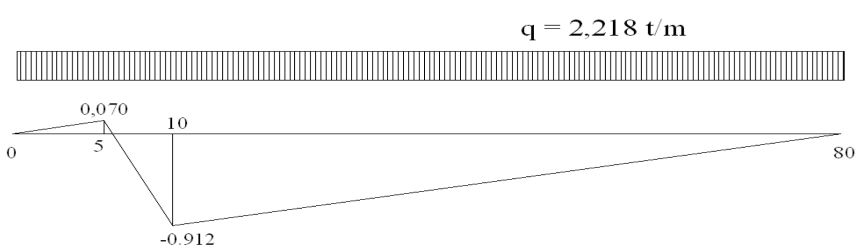
S = (0,5 x 80 x -3,160) + (-3,160 x 15,722) = - 176,08 t

- **S32 = S63**



S = (0,5 x 80 x -0,996) + (-0,996 x 15,722) = - 55,499 t

- **S33 = S62**

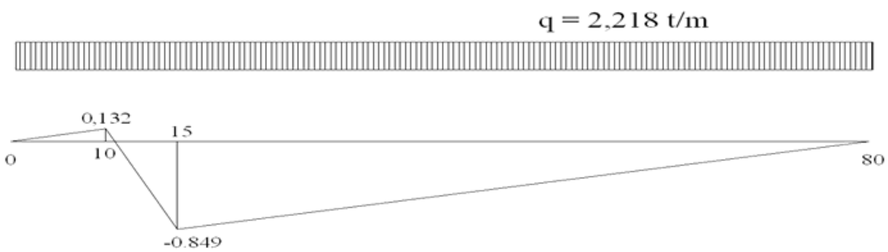


$$\frac{a}{0,070} = \frac{5-a}{0,912}$$ a = 0,415 b = 4,585

S = (0,5 x -0,912 x 74,585) x 2,218 + (-0,912 x 15,722) = - 89,773 t

= (0,5 x 0,070 x 5,415) x 2,218 + (0,092 x 15,722) = 1,866 t

- **S34 = S61**

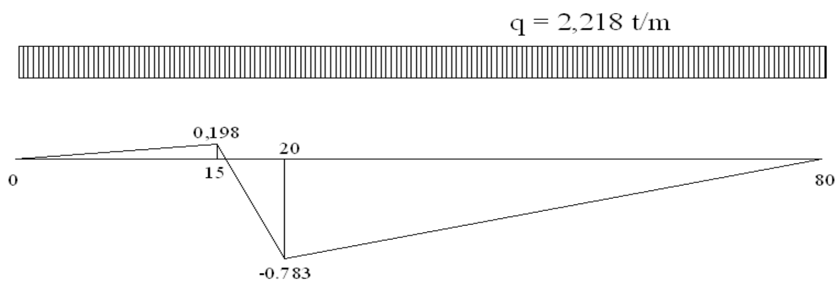


$$\frac{a}{0{,}132} = \frac{5-a}{0{,}849}$$ a = 0,672 b = 4,328

S = (0,5 x -0,849 x 69,328) x 2,218 + (-0,849 x 15,722) = - 78,622 t

= (0,5 x 0,132 x 10,672) x 2,218 + (0,132 x 15,722) = 3,637 t

- **S35 = S60**

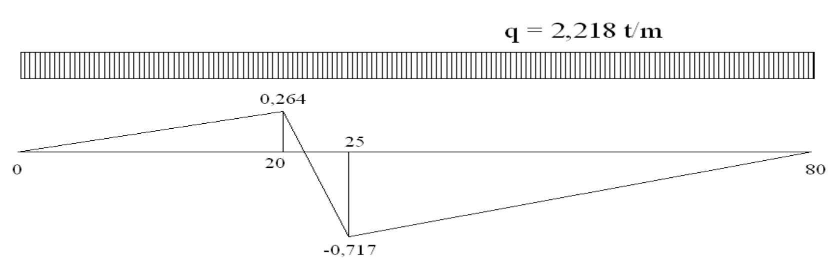


$$\frac{a}{0{,}198} = \frac{5-a}{0{,}783}$$ a = 1,009 b = 3,991

S = (0,5 x -0,783 x 63,991) x 2,218 + (-0,783 x 15,722) = - 67,876 t

= (0,5 x 0,198 x 16,009) x 2,218 + (0,198 x 15,722) = 6,627 t

- **S36 = S59**

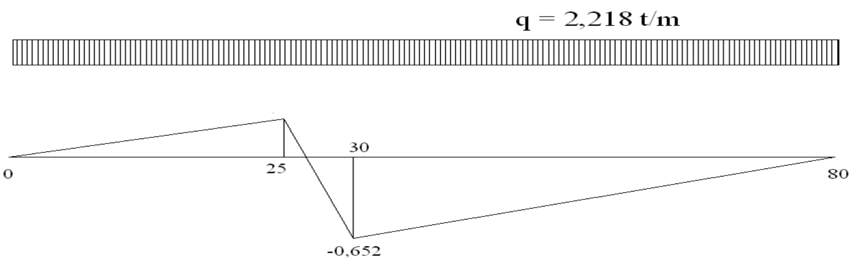


$$\frac{a}{0,264} = \frac{5-a}{0,717} \qquad a = 1,345 \quad b = 3,665$$

S = (0,5 x -0,717 x 68,665) x 2,218 + (-0,717 x 15,722) = - 65,871 t

= (0,5 x 0,264 x 21,345) x 2,218 + (0,264 x 15,722) = 10,399 t

- **S37 = S58**

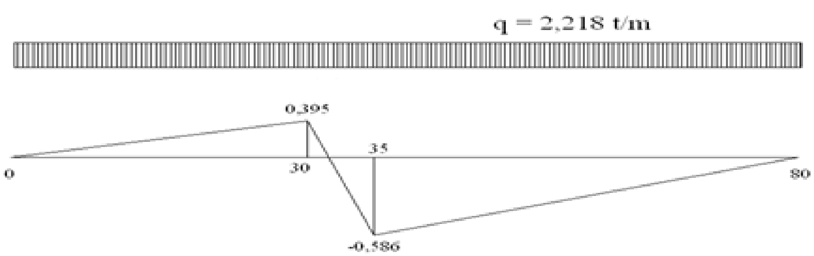


$$\frac{a}{0,329} = \frac{5-a}{0,652} \qquad a = 1,676 \quad b = 3,324$$

S = (0,5 x -0,652 x 53,324) x 2,218 + (-0,652 x 15,722) = - 48,806 t

= (0,5 x 0,329 x 26,676) x 2,218 + (0,329 x 15,722) = 14,905 t

- **S38 = S57**

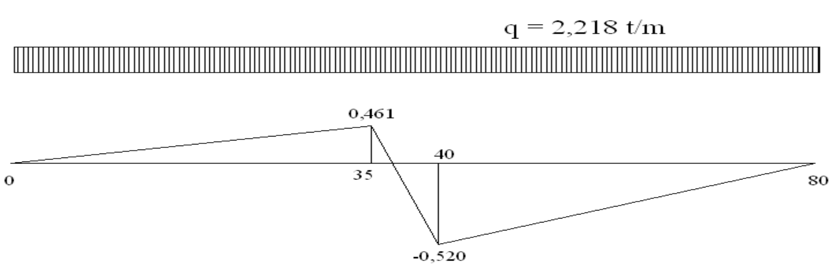


$$\frac{a}{0,395} = \frac{5-a}{0,586} \qquad a = 2,013 \quad b = 2,987$$

S = (0,5 x -0,586 x 37,987) x 2,218 + (-0,586 x 15,722) = - 33,849 t

= (0,5 x 0,395 x 32,013) x 2,218 + (0,395 x 15,722) = 12,532 t

- **S39 = S56**

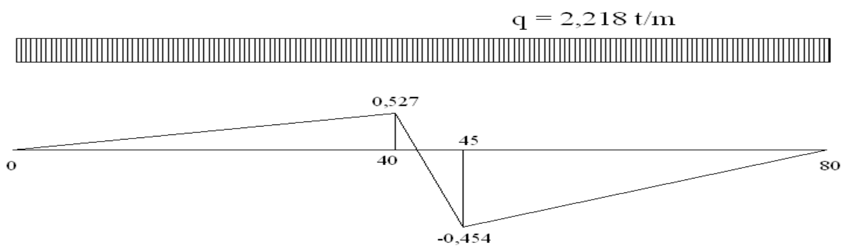


$$\frac{a}{0{,}461} = \frac{5-a}{0{,}520}$$ a = 1,879 b = 3,121

S = (0,5 x -0,520 x 43,121) x 2,218 + (-0,520 x 15,722) = - 33,042 t

= (0,5 x 0,461 x 36,879) x 2,218 + (0,461 x 15,722) = 26,101 t

- **S40 = S55**

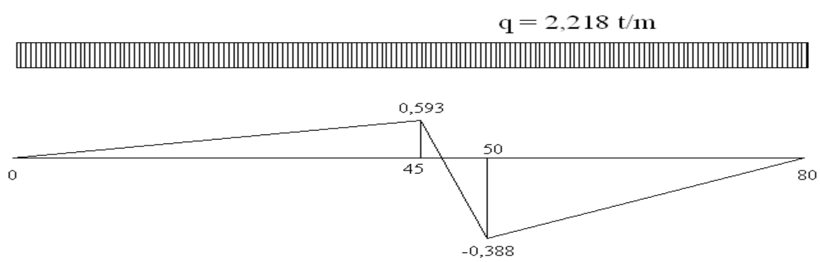


$$\frac{a}{0{,}527} = \frac{5-a}{0{,}454}$$ a = 2,686 b = 2,314

S = (0,5 x -0,454 x 37,314) x 2,218 + (-0,454 x 15,722) = - 25,924 t

= (0,5 x 0,527 x 42,686) x 2,218 + (0,527 x 15,722) = 33,232 t

- **S41 = S54**

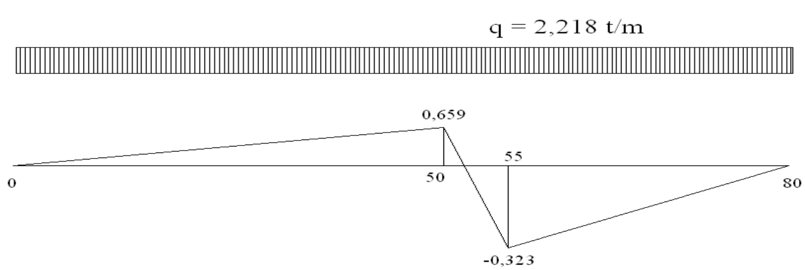


$$\frac{a}{0{,}593} = \frac{5-a}{0{,}388}$$ a = 3,022 b = 1,978

S = (0,5 x -0,388 x 31,978) x 2,218 + (-0,388 x 15,722) = - 19,859 t

= (0,5 x 0,593 x 48,022) x 2,218 + (0,593 x 15,722) = 40,904 t

- **S42 = S53**

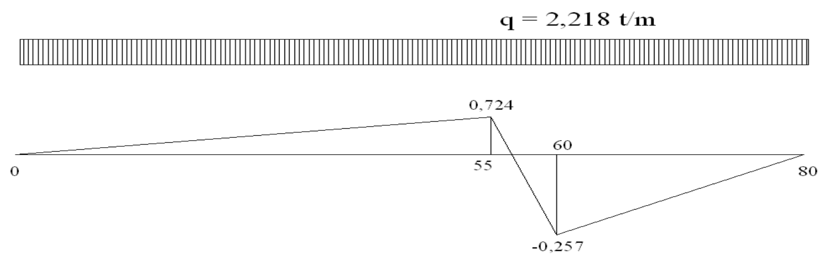


$$\frac{a}{0,659} = \frac{5-a}{0,323} \qquad a = 3,355 \; b = 1,645$$

S = (0,5 x -0,323 x 26,645) x 2,218 + (-0,323 x 15,722) = -14,622 t

= (0,5 x 0,659 x 53,355) x 2,218 + (0,659 x 15,722) = 49,353 t

- **S43 = S52**

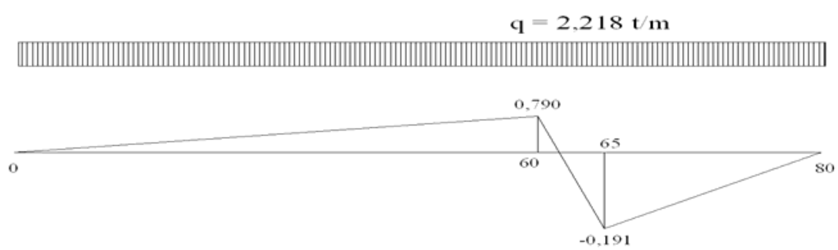


$$\frac{a}{0,724} = \frac{5-a}{0,257} \qquad a = 3,690 \; b = 1,310$$

S = (0,5 x -0,257 x 21,310) x 2,218 + (-0,257 x 15,722) = -10,113 t

= (0,5 x 0,724 x 58,690) x 2,218 + (0,724 x 15,722) = 58,505 t

- **S44 = S51**

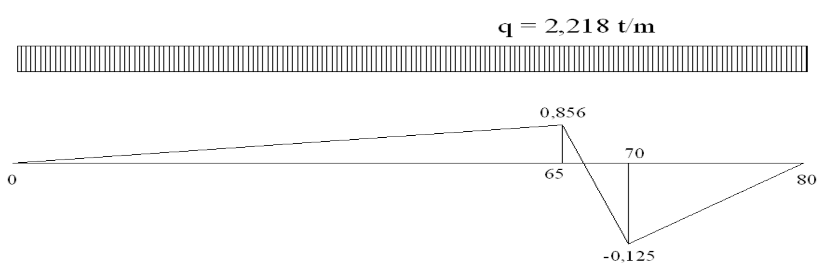


$$\frac{a}{0,790} = \frac{5-a}{0,191} \qquad a = 4,026 \; b = 0,974$$

S = (0,5 x -0,191 x 15,974) x 2,218 + (-0,191 x 15,722) = - 6,385 t

= (0,5 x 0,790 x 64,026) x 2,218 + (0,790 x 15,722) = 68,513 t

- **S45 = S50**

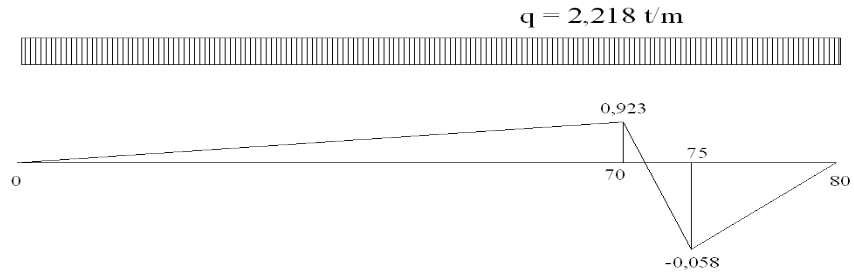


$$\frac{a}{0{,}856} = \frac{5-a}{0{,}125}$$ a = 4,362 b = 0,638

S = (0,5 x -0,125 x 10,638) x 2,218 + (-0,125 x 15,722) = - 3,439 t

= (0,5 x 0,856 x 69,362) x 2,218 + (0,856 x 15,722) = 79,303 t

- **S46 = S49**

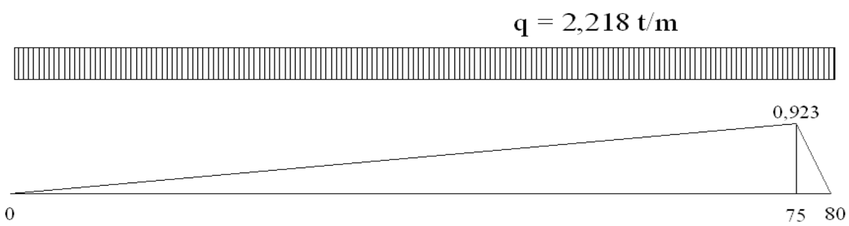


$$\frac{a}{0{,}923} = \frac{5-a}{0{,}058}$$ a = 4,704 b = 0,296

S = (0,5 x -0,058 x 5,296) x 2,218 + (-0,058 x 15,722) = - 1,251 t

= (0,5 x 0,923 x 74,704) x 2,218 + (0,923 x 15,722) = 90,978 t

- **S47 = S48**



S = (0,5 x 0,923 x 80) x 2,218 + (0,923x 15,722) = 96,399 t

Tabel 5 .1 Rekapitulasi Gaya Batang (Ton)

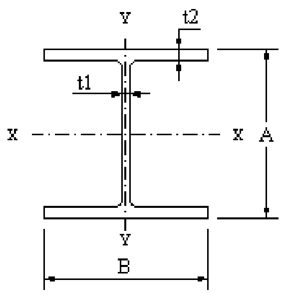
Btg.	Gaya Batang				Gaya Batang		Ket.
	Beban Mati (t)		Beban Hidup (t)		Total (t)		
	Tarik	Tekan	Tarik	Tekan	Tarik	Tekan	
1	24.626		38.851		63.477		tarik
2	69.348		110.77		180.118		tarik
3	107.936		172.454		280.390		tarik
4	140.057		234.017		374.074		tarik
5	165.758		182.965		348.723		tarik
6	185.034		234.841		419.875		tarik
7	197.844		315.144		512.988		tarik
8	204.310		325.33		529.640		tarik
9	204.310		325.33		529.640		tarik
10	197.884		315.144		513.028		tarik
11	185.034		234.841		419.875		tarik
12	165.758		182.965		348.723		tarik
13	140.057		234.017		374.074		tarik
14	107.936		172.454		280.390		tarik
15	69.348		110.77		180.118		tarik
16	24.626		38.851		63.477		tarik
17		47.862		76.973		124.835	tekan
18		89.613		144.16		233.773	tekan
19		124.950		200.67		325.620	tekan
20		153.864		256.485		410.349	tekan
21		176.352		284.192		460.544	tekan
22		192.415		309.259		501.674	tekan
23		202.053		324.98		527.033	tekan
24		205.265		176.08		381.345	tekan
25		202.053		324.98		527.033	tekan
26		192.415		309.259		501.674	tekan
27		176.352		284.192		460.544	tekan
28		153.864		256.485		410.349	tekan
29		124.950		200.67		325.620	tekan
30		89.613		144.16		233.773	tekan
31		47.862		76.973		124.835	tekan
32		65.824		55.499		121.323	tekan
33		57.071	1.886	89.773		144.958	tekan
34		48.750	3.637	78.622		123.735	tekan
35		40.179	6.627	67.876		101.428	tekan
36		31.634	10.399	65.871		87.106	tekan
37		23.087	14.905	48.806		56.988	tekan
38		14.540	12.532	33.849		35.857	tekan
39		5.933	26.101	33.042		12.874	tekan
40	2.553		33.232	25.924	9.861		tarik
41	11.100		40.904	19.859	32.145		tarik
42	19.647		49.353	14.622	54.378		tarik

43	28.194		58.505	10.113	76.586		tarik
44	36.742		68.513	6.385	98.870		tarik
45	45.278		79.303	3.439	121.142		tarik
46	53.888		90.978	1.251	143.615		tarik
47	62.146		96.399		158.545		tarik
48	62.146		96.399		158.545		tarik
49	53.888		90.978	1.251	143.615		tarik
50	45.278		79.303	3.439	121.142		tarik
51	36.742		68.513	6.385	98.870		tarik
52	28.194		58.505	10.113	76.586		tarik
53	19.647		49.353	14.622	54.378		tarik
54	11.100		40.904	19.859	32.145		tarik
55	2.553		33.232	25.924	9.861		tarik
56		5.993	26.101	33.042		12.934	tekan
57		14.540	12.532	33.849		35.857	tekan
58		23.087	14.905	48.806		56.988	tekan
59		31.634	10.399	65.871		87.106	tekan
60		40.179	6.627	67.876		101.428	tekan
61		48.750	3.637	78.622		123.735	tekan
62		57.071	1.886	89.773		144.958	tekan
63		65.824		55.499		121.323	tekan

5.2.12 Pendimensian Batang Rangka Induk

1) Batang Horisontal Bawah (Batang Tarik)

Direncanakan menggunakan profil IWF 428 x 407 x 20 x 35 - 283



Data Profil :

A	=	428 mm	ix	=	18,2 cm
B	=	407 mm	iy	=	10,4 cm
t1	=	20 mm	Wx	=	5570 cm^3
t2	=	35 mm	Wy	=	1930 cm^3
F	=	360,7 cm^2			
Ix	=	119000 cm^4			
Iy	=	39400 cm^4			

S = 529,640 t = 529640 kg (batang 8 & 9)

F nt = 0,85 x F profil

= 0,85 x 360,7

= 306,595 cm^2

Cek Tegangan :

$$\sigma = \frac{S}{Fnt} < 1867 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{529640}{306,595} < 1867 \text{kg/cm}^2$$

= 1727,490 kg/cm^2 < 1867kg/cm^2…**OK**

2) Batang Horisontal Atas (Batang Tekan)

Direncanakan menggunakan profil IWF 428 x 407 x 20 x 35 - 283

S = - 527,033 t = -527033 kg (batang 23 & 25)

Lk = 500 cm

Rumus umum menurut PPBBI hal 9 Bab 4.1 Pasal 1 dan 2, untuk stabilitas batang tekan terhadap bahaya tekuk :

$$\frac{(S \times \omega)}{F} < \sigma \text{ ijin baja}$$

Dimana :

S = gaya tekan pada batang tersebut

F = luas penampang batang

ω = faktor tekuk yang tergantung dari kelangsingan dan macam bajanya

Menghitung kelangsingan batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{I \min} = \frac{500}{10,4} = 48,076$$

$$\lambda g = \pi \times \sqrt{\frac{E}{0,7 \times \sigma_1}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^5}{0,7 \times 240}} = 111,015$$

$$\lambda s = \frac{\lambda}{\lambda g} = \frac{48,076}{111,015} = 0,433$$

Untuk 0,183 < λs < 1 :

$$\omega = \frac{1,41}{1,593 - \lambda s}$$

$$= \frac{1,41}{1,593 - 0,433}$$

$$= 1,16$$

Maka :

$$\frac{(S \times \omega)}{F} = \frac{527033 \, x \, 1,160}{360,7} = 1694,922 \text{ Mpa} < 1867 \text{ kg/cm}^2 \text{......} \textbf{OK}$$

3) Batang Diagonal (Batang Tarik)

Direncanakan menggunakan profil IWF 428 x 407 x 20 x 35 - 283

S = 158,545 t = 158545 kg (batang 47 & 48)

F nt = 0,85 x F profil = 0,85 x 360,7 = 306,595 cm^2

Cek Tegangan :

$$\sigma = \frac{S}{Fnt} < 0{,}75 \text{ x } 1867 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{158545}{306{,}595} < 1400{,}25 \text{ kg/cm}^2$$

= 517.115 < 1400,25 kg/cm^2…**OK**

4) Batang Diagonal (Batang Tekan)

Direncanakan menggunakan profil IWF 428 x 407 x 20 x 35 - 283

S = - 144,758 t = -144758 kg (batang 33 & 62)

Lk = 677,790 cm

Rumus umum menurut PPBBI hal 9 Bab 4.1 Pasal 1 dan 2, untuk stabilitas batang tekan terhadap bahaya tekuk : $\frac{(S \text{ x } \omega)}{F} < \sigma$ ijin baja

Menghitung kelangsingan batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{I \min} = \frac{677{,}790}{10{,}4} = 65{,}172$$

$$\lambda g = \pi \text{ x } \sqrt{\frac{E}{0{,}7 \text{ x } \sigma_1}} = 3{,}14 \text{ x } \sqrt{\frac{2{,}1 \text{ x } 10^5}{0{,}7 \text{ x } 240}} = 111{,}015$$

$$\lambda s = \frac{\lambda}{\lambda g} = \frac{65{,}172}{111{,}015} = 0{,}587$$

Untuk 0,183 < λs < 1 :

$$\omega = \frac{1{,}41}{1{,}593 - \lambda s} = \frac{1{,}41}{1{,}593 - 0{,}587} = 1{,}401$$

Maka :

$$\frac{(S \text{ x } \omega)}{F} = \frac{(144758 \text{ x } 1{,}401)}{360{,}7} = 542{,}878 < 186{,}7 \text{ Mpa...}\textbf{OK}$$

5.2.13 Sambungan Rangka Utama

a. Sambungan Antar Rangka Utama

Sambungan Antar rangka utama direncanakan menggunakan alat penyambung dengan baut diameter 25,4 mm

Data teknis perencanaan jumlah baut :

- Tebal plat buhul (δ) = 30 mm
- Diameter baut = 25,4 mm
- Mutu baut = A325 (τ_l = 6350 kg/cm^2)

Pengaturan jarak antar baut (berdasar PPBBI hal 70) :

$2,5\ d \leq s \leq 7\ d$, atau 14 t s = jarak antar sumbu baut pada arah horizontal

$2,5\ d \leq u \leq 7\ d$, atau 14 t u = jarak antar sumbu baut pada arah vertical

$1,5\ d \leq s_1 \leq 3\ d$, atau 6 t s_1= jarak sumbu baut paling luar dengan bagian yang disambung

Jarak antar sumbu baut pada arah horizontal (s) :

$2,5\ d \leq s \leq 7\ d$

$63,5 \leq s \leq 177,8$ diambil 80 mm

Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal (u) :

$2,5\ d \leq u \leq 7\ d$

$63,5 \leq s \leq 177,8$ diambil 100 mm

Jarak sumbu baut paling luar dengan bagian yang disambung (s_1) :

$1,5\ d \leq s_1 \leq 3\ d$

$38,1 \leq s_1 \leq 76,2$ diambil 60 mm

Sambungan Irisan 1 :

$$\frac{\delta}{d} = \frac{30}{25,4} = 1,180 \quad > \quad 0,314 \text{ (Pengaruh Geser)}$$

Jumlah baut untuk tiap sisi pelat sambungan:

$$n\,gsr = \frac{S}{0{,}6\,x\,\sigma\,x\,2\,x\,\frac{1}{4}\pi\,d^2}$$

$$n\,gsr = \frac{S}{0{,}6\,x\,6350\,x\,2\,x\,\frac{1}{4}\,x\,3{,}14\,x\,2{,}54^2}$$

$$n\,gsr = \frac{S}{38591{,}535}$$

Tabel 5.2 Perhitungan Jumlah Baut

Btg	Gaya batang (kg)	Pgeser (kg)	Jumlah Baut	Dipakai
1	63.477	38.591	1.645	14
2	180.118	38.591	4.667	14
3	280.390	38.591	7.266	14
4	374.074	38.591	9.693	14
5	348.723	38.591	9.036	14
6	419.875	38.591	10.880	14
7	512.988	38.591	13.293	14
8	529.640	38.591	13.724	14
9	529.640	38.591	13.724	14
10	513.028	38.591	13.294	14
11	419.875	38.591	10.880	14
12	348.723	38.591	9.036	14
13	374.074	38.591	9.693	14
14	280.390	38.591	7.266	14
15	180.118	38.591	4.667	14
16	63.477	38.591	1.645	14
17	124.835	38.591	3.235	14
18	233.773	38.591	6.058	14
19	325.620	38.591	8.438	14
20	410.349	38.591	10.633	14
21	460.544	38.591	11.934	14
22	501.674	38.591	13.000	14
23	527.033	38.591	13.657	14
24	381.345	38.591	9.882	14
25	527.033	38.591	13.657	14
26	501.674	38.591	13.000	14
27	460.544	38.591	11.934	14
28	410.349	38.591	10.633	14
29	325.620	38.591	8.438	14
30	233.773	38.591	6.058	14
31	124.835	38.591	3.235	14
32	121.323	38.591	3.144	10
33	144.958	38.591	3.756	10
34	123.735	38.591	3.206	10
35	101.428	38.591	2.628	10
36	87.106	38.591	2.257	10
37	56.988	38.591	1.477	10
38	35.857	38.591	0.929	10
39	12.874	38.591	0.334	10
40	9.861	38.591	0.256	10
41	32.145	38.591	0.833	10
42	54.378	38.591	1.409	10
43	76.586	38.591	1.985	10
44	98.870	38.591	2.562	10
45	121.142	38.591	3.139	10
46	143.615	38.591	3.721	10

47	158.545	38.591	4.108	10
48	158.545	38.591	4.108	10
49	143.615	38.591	3.721	10
50	121.142	38.591	3.139	10
51	98.870	38.591	2.562	10
52	76.586	38.591	1.985	10
53	54.378	38.591	1.409	10
54	32.145	38.591	0.833	10
55	9.861	38.591	0.256	10
56	12.934	38.591	0.335	10
57	35.857	38.591	0.929	10
58	56.988	38.591	1.477	10
59	87.106	38.591	2.257	10
60	101.428	38.591	2.628	10
61	123.735	38.591	3.206	10
62	144.958	38.591	3.756	10
63	121.323	38.591	3.144	10

b. Sambungan Antar Rangka Utama dengan Gelagar Melintang

Sambungan antara rangka utama dengan gelagar melintang direncanakan menggunakan pelat penyambung dengan tebal 20 mm yang dilas pada ujung gelagar melintang.

Perhitungan Sambungan Las :

D_{POST} gelagar melintang (P) = 51563,749 kg

Tebal plat (t) = 20 mm

- Perhitungan luas bidang las

  a $\leq$ ½ t $\sqrt{2}$

  a $\leq$ ½ x 20 x $\sqrt{2}$

  a $\leq$ 14,142 mm, diambil a = 12 mm

- Panjang netto las (Ln)

  L_B = tinggi profil gelagar melintang = 708 mm

  Ln = L_B - 3a

  = 708 - (3 x 12)

  = 672 mm

  Syarat panjang las : 10.a $\leq$ Ln $\leq$ 40.a

  10 x 12 $\leq$ Ln $\leq$ 40 x 12

  120 $\leq$ Ln $\leq$ 480 mm

  Panjang Las diambil Ln = 400 mm

- Luas bidang las (A)

  A = 2 x Ln x a

  = 2 x 480 x 12

  = 11520 mm^2 = 115,20 cm^2

- Kekuatan las ($\overline{P}$)

  $\overline{P}$ = 0,58 x $\overline{\sigma}$ x A

  = 0,58 x 1867 x 115,20

  = 124745,472 kg

Karena $\overline{P}$ $\geq$ P, maka sambungan las antara pelat penyambung dengan gelagar melintang pada ujungnya aman.

Sambungan antara pelat buhul dengan pelat penyambung direncanakan menggunakan baut mutu tinggi A 325 dengan diameter 1 “ (25,4 mm)

Jarak antar sumbu baut pada arah horizontal (s) :

$2,5\ d \leq s \leq 7\ d$

$63,5 \leq s \leq 177,8$ diambil 70 mm

Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal (u) :

$2,5\ d \leq u \leq 7\ d$

$63,5 \leq s \leq 177,8$ diambil 80 mm

Jarak sumbu baut paling luar dengan bagian yang disambung (s_1) :

$1,5\ d \leq s_1 \leq 3\ d$

$38,1 \leq s_1 \leq 76,2$ diambil 40 mm

Menetukan jumlah baut :

- Tebal plat buhul (δ) = 30 mm
- Diameter baut = 25,4 mm
- Tegangan geser ijin ($\overline{\sigma}$) = 0,58 x $\overline{\sigma}$ = 1082 kg/cm^2

Sambungan Irisan 1 :

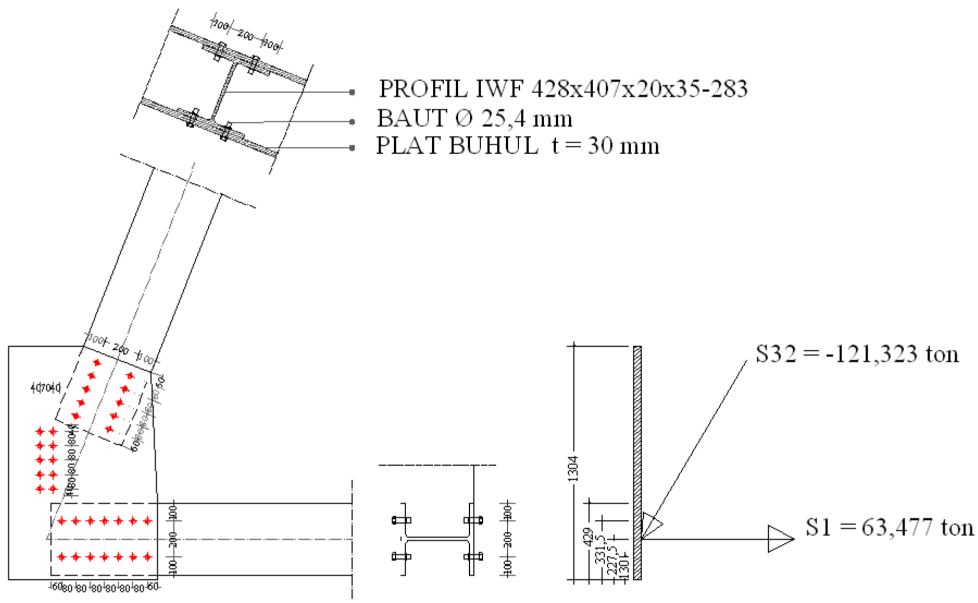
$$\frac{\delta}{d} = \frac{30}{25,4} = 1.181 > 0,314 \text{ (Pengaruh Geser)}$$

$$n = \frac{P}{\tau\left(\frac{1}{4}\, x\, \pi\, x\, d^2\right)} = \frac{51563,749}{1082\, x\left(\frac{1}{4}\, x\, 3,14\, x\, 2,54^2\right)}$$

$= 8,960 \longrightarrow$ dipakai 10 baut

5.2.14 Perhitungan Stabilitas Pelat Buhul

a. Buhul A



Gambar 5.35 Detail Buhul A

Tinjau Pot. A – A

<u>Analisa Penampang :</u>

- A bruto = 3 x 130,45 = 391,35 cm^2
- A baut = 2 x (3 x 2.54) = 15.24 cm^2
- A netto = A bruto - A netto = 391,35 – 15.24 = 376,11 cm^2
- Titik berat penampang pada pot. A – A

$$Y = \frac{(376{,}11 x 65{,}2) - ((3 x 2.54) x (13 + 22{,}75))}{376{,}11} = 64{,}475 \text{ cm}$$

- I_{netto}

$$= \left(\left(\frac{1}{12} x 3 x 130{,}45^3\right) + \left(391{,}35 x (65{,}2 - 64{,}675)^2\right)\right) - \left(3 x 2.54 x \left((13 - 64{,}675)^2 + (33{,}15 - 64{,}675)^2\right)\right)$$

= (554973,516 + 109,930) – (7.62 x (2672,373 + 995,087))

= 527137,400 cm^4

- Watas

$$= \frac{Inetto}{H - Y} = \frac{527137{,}400}{130{,}45 - 64{,}475} = 8116{,}049 \text{ cm}^3$$

- Wbawah $= \dfrac{Inetto}{Y} = \dfrac{527137,400}{64,475} = 8178,842\ cm^3$

Gaya – Gaya yang bekerja :

- N = $\frac{1}{2}$ x $\left(\left(\dfrac{63,477\,x\,12}{14}\right) + \left(-121,323\,x\cos\,68.090\right)\right)$ = 4,568 Ton
- D = ½ x (-121,323 sin 68.090) = -56,279 Ton
- M =

$$\frac{1}{2}\ x\left(\left(\frac{63,477\,x\,12\,x\,(64,475-13)}{14}\right)+\left(-121,323\cos 68.090\,x\,(64,475-33,15)\right)\right)$$

= 691,565 Ton.cm

Tegangan Yang Terjadi :

- Akibat N

$$\sigma_n = \frac{N}{Anetto} = \frac{4568}{376,11} = 12,145\ kg/cm^2$$

- Akibat D

$$\tau = \frac{D}{Anetto} = \frac{-56279}{376,11} = -149,634\ kg/cm^2$$

- Akibat M

$$\sigma_{atas} = \frac{M}{W_{atas}} = \frac{691565}{8116,049} = 85,209\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{bawah} = \frac{M}{W_{bawah}} = \frac{691565}{8178,842} = 84,555\ kg/cm^2$$

Tegangan total :

σ_{atas} = 85,209 - 12,145 = 73,064 kg/cm²

σ_{bawah} = 84,555 - 12,145 = 72,410 kg/cm²

Tegangan idiil :

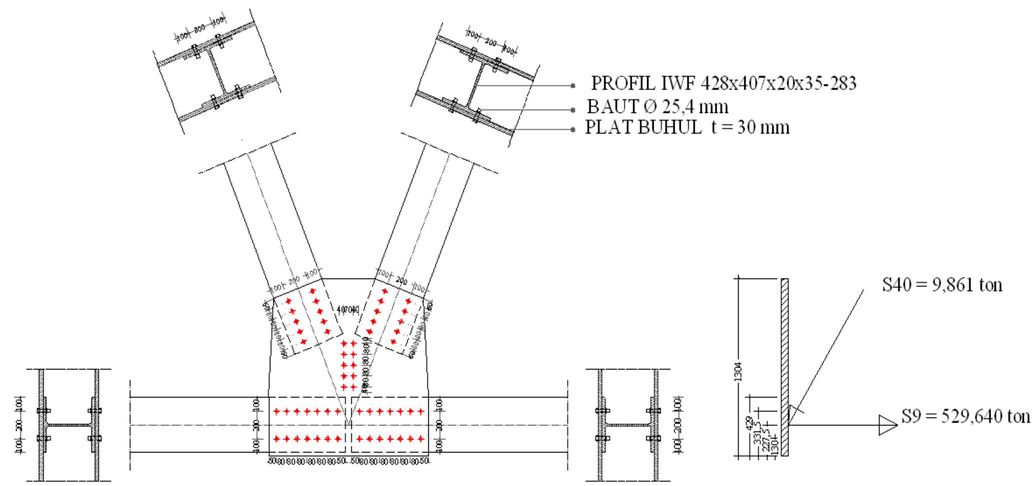
$$\sigma_{idiil} = \sqrt{(73,064)^2 + \left(3\,(-149,634)^2\right)} = 269,275\ kg/cm^2$$

Syarat Keamanan :

$\sigma_{idiil} \quad < \quad \overline{\sigma}$

269,275 kg/cm^2 < 1867 kg/cm^2 .....**OK**

b. Buhul B



Gambar 5.36 Detail Buhul B

Tinjau Pot. A – A

Analisa Penampang :

- A bruto = 3 x 130,45 = 391,35 cm^2
- A baut = 2 x (3 x 2.54) = 15.24 cm^2
- A netto = A bruto - A netto = 391,35 – 15.24 = 376,11 cm^2
- Titik berat penampang pada pot. A – A

$$Y = \frac{(376{,}11 \, x \, 65{,}2) - ((3 \, x \, 2.54) \, x \, (13 + 22{,}75))}{376{,}11} = 64{,}475 \text{ cm}$$

- I_{netto}

$$= \left(\left(\frac{1}{12} x \, 3 \, x \, 130{,}45^3 \right) + \left(391{,}35 \, x \left(65{,}2 - 64{,}675 \right)^2 \right) \right) - \left(3 \, x \, 2.54 \, x \left((13 - 64{,}675)^2 + (33{,}15 - 64{,}675)^2 \right) \right)$$

= (554973,516 + 109,930) – (7.62 x (2672,373 + 995,087))

= 527137,400 cm^4

- Watas $= \dfrac{Inetto}{H-Y} = \dfrac{527137{,}400}{130{,}45-64{,}475} = 8116{,}049\ \text{cm}^3$
- Wbawah $= \dfrac{Inetto}{Y} = \dfrac{527137{,}400}{64{,}475} = 8178{,}842\ \text{cm}^3$

Gaya – Gaya yang bekerja :76

- N = $\frac{1}{2}$ x $\left(\left(\dfrac{529{,}640\,x12}{14}\right)+\left(-9{,}861\,x\cos\ 68.090\right)\right)$ = 225,149 Ton
- D = ½ x (-9,861 sin 68.090) = -4,574 Ton
- M =

$$\tfrac{1}{2}\ x\left(\left(\frac{529{,}640\ x12x(64{,}475-13)}{14}\right)+\left(-139{,}769\ \cos\ 68.090\,x(64{,}475-33{,}15)\right)\right)$$

= 10867,690 Ton.cm

Tegangan Yang Terjadi :

- Akibat N

$$\sigma_n = \frac{N}{Anetto} = \frac{225149}{244.76} = 919{,}876\ kg/cm^2$$

- Akibat D

$$\tau = \frac{D}{Anetto} = \frac{-4574}{244.76} = -18{,}687\ kg/cm^2$$

- Akibat M

$$\sigma_{atas} = \frac{M}{W_{atas}} = \frac{10867690}{8116{,}049} = 1339{,}037\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{bawah} = \frac{M}{W_{bawah}} = \frac{10867690}{8178{,}842} = 1328{,}756\ kg/cm^2$$

Tegangan total :

σ_{atas} = 1339,037 - 919,876 = 419,161 kg/cm^2

σ_{bawah} = 1328,756 - 919,876 = 408,88 kg/cm^2

Tegangan idiil :

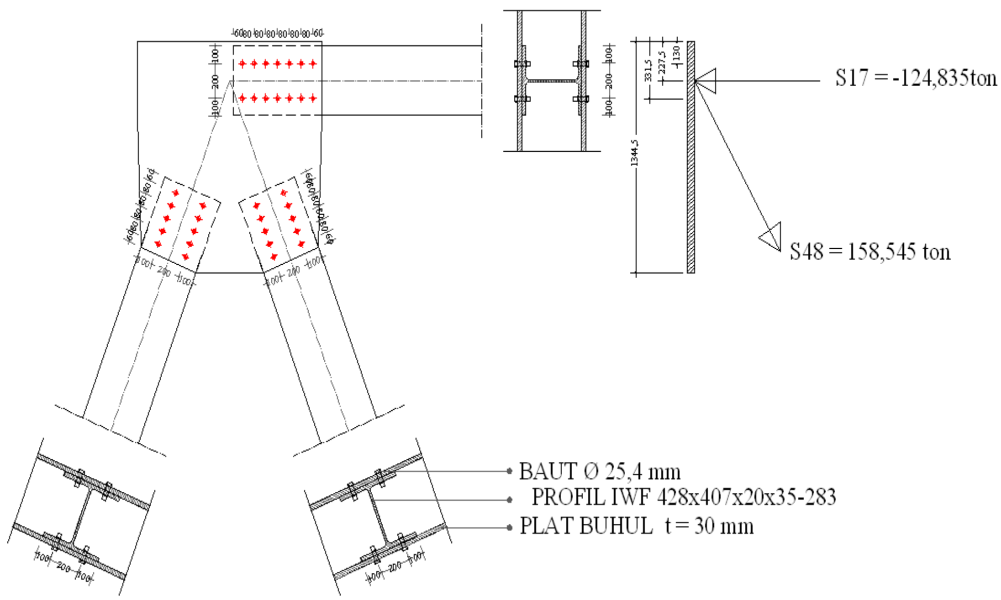
$$\sigma_{idiil} = \sqrt{(419{,}161)^2 + \left(3\,(-18{,}687)^2\right)} = 420{,}408 \ \text{kg/cm}^2$$

Syarat Keamanan :

$\sigma_{idiil} < \overline{\sigma}$

420,408 kg/cm^2 < 1867 kg/cm^2 ....**OK**

c. Buhul C



Gambar 5.37 Detail Buhul C

Tinjau Pot. A – A

Analisa Penampang :

- A bruto = 3 x 134,45 = 403,35 cm^2
- A baut = 2 x (3 x 2.54) = 15.24 cm^2
- A netto = A bruto - A netto = 403,35 – 15.24 = 388,11 cm^2
- Titik berat penampang pada pot. A – A

$$Y = \frac{(388{,}11\,x\,67{,}225) - ((3\,x\,2.54)\,x\,(13+33{,}15))}{388{,}11} = 66{,}318 \text{ cm}$$

- I_{netto} $= \left(\left(\frac{1}{12} x\, 3\, x\, 134{,}45^3\right) + \left(403{,}35\, x \left(67{,}225 - 66{,}318\right)^2\right)\right) -$
  $\left(3\, x\, 2.54\, x \left(\left(13 - 66{,}318\right)^2 + \left(33{,}15 - 66{,}318\right)^2\right)\right)$
  = (607606,524 + 331,815) – (7.62 x (2842,809 + 1100,116))
  = 577893,251 cm^4
- Watas $= \frac{Inetto}{H - Y} = \frac{577893{,}251}{134{,}45 - 66{,}318}$ = 8481,965 cm^3
- Wbawah $= \frac{Inetto}{Y} = \frac{577893{,}251}{66{,}318}$ = 8713,973 cm^3

Gaya – Gaya yang bekerja :

- N = ½ x $\left(\left(\frac{-124{,}835\, x 12}{14}\right) + \left(158{,}545\, x \cos\ 68.090\right)\right)$ = -83,081 Ton
- D = ½ x (158,545 sin 68.090) = 73,546 Ton
- M =

½x $\left(\left(\frac{-124{,}835\, x 12\, x (66{,}318 - 13)}{14}\right) - \left(158{,}545\, x \cos\ 68.090\, x (67.334 - 33{,}15)\right)\right)$

= -3863,731 Ton.cm

Tegangan Yang Terjadi :

- Akibat N

$$\sigma_n = \frac{N}{Anetto} = \frac{-83081}{388{,}11} = -214{,}065\ kg/cm^2$$

- Akibat D

$$\tau = \frac{D}{Anetto} = \frac{73546}{388{,}11} = 189{,}497\ kg/cm^2$$

- Akibat M

$$\sigma_{atas} = \frac{M}{W_{atas}} = \frac{-3863731}{8481{,}965} = -455{,}253\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{bawah} = \frac{M}{W_{bawah}} = \frac{-3863731}{8713{,}973} = -443{,}934\ kg/cm^2$$

Tegangan total :

σ_{atas} = -455,253 + 214,065 = -241,188 kg/cm^2

σ_{bawah} = -443,934 + 229,869 = -214,065 kg/cm^2

<u>Tegangan idiil</u> :

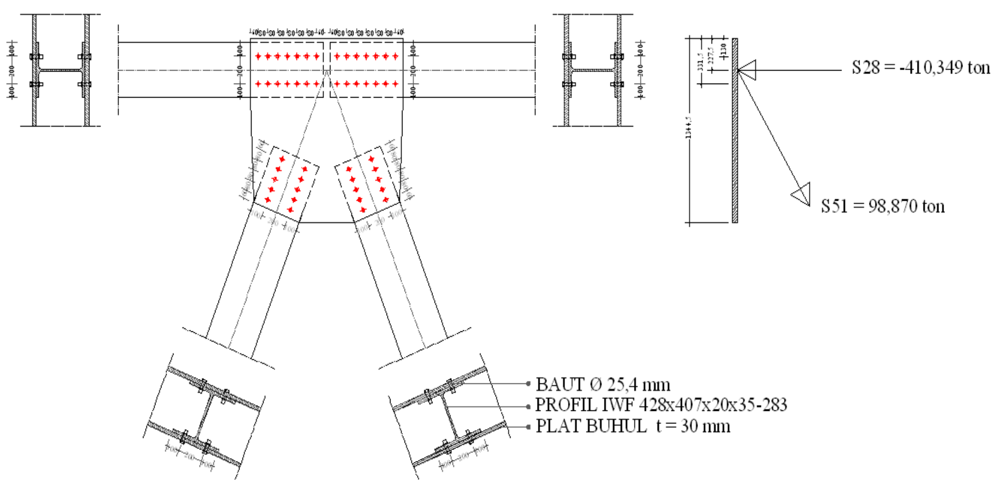
$$\sigma_{idiil} = \sqrt{-(241{,}188)^2 + \left(3\,(-189{,}497)^2\right)} = 407{,}306 \text{ kg/cm}^2$$

<u>Syarat Keamanan</u> :

$\sigma_{idiil} < \overline{\sigma}$

407,306 kg/cm2 < 1867 kg/cm^2 ....**OK**

d. Buhul D



Gambar 5.38 Detail Buhul 19

Tinjau Pot. A – A

<u>Analisa Penampang :</u>

- A bruto = 3 x 134,45 = 403,35 cm^2
- A baut = 2 x (3 x 2.54) = 15.24 cm^2
- A netto = A bruto - A netto = 403,35 – 15.24 = 388,11 cm^2

- Titik berat penampang pada pot. A – A

$$Y = \frac{(388{,}11\,x\,67{,}225) - ((3\,x\,2.54)\,x\,(13+33{,}15))}{388{,}11} = 66{,}318 \text{ cm}$$

- I_{netto} $= \left(\left(\frac{1}{12}x\,3\,x\,134{,}45^3\right) + \left(403{,}35\,x\left(67{,}225-66{,}318\right)^2\right)\right) - \left(3\,x\,2.54\,x\left((13-66{,}318)^2 + (33{,}15-66{,}318)^2\right)\right)$

  = (607606,524 + 331,815) – (7.62 x (2842,809 + 1100,116))

  = 577893,251 cm^4

- Watas $= \frac{Inetto}{H-Y} = \frac{577893{,}251}{134{,}45-66{,}318} = 8481{,}965 \text{ cm}^3$

- Wbawah $= \frac{Inetto}{Y} = \frac{577893{,}251}{66{,}318} = 8713{,}973 \text{ cm}^3$

Gaya – Gaya yang bekerja :

- $N = ½\,x\left(\left(\frac{-410{,}349\,x\,12}{14}\right) + \left(98{,}870\,x\cos\,68.090\right)\right) = -157{,}424 \text{ Ton}$

- D = ½ x (98,870 sin 68.090) = 45,628 Ton

- M =

$$½x\left(\left(\frac{-410{,}349\,x\,12\,x\,(66{,}318-13)}{14}\right) - \left(98{,}870x\cos\,68.090\,x\,(66{,}318-33.15\right)\right)$$

= -1549,264 Ton.cm

Tegangan Yang Terjadi :

- Akibat N

$$\sigma_n = \frac{N}{Anetto} = \frac{-157424}{388{,}11} = -405{,}616\ kg/cm^2$$

- Akibat D

$$\tau = \frac{D}{Anetto} = \frac{45628}{388{,}11} = 117{,}564\ kg/cm^2$$

- Akibat M

$$\sigma_{atas} = \frac{M}{W_{atas}} = \frac{-1549264}{8481{,}965} = -182{,}653\,kg/cm^2$$

$$\sigma_{bawah} = \frac{M}{W_{bawah}} = \frac{-1549264}{8713{,}973} = -177{,}970 \ kg/cm^2$$

Tegangan total :

σ_{atas} = -182,653 + 405,616 = 222,963 kg/cm^2

σ_{bawah} = -177,970 + 405,616 = 227,646 kg/cm^2

Tegangan idiil :

$$\sigma_{idiil} = \sqrt{(227{,}646)^2 + \left(3\,(117{,}564)^2\right)} = 308{,}428 \ \text{kg/cm}^2$$

Syarat Keamanan :

$\sigma_{idiil} < \overline{\sigma}$

308,428 kg/cm2 < 1867 kg/cm^2 ....**OK**

5.2.15 Perhitungan Lendutan Rangka Induk

Rumus = $\delta_m = \dfrac{(S_{DL} + S_{LL})xLxS_o}{AxE}$

Keterangan :

δ_m = lendutan dititik ditengah

S_{DL} = Gaya akibat beban mati

S_{LL} = Gaya akibat beban hidup

L = Panjang Batang

So = Gaya batang akibat beban P ditengah

A = Luas Profil

E = Modulus Elastisitas Baja (2,1 x 10^6 kg/cm^2)

Tabel 5.3 Perhitungan Lendutan Rangka Induk

Batang	$S_{DL} + S_{LL}$ (kg)	L (cm)	So (kg)	A (cm^2)	E (kg/cm^2)	δ (cm)
1	63476.530	500	0.199	273.6	2100000	0.011
2	180117.820	500	0.593	273.6	2100000	0.093
3	280389.630	500	0.989	273.6	2100000	0.241
4	374073.840	500	1.39	273.6	2100000	0.452
5	348723.330	500	1.78	273.6	2100000	0.540
6	419874.940	500	2.18	273.6	2100000	0.797
7	512988.390	500	2.57	273.6	2100000	1.147
8	529639.610	500	2.97	273.6	2100000	1.369
9	529639.610	500	2.97	273.6	2100000	1.369
10	513028.390	500	2.57	273.6	2100000	1.147
11	419874.940	500	2.18	273.6	2100000	0.797
12	348723.330	500	1.78	273.6	2100000	0.540
13	374073.840	500	1.39	273.6	2100000	0.452
14	280389.630	500	0.989	273.6	2100000	0.241
15	180117.820	500	0.593	273.6	2100000	0.093
16	63476.530	500	0.199	273.6	2100000	0.011
17	-124835.410	500	-0.396	273.6	2100000	0.043
18	-233772.910	500	-0.791	273.6	2100000	0.161
19	-325619.530	500	-1.19	273.6	2100000	0.337
20	-410348.860	500	-1.58	273.6	2100000	0.564
21	-460543.950	500	-1.98	273.6	2100000	0.794
22	-501674.050	500	-2.37	273.6	2100000	1.035
23	-527032.880	500	-2.77	273.6	2100000	1.270
24	-381345.480	500	-3.16	273.6	2100000	1.049
25	-527032.880	500	-2.77	273.6	2100000	1.270
26	-501674.050	500	-2.37	273.6	2100000	1.035
27	-460543.950	500	-1.98	273.6	2100000	0.794
28	-410348.860	500	-1.58	273.6	2100000	0.564
29	-325619.530	500	-1.19	273.6	2100000	0.337

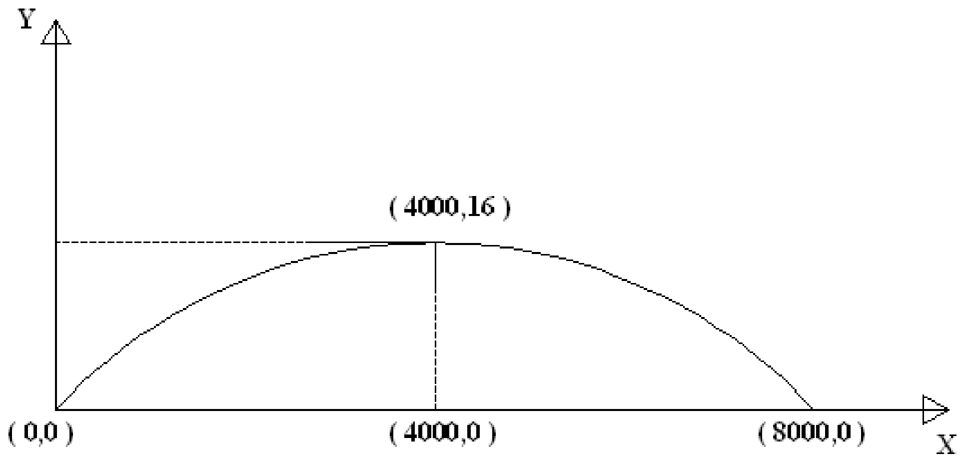
30	-233772.910	500	-0.791	273.6	2100000	0.161
31	-124835.410	500	-0.396	273.6	2100000	0.043
32	-121323.420	677.779	-0.533	273.6	2100000	0.076
33	-144958.280	677.779	-0.525	273.6	2100000	0.090
34	-123735.370	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.077
35	-101427.740	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.063
36	-87106.100	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.054
37	-56988.140	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.035
38	-35857.280	677.779	-0.527	273.6	2100000	0.022
39	-12874.440	677.779	-5.205	273.6	2100000	0.079
40	9861.420	677.779	0.527	273.6	2100000	0.006
41	32145.260	677.779	0.525	273.6	2100000	0.020
42	54378.150	677.779	0.526	273.6	2100000	0.034
43	76585.720	677.779	0.526	273.6	2100000	0.048
44	98870.450	677.779	0.526	273.6	2100000	0.061
45	121141.690	677.779	0.526	273.6	2100000	0.075
46	143614.940	677.779	0.526	273.6	2100000	0.089
47	158544.910	677.779	0.524	273.6	2100000	0.072
48	158544.910	677.779	0.524	273.6	2100000	0.072
49	143614.940	677.779	0.526	273.6	2100000	0.089
50	121141.690	677.779	0.526	273.6	2100000	0.075
51	98870.450	677.779	0.526	273.6	2100000	0.061
52	76585.720	677.779	0.526	273.6	2100000	0.048
53	54378.150	677.779	0.526	273.6	2100000	0.034
54	32145.260	677.779	0.525	273.6	2100000	0.020
55	9861.420	677.779	0.527	273.6	2100000	0.006
56	-12934.440	677.779	-0.52	273.6	2100000	0.008
57	-35857.280	677.779	-0.527	273.6	2100000	0.022
58	-56988.140	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.035
59	-87106.100	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.054
60	-101427.740	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.063
61	-123735.370	677.779	-0.526	273.6	2100000	0.077
62	-144958.280	677.779	-0.525	273.6	2100000	0.090
63	-121323.420	677.779	-0.533	273.6	2100000	0.076
					Σ	14,496

Cek lendutan :

$\Delta \leq$ 1/500 x 8000

14,496 cm $\leq$ 16 cm ....OK

5.2.16 Perhitungan Chamber



Gambar 5.39 Perhitungan Chamber

- Titik (0,0)

  X = 0 , Y = 0 $\quad ax^2 + bx + c = 0$, c = 0

- Lendutan ijin (δ ijin) $= \dfrac{L}{500}$

  $= \dfrac{8000}{500} = 16\ cm$

- Titik maks (4000,16)

  $y = ax^2 + bx + c \quad 16 = a \cdot 4000^2 + 4000 \cdot b + c$

  $16 = 4000^2 a + 4000 b \quad (1)$

- Titik (8000,0)

  $y = ax^2 + bx + c \quad 0 = a \cdot 8000^2 + 8000 \cdot b + c$

  $0 = 8000^2 a + 8000 b \quad (2)$

  $b = -\dfrac{8000^2 a}{8000} = -8000a$

Persamaan (1) dan (2) :

$16 = 4000^2 a + 4000 b$

$16 = 4000^2 a + 4000 (-8000 a)$

$16 = 16000000 a - 32000000 a$

16 = 16000000 a - 32000000 a

$a = -\frac{16}{16.10^6}$

$= -10^{-6}$

$b = -8000(-10^{-6})$

$= 8.10^{-3}$

$y = -10^{-6}x^2 + 8.10^{-3}x$

lendutan maksimum terjadi pada tengah bentang x = 4000

x = 4000 ⟹ $y = -10^{-6}x^2 + 8.10^{-3}x$

$y = -10^{-6}.(4000^2) + 8.10^{-3}(4000)$

$y = -10^{-6}.(4000^2) + 8.10^{-3}(4000)$

$= -16 + 32$

$= 16$ cm

5.3 PERHITUNGAN BANGUNAN BAWAH

Fungsi utama bangunan bawah jembatan adalah untuk menyalurkan semua beban yang bekerja pada bangunan atas ke tanah. Perencanaan bangunan bawah bertujuan untuk mendapatkan konstruksi bawah yang kuat, dan efisien. Perhitungan bangunan bawah meliputi :

- Perhitungan Pelat Injak
- Perhitungan Abutment
- Perhitungan Tiang Pancang

A. Data Tanah

Data dari hasil penyelidikan tanah, dapat disimpulkan bahwa :

- Pada Kedalaman ± 0,00 meter sampai dengan -1,00 meter, lapisan tanah berupa jenis lanau kepasiran berwarna coklat tua.
- Kedalaman -1,00 meter sampai -2,00 lapisan tanah berupa jenis lanau kepasiran campur koral dan kerikil dengan nilai SPT > 60,00.
- Kedalaman -2,00 meter sampai dengan -10,00 meter lapisan tanah berupa jenis koral dengan nilai N SPT > 60,00.
- Muka air tanah terdapat pada kedalaman -1,00 meter dari permukaan tanah setempat.
- Dipakai pesifikasi sebagai berikut :

  γ_1 = 1,566 gr/cm^3

  θ_1 = 20^o

  C_1 = 0,02 kg/cm^2

B. Spesifikasi Bahan

Adapun spesifikasi bahan yang dipakai antara lain :

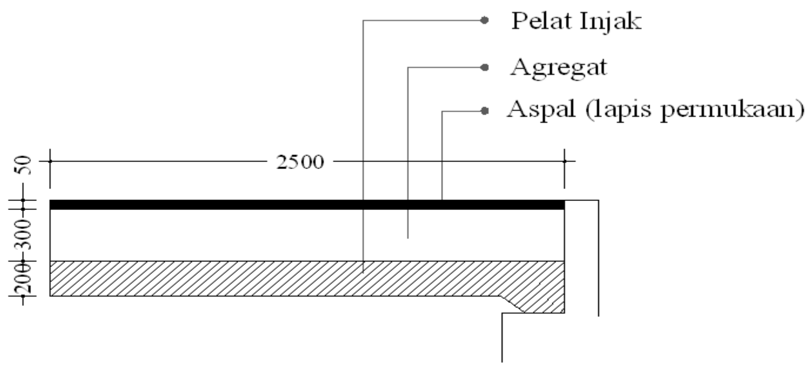
- Abutment direncanakan menggunakan beton mutu f'c = 35 Mpa.
- Pelat injak direncanakan menggunakan beton mutu f'c = 35 Mpa.
- Pondasi tiang pancang direncanakan menggunakan beton mutu f'c = 40 Mpa.
- Wingwall direncanakan menggunakan beton mutu f'c = 35 Mpa.

- Tulangan yang digunakan :

  Ø 8 dan Ø 10 merupakan tulangan polos dengan mutu fy = 240 Mpa.

  D12, D14,D16, D25 adalah tulangan ulir dengan mutu fy = 240 Mpa

5.3.1 Perhitungan Pelat Injak



Gambar 5.40 Pelat Injak

A. Pembebanan Pelat Injak

Beban Mati

- Berat Aspal = 0,05 x 2200 x 1 = 110 kg/m
- Berat Agregat = 0,55 x 1450 x 1 = 797,5 kg/m
- Berat Air Hujan = 0,05 x 1000 x 1 = 50 kg/m
- Berat Sendiri Pelat = 0,20 x 2500 x 1 = 500 kg/m

berat total (q_{DL}) = 1457,5 kg/m = 14,575 kN/m

M_{DL} = 1/8 x Q_{DL} x L^2

= 1/8 x 14,575 x $2,5^2$

= 11,387 kNm

Beban Hidup

Bentang jembatan = 80 m, maka :

q = 1.1 (1 + 30/L) t/m' untuk L > 60 m

= 1.1 (1 + 30/80) t/m' = 1,65 t/m

Beban terbagi rata (q_{LL}) = $\frac{1,65}{2,75} \times 2,5$

= 1,5 t/m = 1500 kg/m = 15 kN/m

M_{LL} = 1/8 x Q_{DL} x L^2

= 1/8 x 15 x $2,5^2$

= 11,718 kNm

M_{TOTAL}= 11,387 + 11,718 = 23,105 kNm

B. Penulangan Pelat Injak

f'c = 35 Mpa

fy = 240 Mpa

b = 100 cm

ϕ = 14 mm

d = h – p – ½ ϕ tulangan

= 200 – 40 – 7 = 153 mm

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho x 0,8 x fy \ (1\text{-}0,588 \text{ x } \rho \text{ x } \frac{fy}{f'c})$$

$$\frac{23,105}{1 \, x \, 1,52^2} = \rho \, x \, 0,8 \, x \, 2400 \ (1\text{-}0,588 \text{ x } \rho \text{ x } \frac{2400}{350})$$

7741,44 ρ^2 – 1920 ρ + 10 = 0

ρ 1 = 0,242

ρ 2 = -1,03

ρ min = $\frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{240}$ = 0,005

ρ max = 0,75 x β_1 $\left(\frac{0,85 f'c}{fy} x \frac{600}{600 + fy} \right)$ dan β_1 = 0,85

ρ max = 0,75 x 0,85 $\left(\frac{0,85 \text{ x } 350}{2400} x \frac{600}{600 + 2400} \right)$ dan β_1 = 0,85

ρ max = 0,015

Karena ρ min > ρ > ρ max $\rightarrow$ dipakai ρ min = 0,005

As $= \rho$ x b x d = 0,005 x 1000 x 153 = 765 mm^2

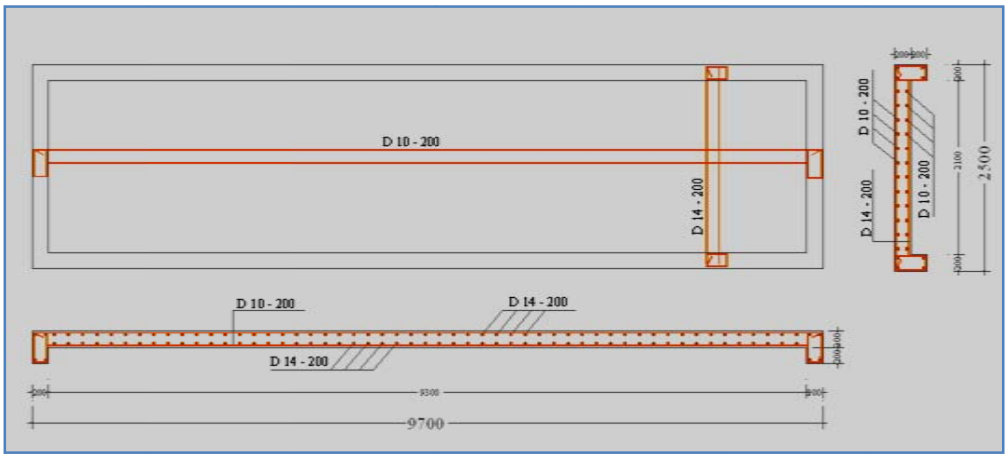
Dipakai tulangan ϕ 14 – 200 (As = 770 mm^2)

Menurut SKSNI T15-1991-03 pasal 3.16.12, dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi tegangan susut dan suhu) untuk fy = 240 MPa

As = 0,0025 x b x d

As = 0,0025 x 1000 x 153 = 382,5 mm^2

Digunakan tulangan bagi D10-200 (A = 393 mm^2)



Gambar 5.41 Denah Penulangan Pelat Injak

5.3.2 Perhitungan Abutment

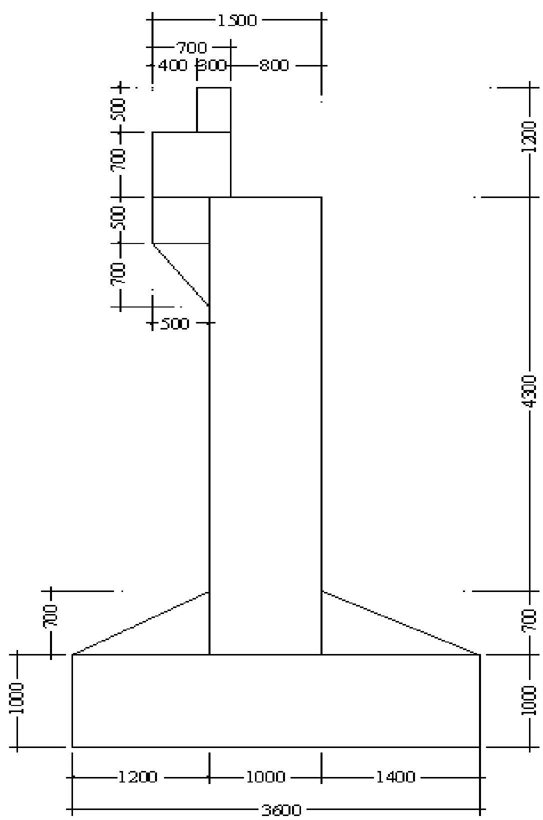
Gaya-gaya yang bekerja pada abutment antara lain:

Beban Mati meliputi:

a. Berat sendiri
b. Beban mati bangunan atas
c. Gaya akibat beban vertikal tanah

Beban Hidup meliputi:

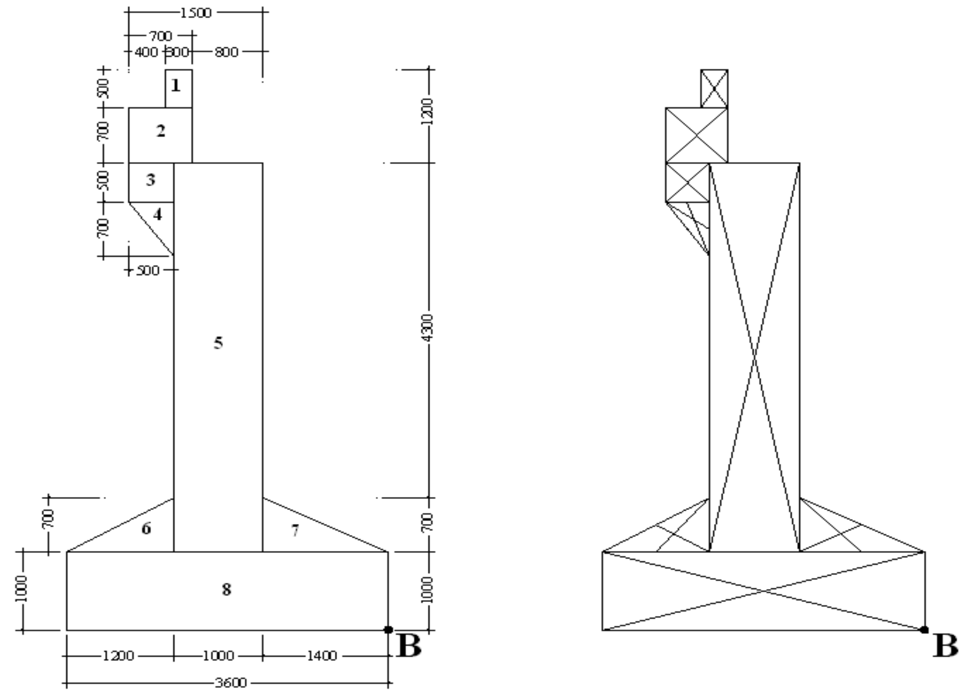
a. Beban hidup bangunan atas
b. Gaya horisontal akibat rem dan traksi
c. Gaya akibat tekanan tanah aktif
d. Gaya gesek tumpuan bergerak
e. Gaya gempa
f. Beban angin



Gambar 5.42 Dimensi Rencana Abutment

5.3.2.1 Perhitungan Pembebanan Abutment

a. **Berat Sendiri**



Gambar 5.43 Perhitungan Berat Sendiri Abutment

Tabel 5.4 Perhitungan Berat Sendiri Abutment

No.	Luas	Panjang	Volume	Berat Jenis	Berat	Titik Berat (m)		Momen terhadap B (Tm)	
	m2	m	m3	T/m3	T	X	Y	Mx	My
1	0.150	10.500	1.575	2.500	3.938	2.350	6.950	9.253	27.366
2	0.490	10.500	5.145	2.500	12.863	2.550	6.350	32.799	81.677
3	0.125	10.500	1.313	2.500	3.281	2.650	5.750	8.695	18.867
4	0.175	10.500	1.838	2.500	4.594	2.567	5.267	11.792	24.195
5	5.000	10.500	52.500	2.500	131.250	1.900	3.500	249.375	459.375
6	0.420	10.500	4.410	2.500	11.025	2.700	1.237	29.768	13.638
7	0.490	10.500	5.145	2.500	12.863	0.934	1.237	12.014	15.911
8	3.600	10.500	37.800	2.500	94.500	1.800	0.500	170.100	47.250
					274.313			523.796	688.279

Titik berat abutment :

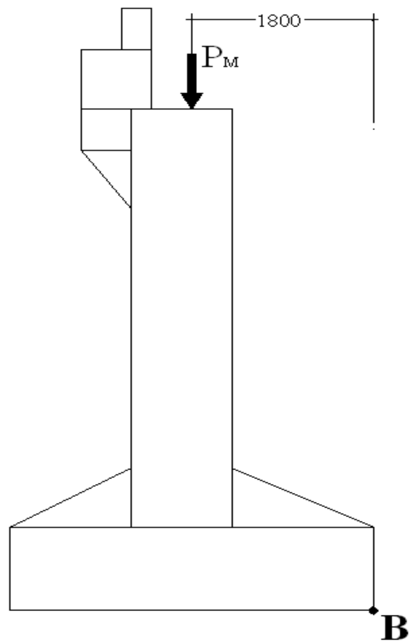
$$X = \frac{\sum Mx}{\sum Berat} = \frac{523{,}796}{274{,}313} = 1{,}909 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum Berat} = \frac{688,279}{274,313} = 2,509 \text{ m}$$

Momen yang terjadi terhadap titik B :

$MB = \sum Mx = 523,796$ Tm

b. Beban Mati Bangunan Atas



Gambar 5.44 Perhitungan Beban Akibat Konstruksi Atas

Berdasarkan hasil "SAP 2000 Versi 7 " didapatkan reaksi diatas tumpuan sebesar 64,630 T, dimana satu buah abutment menerima 2 reaksi tumpuan dari 2 rangka baja. Sehingga abutment menerima beban mati sebesar :

Pm = Joint Reaction = 64,630 T x 2 = 128,720 T.

Lengan terhadap B (Ya)= 1,8 m

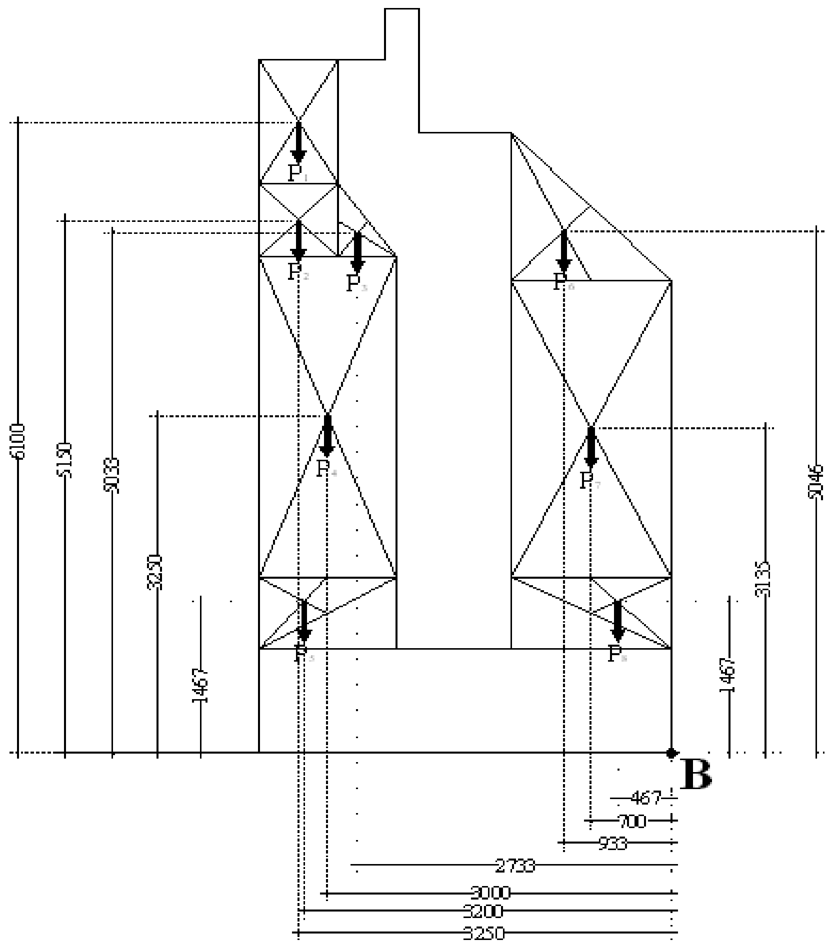
Momen terhadap B:

$M_B = Ya \times Pm$

$= 1,8 \times 128,720$

$= 231,696$ Tm

c. Gaya Akibat Beban Vertikal Tanah Timbunan



Gambar 5.45 Perhitungan Beban Akibat Beban Vertikal

Tabel 5.5 Perhitungan Berat Sendiri Abutment

No.	Luas	Panjang	Volume	Berat Jenis	Berat	Titik Berat		Momen terhadap B	
	m2	m	m3	T/m3	T	X	Y	Mx	My
1	0.840	10.500	8.820	1.678	14.800	3.250	6.100	48.100	90.280
2	0.490	10.500	5.145	1.678	8.633	3.250	5.150	28.058	44.462
3	0.175	10.500	1.838	1.678	3.083	2.733	5.030	8.427	15.509
4	3.720	10.500	39.060	1.678	65.543	3.000	3.250	196.628	213.014
5	0.42	10.500	4.410	1.678	7.400	3.200	1.467	23.680	10.856
6	1.001	10.500	10.511	1.678	17.637	0.933	5.046	16.455	88.994
7	4.018	10.500	42.189	1.678	70.793	0.700	3.135	49.555	221.937
8	0.49	10.500	5.145	1.678	8.633	0.467	1.467	4.032	12.665
					196.522			374.935	697.716

Titik Berat terhadap B :

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum Berat} = \frac{374{,}935}{196{,}522} = 1{,}907 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum Berat} = \frac{697{,}716}{196{,}522} = 3{,}550 \text{ m}$$

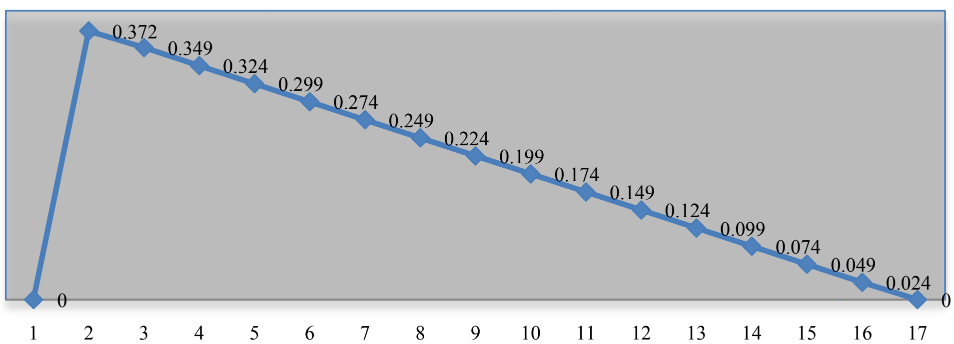
Momen terjadi terhadap B:

$$Ms = \sum Mx \quad = 374{,}935 \text{ Tm}$$

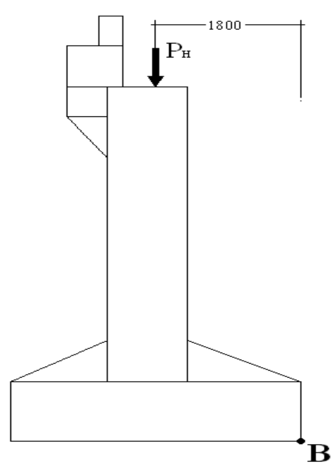
Beban Hidup

a. Beban hidup bangunan atas

- Garis pengaruh S1



S = (0,5 x 0,372 x 80) x 2,218 + (0,372 x 15,722) = 38,851 t



Gambar 5.46 Perhitungan Beban Akibat Beban hidup Bangunan Atas

Ph = R1V = R10V = 38,851 T

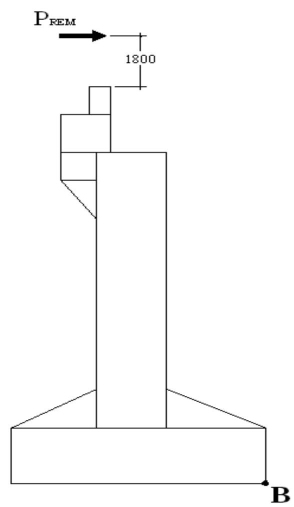
Lengan terhadap B = x = 1,80 m

Momen terhadap B =

MB = $Ph \times x = 38{,}851 \times 1{,}8 = 69{,}931$ Tm

b. Gaya rem

PPJJR : "Besar gaya rem = 5% × Beban "D", titik tangkap berada 1,8 m diatas permukaan lantai jembatan."



Gambar 5.47 Perhitungan Beban Akibat Gaya Rem dan Traksi

qL = 2,218 T/m, PL = 15,722 T

P_{REM} = $5\% \times (2{,}218 \times 80 + 15{,}722)$

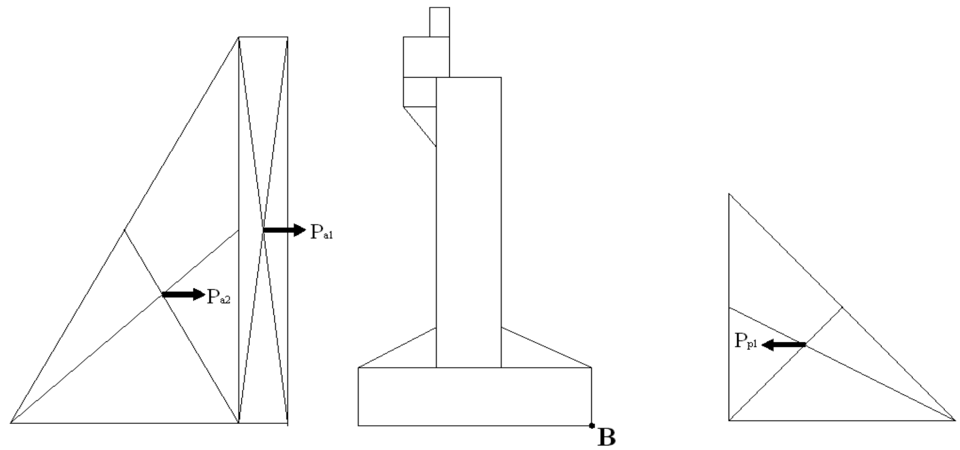
= 9,658 Ton

Lengan terhadap B = y = 1,80+ 7,2 = 9,0 m

Momen terhadap B =

MB = $Ph \times y = 9{,}658 \times 9{,}0 = 86{,}922$ Tm

d. Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif



Gambar 5.48 Perhitungan Beban Akibat Tekanan Tanah akif

Diketahui :

- Tanah Lapisan 1 (tanah urugan)

  γ_1 = 2,0 gr/cm^3

  φ_1 = 28^o

  C_1 = 1 kg/cm^2

  H_1= 6,5 m

- Tanah lapisan 2 (tanah dasar)

  γ2 = 1,566 gr/cm3

  φ2 = 20^o

  C2 = 0,02 kg/cm2

  H2= 5,2 m

- Koefisien tekanan tanah aktif:

  Ka1 = $\tan^2 (45^0 - \varphi_1 /2)$

  = tan2 (45^0 – 28 /2)

  = 0,360

  Ka2 = tan2 (45^0 – φ2 /2)

  = tan2 (45^0 – 20 /2)

  = 0,490

- Koefisien tekanan tanah pasif:

  Kp = tan2 (45^0 + φ /2)

  = tan2 (45^0 +20 /2)

  = 2,039

- Perhitungan tinggi kritis dari timbunan:

  Hcr $= \dfrac{Cu \times Nc}{\gamma_{timbunan}}$

  N_c : factor daya dukung untuk Θ_2 = 11.52

  SF : $\dfrac{1\,x\,5{,}5}{2}$ = 2.25 < 3 …………….. (aman)

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lau lintas dapat diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi: h = 60 cm, jadi beban lalu lintas (qx) :

qx = $\gamma_1 \times h$

= $2{,}\times 0{,}6$

= 1,2 t/m2

q1 = qpelat injak + qx

= 1,457 + 1,2

= 2,657 T/m2

Gaya tekanan tanah aktif:

P1 = $Ka_1 \times q_1 \times H_1 \times B$

= $0{,}36 \times 2{,}657 \times 6{,}5 \times 10{,}5$

= 65,282 Ton

P2 = $\frac{1}{2} \times \gamma_1 \times Ka_1 \times H_1 \times B$

= $\frac{1}{2} \times 2{,}657 \times 0{,}360 \times 6{,}5 \times 10{,}5$

= 32,641 T

Gaya tekanan tanah pasif:

Pp1= $1/2 \times Kp \times \gamma_1 \times D^2$

= $1/2 \times 2{,}039 \times 1{,}566 \times 5{,}2^2$

= 43,170 T

F = P1 +P2 – Pp1

= 65,282 + 32,641 – 43,170

= 54,753 T

$$Yf = \frac{\sum_{1=1}^{4}(Ti \times Yi)}{f}$$

$$= \frac{(65{,}282 \times 3{,}25) + (32{,}641 \times 2{,}167) - (43{,}170 \times 1{,}733)}{54{,}753}$$

= 3,800 m

Momen terhadap titik G:

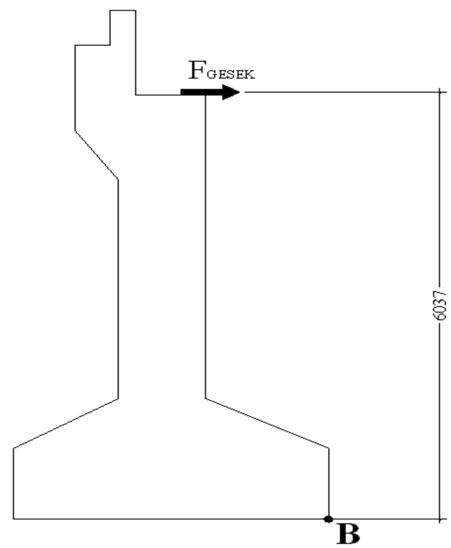
Mg= $F \times Yf$

= $54{,}753 \times 3{,}800$

= 208,061 Tm

e. Gaya gesek akibat tumpuan–tumpuan bergerak:

Menurut pasal 2.6 halaman 15 PPJJR SKBI 1.3.28.1987, gaya gesek yang timbul hanya ditinjau akibat beban mati saja, sedangkan besarnya ditentukan berdasarkan koefesien gesek, pada tumpuan yang bersangkutan.



Gambar 5.49 Gaya gesek tumpuan bergerak

Fges = $Pm \times C$ dimana:

fges = gaya gesek tumpuan bergerak

Pm = beban mati konstruksi atas (T) =

C = koefisien tumpuan karet dengan baja = 0,15

Fges = $128{,}720 \times 0{,}15$= 19,308 T

Lengan gaya terhadap titik G :

Yges = 6,037 m

Momen terhadap titik G :

Mges = $F_{ges} \times Y_{ges}$

= $19{,}308 \times 6{,}037$

= 116,562 Tm

f. Gaya Gempa

h = E x M

dimana :

h : gaya horisontal akibat gempa

E : Koefesien gempa untuk daerah Jawa Tengah pada wilayah II = 0,14 (Peraturan Muatan Untuk Jalan Raya no.12/1970)

M : Muatan mati dari konstruksi yang ditinjau

- Gaya gempa terhadap berat sendiri abutment :

  P_{BB} = 274,313 T

  Ghm_B = 274,313 T x 0,14 = 38,403 T

  Y_B = 2,509 m

  M = 38,403 T x 2,509 m = 96,355 Tm

- Gaya gempa terhadap bangunan atas :

  P_{MB} = 128,720 T

  Ghm_B = 128,720 T x 0,14 = 18,020 T

  Ym_B = 6,037 m

  M = 18,020 T x 6,037 m = 108,786 T

- Gaya gempa terhadap tanah diatas abutment :

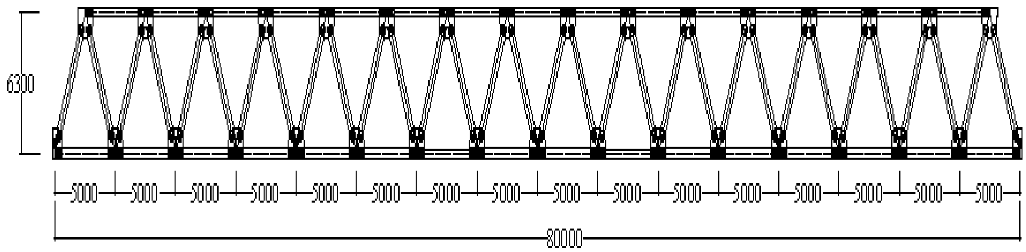
  P_{TB} = 196,522 T

  Gh_{TB} = 196,522 T x 0,14 = 27,513 T

  Y_{TB} = 3,550 m

  M = 97,671 Tm

g. Gaya Angin



Gambar 5.50 Bidang Rangka Induk

Data teknis perencanaan pertambatan angin :

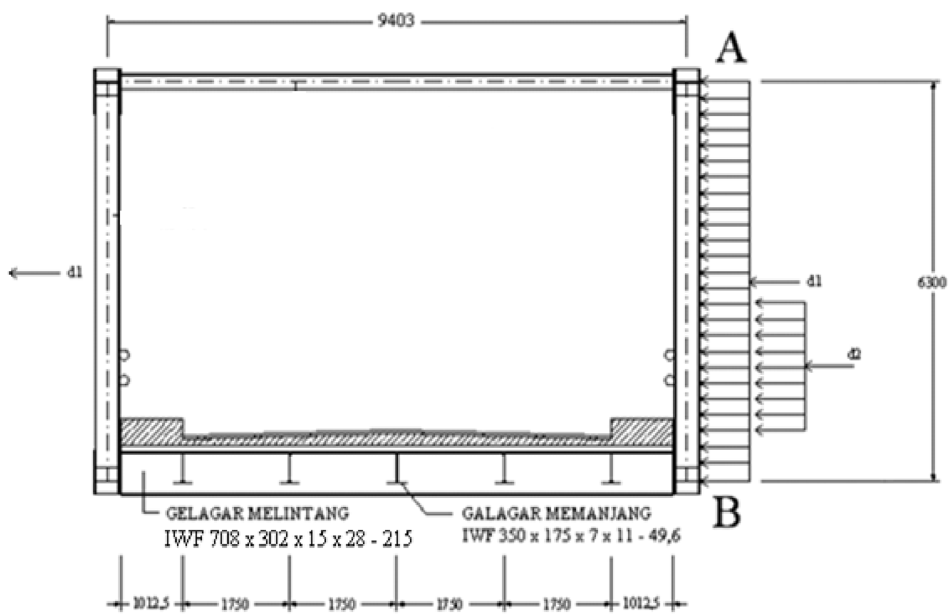
Tekanan angin : 150 kg/m^2

Panjang sisi bawah jembatan : 80 m

Panjang sisi atas jembatan : 75 m

Tinggi jembatan : 6,3 m

Luas bidang rangka utama : $\left(\frac{80 + 75}{2}\right) x\ 6{,}3 \quad = \ 488{,}25 \ m^2$



Gambar 5.51 Penyebaran Beban Angin

◦ Beban angin pada sisi rangka jembatan (d_1) :

d1 = 50% x ((30% x A)) x w

= 50% x ((30% x 488,25)) x 150

= 10985,625 kg

◦ Beban angin pada muatan hidup setinggi 2 m (d_2) :

d2 = $100\% \times w \times L \times 2$

= 100%x 150 x 80 x 2

= 24000 kg

◦ Beban angin pada sisi rangka jembatan (d_1) :

d1 = 50% x ((15% x A)) x w

= 50% x ((15% x 488,25)) x 150

= 5492,812 kg

◦ Beban angin pada sisi rangka jembatan (s_1)

s1 = ½ x tinggi jembatan

= ½ x 6,30 m

= 3,15 m

◦ Beban angin pada muatan hidup seringgi 2 m (s_2)

Tinggi profil gelagar melintang (h1) : 70,8 cm (708x302x15x28-215)

Tebal sayap gelagar melintang (h2) : 2,8 cm

Lebar profil rangka induk (h3) : 40,3 cm (428x407x20x35-283)

Tebal plat lantai kendaraan (h4) : 20 cm

Tebal perkerasan (h5) : 5 cm

Tinggi bidang vertikal beban hidup (h6): 200 cm

$$s_2 = \left(h1 - h2 - \frac{h3}{2}\right) + h4 + h5 + \frac{h6}{2}$$

= (70,8 – 2,3 – 20,35) + 20 + 5 + 100

= 173,35 cm = 1,733 m

Lengan terhadap B :

Y_1 = Y_2 = 3,15 + 6,037 = 9,187 m

Y_3 = 1,733 + 6,037 = 7,767 m

Momen terhadap titik B :

M_B = d_1 x y_1 + d_2 x y_2 + d_3 x y_3

= 10,985 x 9,187 + 24 x 9,187 + 5,492 x 7,767

= 364,063 Tm

h. Gaya Tekanan Tanah Akibat Gempa Bumi

PTt = 54,753 T

Ta = 54,753 x 0,14 = 7,665 T

YTt = 3,800 m

Momen terhadap titik B :

M_{TA} = 7,665 x 3,800 = 29,127 Tm

5.3.2.2 Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan dan Gaya	Tegangan yang digunakan dalam prosen terhadap tegangan izin keadaan elastis
I. M + (H+K) + Ta + Tu	100 %
II. M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm	125 %
III. Komb. I + Rm + Gg + A + SR + Tm + S	140 %
IV. M + Gh + Tag + Gg + AHg + Tu	150 %
V. M + P1	130 %
VI. M + (H+K) + Ta + S + Tb	150%

Keterangan :

A : Beban angin

Ah : gaya akibat aliran dan hanyutan

Ahg : Gaya aliran dan hanyutan pada waktu gempa

Gg : gaya gesek pada tumpuan bergerak

Gh : gaya horizontal ekivalen akibat gemapa bumi

H+K : beban hidup dengan kejut

M : beban mati

PI : gaya – gaya pada waktu pelaksanaan

Rm : gaya rem

S : gaya setrifugal

SR : gaya akibat susut dan rangkak

Tm : gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkak)

Ta : gaya tekanan tanah

Tag : gaya tekanan tanah akibat gempa bumi

Tb : gaya tumbuk

Tu : gaya angkat (bouyancy)

Beban nominal : jumlah total beban

Beban ijin : beban nominal dibagi presentase terhadap tegangan ijin

Tabel 5.7 Kombinasi 1

Beban		Gaya		Jarak Lengan		Momen	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	MV	MH
M	abutment	274.313		1.909		523.796	
	Bangunan atas	128.720		1.800		231.696	
	Timbunan tanah	196.522		1.907		374.935	
H + K	Bangunan atas	38.851		1.800		69.931	
Ta			54.753		3.800		208.061
Tu							
Nominal		**638.406**	**54.753**			**1200.358**	**208.061**
ijin		**638.406**	**54.753**			**1200.358**	**208.061**

Tabel 5.8 Kombinasi 2

Beban		Gaya		Jarak Lengan		Momen	
Jenis	Bagian	V	H	Xo	Yo	MVo	MH
M	abutment	274.313		1.909		523.796	
	Bangunan atas	128.720		1.800		231.696	
	Timbunan tanah	196.522		1.907		374.935	
Ta			54.753		3.800		208.061
Ah							
Gg			19.308		6.037		116.522
A	Angin tekan		10.985		9.187		100.919
	Angin hisap		5.492		7.767		42.656
	muatan 2 m		24.000		9.187		220.488
SR							
Tm							
Nominal		**599.555**	**114.538**			**1130.427**	**688.646**
ijin		**479.644**	**91.630**			**904.341**	**550.916**

Tabel 5.9 Kombinasi 3

Beban		Gaya		Jarak Lengan		Momen	
Jenis	**Bagian**	**V**	**H**	**X**	**Y**	**MV**	**MH**
Komb. 1		638.406	54.753			1200.358	208.061
Rm			9.658		9.000		86.922
Gg			19.308		6.037		116.522
A	Angin tekan		10.985		9.187		100.919
	Angin hisap		5.492		7.767		42.656
	muatan 2 m		24.000		9.187		220.488
SR							
Tm							
S							
Nominal		**638.406**	**124.960**			**1200.358**	**775.568**
ijin		**510.724**	**88.675**			**968.286**	**553.755**

Tabel 5.10 Kombinasi 4

Beban		Gaya		Jarak Lengan		Momen	
Jenis	**Bagian**	**V**	**H**	**X**	**Y**	**MV**	**MH**
M	abutment	274.313		1.909		523.796	
	Bangunan atas	128.720		1.800		231.696	
	Timbunan tanah	196.522		1.907		374.935	
Gh	abutment		38.403		2.509		96.355
	Bangunan atas		18.020		6.037		108.786
	Timbunan tanah		27.513		3.550		97.671
T_{AG}			7.665		3,800		29.127
Gg			19.308		6.037		116.522
Ahg							
T_U							
Nominal		**599.555**	**110.909**			**1130.427**	**448.461**
ijin		**359.733**	**66.545**			**678.256**	**269.076**

Tabel 5.11 Kombinasi 5

Beban		Gaya		Jarak Lengan		Momen	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	MV	MH
M	abutment	274.313		1.909		523.796	
	Bangunan atas	128.720		1.800		231.696	
	Timbunan tanah	196.522		1.907		374.935	
P1							
Nominal		**599.555**				**1130.427**	
ijin		**461.057**				**869.298**	

Tabel 5.12 Kombinasi 6

Beban		Gaya		Jarak Lengan		Momen	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	MV	MH
M	abutment	274.313		1.909		523.796	
	Bangunan atas	128.720		1.800		231.696	
	Timbunan tanah	196.522		1.907		374.935	
H+K		38.851		1.800		69.931	
T_A			54.753		3.800		208.061
STb							
Nominal		**638.406**	**54.753**			**1200.358**	**208.061**
ijin		**425.816**	**36.520**			**800.638**	**138.776**

5.3.2.3 Kontrol Stabilitas Abutment

Kestabilan konstruksi diperiksa terhadap kombinasi gaya dan muatan yang paling menentukan.

◦ **Terhadap guling (Fg)** = $\frac{\sum MVg}{\sum MH} \geq SF$, Dimana :

ΣMV = jumlah momen vertical yang terjadi

ΣMH = jumlah momen horisontal yang terjadi

SF = safety factor = 1,5

Tabel 5.13 kontrol terhadap guling

Komb.	MV (Tm)	MH (Tm)	F	SF	Ket
I	1200.358	208.061	5.769	1.5	aman
II	1130.427	688.466	1.642	1.5	aman
III	1200.358	775.568	1.548	1.5	aman
IV	1130.427	448.461	2.521	1.5	aman
V	1130.427	-	-	1.5	aman
VI	1200.358	208.061	5.769	1.5	aman

◦ **Terhadap Geser (FS)** = $\frac{\sum V \times \tan\delta + Ca \times B}{\sum H}$,Dimana :

Tan δ = faktor geser tanah antara tanah dan dasar tembok (Buku Teknik Sipil)

= 0,45 (Beton dengan tanah lempung padat dan pasir gravelan padat)

Ca = adhesi antara tanah dan dasar tembok = 0

B = lebar dasar pondasi = 3,600 meter

Tabel 5.14 kontrol terhadap geser

Komb.	V (Tm)	Tan δ	Ca	B (m)	H (m)	FS	SF	Ket
I	638.406	0.45	0	3.600	54.753	5.247	1.5	aman
II	599.555	0.45	0	3.600	114.538	2.356	1.5	aman
III	638.406	0.45	0	3.600	124.96	2.299	1.5	aman
IV	599.555	0.45	0	3.600	110.909	2.433	1.5	aman
V	599.555	0.45	0	3.600	-	-	1.5	aman
VI	638.406	0.45	0	3.600	54.753	5.247	1.5	aman

◦ **Terhadap eksentrisitas (e)** = $\frac{B}{2} - \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} < \frac{B}{6} = \frac{3,60}{6} = 0,600\,\text{m}$

Tabel 5.15 kontrol terhadap eksentrisitas

Komb.	0,5 B (m)	MV (Tm)	MH (Tm)	V (Tm)	e (m)	1/6 B (m)	Ket
I	1.800	1200.358	208.061	638.406	-0.406	0.600	aman
II	1.800	1130.427	688.466	599.555	-1.234	0.600	aman
III	1.800	1200.358	775.568	638.406	-1.295	0.600	aman
IV	1.800	1130.427	448.461	599.555	-0.833	0.600	aman
V	1.800	1130.427	-	599.555	-0.085	0.600	aman
VI	1.800	1200.358	208.061	638.406	-0.406	0.600	aman

◦ **Terhadap Daya Dukung Tanah**

Kapasitas dukung tanah dasar (bearing capacity) dipengaruhi oleh parameter $\varphi, c, dan \gamma$. Besarnya kapasitas dukung tanah dasar dapat dihitung dengan metode Terzaghi, yaitu :

$$Q_{ult} = Ap \cdot (c \cdot N_c (1 + 0,3B / L) + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (1 - 0,2B / L))$$

dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimate tanah dasar (t/m2)

c = kohesi tanah dasar (t/m2)

γ = berat isi tanah dasar (t/m3)

B=D = lebar pondasi (meter)

Df = kedalaman pondasi (meter)

$N\gamma$, Nq, Nc = faktor daya dukung Terzaghi

Ap = luas dasar pondasi

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

Tabel 5.16 Nilai-nilai daya dukung Terzaghi

φ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	Nc	Nq	Nγ	N'c	N'q	N'γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,3	1153,2	81,3	65,6	87,1

Berdasarkan data tanah :

γ_2 = 1.566 gr/cm^3 , c_2 = 0.02 kg/cm^2 , $Ø_2$ = 20^o

$$Q_{ult} = (c \cdot N_c (1 + 0,3B / L) + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (1 - 0,2B / L))$$

$$= (0,02 x 17,7 x (1 + 108 / 1050) + 1,566.10^{-3} x 400 x 7,4 + 0,5 x 1,566.10^{-3} x 360 x 5 x (1 - 72 / 1050))$$

= 7,649 kg/cm^2 = 76,490 T/m^2

σall = (1/3). Qult

σall = (1/3). 76,490 = 25,496 Ton

$$\sigma = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum MV + \sum MH}{W} \leq \sigma all$$

Dimana :

SF = safety factor 1.5 ~ 3

B = lebar abutment = 3.60 meter

L = panjang abutment = 10.50 meter

A = 3,60 * 10.50 = 54.59 m^2

W = 1/6 * L * B^2 = 1/6 * 10.50 * $3,60^2$ = 22,680 m^3

V = gaya vertical (ton)

MV = jumlah momen vertical yang terjadi

MH = jumlah momen vertical vertical yang terjadi

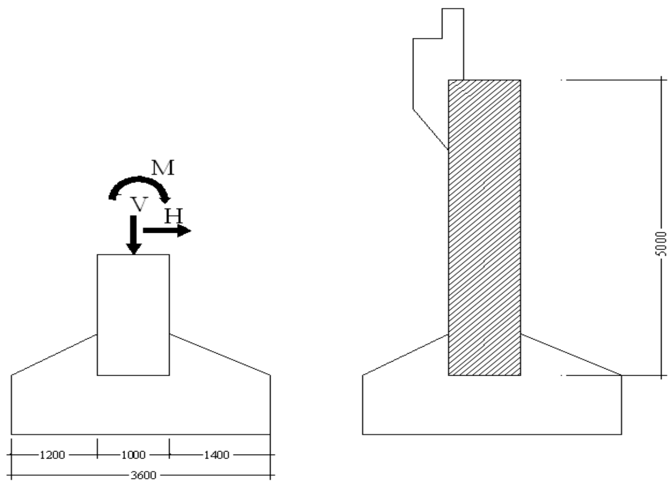
Tabel 5.17 kontrol terhadap daya dukung tanah

Komb	ΣV (T)	ΣMV +ΣMH (Tm)	A (m^2)	W (m^3)	σ_{ALL} (Tm)	σ_{MIN} (T)	σ_{MAX} (T)	Ket
I	638.406	1408.419	54.59	22.680	25.496	-50.405	73.794	tdk aman
II	599.555	1818.893	54.59	22.680	25.496	-69.215	91.181	tdk aman
III	638.406	1975.926	54.59	22.680	25.496	-75.427	98.817	tdk aman
IV	599.555	1578.888	54.59	22.680	25.496	-58.633	80.599	tdk aman
V	599.555	1130.427	54.59	22.680	25.496	-38.860	60.825	tdk aman
VI	638.406	1408.419	54.59	22.680	25.496	-50.405	73.794	tdk aman

Karena tinjauan stabilitas abutment tidak aman, maka dipasang pondasi tiang pancang untuk menanggulangi kegagalan konstruksi.

5.3.2.4 Penulangan Abutment

a. Penulangan Badan Abutment



Gambar 5.52 Penulangan Badan Abutment

Beban yang digunakan dalam penulangan badan abutment diambil dari kombinasi pembebanan yang menghasilkan beban dan momen terbesar yaitu kombinasi pembebanan III.

Tabel 5.18 Kombinasi Pembebanan Maksimum

Beban		**Gaya**		**Jarak Lengan**		**Momen**	
Jenis	**Bagian**	**V**	**H**	**X**	**Y**	**MV**	**MH**
Komb. 1		638.406	54.753			1200.358	208.061
Rm			9.658		9.000		86.922
Gg			19.308		6.037		116.522
A	Angin tekan		10.985		9.187		100.919
	Angin hisap		5.492		7.767		42.656
	muatan 2 m		24.000		9.187		220.488
SR							
Tm							
S							
Nominal		**638.406**	**124.960**			**1200.358**	**775.568**
ijin		**510.724**	**88.675**			**968.286**	**553.755**

- Data Teknis Perencanaan :

  f'c = 35 MPa

  fy = 240 Mpa

  Ag = luas penampang

  $= 1000 \times 1000$

  $= 10^6$ mm^2

  Ht = tinggi badan = 5000 mm

  b = 1000 mm (tiap meter lebar abutment)

  h = 1000 mm

  Diameter tulangan utama dipakai D20, dan tulangan pembagi dipakai D16, sehingga :

  d' = h – (50 + 16 + ½ 20) = 1000 – (50 +16 + 10) = 924 mm

  Φ = 0,65

  $$\frac{Pu}{\phi \times Ag \times 0{,}81 \times f'c} = \frac{638406}{0{,}65 \times 10^6 \times 0{,}81 \times 35} = 0{,}035$$

  $$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{1200{,}358}{638{,}406} = 1{,}880 \text{ m} = 1880 \text{ mm}$$

  $$\frac{et}{h} = \frac{1880}{1000} = 1{,}880 \text{ mm}$$

  $$\frac{Pu}{\phi \times Ag \times 0{,}81 \times f'c} \times \frac{et}{h} = 0{,}035 \times 1{,}880 = 0{,}0658$$

  Dari perhitungan diatas dipakai grafik 6.1.d (*Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang halaman 86*)

  r = 0,01

  f'c = 35 maka β = 1,33

  $\rho = r \times \beta = 0{,}01 \times 1{,}33 = 0{,}0133$

- Tulangan Pokok

  $As_{tot} = \rho \times Ag$

  $= 0{,}0133 \times 10^6 = 13300$ mm^2

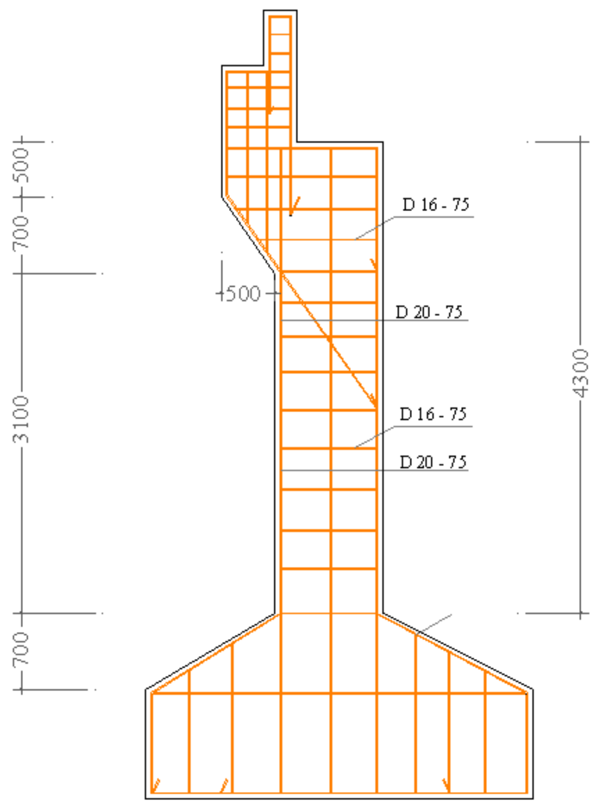
As_{kiri} = As_{kanan} = 0,25 As_{total} = 3325 mm^2

Dipakai tulangan rangkap D20 – 75 (Ast = 4189 mm^2)

◦ Tulangan bagi

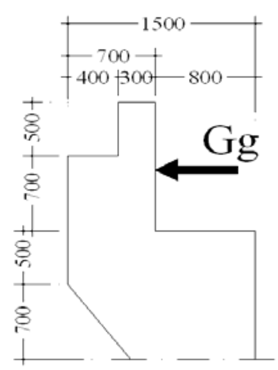
Diambil sebesar 20 % dari tulangan utama = 2660 mm^2

Dipakai tulangan rangkap D16 – 75 (As = 2681 mm^2)



Gambar 5.53 Penulangan Badan Abutment

b. Penulangan Kepala Abutment



Gambar 5.54 Dimensi Kepala Abutment

- Gaya horisontal gempa (Gg) :

  Gaya gempa terhadap berat sendiri abutment :

  P_{BB} = 274,313 T

  Ghm_B = 274,313 T x 0,14 = 38,403 T

  Y_B = 2,509 m

  M = 38,403 T x 2,509 m = 96,355 Tm

  Gaya gempa terhadap bangunan atas :

  P_{MB} = 128,720 T

  Ghm_B = 128,720 T x 0,14 = 18,020 T

  Ym_B = 6,037 m

  M = 18,020 T x 6,037 m = 108,786 T

  Mt = 96,355 + 108,786 = 205,141 T

- Penulangan Kepala Abutment

  f'c = 35 MPa

  fy = 240 Mpa

  b = 300 mm

  h = 1000 mm

  Diameter tulangan utama dipakai D20, dan tulangan pembagi dipakai D10, sehingga :

  d' = h – (50 + 10 + ½ 20) = 1000 – (50 +10+ 10) = 930 mm

$\Phi \quad = 0{,}65$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho x 0{,}8 x fy \ (1\text{-}0{,}588 \text{ x } \rho \text{ x } \frac{fy}{f'c})$$

$$\frac{205141}{1 \text{ x } 0{,}930^2} = \rho \text{ x } 0{,}8 \text{ x } 2400 \ (1\text{-}0{,}588 \text{ x } \rho \text{ x } \frac{2400}{350})$$

$7741{,}44 \ \rho^2 - 1920 \ \rho + 15615{,}337 = 0 \quad , \quad \rho = 1{,}538$

$$\rho \text{ min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{240} = 0{,}0058$$

$$\rho \text{ max} = 0{,}75 \text{ x } \beta_1 \left(\frac{0{,}85 f'c}{fy} x \frac{600}{600 + fy} \right) \text{ dan } \beta_1 = 0{,}85$$

$$\rho \text{ max} = 0{,}75 \text{x} 0{,}85 \left(\frac{0{,}85 \text{ x } 350}{2400} x \frac{600}{600 + 2400} \right) \text{dan } \beta_1 = 0{,}85; \rho \text{ max} = 0{,}015$$

dipakai ρ min = 0,0058

- Tulangan Pokok

  $As_{total} = \rho$ x b x d = 0,0058 x 300 x 924 = 1607,776 mm^2

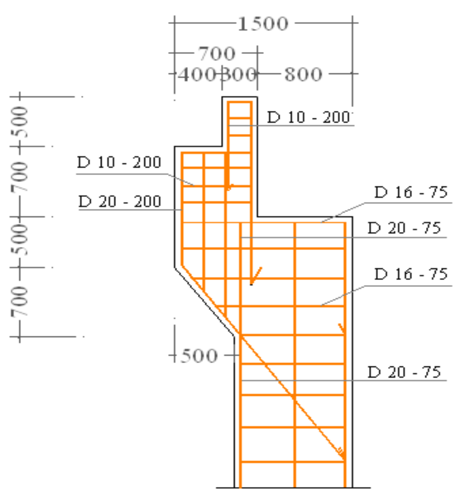
  As_{kiri} = As_{kanan} = 0, 5 As_{total} = 803,88 mm^2

  Dipakai tulangan rangkap D20 – 200 (Ast = 1571 mm^2)

- Tulangan bagi

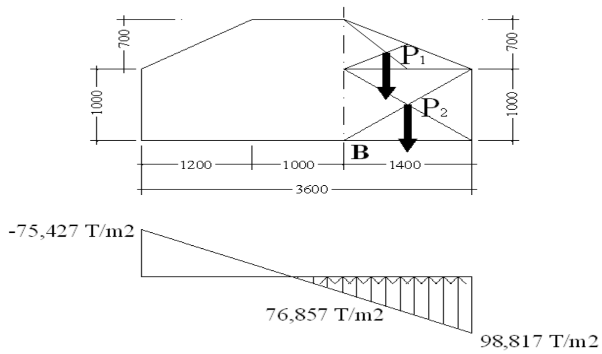
  Diambil sebesar 20 % dari tulangan utama = 321,552 mm^2

  Dipakai tulangan rangkap D10 – 200 (As = 393 mm^2)



Gambar 5.55 Penulangan Kepala Abutment

c. Penulangan Poer



Gambar 5.56 Pembebanan Poer

P1 = $0,5 \times 1,4 \times 0,7 \times 2,5 \times 1$ = 1,225 T

P2 = $1,8 \times 1,4 \times 2,5 \times 1$ = 6,3 T

Momen yang terjadi pada potongan A:

$M_B = P_{maks} \times 1,044 - P1 \times 0,6 - P2 \times 0,9$

$= 98,817 \times 1,40 - 1,225 \times 0,467 - 6,30 \times 0,70$

= 133,361 Tm

Direncanakan :

f'c = 35 MPa

fy = 240 Mpa

b = 1400 mm

h = 1000 mm

Diameter tulangan utama dipakai D20, dan tulangan pembagi dipakai D16, sehingga :

d' = h – (50 + 16 + ½ 20) = 1000 – (50 +16+ 10) = 924 mm

Φ = 0,65

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho x 0,8 x fy \ (1-0,588 \text{ x } \rho \text{ x } \frac{fy}{f'c})$$

$$\frac{133361}{1 \times 0{,}924^2} = \rho \times 0{,}8 \times 2400 \; (1\text{-}0{,}588 \times \rho \times \frac{2400}{350})$$

$7741{,}44\ \rho^2 - 1920\ \rho + 156201{,}392 = 0$, $\rho = 1{,}638$

$$\rho\ \text{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{240} = 0{,}0058$$

$$\rho\ \text{max} = 0{,}75 \times \beta_1 \left(\frac{0{,}85 f'c}{fy} x \frac{600}{600 + fy} \right) \text{dan } \beta_1 = 0{,}85$$

$$\rho\ \text{max} = 0{,}75 \times 0{,}85 \left(\frac{0{,}85 \times 350}{2400} x \frac{600}{600 + 2400} \right) \text{dan } \beta_1 = 0{,}85$$

ρ max = 0,015

dipakai ρ min = 0,0058

- Tulangan Pokok

  $As_{total} = \rho$ x b x d = 0,0058 x 1400 x 924 = 7502,88 mm^2

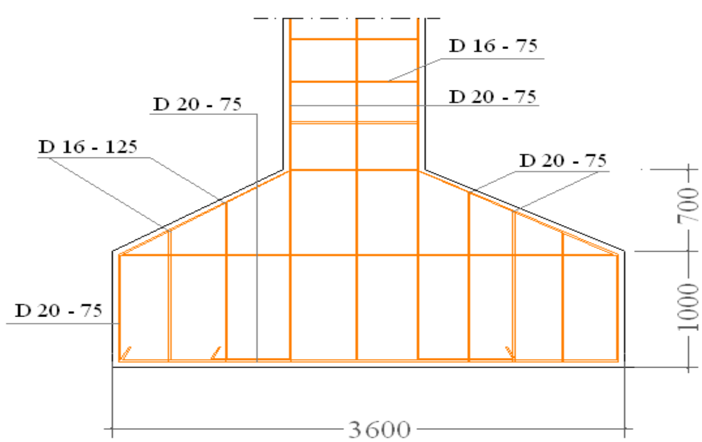
  As_{kiri} = As_{kanan} = 0, 5 As_{total} = 3751,44 mm^2

  Dipakai tulangan rangkap D20 – 75 (Ast = 4189 mm^2)

- Tulangan bagi

  Diambil sebesar 20 % dari tulangan utama = 1500,576 mm^2

  Dipakai tulangan rangkap D16 – 125 (As = 1608 mm^2)



Gambar 5.57 Penulangan Poer

5.3.3 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Perencanaan beban maksimal(Pmax) yang mampu ditahan tiang pancang ditinjau terhadap empat kombinasi pembebanan terhadap titik pusat tiang pancang. Pondasi mengunakan tiang pancang dari beton dengan spesifikasi :

Ø tiang = 35 cm

Luas penampang (A) = ¼ π D^2 = 961,625 cm^2

Keliling penampang tiang = π D = 109,90 cm

Panjang tiang pancang = 14 meter

Berat permeter tiang = 961,625 * 2500 * 10^{-4} = 240,41 kg/m

Berat tiang pancang = 240,41 * 14 = 4808,2 kg = 4,808 ton

$$P_{mak} = \frac{PV}{n} + \frac{M * X_{MAK}}{ny * \sum X^2}$$

Dimana :

Pmak = beban maksimum yang diterima tiang pancang

PV = beban vertical (normal)

M = jumlah momen yang bekerja pada titik berat tiang pancang

Xmax = jarak terjauh tiang kepusat berat kelompk tiang = 1,6 m

n = jumlah pondasi tiang pancang = 14 bh

ny = jumlah pondasi tiang pancang dalam satu baris arah tegak lurus bidang momen = 7 bh

$\sum X^2$ = $1{,}6^2$ = 2,56 m

Gaya maksimum yang dipikul tiang pancang

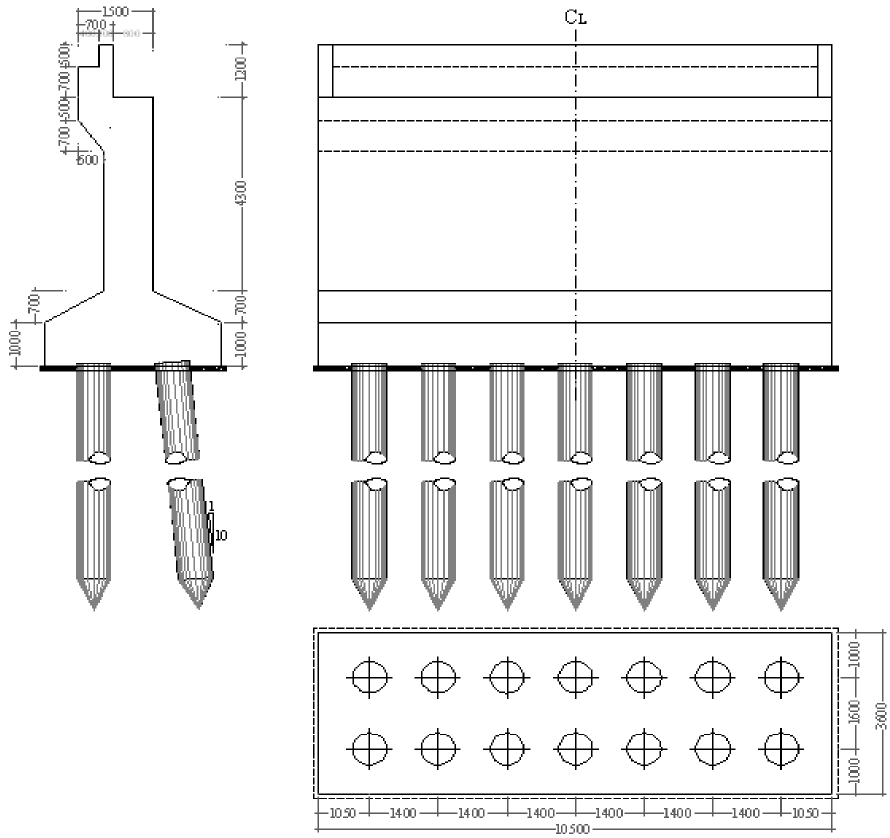
$$P = \frac{PV}{n} + \frac{M * X_{MAK}}{ny * \sum X^2}$$

Tabel 5.19 Perhitungan gaya maksimum dan minimum

Komb	PV (T)	n	M_V (Tm)	X_{MAX} (m)	ΣX^2 (m^2)	ny	P_{Max} (T)	P_{Min} (T)
I	638.406	14	1200.358	1.60	2.56	7	152.775	-61.574
II	599.555	14	1130.427	1.60	2.56	7	143.756	-58.106
III	638.406	14	1200.358	1.60	2.56	7	152.775	-61.574
IV	599.555	14	1130.427	1.60	2.56	7	143.756	-58.106
V	599.555	14	1130.427	1.60	2.56	7	143.756	-58.106
VI	638.406	14	1200.358	1.60	2.56	7	152.775	-61.574

Dari table perhitungan diperoleh bahwa Pmaks terjadi pada kombinasi III sebesar 152,775 T. Maka daya dukung tanah haru lebih besar dari Pmaks tersebut.

5.3.3.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang



Gambar 5.58 Denah Rencana Pondasi Tiang Pancang Pada Abument

1. Daya dukung tiang individu

Tinjauan spesifikasi tiang pancang berdasarkan :

a. Kekuatan bahan tiang

Mutu beton : K – 600

σb : $\frac{1}{3}$ * 600 = 200 kg/cm^2

Ptiang : σb * A tiang = 200 * 961,625 = 192,325 ton

b. Daya dukung tanah

◦ Rumus Umum

$$\text{Pult} = \frac{Kb * qc * A + Ks * JHP * O}{SF}$$

Kb = 0,75

Ks = 0,5 – 0,75

A = ¼ π D^2 = 961,625 cm^2 = 0,096125 m^2

O = π D = 109,90 cm = 1,099 m

Dari data tanah diperoleh :

qc = ½ (qcu + qcb)

qcu = qc rata - rata 3,5 D dibawah ujung tiang = 206,667

qcb = qc rata – rata 8 D diatas ujung tiang = 145

qc = ½ (206,667 + 145) = 175,835

JHP= 1300

$$Pult = \frac{0,75 * 175,835 * 0,096125 + 0,75 * 1300 * 1,099}{3}$$

= 361,400 T

◦ Rumus Trofimankof

$$Pult = \frac{Kb * qc * A + JHP / D * O}{SF}$$

D = 1,5

$$Pult = \frac{0,75 * 175,835 * 0,096125 + (1300 / 1,5) * 1,099}{3}$$

= 321,708 T

◦ Rumus S.P.T (Standard Penetration Test) untuk tanah pasir

Qu = 40 x N x Ab + 0,2 x N x As

Qu = Daya Dukung Batas Tiang (ton)

N = Nilai rata – rata SPT seanjang Tiang = 60

As = Luas Total Selimut Tiang (m^2)

= kell O x H tiang = 1,099 x 14 = 15,386 m^2

Ab = luas penampang ujung tiang (m^2)

= π . r (S + r) = 3,14 x 0,175 (0,789 + 0,175) = 0,529 m^2

Qu = 40 x 60 x 0,529 + 0,2 x 60 x 15,386

= 1454,232 T

Qa = Qu/SF = 1454,232 / 3 = 484,744 ton.

◦ Rumus Meyerhof

$$Qult = 40 \text{ x N x Ab} + \frac{Nx \; x \; As}{5}$$

N = Nilai SPT ujung Tiang = 60

As = Luas Total Selimut Tiang (m^2)

= kell O x H tiang = 1,099 x 14 = 15,386 m^2

Ab = luas penampang ujung tiang (m^2) = 0,529 m^2

Nx = nilai rata rata SPT = 60

$$Qult = 40 \text{ x } 60 \text{ x } 0{,}529 + \frac{60 \, x 15{,}386}{5}$$

Qu = 1454,232 T

Qa = Qu/SF = 1454,232 / 3 = 484,744 ton.

- Rumus begemann

$$Pult = \frac{qc \; x \; A}{3} + \frac{JHP * O}{5}$$

$$= \frac{175{,}835 \, x \, 0{,}096125}{3} + \frac{1300 * 1{,}099}{5}$$

= 291,374 T

Dari tinjauan diatas dipakai nilai daya dukung terkecil = 291,374 T

2. Daya Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan perumusan dari *converse labarre* :

$$Eff = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 * m * n} \right]$$

Dimana :

m = jumlah tiang dalam baris y = 7

n = jumlah baris = 2

θ = arc tan θ (D/S) = arc tan (0,35/1,6) = 12,298^o

D = diameter tiang = 35 cm

S = jarak antar tiang = 160 cm

$$Eff = 1 - 12{,}298 \left[\frac{(2-1)7 + (7-1)2}{90 * 7 * 2} \right]$$

= 0,815

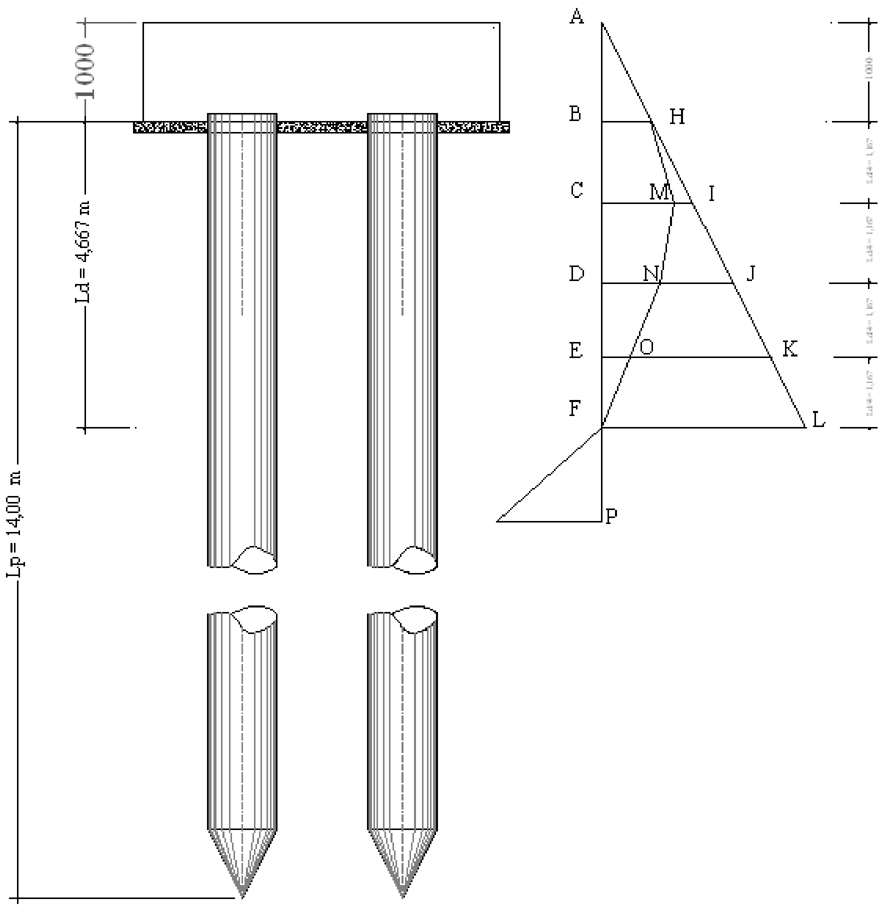
Daya dukung tiap kelompok tiang pada kelompok tiang :

Pall = 291,374 x 0,815 = 237,469 T

Kontrol Pall terhadap Pmaks yang terjadi :

Pall (237,469 T) > Pmaks (152,775 T)……………………….OK

5.3.3.2 Kontrol Gaya Horisontal



Gambar 5.59 gaya horizontal tekanan pasif pada pondasi

Diketahui :

Lp = 14 m

La = 1,0 m

Panjang penjepitan :

Ld = 1/3 Lp = 1/3 x 14 = 4,667 m

Lh = Ld +La= 4,667 + 1,00 = 5,667 m

Lebar Poer = 10,5 m

Kedalaman 0 – 15 m :

γ = 1,566 T/m^3

φ = 20^o

C = 0,02 kg/cm2

Kp = tan2 (45^0 + φ /2)

= 2,039

Perhitungan diagram tekanan tanah pasif :

FL = (Kp* γ*AF)* L = (2,039*1,566*5,667)*10,5 = 189,999 T/m

EK = (Kp* γ*AE)* L = (2,039*1,566*4,500)*10,5 = 150,872 T/m

DJ = (Kp* γ*AD)* L = (2,039*1,566*3,333)*10,5 = 111,746 T/m

CI = (Kp* γ*AC)* L = (2,039*1,566*2,167)*10,5 = 72,653 T/m

BH = (Kp* γ*AB)* L = (2,039*1,566*1,000)*10,5 = 33,527 T/m

Tekanan tanah pasif efektif bekerja :

BH = 33,527 T/m

CM = 0,75 x 72,653 = 54,489 T/m

DN = 0,5 x 111,746 = 55,873 T/m

EO = 0,25 x 150,872 = 37,718 T/m

Resultan tekanan pasif :

P1 = 0,5 * BH * La = 0,5*33,527*1,00 = 16,763 T

P2 = 0,5 *(BH+CM)*BC = 0,5*(33,527+54,489)*1,167= 51,357 T

P3 = 0,5 *(CM+DN)*CD = 0,5*(54,489+55,873)*1,167= 64,396 T

P4 = 0,5 *(DN+EO) *DE = 0,5*(55,873+37,718)*1,167= 54,610 T

P5 = 0,5 *(EO+0) *EF = 0,5*(37,718+0)*1,167 = 22,008 T

Titik tangkap resultan :

ΣP.Lz = P1.L1 + P2.L2 + P3.L3 + P4.L4 + P5.L5

L1 = 5,003 m

L2 = 4,056 m

L3 = 2,889 m

L4 = 1,723 m

L5 = 1,167 m

209,134 * Lz = 16,763*5,003 + 51,357*4,056 + 64,396*2,889 + 54,610*1,723 + 22,008*1,167

209,134 * Lz = 597,984

Lz = 2,859 m

Σ Ms = 0

PH (1,00 + Ld + Lz) = ΣP x Lz

$$PH = \frac{(\Sigma P \text{ x } Lz)}{(1{,}00 + Ld + Lz)} = \frac{209{,}134 \text{ x } 2{,}859}{1{,}00 + 4{,}667 + 2{,}859} = 70{,}128\ T$$

= 70,128 T < PH max yang terjadi (124,960 T) ….tidak aman

Kesimpulan dari perhitungan di atas adalah diperlukannya pemasangan tiang pancang miring, ini disebabkan karena tekanan tanah pasif efektif yang terjadi masih belum dapat mengatasi gaya horisontal yang bekerja pada konstruksi.

5.3.4 Perhitungan Tiang Pancang Miring

Rumus : H ijin + N1.P sin α ≥ H yang bekerja x FS

Dimana :

H ijin : gaya horisontal yang mampu ditahan oleh tekanaan tanah pasif

N : jumlah tiang pancang miring

P : daya dukung tiang pancang vertikal dalam group = 237,469 T

H yang bekerja : total gaya horisontal yang bekerja

Direncanakan Kemiringan tiang pancang 1 : 10 (α = 5,71°)

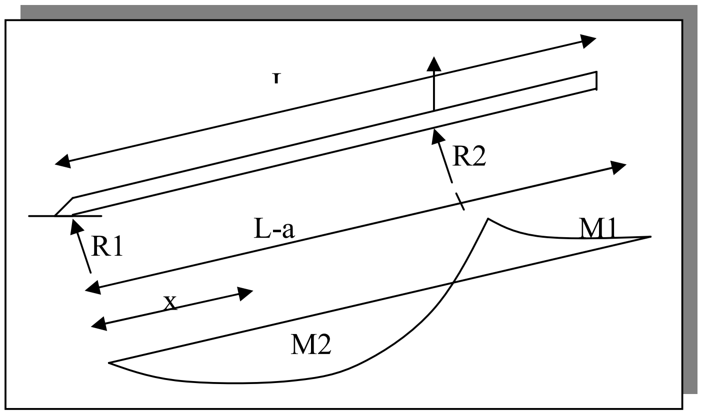
H ijin + N1.P sin α ≥ H yang bekerja x FS

70,128 + (237,469 N1 sin 5,71) ≥ 124,960 x 1,5

N1 ≥ 1,99 ≈ 2 buah

5.3.4.1 Perhitungan Penulangan Tiang pancang

a. **Momen akibat pengangkatan satu titik**



Gambar 5.60 Pengangkatan dengan 1 titik

$$M_1 = \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q \left(L - a \right) - \frac{1}{2} \times qa^2 \frac{1}{L - a} = \frac{q\,(L - a)}{2} - \frac{qa^2}{2(L - a)} = \frac{qL^2 - 2aq}{2\left(L - a \right)}$$

$$Mx = R_1\, x - \frac{1}{2} q\, x^2$$

Syarat Maksimum $\frac{dMx}{dx} = 0$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{\left(L^2 - 2\, aL \right)}{\left\{ 2\left(L - a \right) \right\}}$$

$$Mmax = M_2$$

$$Mmax = R_1 \frac{L^2 - 2aL}{2\left(L - a \right)} - \frac{1}{2} q \left(\frac{L^2 - 2aL}{2\left(L - a \right)} \right)^2$$

$$Mmax = \frac{1}{2} q \left(\frac{L^2 - 2aL}{2\left(L - a \right)} \right)^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} q\, a^2 = \frac{1}{2} q \left(\frac{L^2 - 2aL}{2\left(L - a \right)} \right)^2$$

$$a = \frac{L^2 - 2aL}{2\,(L\text{ - }a)}$$

$$2a^2 - 4\,aL + L^2 = 0 \rightarrow L = 14\text{ m}$$

$$2a^2 - 56a + 196 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{56 \pm \sqrt{(-56)^2 - 4.1.196}}{2.1}$$

$$a_1 = 7\ m\ \ (memenuhi)$$

$$a_2 = 21\ m\ (tidakmemenuhi)$$

$$\text{WD} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{beton} = \frac{1}{4} \times 3{,}14 \times 0{,}35^2 \times 2500 = 240{,}406\text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 40\text{ kg/m}$$

$$q_{tot} = 1{,}2\text{ WD} + 1{,}6\text{ WL} = (1{,}2 \times 240{,}406) + (1{,}6 \times 40) = 352{,}487\text{ kg/m}$$

$$M_1 = M_2 = M_{max}$$

$$= \frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} \times 352{,}487 \times 7^2$$

$$= 8635{,}932\text{ kgm}$$

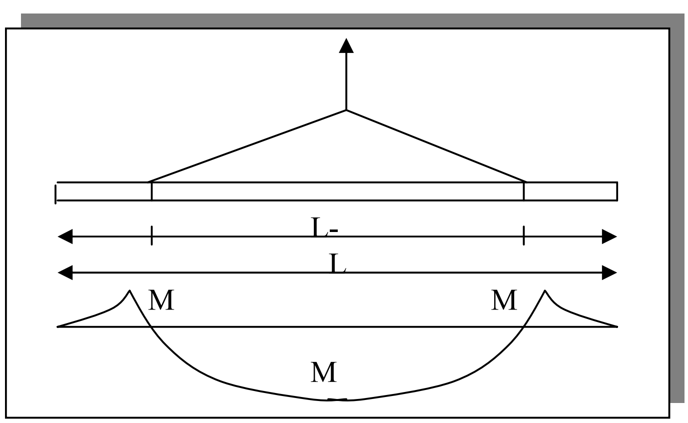
$$= 8{,}635\text{ Tm}$$

$$R_1 = \frac{qL^2 - 2aq}{2\left(L - a\right)} = \frac{352{,}487 * 14^2 - 2 * 7 * 352{,}487}{2(14-7)}$$

$$= 4582{,}331\text{ kg} = 4{,}582\text{ T}$$

$$R_2 = \frac{qL^2}{2\left(L - a\right)} = \frac{352{,}487 * 14^2}{2(14-7)} = 4934{,}818\ T$$

b. Momen akibat pengangkatan dengan dua titik



Gambar 5.61 Pengangkatan dengan 2 titik

$$M_1 = \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} q \left(L - 2a\right)^2 - \frac{1}{2} qa^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} qa^2 = \frac{1}{8} q \left(L - 2a\right)^2 - \frac{1}{2} qa^2$$

$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$

$4a^2 + 56a - 196 = 0$

a = 2,899 m

a = -16,899 m

$M_1 = M_2 = M_{max} = \frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} \times 325{,}487 \times 2{,}899^2$ = 683,864 kgm = 0,684 Tm

R1 = ½ x q x L = ½ x 325,487 x 2,899 = 471,793 kg = 0,472 T

Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik karena momen yang didapat dari 2 titik pengangkatan lebih kecil daripada momen pengangkatan akibat 1 titik. Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik.

$M_{design} = 1{,}5 \times M_{Max} = 1{,}5 \times 8{,}635$ Tm = 12,952 Tm.

Direncanakan ;

f’c = 40 Mpa

fy = 240 Mpa

Diameter pancang (h) = 350 mm

Tebal selimut (p) = 50 mm

Diameter efektif (d) = 350 – 50 – 0,5 × 20 – 14 = 276 mm

$$\rho \min = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{240} = 0,0583$$

$$\rho \max = 0,75x\beta 1x\left[\frac{0,85xfc'}{fy}x\frac{600}{600+fy}\right]\dim ana\beta 1 = 0,85$$

$$\rho \max = 0,75x0,85x\left[\frac{0,85x45}{240}x\frac{600}{600+240}\right] = 0,0723$$

Tiang pancang berbentuk bulat, sehingga perhitungannya dikonfirmasikan ke dalam bentuk bujur sangkar dengan b = 0,88D = 0,88. 0,35 = 0,308 m

$$\frac{Mu}{bxd^2} = \rho.\phi.fy\left[1-0,588\rho x\frac{fy}{fc'}\right]$$

$$\frac{Mu}{bxd^2} = \rho x0,8x240\left[1-0,588\rho x\frac{240}{40}\right]$$

$$\frac{12952}{0,308\times 0,276^2} = 192\rho - 602,112\rho^2$$

$$677,376\rho^2 - 192\rho - 551148,936 = 0$$

ρ = 0,262

ρmin = 0,0583

ρmaks = 0,0724

Tulangan utama

Ast = ρ_{min}.b.d.10^6 = 0,0583x 308x276 = 4955,966 mm^2

Dipakai tulangan 8Ø28 (4926 mm^2)

5.3.4.2 Kontrol Gaya Vertikal

Rumus : $\left[(PxN_2) + N_1x(P.\cos\alpha)\right] \geq V$

dimana :

P : kemampuan tiang pancang vertikal dalam group = 237,469 T

N1 : jumlah tiang pancang miring = 2 bh

N2 : jumlah tiang pancang vertical = 12 bh

V : beban vertikal yang bekerja pada konstruksi = 638,406 T

$\left[(PxN_2) + N_1 x(P.\cos\alpha)\right] \geq V$

(237,469 x 12) + 2 (237,469 cos 5,71) ≥ 638,406 T

3332,209 T ≥ 638,406 T ……………………OK

5.3.4.3 Kontrol terhadap Tumbukan Hammer

Jenis Hammer yang akan digunakan adalah tipe K –35 dengan berat hammer 3,5 ton.

Daya dukung satu tiang pancang = 152,775 T

Rumus Tumbukan :

$$R = \frac{Wr.H}{\Phi(s+c)}$$

Dimana :

R = Kemampuan dukung tiang akibat tumbukan

Wr = Berat Hammer = 3,5 T

H = Tinggi jatuh Hammer = 1,5 m

S = final settlement rata-rata = 2,5 cm = 0,025 m

C = Koefisien untuk double acting system Hammer = 0,1

Maka :

$$R = \frac{Wr.H}{\Phi(s+c)}$$

$R = \frac{3,5 x 1,5}{0,2(0,025 + 0,1)}$ = 210 T < P_{tiang} = 152,775 T…………OK

- **Penulangan Akibat Tumbukan**

Dipakai rumus New Engineering Formula :

$$P_U = \frac{eh.Wr.H}{s+c}$$

Dimana :

P_U = Daya Dukung Tiang tunggal

eh = efisiensi Hammer = 0,8

H = Tinggi jatuh Hammer = 1,5 m

S = final settlement rata-rata = 2,5 cm

Maka :

$$P_U = \frac{eh.Wr.H}{s+c} = \frac{0,8x3,5x1,5}{0,025+0,1} = 33,6 \text{ T}$$

Menurut SKSNI – T – 03 – 1991 Pasal 3.3.3.5

Kuat Tekan Struktur :

Pmak = 0,8 (0,85 f'c (Ag – Agt) + fy.Ast)

33600 = 0,8 (0,85.400 (3,14.17,5^2- Ast) + 2400.Ast)

Ast = 1187,302 mm^2

Dipakai tulangan 6 ∅ 16 (1206 mm^2)

5.3.4.4 Kontrol geser

$$\tau_b = \frac{D\max}{0,9x1/4\pi.d^2} = \frac{(-q.a)+(1/2.q.L)}{0,9x1/4\pi.d^2}$$

$$\tau_b = \frac{(352,487x7)+(1/2x352,487x14)}{0,9x1/4x3,14x0,35^2}$$

= 32599,954 kg/m^2 = 3,259 kg/cm^2

$$\tau_b = 0,53\sigma \rightarrow \sigma = 2400\ kg/cm^2$$

= 0,53 . 1600 = 1272 kg /cm^2

karena $\tau_b < \tau_b$ijin maka tidak perlu tulangan geser,maka digunakan tulangan sengkang praktis yaitu tulangan spiral.

Perhitungan Tulangan Spiral

Rasio penulangan spiral :

$$\rho_s = 0,45\left(\frac{Ag}{Ac}-1\right)x\frac{fc}{fy}$$

$$\rho_s = 0,45\left(\frac{1/4.\pi.35^2}{1/4.\pi.25^2}-1\right)x\frac{400}{2400} = 0,0721$$

As = 2 x ρs x Ac

= 2 x 0,0721 x ¼.π 25^2

= 70,748 cm^2

s = 2 x π x Dc x Asp/s

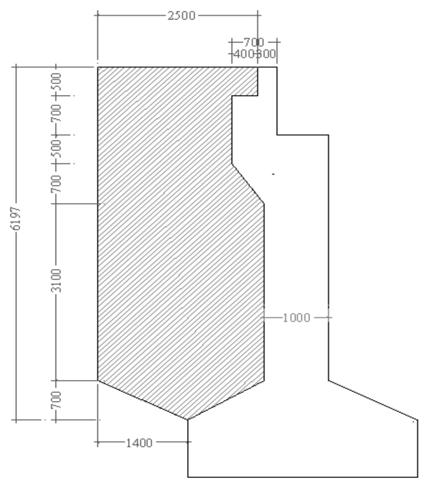
= 2 x 3,14 x 35 x ¼ .3,14.1^2/164,85 = 1,046 cm$\rightarrow$ 5 cm

sehingga dipakai tulangan **Ø8-50**

sengkang pada ujung tiang dipakai **Ø8-50**

sengkang pada tengah tiang dipakai **Ø8-100**

5.3.4 Perhitungan *Wing Wall*



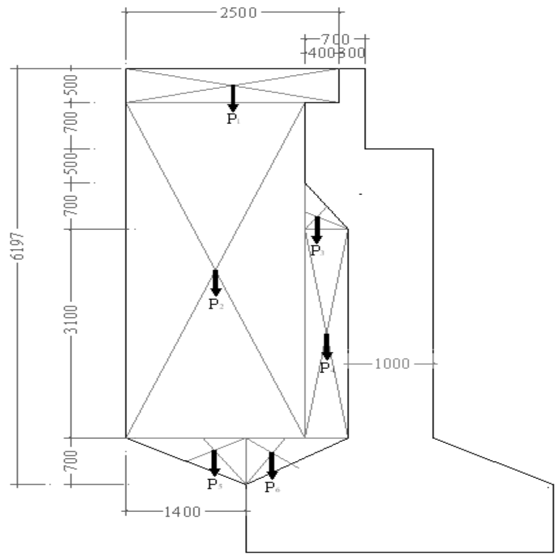
Gambar 5.62 Dimensi *Wingwall*

a. Pembebanan Wingwall

Akibat Berat Sendiri

Tebal wingwall minimum = 1/20 x hw = 1/20 x 619,7 cm = 30,985 cm

Direncanakan tebal wingwall = 40 cm



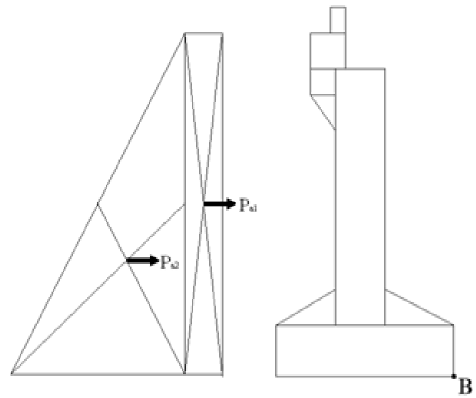
Gambar 5.63 Akibat Berat Sendiri *Wingwall*

Tabel 5.20 Perhitungan Akibat Beban Sendiri *Wing wall*

	P (m)	L (m)	T (m)	V(m^3)	γbeton	W (T)	X (m)	Momen (T.m)
1	2.500	0.500	0.400	0.500	2.500	1.250	1.250	1.563
2	2.100	5.000	0.400	4.200	2.500	10.500	1.050	11.025
3	0.400	0.700	0.400	0.112	2.500	0.280	0.267	0.075
4	0.400	3.100	0.400	0.496	2.500	1.240	0.200	0.248
5	1.400	0.700	0.400	0.392	2.500	0.980	1.667	1.634
6	1.200	0.700	0.400	0.336	2.500	0.840	0.600	0.504
Σ				6.036		15.090		15.048

6 Akibat Tekanan Tanah

Dari perhitungan pembebanan abutment akibat tekanan tanah aktif, diperoleh :



Gambar 5.64 Akibat Tekanan Tanah akif

Diketahui :

- Tanah Lapisan 1 (tanah urugan)

  γ_1 = 2,0 gr/cm^3

  φ_1 = 28^o

  C_1 = 1 kg/cm^2

  H_1= 6,5 m

- Koefisien tekanan tanah aktif:

  Ka1 = $\tan^2 (45^0 - \varphi_1 /2)$

  = tan2 (45^0 – 28 /2)

  = 0,360

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lau lintas dapat diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi: h = 60 cm, jadi beban lalu lintas (qx) :

qx = $\gamma_1 \times h$

= $2,\times 0,6$

= 1,2 t/m^2

q1 = qpelat injak + qx

= 1,457 + 1,2

= 2,657 T/m^2

Gaya tekanan tanah aktif:

P1 = $Ka_1 \times q_1 \times H_1$

= $0{,}36 \times 2{,}657 \times 6{,}5$

= 6,217 Ton

P2 = $\frac{1}{2} \times \gamma_1 \times Ka_1 \times H_1^2$

= $\frac{1}{2} \times 2{,}657 \times 0{,}360 \times 6{,}5^2$

= 20,206 T

M = 6,127 * 3,600 + 20,206 * 4,800 = 119,045 Tm

b. Penulangan Wingwall

Direncanakan :

f'c = 35 MPa

fy = 240 Mpa

b = 1000 mm ,h = 1000 mm

Mtot = 15,048 + 119,045 = 134,092 Tm

Diameter tulangan utama dipakai D16, dan tulangan pembagi dipakai D14, sehingga :

d' = h – (50 + 14 + ½ 16) = 1000 – (50 +14+ 8) = 928 mm

Φ = 0,65

Mu = Mtot / 0,6 = 223,486 Tm

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho x 0{,}8 x fy \text{ (1-0,588 x } \rho \text{ x } \frac{fy}{f'c}\text{)}$$

$$\frac{223486}{1 \text{ x } 0{,}928^2} = \rho \text{ x } 0{,}8 \text{ x } 2400 \text{ (1-0,588 x } \rho \text{ x } \frac{2400}{350}\text{)}$$

7741,44 ρ^2 - 1920 ρ + 459847,736 = 0 , ρ = 1,638

$$\rho \text{ min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{240} = 0{,}0058$$

$$\rho \text{ max} = 0{,}75 \text{ x } \beta_1 \left(\frac{0{,}85 f'c}{fy} x \frac{600}{600 + fy} \right) \text{ dan } \beta_1 = 0{,}85$$

$$\rho\ max = 0,75\ x\ 0,85\left(\frac{0,85\ x\ 350}{2400}\ x\ \frac{600}{600+2400}\right)\ dan\ \beta_1 = 0,85$$

ρ max = 0,015

dipakai ρ min = 0,0058

◦ Tulangan Pokok

$As_{total} = \rho$ x b x d = 0,0058 x 1000 x 928 = 5382,4 mm^2

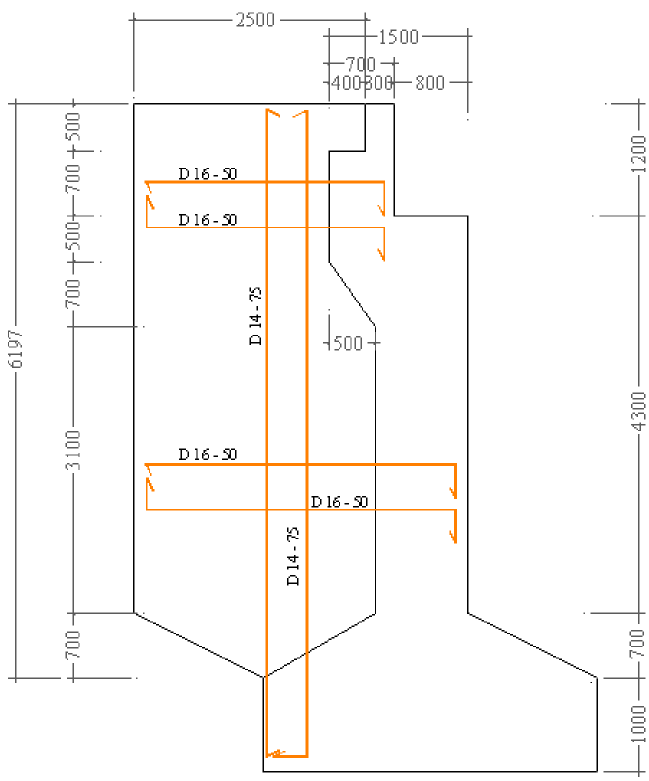
$As_{kiri} = As_{kanan}$ = 0, 5 As_{total} = 2691,2 mm^2

Dipakai tulangan rangkap D16 – 50 (Ast = 4022 mm^2)

◦ Tulangan bagi

Diambil sebesar 20 % dari tulangan utama = 1076,48 mm^2

Dipakai tulangan rangkap D14 – 75 (As = 1608 mm^2)



Gambar 5.65 Penulangan Wingwall

5.3.5 Perhitungan Bearing Elastomer

Untuk perletakan jembatan direncanakan menggunakan bearing merk CPU buatan Indonesia. CPU *Elastomeric Bearing* memiliki karateristik sebagai berikut:

b. Spesifikasi

- Merupakan bantalan atau perletakan elastomer yang dapat menahan beban berat, baik yang vertikal maupun horisontal.
- Bantalan atau perletakan elastomer disusun atau dibuat dari lempengan elastomer dan logam secara berlapis – lapis
- Merupakan satu kesatuan yang saling merekat kuat, diproses dengan tekanan tinggi.
- Bantalan atau perletakan elastomer berfungsi untuk merdam getaran, sehinngga kepal jembatan (abutment) tidak mengalami kerusakan.
- Lempengan logam yang paling luar dan ujung – ujungnya elastomer dilapisi dengan lapisan elastomer supaya tidak mudah berkarat.
- Bantalan atau perletakan elastomer (*neoprene*) dibuat dari karet sintetis

c. Pemasangan

- Bantalan atau perletakan elatomer dipasang diantara tumpuan kepala jembatan dan gelagar jembatan.
- Untuk melekatkan bantalan atau elastomer dengan beton atau baja dapat digunakan lem *epoxy rubber*.

d. Ukuran

- Selain ukuran – ukuran standart yang sudah ada, juga dapat dipesan ukuran sesuai permintaan.

Gaya vertikal ditahan oleh *bearing elastomer* dan gaya horisontal ditahan oleh *seismic buffer*.

Reaksi tumpuan yang terjadi pada rangka jembatan rangka baja berdasarkan analisis SAP 2000 versi 7.02, yaitu :

- Gaya vertikal pada joint 1 = 64,630 T = 646,30 kN.
- Gaya horisontal dihitung berdasarkan gaya rem :

  Gaya rem = P_{RM} = 9,658 T

  Gaya gempa = 108,786 T

Total gaya horisontal = 118,444 T = 1184 kN.

Spesifikasi elastomer dapat dilihat dalam tabel sebagai berikut :

Tabel 5.21 Spesifikasi Bearing Elastomer dan Seismic Buffer

Jenis	Ukuran (mm)	Beban Max (KN)
TRB 1	480.300.87	2435
TRB 2	480.300.101	3600
TRB 3	350.280.97	540
TRB 4	350.280.117	690

Dimensi bearing elastomer

TRB 1 ukuran 480.300.87

Beban max = 2435 kN > 1184 kN

Dimensi seismic buffer

TRB 4 ukuran 350.280.117

Beban max = 690 kN > 646,30 kN ....OK

5.3.6 Perhitungan Angkur

Angkur berfungsi menahan gaya gesekan kesamping.

Digunakan angkur mutu baja 52

Gaya gesek = 0,08 x v

Luas penampang = $\dfrac{gaya\ gesek}{0{,}58\,\overline{\sigma}}$

Dipakai Angkur diameter 25 mm

a = ¼ x Π x d^2

= ¼ x 3,14 x 25^2

= 490,625 mm^2

Jumlah angkur = $\dfrac{A}{a}$

= $\dfrac{A}{490{,}625}$

Panjang angkur max = 40 x d = 40 x 2,5 = 100 cm

Diambil kedalaman angkur 60 cm.