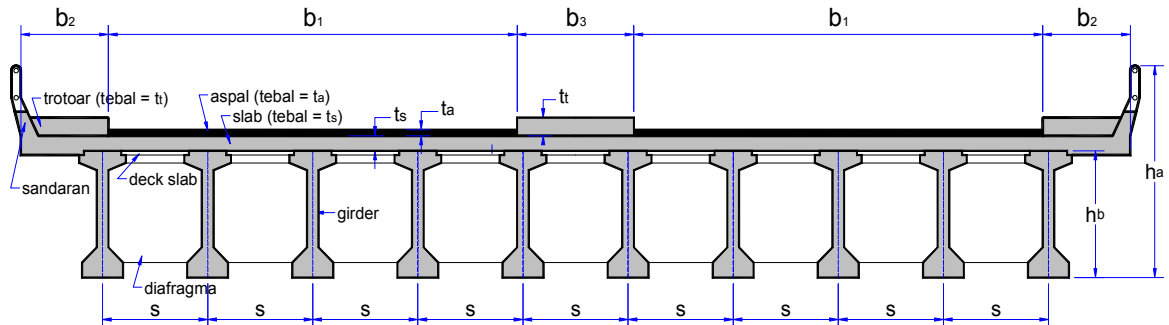


PERHITUNGAN SLAB LANTAI JEMBATAN

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

[C]2008:MNI-EC

A. DATA SLAB LANTAI JEMBATAN



Tebal slab lantai jembatan	$t_s =$	0.20	m
Tebal lapisan aspal + overlay	$t_a =$	0.10	m
Tebal genangan air hujan	$t_h =$	0.05	m
Jarak antara balok prategang	$s =$	1.80	m
Lebar jalur lalu-lintas	$b_1 =$	7.00	m
Lebar trotoar	$b_2 =$	1.50	m
Lebar median (pemisah jalur)	$b_3 =$	2.00	m
Lebar total jembatan	$b =$	19.00	m
Panjang bentang jembatan	$L =$	40.00	m

B. BAHAN STRUKTUR

Mutu beton :	K - 300		
Kuat tekan beton	$f'_c = 0.83 * K / 10 =$	24.90	MPa
Modulus elastik	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa
Angka poisson	$\nu =$	0.2	
Modulus geser	$G = E_c / [2*(1 + \nu)] =$	9772	MPa
Koefisien muai panjang untuk beton,	$\alpha =$	1.0E-05	/ °C

Mutu baja :			
Untuk baja tulangan dengan $\varnothing > 12$ mm :		U - 39	
Tegangan leleh baja,	$f_y = U * 10 =$	390	MPa
Untuk baja tulangan dengan $\varnothing \leq 12$ mm :		U - 24	
Tegangan leleh baja,	$f_y = U * 10 =$	240	MPa

Specific Gravity		kN/m ³
Berat beton bertulang	$w_c =$	25.00
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	$w'_c =$	24.00
Berat aspal	$w_a =$	22.00
Berat jenis air	$w_w =$	9.80
Berat baja	$w_s =$	77.00

I. ANALISIS BEBAN SLAB LANTAI JEMBATAN

1. BERAT SENDIRI (MS)

Faktor beban ultimit : $K_{MS} = 1.3$

Ditinjau slab lantai jembatan selebar,

Tebal slab lantai jembatan,

Berat beton bertulang,

Berat sendiri, $Q_{MS} = b * h * w_c$

$b =$	1.00	m
$h = t_s =$	0.20	m
$w_c =$	25.00	kN/m ³
$Q_{MS} =$	5.000	kN/m

2. BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

Faktor beban ultimit : $K_{MA} = 2.0$

NO	JENIS	TEBAL (m)	BERAT (kN/m ³)	BEBAN kN/m
1	Lapisan aspal + overlay	0.10	22.00	2.200
2	Air hujan	0.05	9.80	0.490
Beban mati tambahan :			$Q_{MA} =$	2.690

kN/m

2. BEBAN TRUK "T" (TT)

Faktor beban ultimit : $K_{TT} = 2.0$

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya,

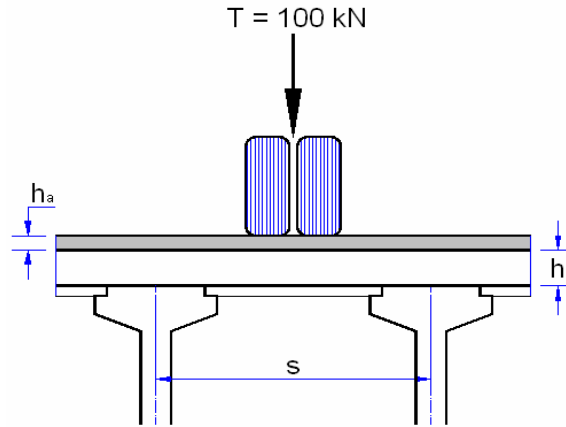
$$T = 100 \text{ kN}$$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,

$$DLA = 0.3$$

Beban truk "T" :

$$P_{TT} = (1 + DLA) * T = 130.000 \text{ kN}$$



4. BEBAN ANGIN (EW)

Faktor beban ultimit :

$$K_{EW} = 1.2$$

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

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 \quad \text{kN/m}$$

dengan,

C_w = koefisien seret

$$= 1.20$$

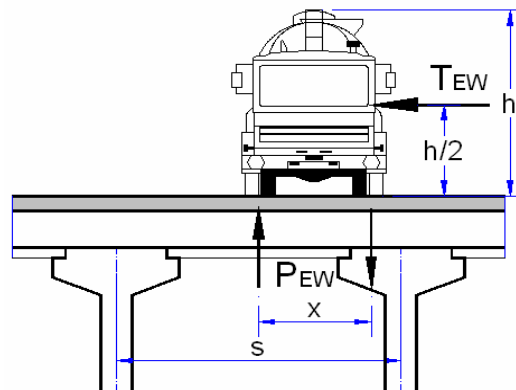
V_w = Kecepatan angin rencana

$$= 35 \text{ m/det}$$

(PPJT-1992, Tabel 5)

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2$$

$$= 1.764 \text{ kN/m}$$



Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan.

$$h = \boxed{2.00} \text{ m}$$

Jarak antara roda kendaraan

$$x = \boxed{1.75} \text{ m}$$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = [1/2 * h / x * T_{EW}]$$

$$P_{EW} = \boxed{1.008} \text{ kN}$$

5. PENGARUH TEMPERATUR (ET)

Faktor beban ultimit :

$$K_{ET} = \boxed{1.2}$$

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

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

Temperatur minimum rata-rata $T_{min} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\Delta T = (T_{max} - T_{min}) / 2$$

Perbedaan temperatur pada slab,

$$\Delta T = \boxed{12.5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Koefisien muai panjang untuk beton,

$$\alpha = \boxed{1.0E-05} \text{ } / ^\circ\text{C}$$

Modulus elastis beton,

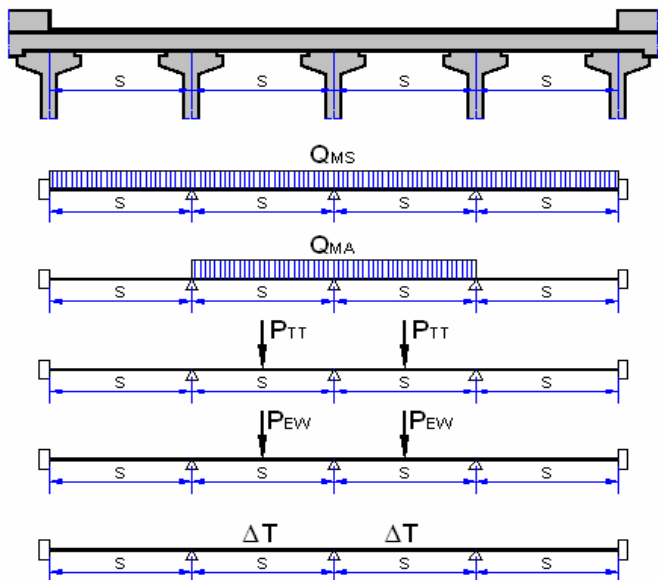
$$E_c = \boxed{23452953} \text{ kPa}$$

6. MOMEN PADA SLAB LANTAI JEMBATAN

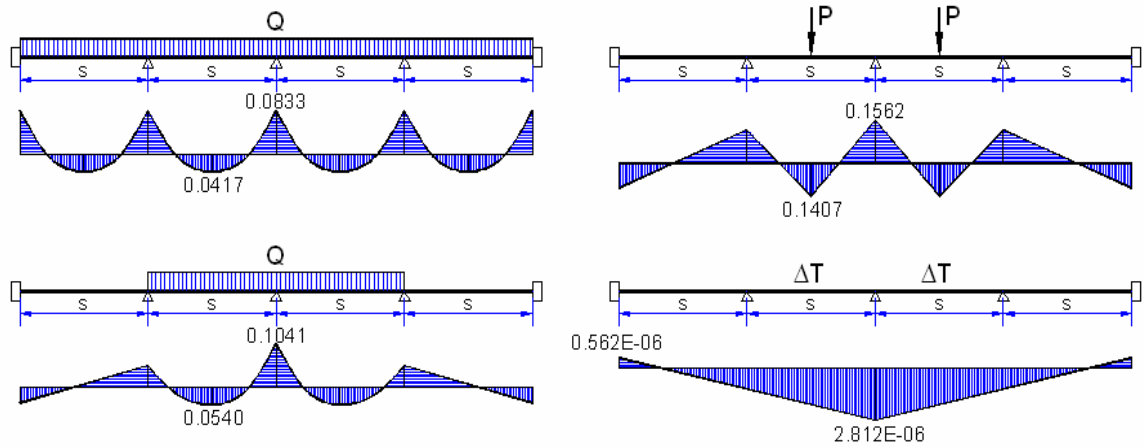
Formasi pembebanan slab untuk mendapatkan momen maksimum pada bentang menerus dilakukan seperti pd gambar.

Momen maksimum pd slab dihitung berdasarkan metode one way slab dengan beban sebagai berikut :

Q_{MS}	5.000	kN/m
Q_{MA}	2.690	kN/m
P_{TT}	130.000	kN
P_{EW}	1.008	kN
ΔT	12.5	$^\circ\text{C}$



Koefisien momen lapangan dan momen tumpuan untuk bentang menerus dengan beban merata, terpusat, dan perbedaan temperatur adalah sebagai berikut :



k = koefisien momen

$$s = \boxed{1.80} \text{ m}$$

Untuk beban merata Q :

$$M = k * Q * s^2$$

Untuk beban terpusat P :

$$M = k * P * s$$

Untuk beban temperatur, ΔT :

$$M = k * \alpha * \Delta T * E_c * s^3$$

Momen akibat berat sendiri (MS) :

Momen tumpuan,	$M_{MS} =$	$\boxed{0.0833}$	$* Q_{MS} * s^2$	$=$	$\boxed{1.349}$	kNm
Momen lapangan,	$M_{MS} =$	$\boxed{0.0417}$	$* Q_{MS} * s^2$	$=$	$\boxed{0.676}$	kNm

Momen akibat beban mati tambahan (MA) :

Momen tumpuan,	$M_{MA} =$	$\boxed{0.1041}$	$* Q_{MA} * s^2$	$=$	$\boxed{0.907}$	kNm
Momen lapangan,	$M_{MA} =$	$\boxed{0.0540}$	$* Q_{MA} * s^2$	$=$	$\boxed{0.471}$	kNm

Momen akibat beban truck (TT) :

Momen tumpuan,	$M_{TT} =$	$\boxed{0.1562}$	$* P_{TT} * s$	$=$	$\boxed{36.551}$	kNm
Momen lapangan,	$M_{TT} =$	$\boxed{0.1407}$	$* P_{TT} * s$	$=$	$\boxed{32.924}$	kNm

Momen akibat beban angin (EW) :

Momen tumpuan,	$M_{EW} =$	$\boxed{0.1562}$	$* P_{EW} * s$	$=$	$\boxed{0.283}$	kNm
Momen lapangan,	$M_{EW} =$	$\boxed{0.1407}$	$* P_{EW} * s$	$=$	$\boxed{0.255}$	kNm

Momen akibat temperatur (ET) :

Momen tumpuan,	$M_{ET} =$	$\boxed{5.62E-07}$	$* \alpha * \Delta T * E_c * s^3$	$=$	$\boxed{0.010}$	kNm
Momen lapangan,	$M_{EW} =$	$\boxed{2.81E-06}$	$* \alpha * \Delta T * E_c * s^3$	$=$	$\boxed{0.048}$	kNm

6.1. MOMEN SLAB

No	Jenis Beban	Faktor Beban	daya layan	keadaan ultimit	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	K _{MS}	1.0	1.3	1.349	0.676
2	Beban mati tambahan	K _{MA}	1.0	2.0	0.907	0.471
3	Beban truk "T"	K _{TT}	1.0	2.0	36.551	32.924
4	Beban angin	K _{EW}	1.0	1.2	0.283	0.255
5	Pengaruh temperatur	K _{ET}	1.0	1.2	0.010	0.048

6.2. KOMBINASI-1

No	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	1.349	0.676	1.754	0.878
2	Beban mati tambahan	2.0	0.907	0.471	1.815	0.941
3	Beban truk "T"	2.0	36.551	32.924	73.102	65.848
4	Beban angin	1.0	0.283	0.255	0.283	0.255
5	Pengaruh temperatur	1.0	0.010	0.048	0.010	0.048
Total Momen ultimit slab, M _u =					76.964	67.970

6.3. KOMBINASI-2

No	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	1.349	0.676	1.754	0.878
2	Beban mati tambahan	2.0	0.907	0.471	1.815	0.941
3	Beban truk "T"	1.0	36.551	32.924	36.551	32.924
4	Beban angin	1.2	0.283	0.255	0.340	0.306
5	Pengaruh temperatur	1.2	0.010	0.048	0.012	0.058
Total Momen ultimit slab, M _u =					40.471	35.107

7. PEMBESIAN SLAB

7.1. TULANGAN LENTUR NEGATIF

Momen rencana tumpuan :	$M_u =$	76.964	kNm
Mutu beton : K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja : U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal slab beton,		$h =$	200 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,		$d' =$	35 mm
Modulus elastis baja, E_s		$E_s =$	2.00E+05
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,		$\beta_1 =$	0.85
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$		0.027957
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$		6.597664
Faktor reduksi kekuatan lentur,		$\phi =$	0.80
Momen rencana ultimit,		$M_u =$	76.964 kNm
Tebal efektif slab beton,		$d = h - d' =$	165 mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m,		$b =$	1000 mm
Momen nominal rencana,		$M_n = M_u / \phi =$	96.204 kNm
Faktor tahanan momen,		$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	3.53368

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}]$	=	0.00998
Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = 25% * (1.4 / f_y)$	=	0.00090
Rasio tulangan yang digunakan, ρ	=	0.00998
Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho * b * d$	=	1646.37 mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 16 mm
Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s$	=	122.124 mm

Digunakan tulangan,	D 16	-	100
$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s$			2011 mm ²

Tulangan bagi / susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

$A_s' = 50% * A_s$	=	823 mm ²	
Diameter tulangan yang digunakan,		D 13 mm	
Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s$	=	161.242 mm	
Digunakan tulangan,	D 13	-	150
$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s$			885 mm ²

7.2. TULANGAN LENTUR POSITIF

Momen rencana lapangan :		$M_u =$	67.970	kNm
Mutu beton :	K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja :	U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal slab beton,		$h =$	200	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,		$d' =$	35	mm
Modulus elastis baja, E_s		$E_s =$	2.00E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,		$\beta_1 =$	0.85	
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$			0.027957	
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$			6.597664	
Faktor reduksi kekuatan lentur,		$\phi =$	0.80	
Momen rencana ultimit,		$M_u =$	67.970	kNm
Tebal efektif slab beton,		$d = h - d' =$	165	mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m,		$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,		$M_n = M_u / \phi =$	84.963	kNm
Faktor tahanan momen,		$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	3.12077	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}] =$		0.00870	
Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = 25% * (1.4 / f_y) =$		0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan, $\rho =$		0.00870	
Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho * b * d =$		1435.37	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 16	mm
Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$		140.077	mm
Digunakan tulangan,	D 16	-	100
$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s =$		2011	mm ²

Tulangan bagi / susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

$A_s' = 50% * A_s =$		718	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 13	mm
Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$		184.945	mm
Digunakan tulangan,	D 13	-	150
$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s =$		885	mm ²

8. KONTROL LENDUTAN SLAB

Mutu beton :	K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c =$	24.9	MPa
Mutu baja :	U - 39	Tegangan leleh baja, $f_y =$	390	MPa
Modulus elastis beton,	$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} =$		23452.95	MPa
Modulus elastis baja,	$E_s =$		2.00E+05	MPa
Tebal slab,	$h =$		200	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$		35	mm
Tebal efektif slab,	$d = h - d' =$		165	mm
Luas tulangan slab,	$A_s =$		2011	mm ²
Panjang bentang slab,	$L_x = 1.80$ m	$=$	1800	mm
Ditinjau slab selebar,	$b = 1.00$ m	$=$	1000	mm
Beban terpusat,	$P = T_{TT}$	$=$	130.000	kN
Beban merata,	$Q = P_{MS} + P_{MA}$	$=$	7.690	kN/m
Lendutan total yang terjadi (δ_{tot}) harus $< L_x / 240 =$			7.500	mm
Inersia brutto penampang plat,	$I_g = 1/12 \cdot b \cdot h^3 =$		6.67E+08	mm ³
Modulus keruntuhan lentur beton,	$f_r = 0.7 \cdot \sqrt{f'_c} =$		3.492993	MPa
Nilai perbandingan modulus elastis,	$n = E_s / E_c =$		8.53	
	$n \cdot A_s =$		17145.98	mm ²

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton,

$$c = n \cdot A_s / b = 17.146 \text{ mm}$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sbb. :

$I_{cr} = 1/3 \cdot b \cdot c^3 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 =$	3.77E+08	mm ⁴
$y_t = h / 2 =$	100	mm
Momen retak :	$M_{cr} = f_r \cdot I_g / y_t =$	2.33E+07 Nmm

Momen maksimum akibat beban (tanpa faktor beban) :

$$M_a = 1/8 \cdot Q \cdot L_x^2 + 1/4 \cdot P \cdot L_x = 61.614 \text{ kNm}$$

$$M_a = 6.16E+07 \text{ Nmm}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan,

$$I_e = (M_{cr} / M_a)^3 \cdot I_g + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] \cdot I_{cr} = 3.92E+08 \text{ mm}^4$$

$$Q = 7.690 \text{ N/mm} \quad P = 130000 \text{ N}$$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$$\delta_e = 5/384 \cdot Q \cdot L_x^4 / (E_c \cdot I_e) + 1/48 \cdot P \cdot L_x^3 / (E_c \cdot I_e) = 1.832 \text{ mm}$$

Rasio tulangan slab lantai jembatan :

$$\rho = A_s / (b * d) = 0.012186$$

Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun), nilai :

$$\zeta = 2.0$$

$$\lambda = \zeta / (1 + 50 * \rho) = 1.2428$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut :

$$\delta_g = \lambda * 5 / 384 * Q * L_x^4 / (E_c * I_e) = 0.142 \text{ mm}$$

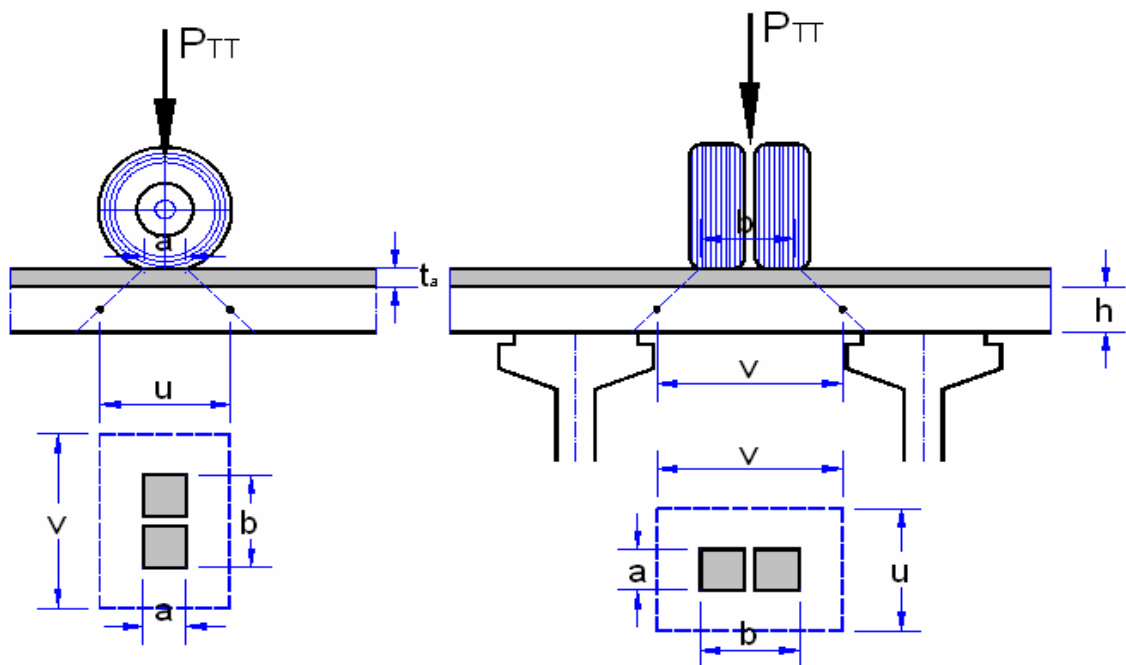
Lendutan total pada plat lantai jembatan :

$$L_x / 240 = 7.500 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} = \delta_e + \delta_g = 1.974 \text{ mm}$$

< Lx/240 (aman) OK

9. KONTROL TEGANGAN GESER PONS



Mutu Beton : K - 300

Kuat tekan beton,

$$f'_c = 24.9 \text{ MPa}$$

Kuat geser pons yang disyaratkan,

$$f_v = 0.3 * \sqrt{f'_c} = 1.497 \text{ MPa}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0.60$$

Beban roda truk pada slab,

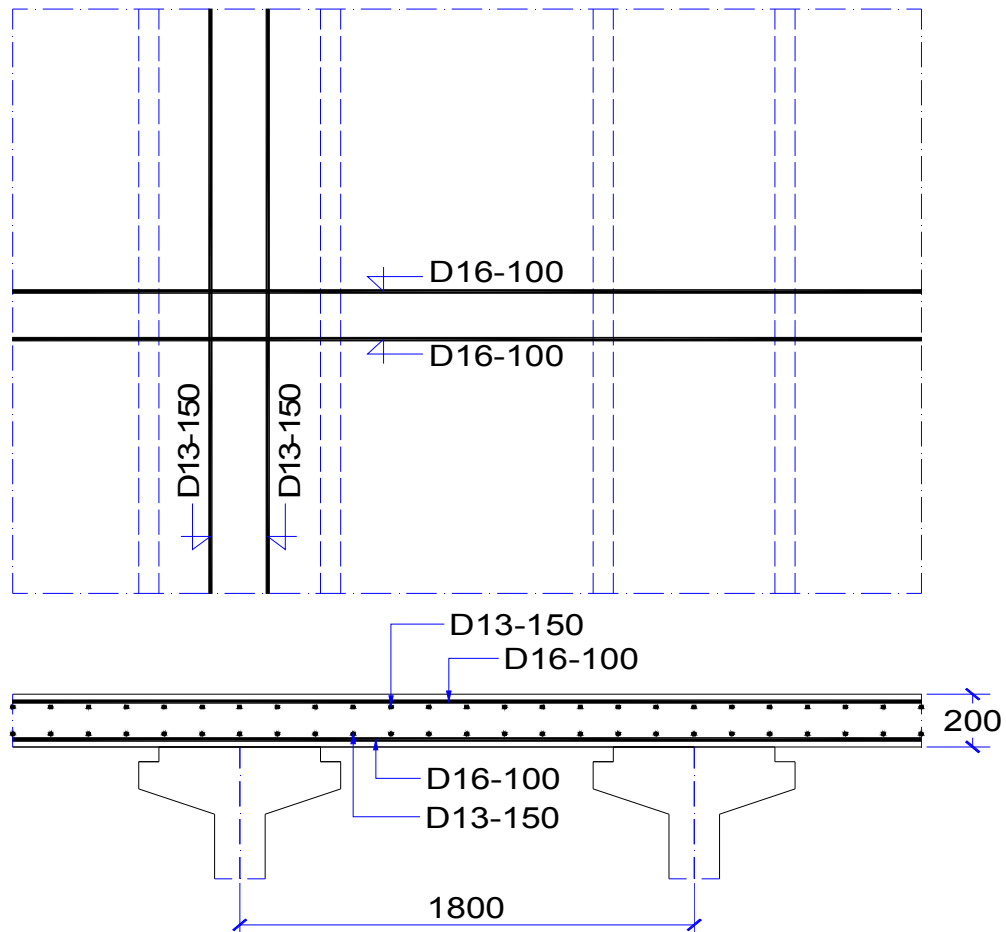
$$P_{TT} = 130.000 \text{ kN} = 130000 \text{ N}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$a = 0.30 \text{ m}$$

$t_a =$	0.10	m	$b =$	0.50	m
$u = a + 2 * t_a + h =$	0.7	m	$=$	700	mm
$v = b + 2 * t_a + h =$	0.9	m	$=$	900	mm
Tebal efektif plat,	$d =$	165	mm		
Luas bidang geser :	$A_v = 2 * (u + h) * d =$	528000	mm ²		
Gaya geser pons nominal,	$P_n = A_v * f_v =$	790414.4	N		
	$\phi * P_n =$	474248.6	N		
Faktor beban ultimit,	$K_{TT} =$	2.0			
Beban ultimit roda truk pada slab,	$P_u = K_{TT} * P_{TT} =$	260000	N		

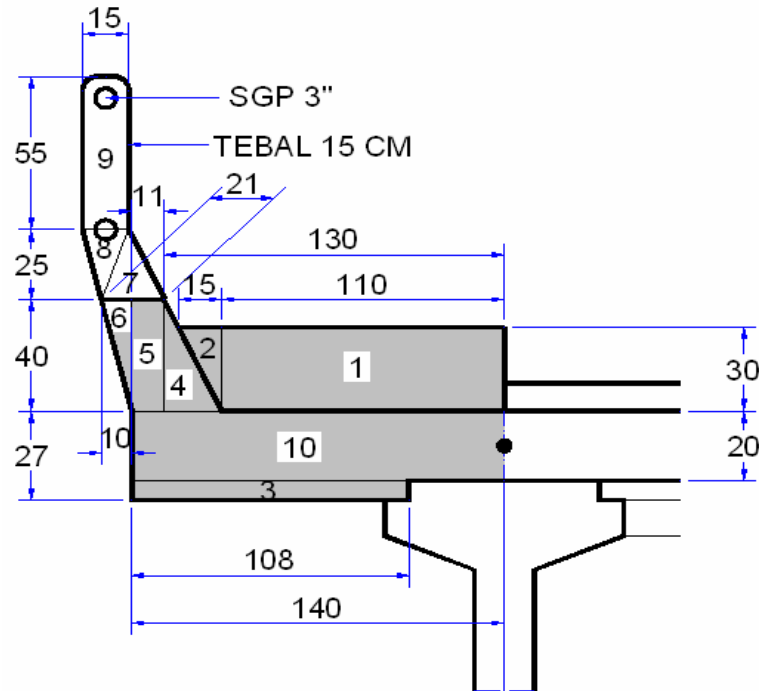
$< \phi * P_n$
AMAN (OK)



PEMBESIAN SLAB LANTAI JEMBATAN

II. PERHITUNGAN SLAB TROTOAR

1. BERAT SENDIRI TROTOAR



Jarak antara tiang railing :

$$L = 2.00 \text{ m}$$

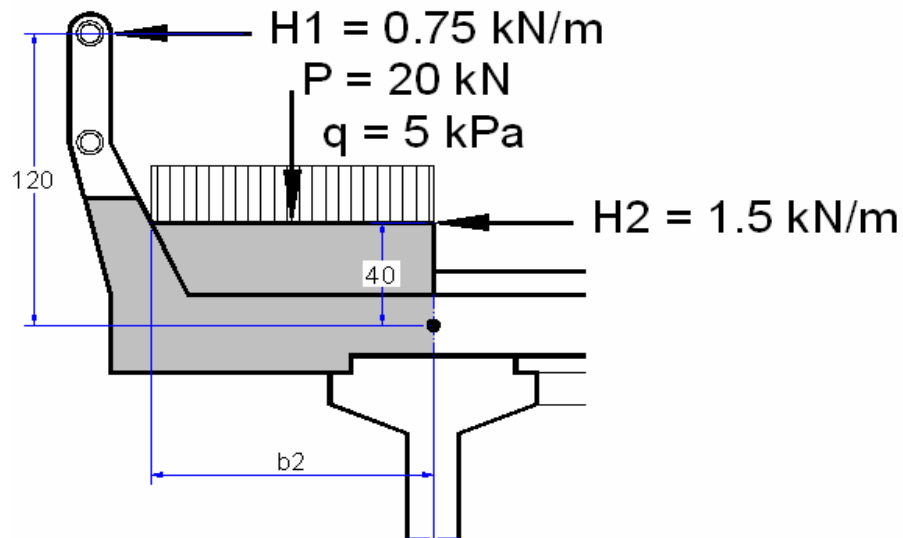
Berat beton bertulang :

$$w_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri Trotoar untuk panjang $L = 2.00$ m

NO	b (m)	h (m)	Shape	L (m)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	1.10	0.30	1	2.00	16.500	0.550	9.075
2	0.15	0.30	0.5	2.00	1.125	1.247	1.403
3	1.08	0.07	0.5	2.00	1.890	0.360	0.680
4	0.20	0.40	0.5	2.00	2.000	1.233	2.467
5	0.11	0.40	1	2.00	2.200	1.345	2.959
6	0.10	0.40	0.5	2.00	1.000	1.433	1.433
7	0.21	0.25	0.5	0.15	0.098	1.405	0.138
8	0.15	0.25	0.5	0.15	0.070	1.375	0.097
9	0.15	0.55	1	0.15	0.309	1.475	0.456
10	1.40	0.20	1	2.00	14.000	0.700	9.800
11	SGP 3" dengan berat/m =		0.63	4	2.52	1.330	3.352
Total :					41.713		31.860
Berat sendiri Trotoar per m lebar					$P_{MS} = 20.857$	$M_{MS} = 15.930$	

2. BEBAN HIDUP PADA PEDESTRIAN



Beban hidup pada pedestrian per meter lebar tegak lurus bidang gambar :

NO	Jenis Beban	Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	Beban horisontal pada railing (H_1)	0.75	1.200	0.900
2	Beban horisontal pada kerb (H_2)	1.50	0.400	0.600
3	Beban vertikal terpusat (P)	20.00	0.750	15.000
4	Beban vertikal merata = $q * b_2$	7.50	0.750	5.625

Momen akibat beban hidup pada pedestrian :

$$M_{TP} = 22.125$$

3. MOMEN ULTIMIT RENCANA SLAB TROTOAR

Faktor beban ultimit untuk berat sendiri pedestrian

$$K_{MS} = 1.3$$

Faktor beban ultimit untuk beban hidup pedestrian

$$K_{TP} = 2.0$$

Momen akibat berat sendiri pedestrian :

$$M_{MS} = 15.930 \text{ kNm}$$

Momen akibat beban hidup pedestrian :

$$M_{TP} = 22.125 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana slab trotoar :

$$M_u = K_{MS} * M_{MS} + K_{TP} * M_{TP}$$

$$M_u = 64.959 \text{ kNm}$$

4. PEMBESIAN SLAB TROTOAR

Mutu beton :	K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90	MPa
Mutu baja :	U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa
Tebal slab beton,			$h =$	200	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,			$d' =$	30	mm
Modulus elastis baja,			$E_s =$	2.00E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,			$\beta_1 =$	0.85	
			$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.027957	
			$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$	6.597664	
Faktor reduksi kekuatan lentur,			$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,			$\phi =$	0.60	
Momen rencana ultimit,			$M_u =$	64.959	kNm
Tebal efektif slab beton,			$d = h - d' =$	170	mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m,			$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,			$M_n = M_u / \phi =$	81.199	kNm
Faktor tahanan momen,			$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	2.80964	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

	$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{ 1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c) }] =$	0.00776	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 25% * (1.4 / f_y) =$	0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00776	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	1319.00	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 16	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	152.435	mm
Digunakan tulangan,		D 16	- 100
	$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s =$	2011	mm ²

Untuk tulangan longitudinal diambil 50% tulangan pokok.

	$A_s' = 50% * A_s =$	659.50	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 13	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	201.261	mm
Digunakan tulangan,		D 13	- 150
	$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s =$	885	mm ²

III. PERHITUNGAN TIANG RAILING

1. BEBAN TIANG RAILING

Jarak antara tiang railing,	$L =$	2	m
Beban horisontal pada railing.	$H_1 =$	0.750	kN/m
Gaya horisontal pada tiang railing,	$H_{TP} = H_1 * L =$	1.5	kN
Lengan terhadap sisi bawah tiang railing,	$y =$	0.8	m
Momen pada pada tiang railing,	$M_{TP} = H_{TP} * y =$	1.2	kNm
Faktor beban ultimit :	$K_{TP} =$	2.0	
Momen ultimit rencana,	$M_u = K_{TP} * M_{TP} =$	2.4	kNm
Gaya geser ultimit rencana,	$V_u = K_{TP} * H_{TP} =$	3.0	kN

2. PEMBESIAN TIANG RAILING

2.1. TULANGAN LENTUR

Mutu beton :	K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90	MPa
Mutu baja :	U - 24	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	240	MPa
Tebal tiang railing,			$h =$	150	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,			$d' =$	35	mm
Modulus elastis baja, Es			$E_s =$	2.00E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,			$\beta_1 =$	0.85	
			$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.053542	
			$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$	7.443351	
Faktor reduksi kekuatan lentur,			$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,			$\phi =$	0.60	
Momen rencana ultimit,			$M_u =$	2.400	kNm
Tebal efektif tiang railing,			$d = h - d' =$	115	mm
Lebar tiang railing,			$b =$	150	mm
Momen nominal rencana,			$M_n = M_u / \phi =$	3.000	kNm
Faktor tahanan momen,			$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	1.51229	

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

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{ 1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c) }] =$	0.00654
---	---------

Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0.00583$	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho = 0.00654$	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d = 112.88$	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	D 13	mm
Jumlah tulangan yang diperlukan,	$n = A_s / (\pi / 4 * D^2) = 0.850$	

Digunakan tulangan, 2 D 13

2.2. TULANGAN GESER

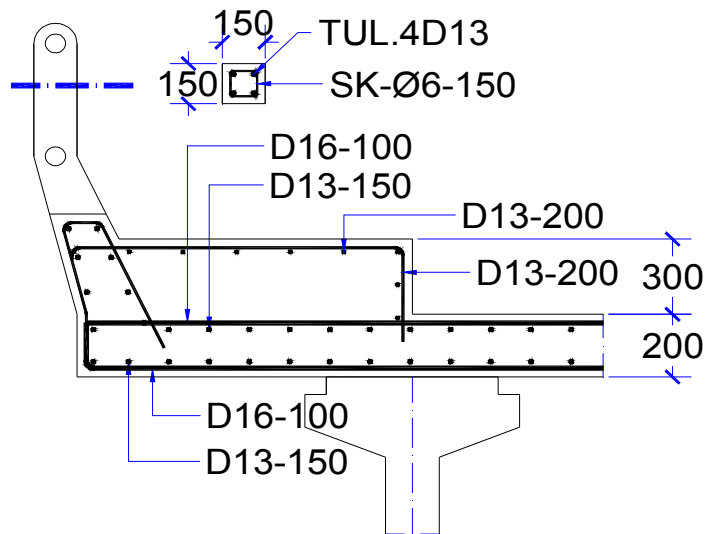
Gaya geser ultimit rencana,	$V_u = 3.00$	kN	
Gaya geser ultimit rencana,	$V_u = 3000$	N	
$V_c = (\sqrt{f'_c}) / 6 * b * d = 3149$	N		
$\phi * V_c = 1890$	N		Perlu tulangan geser
$\phi * V_s = V_u - \phi * V_c = 1110$	N		
$V_s = 1851$	N		

Digunakan sengkang berpenampang : 2 ϕ 6

Luas tulangan geser sengkang,
 $A_v = \pi / 4 * \phi^2 * 2 = 56.55$ mm²

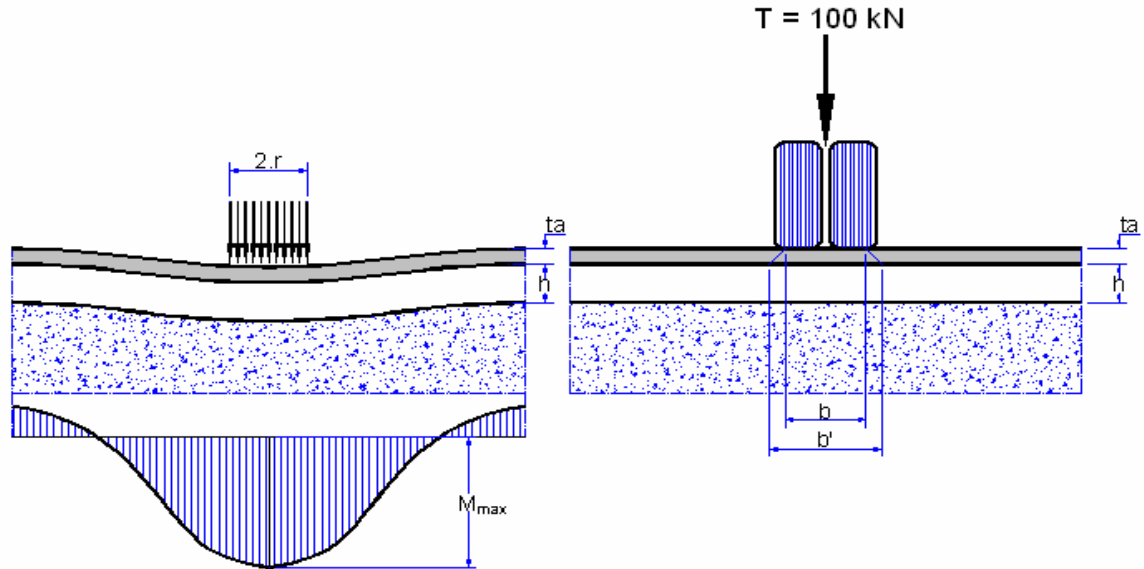
Jarak tulangan geser (sengkang) yang diperlukan :
 $S = A_v * f_y * d / V_s = 843$ mm

Digunakan sengkang, 2 ϕ 6 - 150



IV. PERHITUNGAN PLAT INJAK (APPROACH SLAB)

1. PLAT INJAK ARAH MELINTANG JEMBATAN



1.1. BEBAN TRUK "T" (TT)

Faktor beban ultimit : $K_{TT} = 2.0$

Beban hidup pada plat injak berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya, $T = 100 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil, $DLA = 0.3$
 Beban truk "T" : $T_{TT} = (1 + DLA) * T = 130.000 \text{ kN}$

1.2. MOMEN PADA PLAT INJAK

Tebal plat injak, $h = 0.20 \text{ m}$
 Tebal lapisan aspal, $t_a = 0.10 \text{ m}$
 Lebar bidang kontak roda truk, $b = 0.50 \text{ m}$
 $b' = b + t_a = 0.60 \text{ m}$

Mutu Beton : K - 300

Kuat tekan beton, $f_c' = 24.90 \text{ MPa}$

Momen max. pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus :

$$M_{max} = T_{TT} / 2 * [1 - (r * \sqrt{2} / \lambda)^{0.6}]$$

dengan,

$$\lambda = [E_c * h^3 / \{ 12 * (1 - \nu^2) * k_s \}]^{0.25}$$

ν = angka Poisson,	$\nu =$	0.15	
k_s = standard modulus of soil reaction,	$k_s =$	81500	kN/m ³
E_c = modulus elastik beton = 23452.95 MPa	$E_c =$	23452953	kN/m ²
r = Lebar penyebaran beban terpusat,	$r = b' / 2 =$	0.3	m
	$\lambda = [E_c * h^3 / \{ 12 * (1 - \nu^2) * k_s \}]^{0.25} =$	0.66559	m
	$M_{max} = T_{TT} / 2 * [1 - (r * \sqrt{2} / \lambda)^{0.6}] =$	11.83837	kNm

Momen ultimit plat injak arah melintang jembatan :

$$M_u = K_{TT} * M_{max} = 23.677 \text{ kNm}$$

1.3. PEMBESIAN PLAT INJAK ARAH MELINTANG JEMBATAN

Mutu beton : K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90	MPa
Mutu baja : U - 24	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	240	MPa
Tebal plat injak,		$h =$	200	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,		$d' =$	30	mm
Modulus elastis baja,		$E_s =$	2.00E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,		$\beta_1 =$	0.85	
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$		0.053542	
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$		7.443351	
Faktor reduksi kekuatan lentur,		$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,		$\phi =$	0.60	
Momen rencana ultimit,		$M_u =$	23.677	kNm
Tebal efektif plat injak,		$d = h - d' =$	170	mm
Ditinjau plat injak selebar 1 m,		$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,		$M_n = M_u / \phi =$	29.596	kNm
Faktor tahanan momen,		$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	1.02408	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{ 1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c) }] =$		0.00438	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 25% * (1.4 / f_y) =$	0.00146	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00438	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	743.84	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 13	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	178.441	mm

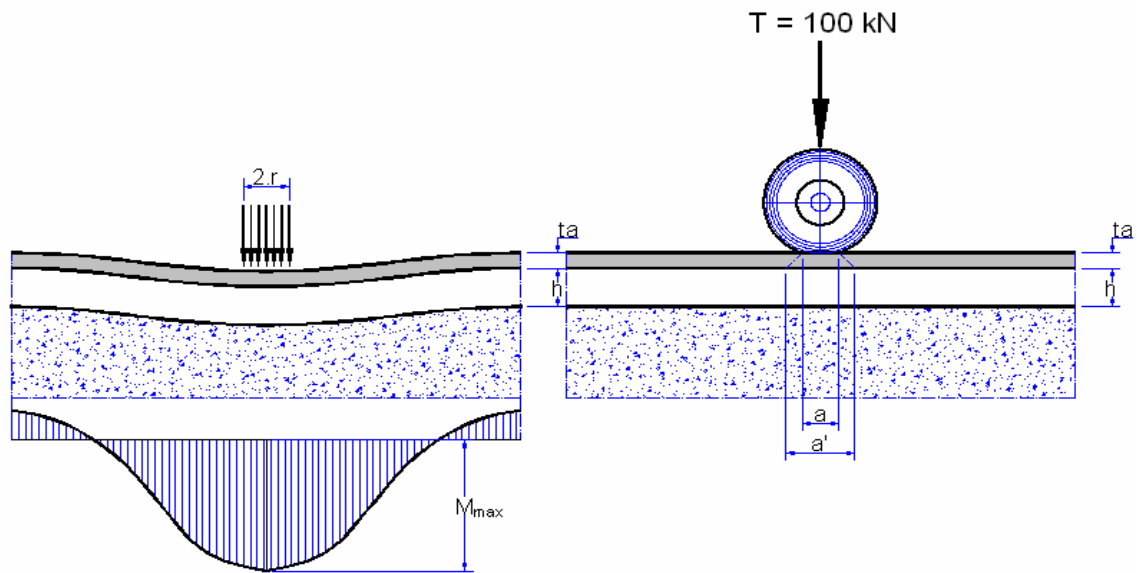
Digunakan tulangan,

D 13

150

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 885 \text{ mm}^2$$

2. PLAT INJAK ARAH MEMANJANG JEMBATAN



2.1. BEBAN TRUK "T" (TT)

Faktor beban ultimit : $K_{TT} = 2.0$

Beban hidup pada plat injak berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya, $T = 100$ kN

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil, $DLA = 0.3$

Beban truk "T" : $T_{TT} = (1 + DLA) * T = 130.000$ kN

2.2. MOMEN PADA PLAT INJAK

Tebal plat injak, $h = 0.20$ m

Tebal lapisan aspal, $t_a = 0.10$ m

Lebar bidang kontak roda truk, $a = 0.30$ m

$a' = a + t_a = 0.40$ m

Mutu Beton : K - 300

Kuat tekan beton, $f_c' = 24.90$ MPa

Momen max. pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus :

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 * [1 - (r * \sqrt{2} / \lambda)^{0.6}]$$

dengan, $\lambda = [E_c * h^3 / \{ 12 * (1 - \nu^2) * k_s \}]^{0.25}$

ν = angka Poisson,

$$\nu = 0.15$$

k_s = standard modulus of soil reaction,

$$k_s = 81500 \text{ kN/m}^3$$

E_c = modulus elastik beton = 23452.95 MPa

$$E_c = 23452953 \text{ kN/m}^2$$

r = Lebar penyebaran beban terpusat,

$$r = b' / 2 = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = [E_c * h^3 / \{ 12 * (1 - \nu^2) * k_s \}]^{0.25} = 0.66559 \text{ m}$$

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 * [1 - (r * \sqrt{2} / \lambda)^{0.6}] = 20.07927 \text{ kNm}$$

Momen ultimit plat injak arah melintang jembatan :

$$M_u = K_{TT} * M_{\max} = 40.159 \text{ kNm}$$

2.3. PEMBESIAN PLAT INJAK ARAH MEMANJANG JEMBATAN

Mutu beton :	K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c = 24.90$	MPa
Mutu baja :	U - 24	Tegangan leleh baja,	$f_y = 240$	MPa
Tebal plat injak,		$h = 200$		mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,		$d' = 30$		mm
Modulus elastis baja,		$E_s = 2.00E+05$		
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,		$\beta_1 = 0.85$		
		$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.053542$		
		$R_{\max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] = 7.443351$		
Faktor reduksi kekuatan lentur,		$\phi = 0.80$		
Faktor reduksi kekuatan geser,		$\phi = 0.60$		
Momen rencana ultimit,		$M_u = 40.159$		kNm
Tebal efektif plat injak,		$d = h - d' = 170$		mm
Ditinjau plat injak selebar 1 m,		$b = 1000$		mm
Momen nominal rencana,		$M_n = M_u / \phi = 50.198$		kNm
Faktor tahanan momen,		$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) = 1.73696$		

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

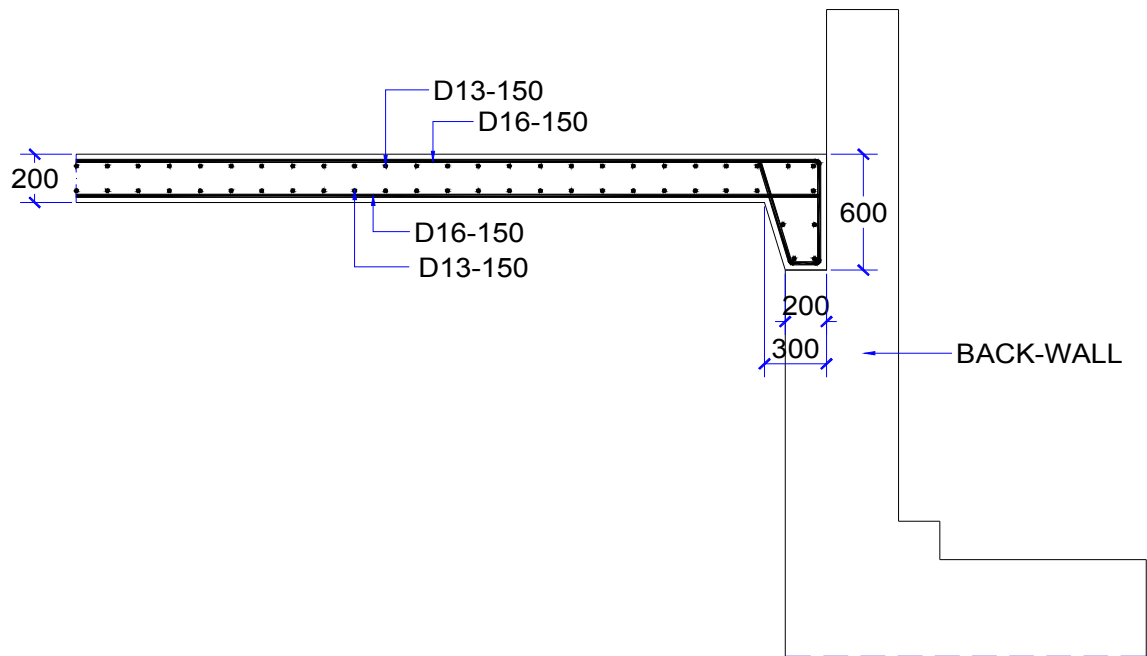
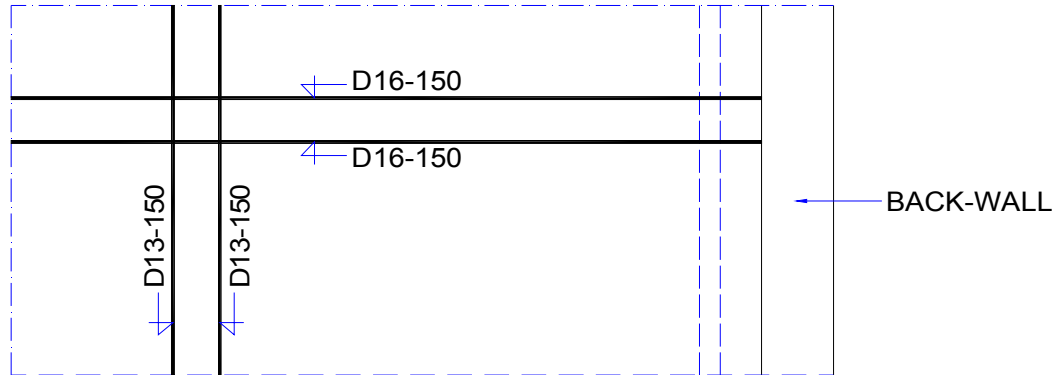
Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{ 1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c) }] = 0.00756$	
Rasio tulangan minimum, $\rho_{\min} = 25% * (1.4 / f_y) = 0.00146$	
Rasio tulangan yang digunakan, $\rho = 0.00756$	
Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho * b * d = 1285.46$	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan, $D = 16$	mm

Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 156.413$ mm

Digunakan tulangan, D 16 - 150

$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 1340$ mm²



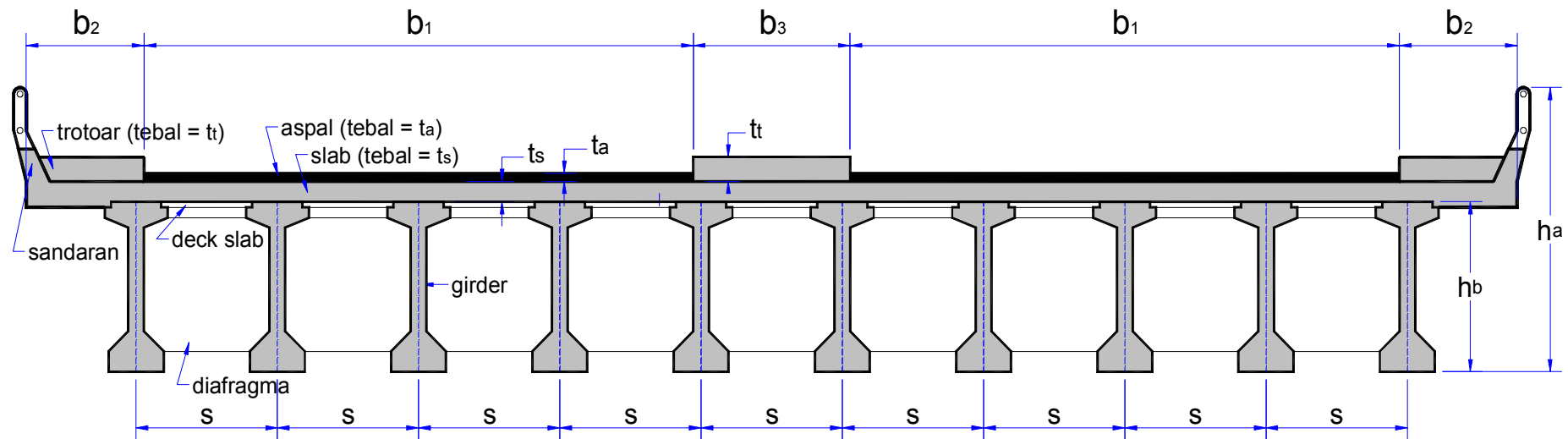
PEMBESIAN PLAT INJAK

PERHITUNGAN BALOK PRATEGANG (PCI - GIRDER)

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

Oleh : Ir. M. Noer Ilham, MT.

[C]2008:MNI



DATA JEMBATAN

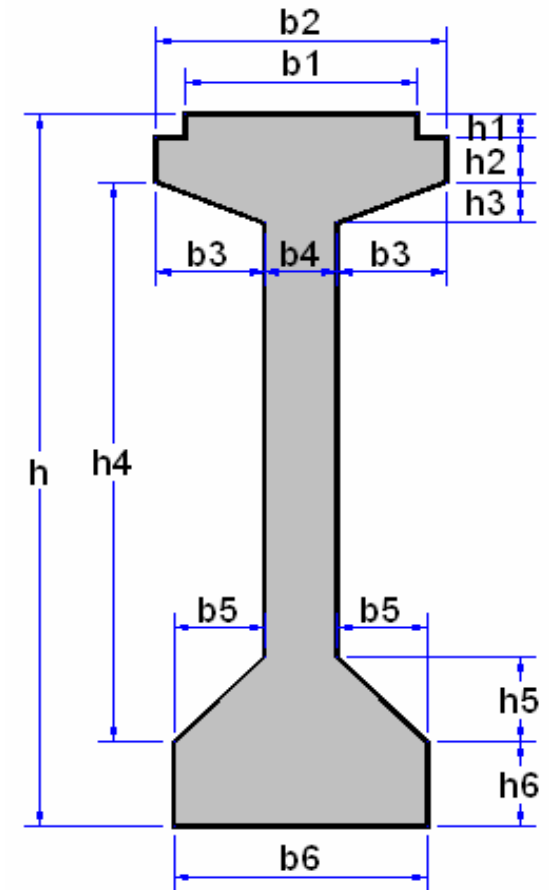
Uraian	Notasi	Dimensi
Panjang balok prategang	L	40.00 m
Jarak antara balok prategang	s	1.80 m
Tebal plat lantai jembatan	h_o	0.20 m
Tebal lapisan aspal + overlay	h_a	0.10 m
Tinggi genangan air hujan	t_h	0.05 m

SPESIFIC GRAVITY

Jenis Bahan	Berat (kN/m^3)
Beton prategang	$w_c = 25.50$
Beton bertulang	$w_c' = 25.00$
Beton	$w_c'' = 24.00$
Aspal	$w_{\text{aspal}} = 22.00$
Air hujan	$w_{\text{air}} = 9.80$

DIMENSI BALOK PRESTRESS

Kode	Lebar (m)	Kode	Tebal (m)
b1	0.64	h1	0.07
b2	0.80	h2	0.13
b3	0.30	h3	0.12
b4	0.20	h4	1.65
b5	0.25	h5	0.25
b6	0.70	h6	0.25
		h	2.10



1. BETON

Mutu beton girder prestress :

Kuat tekan beton,

Modulus elastik beton,

Angka Poisson,

Modulus geser,

Koefisien muai panjang untuk beton,

Kuat tekan beton pada keadaan awal (saat transfer),

Tegangan ijin beton saat penarikan :

Tegangan ijin beton pada keadaan akhir :

K - 500	
$f'_c = 0.83 * K / 10 =$	41.5 MPa
$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	30277.6 MPa
$\nu =$	0.15
$G = E_c / [2*(1 + \nu)] =$	13164.2 MPa
$\alpha =$	1.0E-05 / °C

Tegangan ijin tekan,

Tegangan ijin tarik,

Tegangan ijin tekan,

Tegangan ijin tarik,

$f'_{ci} = 0.80 * f'_c =$	33.20 MPa
$0.60 * f'_{ci} =$	19.92 MPa
$0.50 * \sqrt{f'_{ci}} =$	2.23 MPa
$0.45 * f'_c =$	18.68 MPa
$0.50 * \sqrt{f'_c} =$	3.22 MPa

Mutu beton plat lantai jembatan :

K - 300

Kuat tekan beton,

$$f'_c = 0.83 * K / 10 = 24.9 \text{ MPa}$$

Modulus elastik beton,

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} = 23452.953 \text{ MPa}$$

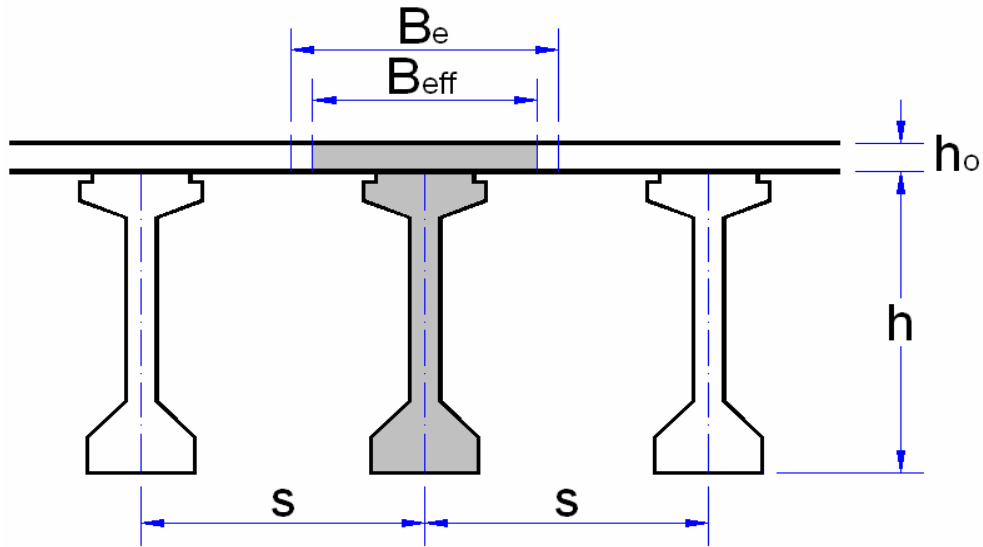
2. BAJA PRATEGANG

DATA STRANDS CABLE - STANDAR VSL			
Jenis strands	Uncoated 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270		
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1580	MPa
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860	MPa
Diameter nominal strands		12.7	mm (=1/2")
Luas tampang nominal satu strands	$A_{st} =$	98.7	mm ²
Beban putus minimal satu strands	$P_{bs} =$	187.32	kN (100% UTS)
Jumlah kawat untaian (strands cable)		19	kawat untaian / tendon
Diameter selubung ideal		84	mm
Luas tampang strands		1875.3	mm ²
Beban putus satu tendon	$P_{b1} =$	3559.1	kN (100% UTS)
Modulus elastis strands	$E_s =$	193000	MPa
Tipe dongkrak		VSL 19	

3. BAJA TULANGAN

Untuk baja tulangan deform $D > 12 \text{ mm}$	U - 32	Kuat leleh baja,	$f_y = U * 10 =$	320	MPa
Untuk baja tulangan polos $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$	U - 24	Kuat leleh baja,	$f_y = U * 10 =$	240	MPa

1. PENENTUAN LEBAR EFEKTIF PLAT LANTAI



Lebar efektif plat (B_e) diambil nilai terkecil dari :

$L/4 =$	10.00	m
$s =$	1.80	m
$12 * h_o =$	2.40	m

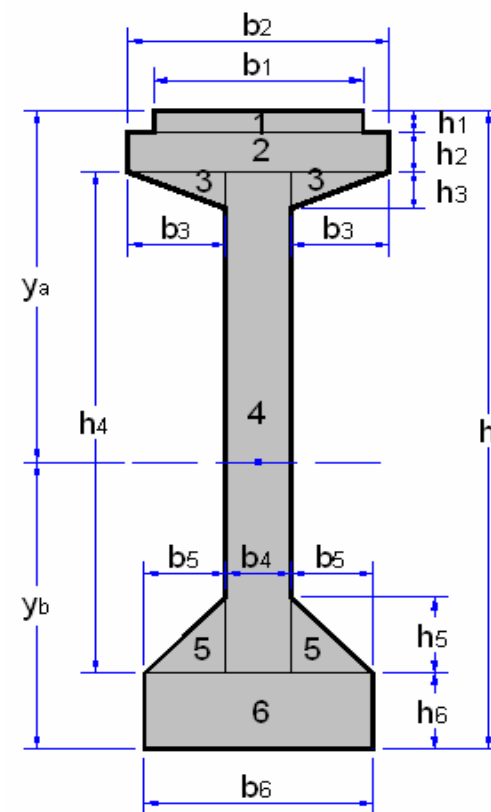
- Diambil lebar efektif plat lantai,
- Kuat tekan beton plat,
- Kuat tekan beton balok,
- Modulus elastik plat beton,
- Modulus elastik balok beton prategang,
- Nilai perbandingan modulus elastik plat dan balok,
- Jadi lebar pengganti beton plat lantai jembatan,

$B_e =$	1.80	m
$f'_c (plat) = 0.83 * K_{(plat)} =$	24.90	MPa
$f'_c (balok) = 0.83 * K_{(balok)} =$	41.50	MPa
$E_{plat} = 4700 \sqrt{f'_c (plat)} =$	2.35E+04	MPa
$E_{balok} = 0.043 * (w_c)^{1.5} * \sqrt{f'_c (balok)} =$	3.57E+04	MPa
$n = E_{plat} / E_{balok} =$	0.6574985	
$B_{eff} = n * B_e =$	1.18	m

Untuk menghindari hambatan dan kesulitan pada saat pengangkutan, maka balok prategang dibuat dalam bentuk segmental, dengan berat per-segmen maksimum 80 kN sehingga dapat diangkut dengan truck kapasitas 80 kN, kemudian segmen-segmen balok tersebut disambung di lokasi jembatan.

2. SECTION PROPERTIES BALOK PRATEGANG

NO	DIMENSI		Luas Tampang A (m ²)	Jarak thd alas y (m)	Statis Momen A * y (m ³)	Inersia Momen A * y ² (m ⁴)	Inersia Momen I _o (m ⁴)
	Lebar b (m)	Tinggi h (m)					
1	0.64	0.07	0.04480	2.07	0.09251	0.19104	0.00002
2	0.80	0.13	0.10400	1.97	0.20436	0.40157	0.00015
3	0.30	0.12	0.03600	1.86	0.06696	0.12455	0.00003
4	0.20	1.65	0.33000	1.08	0.35475	0.38136	0.07487
5	0.25	0.25	0.06250	0.33	0.02083	0.00694	0.00022
6	0.70	0.25	0.17500	0.13	0.02188	0.00273	0.00091
Total :			0.75230		0.76129	1.10819	0.07619



Tinggi total balok prategang :	$h =$	2.10	m
Luas penampang balok prategang :	$A =$	0.75230	m ²
Letak titik berat :	$y_b = \Sigma A*y / \Sigma A =$	1.012	m

	$h_o =$	0.20	m
	$B_{eff} =$	1.18	m
	$y_a = h - y_b =$	1.088	m

Momen inersia terhadap alas balok :

Momen inersia terhadap titik berat balok :

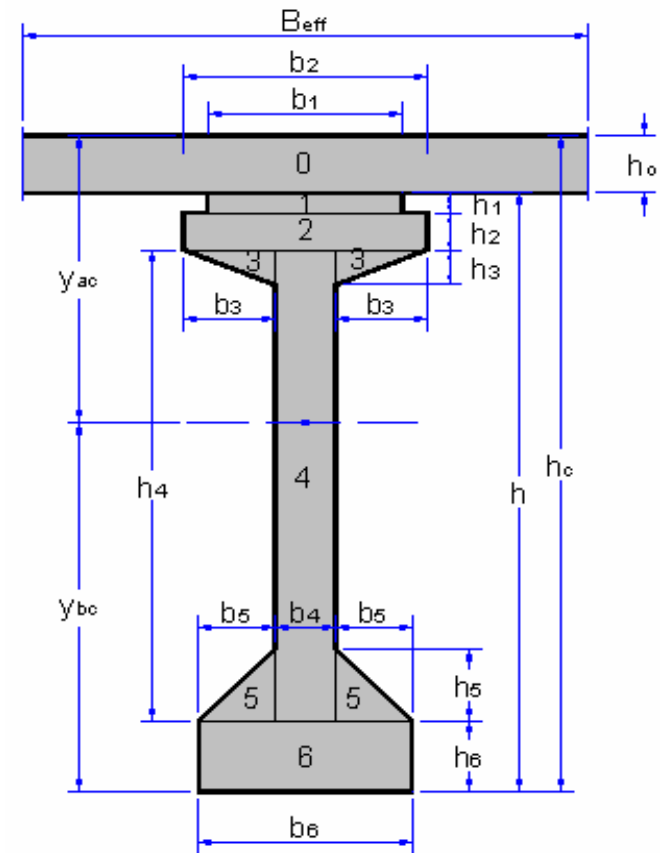
Tahanan momen sisi atas :

Tahanan momen sisi bawah :

$I_b = \Sigma A*y + \Sigma I_o =$	1.18438	m ⁴
$I_x = I_b - A * y_b^2 =$	0.41399	m ⁴
$W_a = I_x / y_a =$	0.38049	m ³
$W_b = I_x / y_b =$	0.40910	m ³

3. SECTION PROPERTIES BALOK COMPOSIT (BALOK PRATEGANG + PLAT)

NO	DIMENSI		Luas Tampang A (m ²)	Jarak thd alas y (m)	Statis Momen A * y (m ³)	Inersia Momen A * y ² (m ⁴)	Inersia Momen I _{co} (m ⁴)
	Lebar b (m)	Tinggi h (m)					
0	1.18	0.20	0.23670	2.20	0.52074	1.14563	0.00079
1	0.64	0.07	0.04480	2.07	0.09251	0.19104	0.00002
2	0.80	0.13	0.10400	1.97	0.20436	0.40157	0.00015
3	0.30	0.12	0.03600	1.86	0.06696	0.12455	0.00003
4	0.20	1.65	0.33000	1.08	0.35475	0.38136	0.07487
5	0.25	0.25	0.06250	0.33	0.02083	0.00694	0.00022
6	0.70	0.25	0.17500	0.13	0.02188	0.00273	0.00091
Total :			0.98900		1.28203	2.25381	0.07698



Tinggi total balok Composit :	$h_c =$	2.30	m
Luas penampang balok composit :	$A_c =$	0.98900	m ²
Letak titik berat :	$y_{bc} = \sum A_c * y / \sum A_c =$	1.296	m
		$y_{ac} = h_c - y_{bc} =$	1.004
Momen inersia terhadap alas balok :		$I_{bc} = \sum A_c * y^2 + \sum I_{co} =$	2.33079
Momen inesia terhadap titik berat balok composit :		$I_{xc} = I_{bc} - A_c * y_{bc}^2 =$	0.66891
Tahanan momen sisi atas plat :		$W_{ac} = I_{xc} / y_{ac} =$	0.66644
Tahanan momen sisi atas balok :		$W'_{ac} = I_{xc} / (y_{ac} - h_0) =$	0.83228
Tahanan momen sisi bawah balok :		$W_{bc} = I_{xc} / y_{bc} =$	0.51602

4. PEMBEBANAN BALOK PRATEGANG

4.1. BERAT SENDIRI (MS)

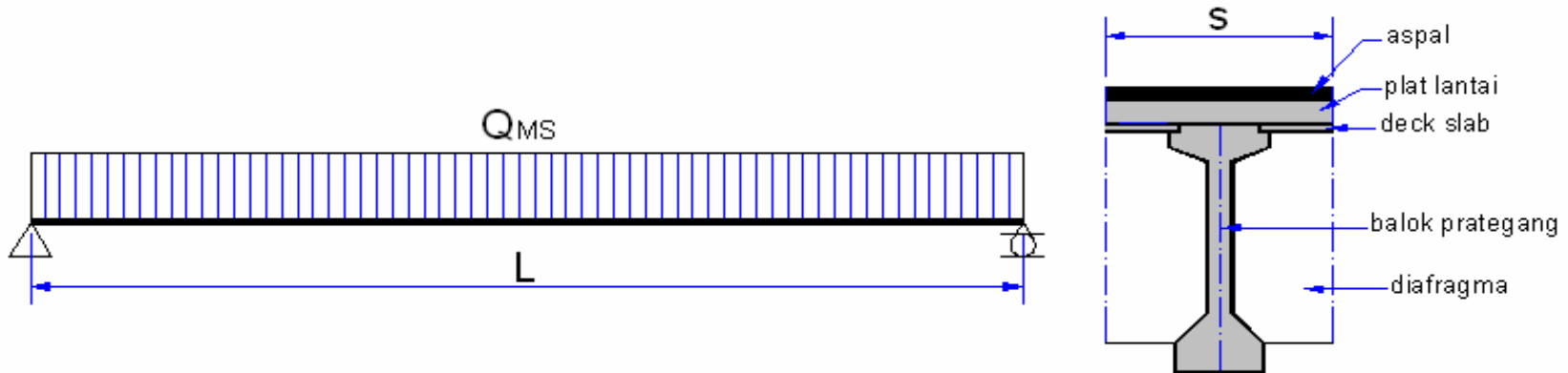
4.1.1. BERAT DIAFRAGMA

Ukuran diafragma :	Tebal =	0.20	m	Lebar =	1.60	m	Tinggi =	1.60	m
Berat 1 buah diafragma,	W =	12.8	kN						
Jumlah diafragma,	n =	9	bh	Berat diafragma,	$W_{\text{diafragma}} =$	115.2	kN		
Panjang bentang,	L =	40.00	m						
Jarak diafragma :	$x_4 =$	20.00	m	(dari tengah bentang)					
	$x_3 =$	14.80	m	(dari tengah bentang)					
	$x_2 =$	9.80	m	(dari tengah bentang)					
	$x_1 =$	4.80	m	(dari tengah bentang)					
	$x_0 =$	0.00	m	(dari tengah bentang)					
Momen maks di tengah bentang L,	$M_{\text{max}} = (1/2 * n * x_4 - x_3 - x_2 - x_1) * W =$	775.680	kNm						
Berat diafragma ekuivalen,	$Q_{\text{diafragma}} = 8 * M_{\text{max}} / L^2 =$	3.878	kN/m						

4.1.2. BERAT BALOK PRATEGANG

Panjang balok prategang,	L =	40.00	m	Luas penampang,	A =	0.752	m ²
Berat balok prategang + 10 %, $Q_{\text{balok}} = W_{\text{balok}} / L =$	19.184	kN/m	$W_{\text{balok}} = A * L * w_c =$	767.3	kN		

4.1.3. GAYA GESER DAN MOMEN AKIBAT BERAT SENDIRI (MS)



Beban, $Q_{MS} = A * w$ kN/m Panjang bentang, $L = 40.00$ m

Gaya geser, $V_{MS} = 1/2 * Q_{MS} * L$ kN

Momen, $M_{MS} = 1/8 * Q_{MS} * L^2$ kNm

No	Jenis beban berat sendiri	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas A (m ²)	Berat sat w (kN/m ³)	Beban Q_{MS} (kN/m)	Geser V_{MS} (kN)	Momen M_{MS} (kNm)
1	Balok prategang					19.184	383.673	3836.730
2	Plat lantai	1.80	0.20	0.360	25.00	9.000	180.000	1800.000
3	Deck slab	1.16	0.07	0.081	25.00	2.030	40.600	406.000
4	Diafragma					3.878	77.568	775.680
Total :						34.092	681.841	6818.410

4.2. BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

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

Girder jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa :

- Aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari (*overlay*).
- Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik

Beban, $Q_{MA} = A * w$ kN/m Panjang bentang, $L = 40.00$ m

Gaya geser, $V_{MA} = 1/2 * Q_{MA} * L$ kN

Momen, $M_{MA} = 1/8 * Q_{MA} * L^2$ kNm

No	Jenis beban mati tambahan	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas A (m ²)	Berat sat w (kN/m ³)	Beban Q _{MA} (kN/m)	Geser V _{MA} (kN)	Momen M _{MA} (kNm)
1	Lapisan aspal + overlay	1.80	0.10	0.180	22.00	3.960	79.200	792.000
2	Air hujan	1.80	0.05	0.090	9.80	0.882	17.640	176.400
Total :						4.842	96.840	968.400

4.3. BEBAN LAJUR "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*), UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*), KEL seperti terlihat pd. gambar. UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 8.0 \text{ kPa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 8.0 * (0.5 + 15 / L) \text{ kPa untuk } L > 30 \text{ m}$$

Gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat beban lajur "D" :

$V_{TD} = 1/2 * Q_{TD} * L + 1/2 * P_{TD} =$	307.440	kN
$M_{TD} = 1/8 * Q_{TD} * L^2 + 1/4 * P_{TD} * L =$	3628.800	kNm

4.4. GAYA REM (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada jarak 1.80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :

Gaya rem, $H_{TB} = 250$ kN

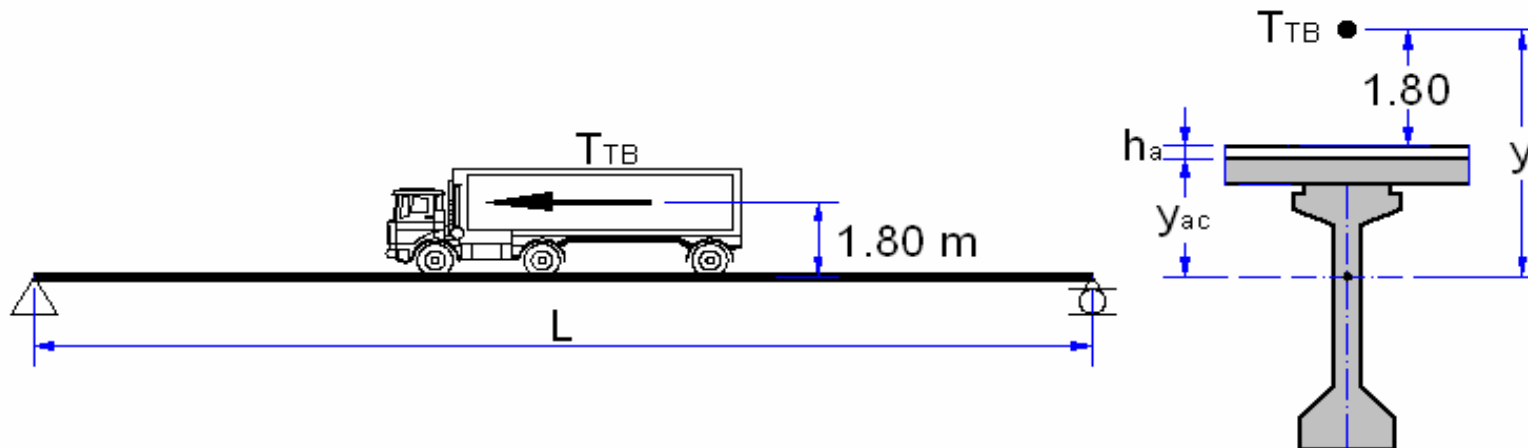
untuk $L_t \leq 80$ m

Gaya rem, $H_{TB} = 250 + 2.5 * (L_t - 80)$ kN

untuk $80 < L_t < 180$ m

Gaya rem, $H_{TB} = 500$ kN

untuk $L_t \geq 180$ m



Panjang balok : $L =$ m
 Gaya rem, $H_{TB} =$ kN

Jumlah balok prategang untuk jalur selebar b_1 ,
 Jarak antara balok prategang,

$n_{balok} =$
 $s =$ m

Gaya rem untuk $L_t \leq 80$ m :

$$T_{TB} = H_{TB} / n_{balok} = 50.00 \text{ kN}$$

Gaya rem, $T_{TB} = 5\%$ beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis,

$$Q_{TD} = q * s = 12.6 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = p * s = 79.2 \text{ kN}$$

$$T_{TB} = 0.05 * (Q_{TD} * L + P_{TD}) = 29.16 \text{ kN}$$

< TB = 50 kN

Diambil gaya rem, $T_{TB} = 50.00 \text{ kN}$

Lengan thd. Titik berat balok,

$$y = 1.80 + h_o + h_a + y_{ac} = 2.110 \text{ m}$$

Beban momen akibat gaya rem,

$$M = T_{TB} * y = 105.502 \text{ kNm}$$

Gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat gaya rem :

$V_{TB} = M / L =$	2.638	kN
$M_{TD} = 1/2 * M =$	52.751	kNm

4.5. BEBAN ANGIN (EW)

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

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 \text{ kN/m} \text{ dengan,}$$

C_w = koefisien seret

$$= 1.20$$

V_w = Kecepatan angin rencana

$$= 35 \text{ m/det (lihat Tabel 5)}$$

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2$$

$$= 1.764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan.

$$h = 2.00 \text{ m}$$

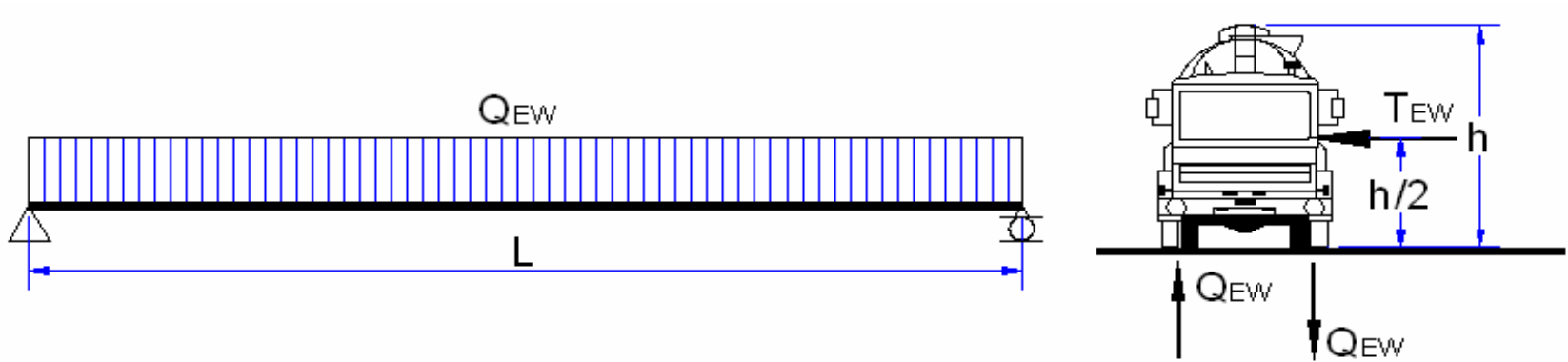
Jarak antara roda kendaraan, $x = 1.75 \text{ m}$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$Q_{EW} = [1/2 * h / x * T_{EW}] = 1.008 \text{ kN/m}$$

Panjang balok,

$$L = 40.00 \text{ m}$$



Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin :

$V_{EW} = 1/2 * Q_{EW} * L =$	20.160	kN
$M_{EW} = 1/8 * Q_{EW} * L^2 =$	201.600	kNm

4.6. BEBAN GEMPA (EQ)

Gaya gempa vertikal pada balok prategang dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal ke bawah minimal sebesar $0.10 * g$ (g = percepatan gravitasi) atau dapat diambil 50% koefisien gempa horisontal statik ekuivalen.

Koefisien beban gempa horisontal :

$$K_h = C * S$$

K_h = Koefisien beban gempa horisontal,

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah setempat,

S = Faktor tipe struktur yg berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur.

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus : $T = 2 * \pi * \sqrt{ [W_t / (g * K_p)] }$

W_t = Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

K_p = kekakuan struktur yg merupakan gaya horisontal yg diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan.

g = percepatan grafitasi bumi = m/det²

Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan :

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

Berat sendiri, $Q_{MS} =$ kN/m Beban mati tambahan, $Q_{MS} =$ kN/m

Panjang bentang balok, $L =$ m

$$W_t = (Q_{MS} + Q_{MA}) * L =$$
 kN

Momen inersia balok prategang,

$$I_{xc} =$$
 m⁴

Modulus elastik, $E_c =$ MPa

$$E_c =$$
 kPa

Kekakuan balok prategang,

$$K_p = 48 * E_c * I_{xc} / L^3 =$$
 kN/m

Waktu getar,

$$T = 2 * \pi * \sqrt [W_t / (g * K_p)] =$$
 detik

Untuk lokasi di wilayah gempa 3 di atas tanah sedang, dari kurva diperoleh koefisien geser dasar,

$$C =$$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh,

$$S = 1.3 * F$$

dengan, $F = 1.25 - 0.025 * n$ dan F harus diambil ≥ 1

F = faktor perangkaan,

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, n = maka :

$$F = 1.25 - 0.025 * n =$$

Faktor tipe struktur,

$$S = 1.3 * F =$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C * S =$$

Koefisien beban gempa vertikal,

$$K_v = 50\% * K_h =$$
 < 0.10

Diambil,

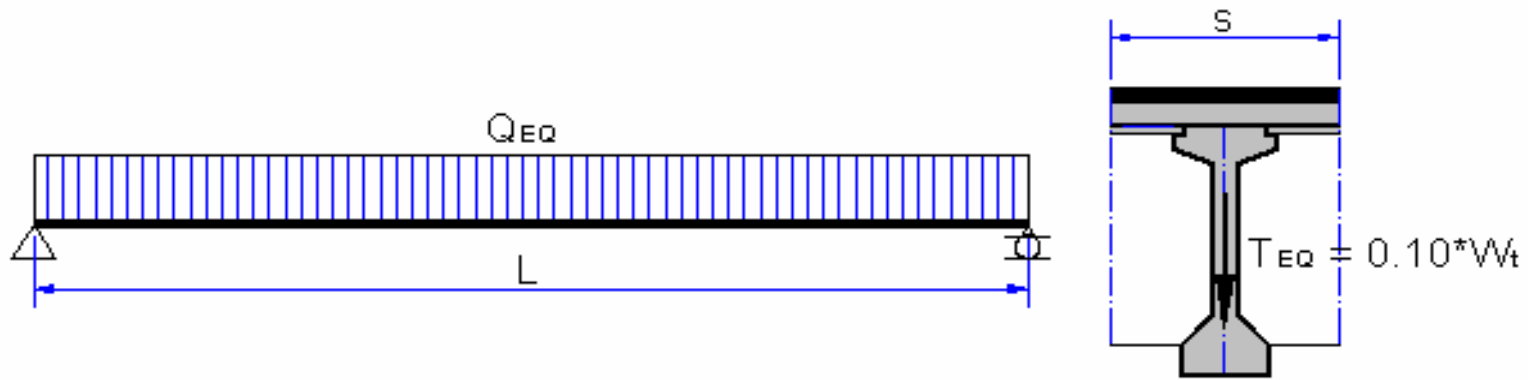
$$K_v =$$

Gaya gempa vertikal,

$$T_{EQ} = K_v * W_t =$$
 kN

Beban gempa vertikal,

$$Q_{EQ} = T_{EQ} / L =$$
 kN/m



Gaya geser dan momen maksimum akibat beban gempa vertikal :

$V_{EQ} = 1/2 * Q_{EQ} * L =$	77.868	kN
$M_{EQ} = 1/8 * Q_{EQ} * L^2 =$	778.681	kNm

4.5. RESUME MOMEN DAN GAYA GESER PADA BALOK

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)	M (kNm)	Keterangan
1	Berat balok prategang	balok	19.184	-	-	Beban merata, Q_{balok}
2	Berat plat	plat	9.000	-	-	Beban merata, Q_{plat}
3	Berat sendiri	MS	34.092	-	-	Beban merata, Q_{MS}
4	Mati tambahan	MA	4.842	-	-	Beban merata, Q_{MA}
5	Lajur "D"	TD	12.600	110.880	-	Beban merata, Q_{MA} dan terpusat, P_{TD}
6	Gaya rem	TB	-	-	105.502	Beban momen, M_{TB}
7	Angin	EW	1.008	-	-	Beban merata, Q_{EW}
8	Gempa	EQ	3.893	-	-	Beban merata, Q_{EQ}

Panjang bentang balok, $L = 40.00$ m

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

Momen maksimum akibat berat balok, $M_{\text{balok}} = 1/8 * Q_{\text{balok}} * L^2 = 3836.73$ kNm

Momen maksimum akibat berat plat, $M_{\text{plat}} = 1/8 * Q_{\text{plat}} * L^2 = 1800$ kNm

4.5.1. MOMEN PADA BALOK PRATEGANG

Jarak X (m)	Momen pada balok prategang akibat beban							KOMB. I	KOMB. II	KOMB. III	KOMB. IV
	Berat balok	Berat sen MS	Mati tamb MA	Lajur "D" TD	Rem TB	Angin EW	Gempa EQ	MS+MA+ TD+TB	MS+MA+ TD+EW	MS+MA+ TD+TB+EW	MS+MA+ EQ
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	374.08	664.79	94.42	301.14	2.64	19.66	75.92	1062.99	1080.01	1082.65	835.14
2.0	728.98	1295.50	184.00	589.68	5.28	38.30	147.95	2074.45	2107.48	2112.75	1627.44
3.0	1064.69	1892.11	268.73	865.62	7.91	55.94	216.08	3034.37	3082.40	3090.32	2376.92
4.0	1381.22	2454.63	348.62	1128.96	10.55	72.58	280.33	3942.76	4004.79	4015.34	3083.58
5.0	1678.57	2983.05	423.68	1379.70	13.19	88.20	340.67	4799.62	4874.63	4887.82	3747.40
6.0	1956.73	3477.39	493.88	1617.84	15.83	102.82	397.13	5604.94	5691.93	5707.75	4368.40
7.0	2215.71	3937.63	559.25	1843.38	18.46	116.42	449.69	6358.73	6456.69	6475.15	4946.57
8.0	2455.51	4363.78	619.78	2056.32	21.10	129.02	498.36	7060.98	7168.90	7190.00	5481.91
9.0	2676.12	4755.84	675.46	2256.66	23.74	140.62	543.13	7711.70	7828.58	7852.31	5974.43
10.0	2877.55	5113.81	726.30	2444.40	26.38	151.20	584.01	8310.88	8435.71	8462.08	6424.12
11.0	3059.79	5437.68	772.30	2619.54	29.01	160.78	621.00	8858.53	8990.30	9019.31	6830.98
12.0	3222.85	5727.46	813.46	2782.08	31.65	169.34	654.09	9354.65	9492.34	9523.99	7195.01
13.0	3366.73	5983.15	849.77	2932.02	34.29	176.90	683.29	9799.23	9941.85	9976.14	7516.22
14.0	3491.42	6204.8	881.24	3069.36	36.93	183.46	708.60	10192.28	10338.81	10375.74	7794.60
15.0	3596.93	6392.3	907.88	3194.10	39.56	189.00	730.01	10533.80	10683.23	10722.80	8030.15
16.0	3683.26	6545.7	929.66	3306.24	42.20	193.54	747.53	10823.78	10975.11	11017.31	8222.87
17.0	3750.40	6665.0	946.61	3405.78	44.84	197.06	761.16	11062.23	11214.45	11259.29	8372.77
18.0	3798.36	6750.2	958.72	3492.72	47.48	199.58	770.89	11249.14	11401.25	11448.72	8479.84
19.0	3827.14	6801.4	965.98	3567.06	50.11	201.10	776.73	11384.52	11535.50	11585.61	8544.08
20.0	3836.73	6818.4	968.40	3628.80	52.75	201.60	778.68	11468.36	11617.21	11669.96	8565.49

4.5.1. GAYA GESER PADA BALOK PRATEGANG

Jarak X (m)	Momen pada balok prategang akibat beban							KOMB. I	KOMB. II	KOMB. III	KOMB. IV
	Berat balok	Berat sen MS	Mati tamb MA	Lajur "D" TD	Rem TB	Angin EW	Gempa EQ	MS+MA+ TD+TB	MS+MA+ TD+EW	MS+MA+ TD+TB+EW	MS+MA+ EQ
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	383.67	681.84	96.84	307.44	2.64	20.16	77.87	1088.76	1106.28	1108.92	856.55
1.0	364.49	647.75	92.00	294.84	2.64	19.15	73.97	1037.22	1053.74	1056.38	813.72
2.0	345.31	613.66	87.16	282.24	2.64	18.14	70.08	985.69	1001.20	1003.83	770.89
3.0	326.12	579.56	82.31	269.64	2.64	17.14	66.19	934.16	948.65	951.29	728.07
4.0	306.94	545.47	77.47	257.04	2.64	16.13	62.29	882.62	896.11	898.75	685.24
5.0	287.75	511.38	72.63	244.44	2.64	15.12	58.40	831.09	843.57	846.21	642.41
6.0	268.57	477.29	67.79	231.84	2.64	14.11	54.51	779.55	791.03	793.67	599.58
7.0	249.39	443.20	62.95	219.24	2.64	13.10	50.61	728.02	738.49	741.12	556.76
8.0	230.20	409.10	58.10	206.64	2.64	12.10	46.72	676.49	685.94	688.58	513.93
9.0	211.02	375.01	53.26	194.04	2.64	11.09	42.83	624.95	633.40	636.04	471.10
10.0	191.84	340.92	48.42	181.44	2.64	10.08	38.93	573.42	580.86	583.50	428.27
11.0	172.65	306.83	43.58	168.84	2.64	9.07	35.04	521.88	528.32	530.96	385.45
12.0	153.47	272.74	38.74	156.24	2.64	8.06	31.15	470.35	475.78	478.41	342.62
13.0	134.29	238.64	33.89	143.64	2.64	7.06	27.25	418.82	423.23	425.87	299.79
14.0	115.10	204.55	29.05	131.04	2.64	6.05	23.36	367.28	370.69	373.33	256.96
15.0	95.92	170.46	24.21	118.44	2.64	5.04	19.47	315.75	318.15	320.79	214.14
16.0	76.73	136.37	19.37	105.84	2.64	4.03	15.57	264.21	265.61	268.25	171.31
17.0	57.55	102.28	14.53	93.24	2.64	3.02	11.68	212.68	213.07	215.70	128.48
18.0	38.37	68.18	9.68	80.64	2.64	2.02	7.79	161.15	160.52	163.16	85.65
19.0	19.18	34.09	4.84	68.04	2.64	1.01	3.89	109.61	107.98	110.62	42.83
20.0	0.00	0.00	0.00	55.44	2.64	0.00	0.00	58.08	55.44	58.08	0.00

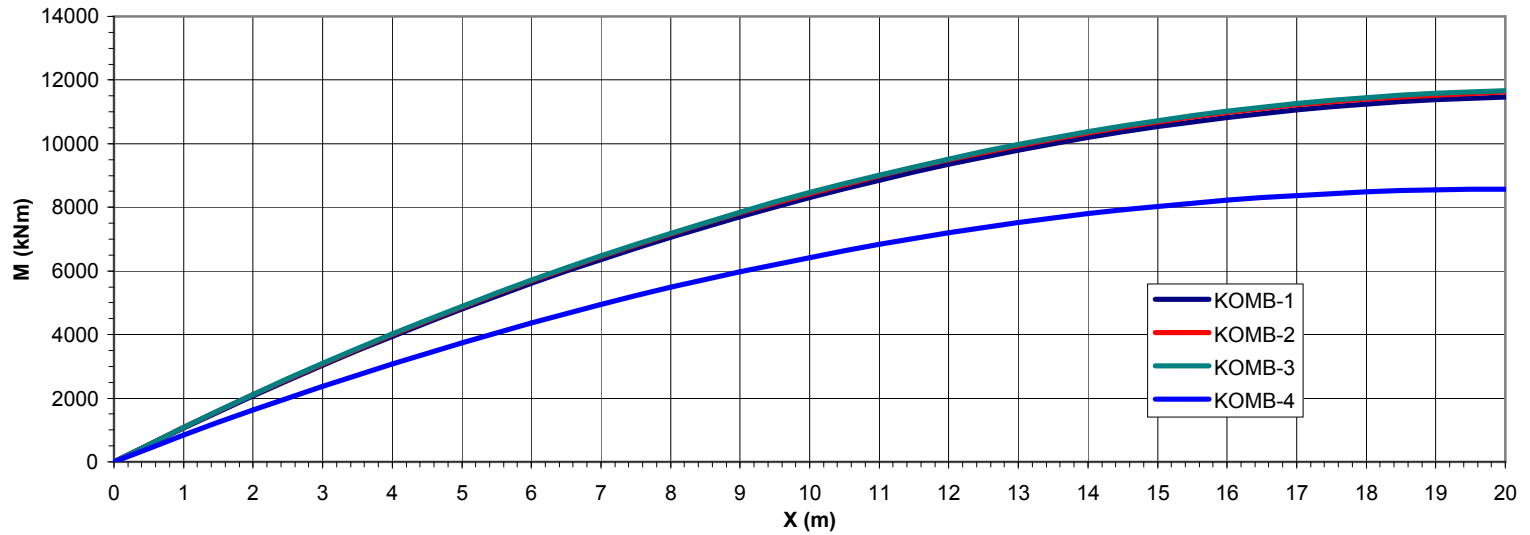


Diagram momen (bending moment diagram) balok prategang

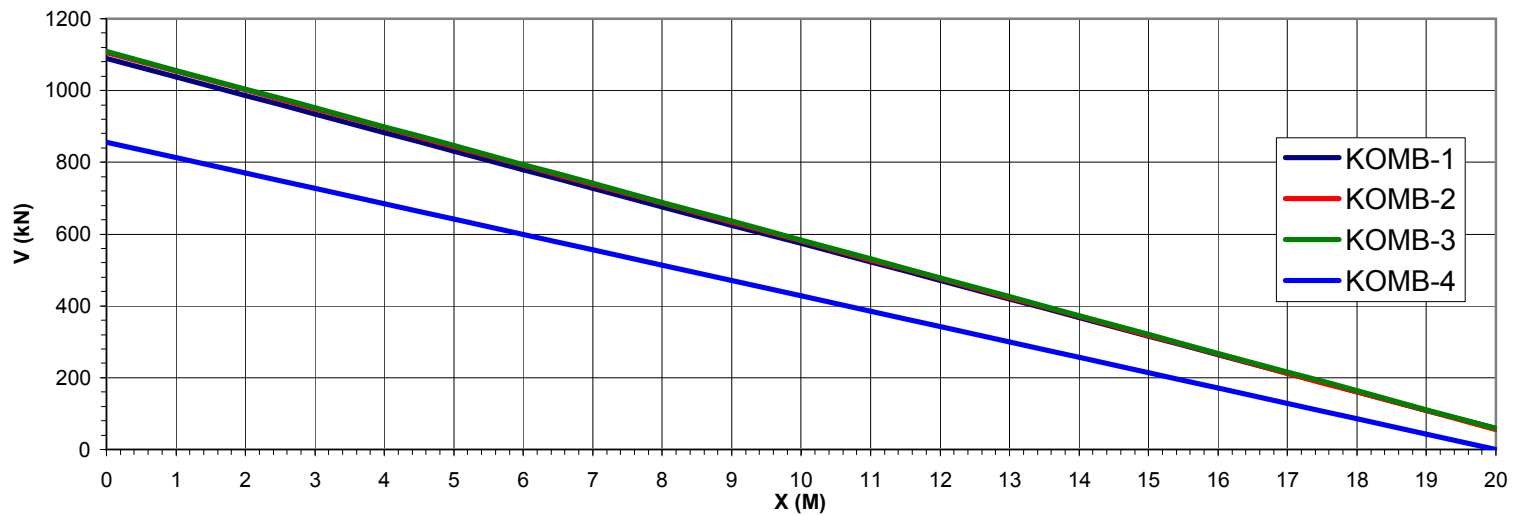


Diagram gaya geser (shearing force diagram) balok prategang

5. GAYA PRATEGANG, EKSENTRISITAS, DAN JUMLAH TENDON

5.1. KONDISI AWAL (SAAT TRANSFER)

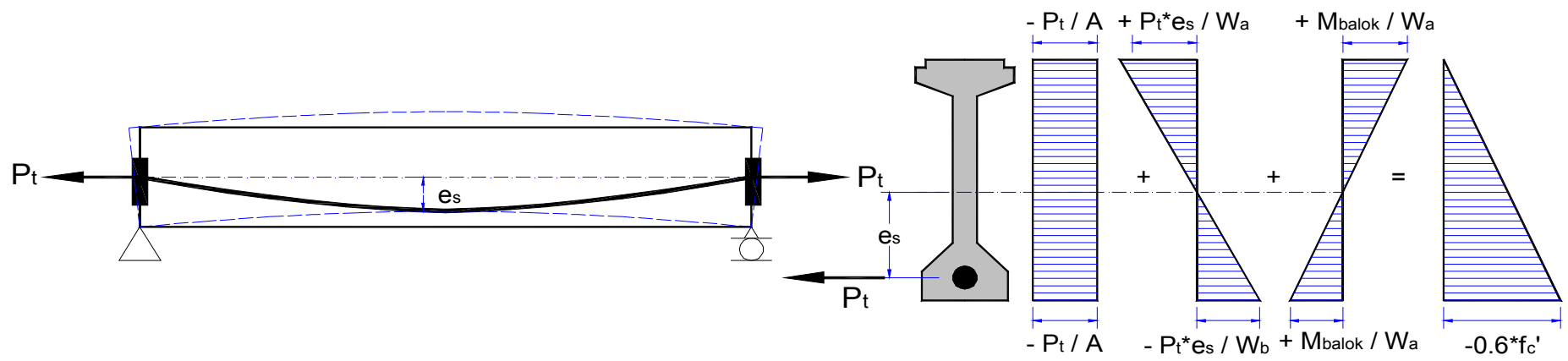
Mutu beton, K - 500 Kuat tekan beton,
 Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat transfer),
 Section properties, $W_a = 0.38049 \text{ m}^3$

$$f'_c = 0.83 * K * 100 = 41500 \text{ kPa}$$

$$f'_{ci} = 0.80 * f'_c = 33200 \text{ kPa}$$

$$W_b = 0.40910 \text{ m}^3$$

$$A = 0.75230 \text{ m}^2$$



Ditetapkan jarak titik berat tendon terhadap alas balok,
 Eksentrisitas tendon,
 Momen akibat berat sendiri balok,

$$Z_0 = 0.1375 \text{ m}$$

$$e_s = y_b - Z_0 = 0.874 \text{ m}$$

$$M_{balok} = 3836.730 \text{ kNm}$$

Tegangan di serat atas,
 Tegangan di serat bawah,

$$0 = - P_t / A + P_t * e_s / W_a - M_{balok} / W_a \quad \text{(persamaan 1)}$$

$$0.6 * f'_{ci} = - P_t / A - P_t * e_s / W_b + M_{balok} / W_b \quad \text{(persamaan 2)}$$

Besarnya gaya prategang awal,

Dari persamaan (1) :
 Dari persamaan (2) :

$$P_t = M_{balok} / (e_s - W_a / A) = 10406.49$$

$$P_t = [0.60 * f'_{ci} * W_b + M_{balok}] / (W_b / A + e_s) = 8451.26$$

→ Diambil besarnya gaya prategang,

$$P_t = 8451.26 \text{ kN}$$

5.2. KONDISI AKHIR

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untai "Standards cable" standar VSL, dengan data sbb. :

DATA STRANDS CABLE - STANDAR VSL		
Jenis strands	Uncoated 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270	
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1580000 kPa
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860000 kPa
Diameter nominal strands	0.01270	m (1/2")
Luas tampang nominal satu strands	$A_{st} =$	0.00010 m ²
Beban putus minimal satu strands	$P_{bs} =$	187.32 kN (100% UTS atau 100% beban putus)
Jumlah kawat untai (strands cable)	19	kawat untai tiap tendon
Diameter selubung ideal	84	mm
Luas tampang strands	0.00188	m ²
Beban putus satu tendon	$P_{b1} =$	3559.08 kN (100% UTS atau 100% beban putus)
Modulus elastis strands	$E_s =$	1.9E+08 kPa
Tipe dongkrak	VSL 19	

Gaya prategang awal :

$$P_t = 8451.26 \text{ kN}$$

Beban putus satu tendon :

$$P_{b1} = 3559.08 \text{ kN}$$

Beban putus minimal satu strand :

$$P_{bs} = 187.32 \text{ kN}$$

Gaya prategang saat jacking :

$$P_j = P_{t1} / 0.85 \quad \text{persamaan (1)}$$

$$P_j = 0.80 * P_{b1} * n_t \quad \text{persamaan (2)}$$

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh jumlah tendon yang diperlukan :

$$n_t = P_t / (0.85 * 0.80 * P_{b1}) = 3.492 \text{ Tendon}$$

Diambil jumlah tendon, $n_t = 4$ Tendon

Jumlah kawat untai (strands cable) yang diperlukan,

$$n_s = P_t / (0.85 * 0.80 * P_{bs}) = 66.348 \text{ strands}$$

Diambil jumlah strands, $n_s = 69$ strands

Posisi Baris Tendon :

$n_{s1} =$	3	Tendon	19	strands / tendon =	57	strands	dg. selubung tendon =	84	mm
$n_{s2} =$	1	Tendon	12	strands / tendon =	12	strands	dg. selubung tendon =	76	mm
$n_t =$	4	Tendon	Jumlah strands,	$n_s =$	69	strands			

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *Jacking Force*) :

$$p_o = P_t / (0.85 * n_s * P_{bs}) = 76.925\% < 80\% \text{ (OK)}$$

Gaya prategang yang terjadi akibat *jacking* :

$$P_j = p_o * n_s * P_{bs} = 9942.66 \text{ kN}$$

Diperkirakan kehilangan tegangan (*loss of prestress*) =

30%

Gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan (*loss of prestress*) sebesar 30% :

$$P_{eff} = 70\% * P_j = 6959.86 \text{ kN}$$

5.3. PEMBESIAN BALOK PRATEGANG

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter D 13 mm

$$A_s = \pi / 4 * D^2 = 0.00013 \text{ m}^2$$

Luas tampang bagian bawah : $A_{\text{bawah}} = 0.28750 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian bawah : $A_{s \text{ bawah}} = 0.5\% * A_{\text{bawah}} = 0.00144 \text{ m}^2$

$$\text{Jumlah tulangan} = A_{s \text{ bawah}} / (\pi / 4 * D^2) = 10.83 \text{ buah}$$

Digunakan : **12 D 13**

Luas tampang bagian atas : $A_{\text{atas}} = 0.20880 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian atas : $A_{s \text{ atas}} = 0.5\% * A_{\text{atas}} = 0.00104 \text{ m}^2$

$$\text{Jumlah tulangan} = A_{s \text{ atas}} / (\pi / 4 * D^2) = 7.87 \text{ buah}$$

Digunakan : **10 D 13**

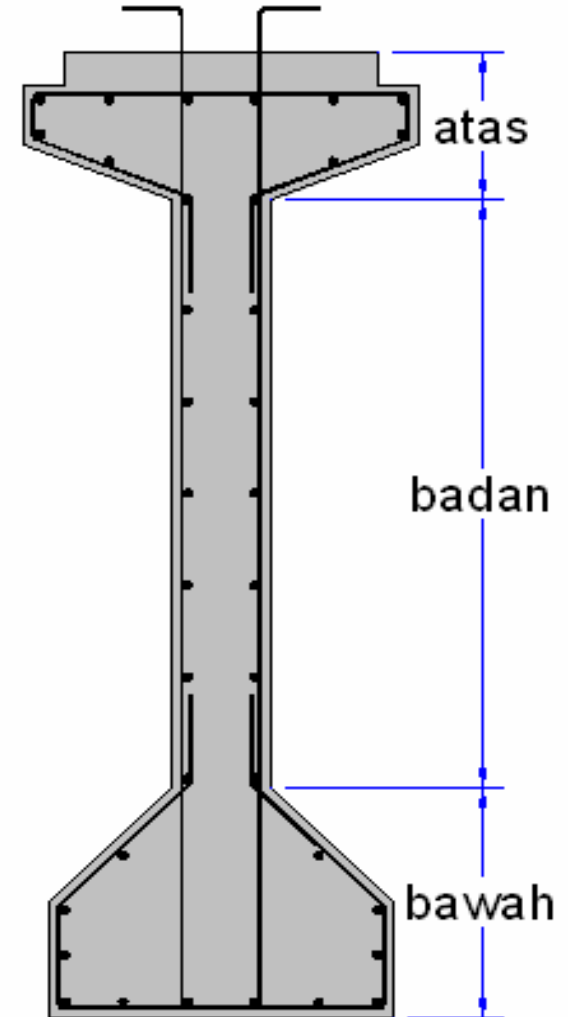
Luas tampang bagian badan : $A_{\text{badan}} = 0.33000 \text{ m}^2$

Luas tulangan susut memanjang bagian badan :

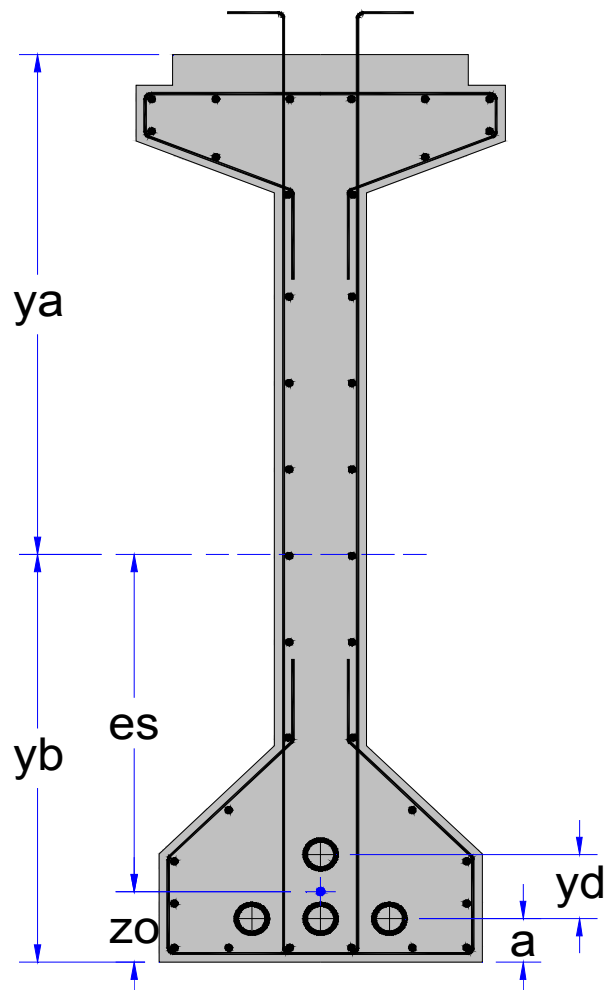
$$A_{s \text{ badan}} = 0.5\% * A_{\text{badan}} = 0.00165 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = A_{s \text{ badan}} / (\pi / 4 * D^2) = 12.43 \text{ buah}$$

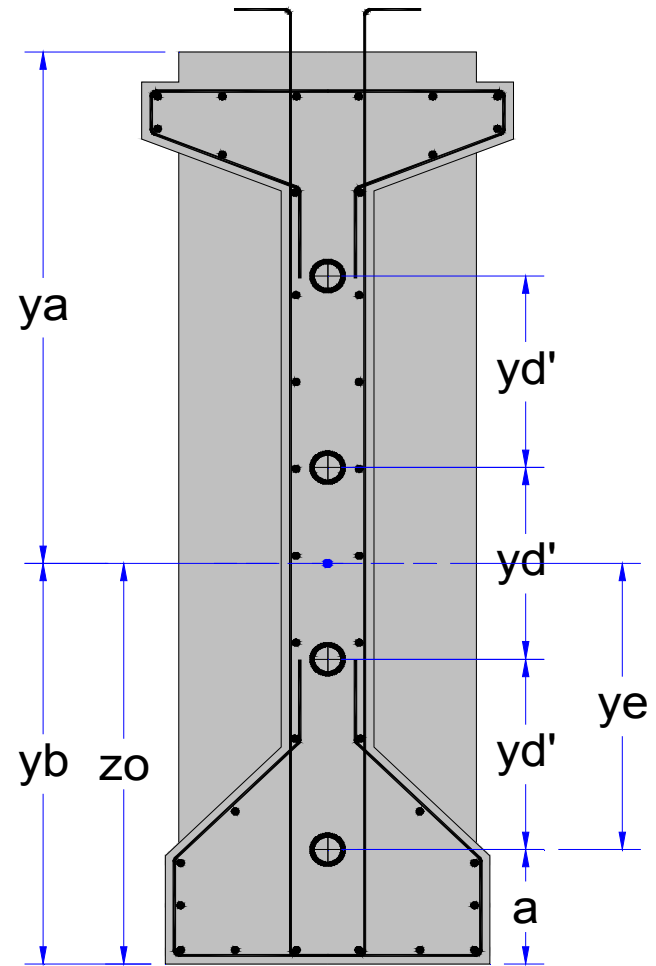
Digunakan : **14 D 13**



5.4. POSISI TENDON



Posisi Tendon di Tengah Bentang



Posisi Tendon di Tumpuan

5.4.1. POSISI TENDON DI TENGAH BENTANG

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1 :

$$a = 0.10 \text{ m}$$

Jumlah tendon baris ke-1 :	$n_{t1} =$	3	tendon	19	strands	=	57	strands
Jumlah tendon baris ke-2 :	$n_{t4} =$	1	tendon	12	strands	=	12	strands
	$n_t =$	4	tendon	Jumlah strands,		$n_s =$	69	strands
Eksentrisitas,	$e_s =$	0.874						
	$z_o = y_b - e_s =$	0.138						

$y_d =$ jarak vertikal antara as ke as tendon.

Momen statis tendon terhadap alas :

$$n_s * z_o = n_1 * a + n_2 * (a + y_d)$$

$$y_d = n_s * (z_o - a) / n_2 = 0.216 \text{ m}$$

Diambil, $y_d = 0.150 \text{ m}$

$$d_t = 0.076 \text{ m}$$

$$y_d - d_t = 0.074 \text{ m}$$

Diameter selubung tendon,

Jarak bersih vertikal antara selubung tendon,

> 25 mm (OK)

5.4.2. POSISI TENDON DI TUMPUAN

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4 :

$$a' = 0.35 \text{ m}$$

Jumlah tendon baris ke-1 :	$n_1 = 1$	tendon	12	strands	=	12	strands
Jumlah tendon baris ke-2 :	$n_2 = 1$	tendon	19	strands	=	19	strands
Jumlah tendon baris ke-3 :	$n_3 = 1$	tendon	19	strands	=	19	strands
Jumlah tendon baris ke-4 :	$n_4 = 1$	tendon	19	strands	=	19	strands
Jumlah strands,						$n_s =$	69 strands

y_e = Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah

Letak titik berat penampang balok terhadap alas, $y_b = 1.012 \text{ m}$

Momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah :

n_i	$y_{d'}$	$n_i * y_{d'}$
12	0	0
19	1	19
19	2	38
19	3	57
$\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'} =$		114

$$\Sigma n_i * y_{d'} = n_s * y_e$$

$$y_e / y_{d'} = [\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'}] / n_s = 1.652$$

$$y_e = y_b - a' = 0.662 \text{ m}$$

$$y_{d'} = y_e / [y_e / y_{d'}] = 0.401 \text{ m}$$

$$z_o = a' + y_e = y_b = 1.012 \text{ m}$$

5.4.3. EKSENTRISITAS MASING-MASING TENDON

Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tumpuan $x = 0.00 \text{ m}$	$Z_{i'}$ (m)	Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tengah Bentang $x = 20.00$	Z_i (m)	$f_i = Z_{i'} - Z_i$ (m)
1	$Z_{1'} = a' + 3 * y_{d'}$	1.552	1	$Z_1 = a + y_d$	0.250	1.302
2	$Z_{2'} = a' + 2 * y_{d'}$	1.151	2	$Z_2 = a$	0.100	1.051
3	$Z_{3'} = a' + y_{d'}$	0.751	3	$Z_3 = a$	0.100	0.651
4	$Z_{4'} = a'$	0.350	4	$Z_4 = a$	0.100	0.250

5.5. LINTASAN INTI TENDON (CABLE)

Panjang balok,

$$L = 40.00 \text{ m}$$

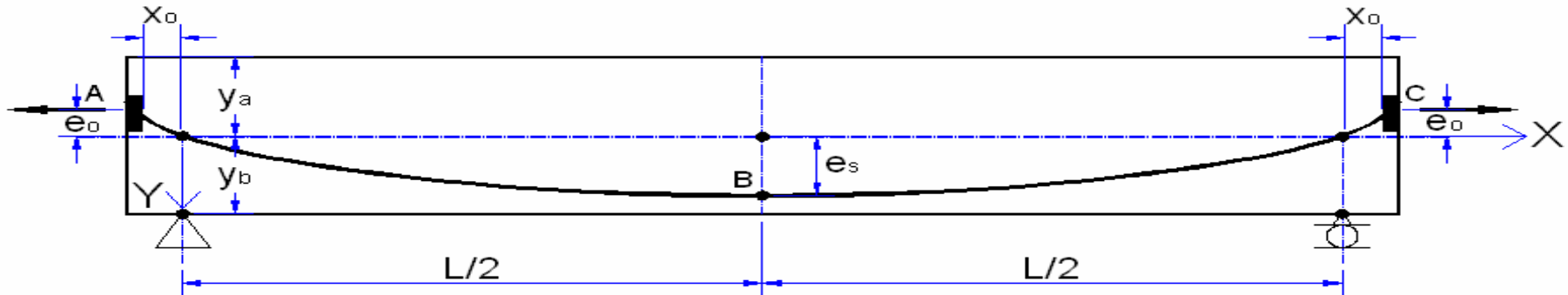
Eksentrisitas,

$$e_s = 0.8744505 \text{ m}$$

Persamaan lintasan tendon :

$$Y = 4 * f * X / L^2 * (L - X)$$

dengan, $f = e_s$



X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.25	-0.022	8.00	0.560	17.00	0.855	26.00	0.796	35.00	0.383
0.00	0.000	9.00	0.610	18.00	0.866	27.00	0.767	36.00	0.315
1.00	0.085	10.00	0.656	19.00	0.872	28.00	0.735	37.00	0.243
2.00	0.166	11.00	0.697	20.00	0.874	29.00	0.697	38.00	0.166
3.00	0.243	12.00	0.735	21.00	0.872	30.00	0.656	39.00	0.085
4.00	0.315	13.00	0.767	22.00	0.866	31.00	0.610	40.00	0.000
5.00	0.383	14.00	0.796	23.00	0.855	32.00	0.560	0.25	0.022
6.00	0.446	15.00	0.820	24.00	0.839	33.00	0.505		
7.00	0.505	16.00	0.839	25.00	0.820	34.00	0.446		

$x_0 =$	0.25	m
$e_0 =$	0.022	m

$L/2 + x_0 =$	20.25	m
$e_s + e_0 =$	0.896	m

$\alpha_{AB} = 2*(e_s + e_0)/(L/2 + x_0) =$	0.089
$\alpha_{BC} = 2*(e_s + e_0)/(L/2 + x_0) =$	0.089

5.5.1. SUDUT ANGKUR

Persamaan lintasan tendon,

$$Y = 4 * f_i * X / L^2 * (L - X)$$

$$dY/dX = 4 * f_i * (L - 2*X) / L^2$$

Untuk $X = 0$ (posisi angkur di tumpuan), maka

$dY/dX = 4 * f_i / L$

Persamaan sudut angkur,

$\alpha = \text{ATAN}(dY/dX)$

NO TENDON	JUMLAH STRAND	DIAMETER SELUBUNG	Eksentri- sitas	f_i (m)	dY/dX	SUDUT ANGKUR		
						$\alpha_i =$	rad =	$^\circ$
1	12	84	$f_1 =$	1.302	0.13020	$\alpha_1 =$	0.12947 rad =	7.418 $^\circ$
2	19	84	$f_2 =$	1.051	0.10513	$\alpha_2 =$	0.10475 rad =	6.002 $^\circ$
3	19	84	$f_3 =$	0.651	0.06507	$\alpha_3 =$	0.06497 rad =	3.723 $^\circ$
4	19	84	$f_4 =$	0.250	0.02500	$\alpha_4 =$	0.02499 rad =	1.432 $^\circ$

5.5.2. TATA LETAK DAN TRACE KABEL

$L =$	40.00	m
$f_0 = e_s =$	0.87445	m
$y_b =$	1.012	m

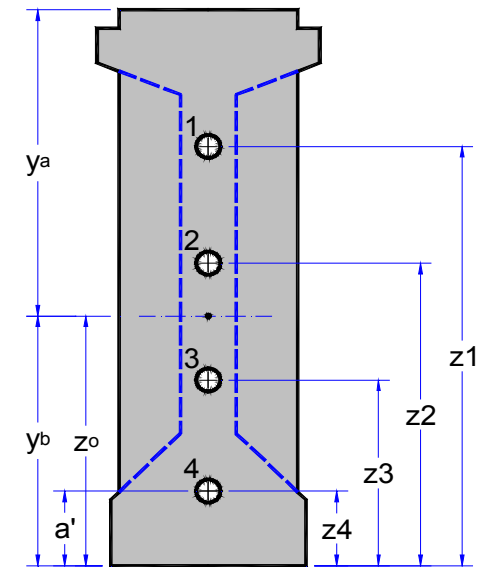
$f_1 =$	1.302	m
$f_2 =$	1.051	m
$f_3 =$	0.651	m

$f_4 =$	0.250	m
---------	-------	---

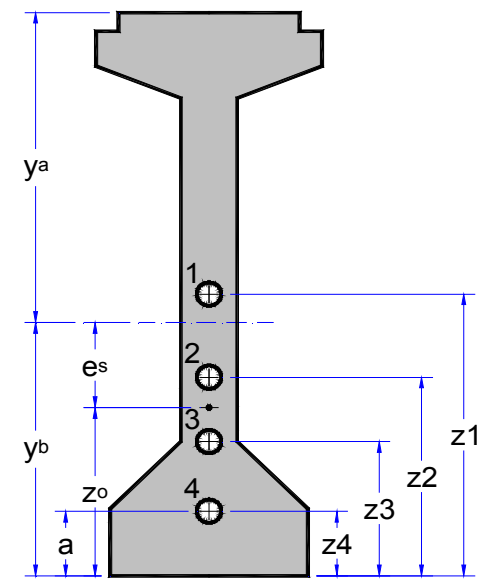
Posisi masing-masing cable :

$$z_i = z_i' - 4 * f_i * X / L^2 * (L - X)$$

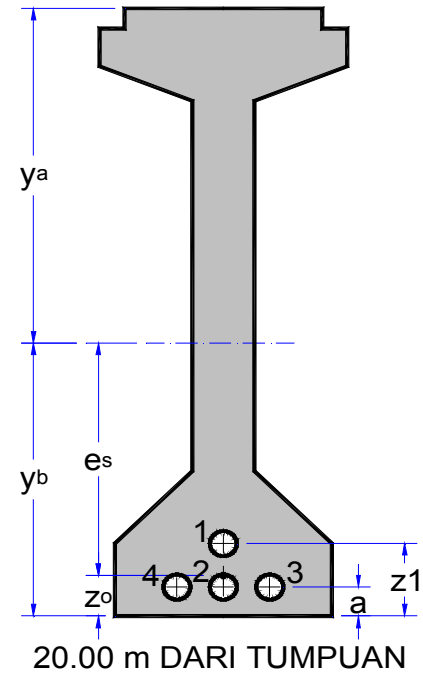
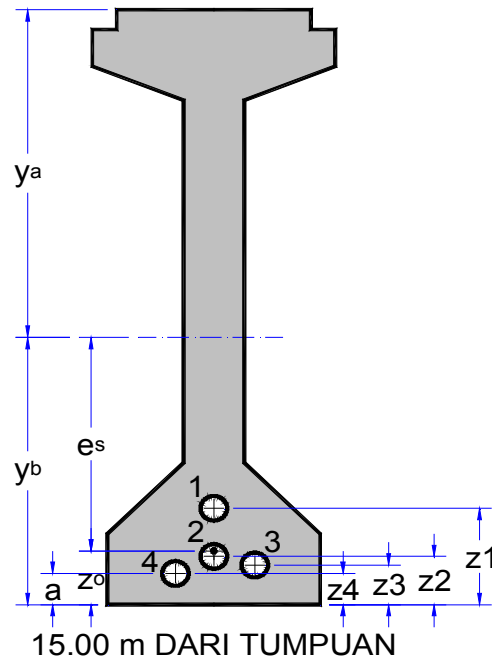
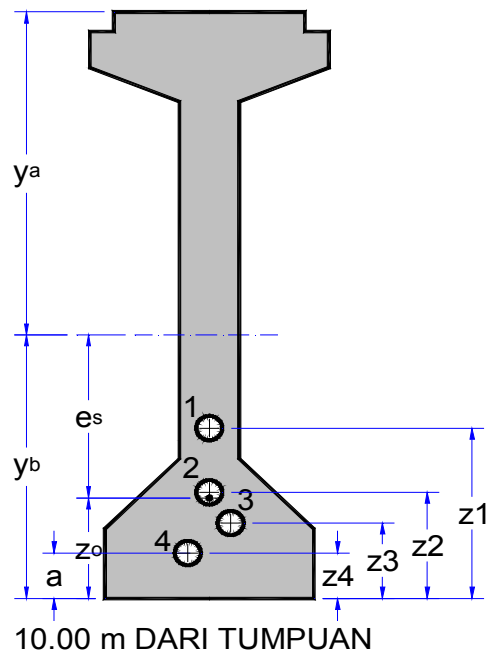
Jarak X (m)	Trace Z _o (m)	Posisi masing-masing cable			
		Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	Z ₃ (m)	Z ₄ (m)
0.00	1.0120	1.5520	1.1513	0.7507	0.3500
1.00	0.9267	1.4250	1.0488	0.6872	0.3256
2.00	0.8458	1.3046	0.9516	0.6270	0.3025
3.00	0.7693	1.1907	0.8596	0.5701	0.2806
4.00	0.6971	1.0833	0.7728	0.5164	0.2600
5.00	0.6294	0.9824	0.6914	0.4660	0.2406
6.00	0.5660	0.8880	0.6151	0.4188	0.2225
7.00	0.5070	0.8001	0.5442	0.3749	0.2056
8.00	0.4523	0.7187	0.4785	0.3342	0.1900
9.00	0.4020	0.6438	0.4180	0.2968	0.1756
10.00	0.3561	0.5755	0.3628	0.2627	0.1625
11.00	0.3146	0.5136	0.3129	0.2318	0.1506
12.00	0.2774	0.4583	0.2682	0.2041	0.1400
13.00	0.2446	0.4095	0.2288	0.1797	0.1306
14.00	0.2162	0.3672	0.1946	0.1586	0.1225
15.00	0.1922	0.3314	0.1657	0.1407	0.1156
16.00	0.1725	0.3021	0.1421	0.1260	0.1100
17.00	0.1572	0.2793	0.1237	0.1146	0.1056
18.00	0.1462	0.2630	0.1105	0.1065	0.1025
19.00	0.1397	0.2533	0.1026	0.1016	0.1006
20.00	0.1375	0.2500	0.1000	0.1000	0.1000



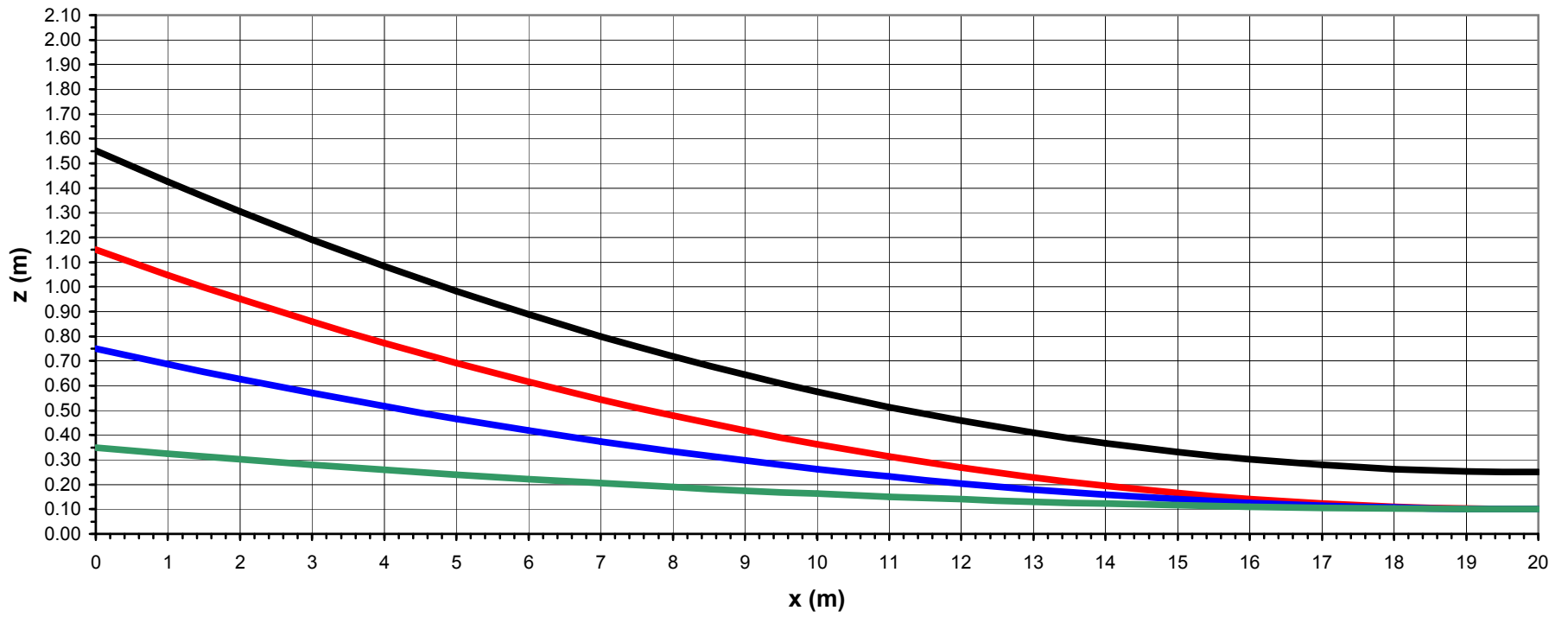
0.00 m DARI TUMPUAN



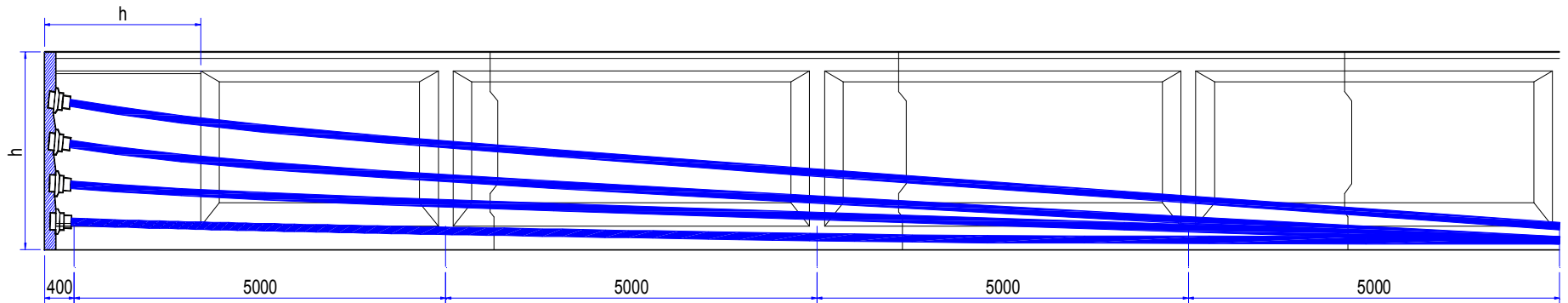
5.00 m DARI TUMPUAN



Jarak X (m)	Trace Z _o (m)	Posisi masing-masing cable			
		Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	Z ₃ (m)	Z ₄ (m)
0.00	1.0120	1.5520	1.1513	0.7507	0.3500
5.00	0.6294	0.9824	0.6914	0.4660	0.2406
10.00	0.3561	0.5755	0.3628	0.2627	0.1625
15.00	0.1922	0.3314	0.1657	0.1407	0.1156
20.00	0.1375	0.2500	0.1000	0.1000	0.1000



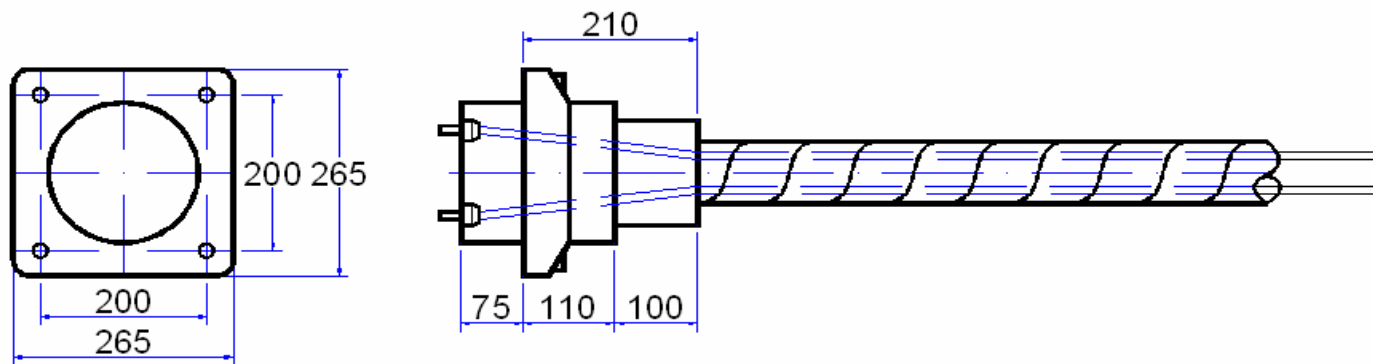
Trace Masing-masing Cable



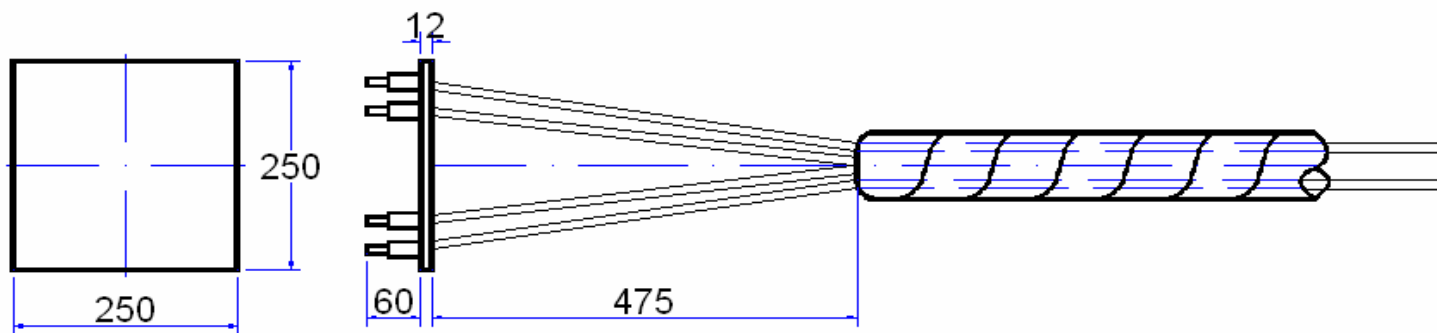
Lintasan Masing-masing Cable

5.5.3. PEMAKAIAN ANGKUR

ANGKUR HIDUP	VSL
TIPE	19 Sc



ANGKUR MATI	VSL
TIPE	19 P



5.6. KEHILANGAN TEGANGAN (LOSS OF PRESTRESS) PADA CABLE

5.6.1. KEHILANGAN TEGANGAN AKIBAT GESEKAN ANGKUR (ANCHORAGE FRICTION)

Gaya prategang akibat jacking (jacking force) :

$$P_j = 9942.66 \text{ kN}$$

Kehilangan gaya akibat gesekan ankur diperhitungkan sebesar 3% dari gaya prategang akibat jacking.

$$P_o = 97\% * P_j = 9644.38 \text{ kN}$$

5.6.2. KEHILANGAN TEGANGAN AKIBAT GESEKAN CABLE (JACK FRICTION)

Sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah :

$$\alpha_{AB} = 0.089 \text{ rad} \qquad \alpha_{BC} = 0.089 \text{ rad}$$

Perubahan sudut total lintasan tendon,

$$\alpha = \alpha_{AB} + \alpha_{BC} = 0.177 \text{ rad}$$

Dari Tabel 6.6 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh : Koefisien gesek,

$$\mu = 0.2$$

Dari Tabel 6.7 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh : Koefisien Wobble,

$$\beta = 0.012$$

Gaya prategang akibat jacking setelah memperhitungkan loss of prestress akibat gesekan ankur,

$$P_o = 9644.38 \text{ kN}$$

Loss of prestress akibat gesekan kabel :

$$P_x = P_o * e^{-\mu(\alpha + \beta * Lx)}$$

dengan, $e = 2.7183$ (bilangan natural)

Untuk, $L_x = 20.40 \text{ m}$ $P_x = P_o * e^{-\mu(\alpha + \beta * Lx)} = 8864.11 \text{ kN}$

Untuk, $L_x = 40.80 \text{ m}$ $P_x = P_o * e^{-\mu(\alpha + \beta * Lx)} = 8440.57 \text{ kN}$

5.6.3. KEHILANGAN TEGANGAN AKIBAT PEMENDEKAN ELASTIS (ELASTIC SHORTENING)

Jarak titik berat tendon baja terhadap tdk berat tampang balok	$e_s =$	0.87445046	m
Momen inersia tampang balok beton	$I_x =$	0.41398803	m ⁴
Luas tampang balok beton	$A =$	0.7523	m ²
Modulus elatis balok beton	$E_{balok} =$	3.567E+07	kPa
Modulus elastis baja prategang (strand)	$E_s =$	1.930E+08	kPa
Jumlah total strands	$n_s =$	69	
Luas tampang nominal satu strands	$A_{st} =$	0.00010	m ²
Beban putus satu strands	$P_{bs} =$	187.32	kN
Momen akibat berat sendiri balok	$M_{balok} =$	3836.73	kNm
Luas tampang tendon baja prategang	$A_t = n_s * A_{st} =$	0.00681	m ²
Modulus ratio antara baja prategang dengan balok beton	$n = E_s / E_{balok} =$	5.411	
Jari-jari inersia penampang balok beton	$i = \sqrt{I_x / A} =$	0.742	m
	$K_e = A_t / A * (1 + e_s^2 / i^2) =$	0.02163172	

Tegangan baja prategang sebelum loss of prestresss (di tengah bentang) :

$$\sigma_{pi} = n_s * P_{bs} / A_t = 1897872 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastik dengan memperhitungkan pengaruh berat sendiri :

$$\Delta\sigma_{pe'} = \sigma_{pi} * n * K_e / (1 + n * K_e) = 198858 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada level bajanya oleh pengaruh gaya prategang Pt :

$$\sigma_{bt} = \Delta\sigma_{pe'} / n - M_{balok} * e_s / I_x = 28648 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastik tanpa pengaruh berat sendiri :

$$\Delta\sigma_{pe} = 1/2 * n * \sigma_{bt} = 77504 \text{ kPa}$$

Loss of prestress akibat pemendekan elastis :

$$\Delta P_e = \Delta \sigma_{pe} * A_t = 527.83 \text{ kN}$$

5.6.4. KEHILANGAN TEGANGAN AKIBAT PENGANGKURAN (ANCHORING)

Panjang tarik masuk (berkisar antara 2 - 7 mm) diambil 2 mm :	$\Delta L =$	0.002	m
Modulus elastis baja prategang :	$E_s =$	1.930E+08	kPa
Luas tampang tendon baja prategang :	$A_t =$	0.00681	m ²
Loss of prestress akibat gesekan angkur :	$P_o =$	9644.38	kN
Loss of prestress akibat gesekan cable :	$P_x =$	8864.11	kN
Jarak dari ujung sampai tengah bentang balok :	$L_x =$	20.40	m
Kemiringan diagram gaya :	$m = \tan \omega = (P_o - P_x) / L_x =$	38.249	kN/m
Jarak pengaruh kritis slip angkur dr ujung :	$L_{max} = \sqrt{(\Delta L * E_s * A_t / m)} =$	8.29	m
Loss of prestress akibat angkur :	$\Delta P = 2 * L_{max} * \tan \omega =$	634.18	kN
	$P'_{max} = P_o - \Delta P / 2 =$	9327	kN
	$P_{max} = P'_{max} - \Delta P_e =$	8799	kN

5.6.5. KEHILANGAN TEGANGAN AKIBAT RELAXATION OF TENDON

a. Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

$$\Delta \varepsilon_{su} = \varepsilon_b * k_b * k_e * k_p$$

ε_b = regangan dasar susut (basic shrinkage strain). Untuk kondisi kering udara dengan kelembaban < 50 %,

Dari Tabel 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

$$\varepsilon_b = 0.0006$$

k_b = koefisien yang tergantung pada pemakaian air semen (water cement ratio) untuk beton mutu tinggi dengan faktor

air semen, $w = 0.40$ Cement content = 4.5 kN/m³

Dari Kurva 6.1 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

$$k_b = \boxed{0.905}$$

k_e = koefisien yang tergantung pada tebal teoritis (e_m)

Luas penampang balok,

$$A = \boxed{0.7523} \text{ m}^2$$

Keliling penampang balok yang berhubungan dengan udara luar,

$$K = \boxed{5.700} \text{ m}$$

$$e_m = 2 * A / K = \boxed{0.264} \text{ m}$$

Dari Kurva 6.2 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

$$k_e = \boxed{0.734}$$

k_p = koefisien yang tergantung pada luas tulangan baja memanjang non prategang.

Presentase luas tulangan memanjang terhadap luas tampang balok : $p =$

$$\boxed{0.50\%}$$

$$k_p = 100 / (100 + 20 * p) = \boxed{0.999}$$

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b * k_b * k_e * k_p = \boxed{0.00039816}$$

Modulus elastis baja prategang (strand),

$$E_s = \boxed{1.930E+08} \text{ kPa}$$

Tegangan susut :

$$\sigma_{sh} = \Delta \epsilon_{su} * E_s = \boxed{76845.62} \text{ kPa}$$

b. Pengaruh Rayapan (Creep)

P initial (keadaan saat transfer) di tengah bentang :

$$P_i = P_x - \Delta P_e = \boxed{8336} \text{ kN}$$

$$P_i / (n_s * P_{bs}) = \boxed{64.50\%} \text{ UTS}$$

$$M_{balok} = \boxed{3836.73} \text{ kNm}$$

$$E_{balok} = \boxed{3.567E+07} \text{ kPa}$$

$$W_a = \boxed{0.38049} \text{ m}^3$$

$$e_s = \boxed{0.87445046} \text{ m}$$

$$W_b = \boxed{0.40910} \text{ m}^3$$

$$A = \boxed{0.7523} \text{ m}^2$$

Tegangan beton di serat atas,

$$f_a = - P_i / A + P_i * e_s / W_a - M_{balok} / W_a = \boxed{-2006.01} \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah,

$$f_b = - P_i / A - P_i * e_s / W_b + M_{balok} / W_b = \boxed{-19521.39} \text{ kPa}$$

Regangan akibat creep, $\epsilon_{cr} = (f_c / E_{balok}) * k_b * k_c * k_d * k_e * k_{tn}$

k_c = koefisien yang tergantung pada kelembaban udara, untuk perhitungan diambil kondisi kering dengan kelembaban udara < 50 %. Dari Tabel 6.5 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh : $k_c = 3$

k_d = koefisien yang tergantung pada derajat pengerasan beton saat dibebani dan pada suhu rata-rata di sekelilingnya selama pengerasan beton. Karena grafik pada gambar 6.4 didasarkan pada temperatur 20° C, sedang temperatur rata-rata di Indonesia umumnya lebih dari 20° C, maka perlu ada koreksi waktu pengerasan beton sebagai berikut :

Jumlah hari dimana pengerasan terjadi pada suhu rata-rata T, $t = 28$ hari

Temperatur udara rata-rata, $T = 27.5$ °C

Umur pengerasan beton terkoreksi saat dibebani : $t' = t * (T + 10) / 30 = 35$ hari

Dari Kurva 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) untuk semen normal tipe I diperoleh : $k_d = 0.938$

k_{tn} = koefisien yang tergantung pada waktu (t) dimana pengerasan terjadi dan tebal teoritis (e_m).

Untuk, $t = 28$ hari $e_m = 0.264$ m

Dari Kurva 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) untuk semen normal tipe I diperoleh : $k_{tn} = 0.2$

Tegangan akibat Creep :

$f_c = f_b =$	19521.39	kPa
$\epsilon_{cr} = (f_c / E_{balok}) * k_b * k_c * k_d * k_e * k_{tn} =$	0.00020	
$\sigma_{cr} = \epsilon_{cr} * E_s =$	39487.90	kPa
$\Delta\sigma_{sc} = \sigma_{cr} + \sigma_{sh} =$	116333.52	kPa
$\sigma_{pi} = P_i / A_t =$	1224069.39	kPa
Besar tegangan terhadap UTS =	64.50%	UTS

X = 0	Jika :	$\sigma_{pi} < 50\%$ UTS	Nilai,	X = 1.725
X = 1	Jika :	$\sigma_{pi} = 50\%$ UTS		
X = 2	Jika :	$\sigma_{pi} = 70\%$ UTS		

Relaxasi setelah 1000 jam pada 70% beban putus (UTS) : $c = 2.50\%$ 64.50% UTS

$$\sigma_r = X * c * (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{sc}) = 47766.858 \text{ kPa}$$

$$\text{Loss of Prestress jangka panjang} = \Delta\sigma_{sc} + \sigma_r = 164100.381 \text{ kPa}$$

$$\Delta P = (\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r) * A_t = 1117.57 \text{ kN}$$

$$P_{eff} = P_i - \Delta P = 7218.71 \text{ kN}$$

$$(1 - P_{eff} / P_j) * 100\% = 27.40\%$$

$$\approx 30\%$$

Cukup dekat dengan estimasi awal

(kehilangan gaya prategang akhir = 30%) OK!

Gaya efektif di tengah bentang balok :

Kehilangan gaya prategang total,

Kontrol tegangan pada tendon baja pasca tarik segera setelah penyaluran gaya prategang :

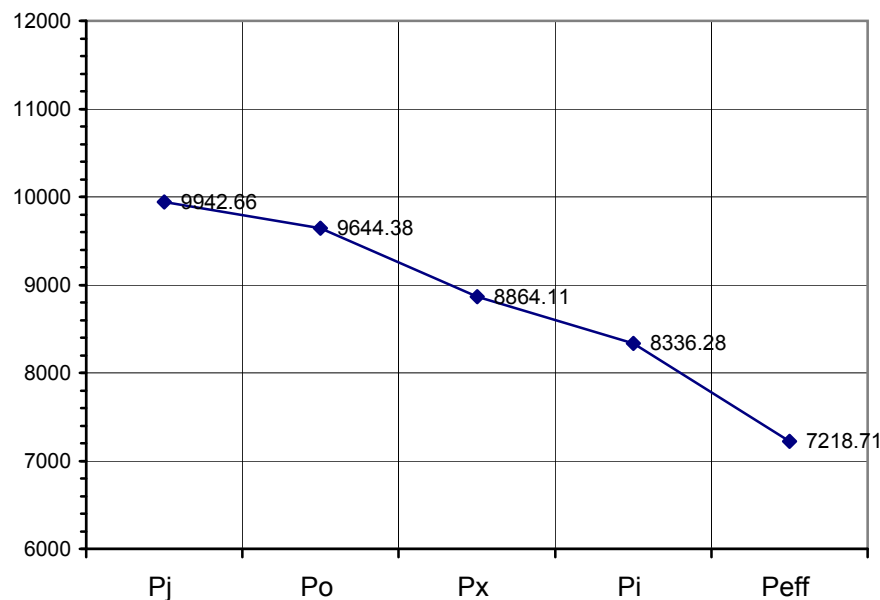
Tegangan ijin tendon baja pasca tarik :

$$0.70 * f_{pu} = 1302000 \text{ kPa}$$

Tegangan yang terjadi pada tendon baja pasca tarik :

$$f_p = P_{eff} / A_t = 1059969 \text{ kPa}$$

< 0.70*fpu (OK)



Gaya	(kN)	Loss of prestress	% UTS
P _j	9942.66	Anchorage friction	69.84%
P _o	9644.38	Jack friction	67.74%
P _x	8864.11	Elastic shortening	62.26%
P _i	8336.28	Relaxation of tendon	58.56%
P _{eff}	7218.71		50.71%

$$\text{Loss of prestress} = 27.40\%$$

6. TEGANGAN YANG TERJADI PADA PENAMPANG BALOK

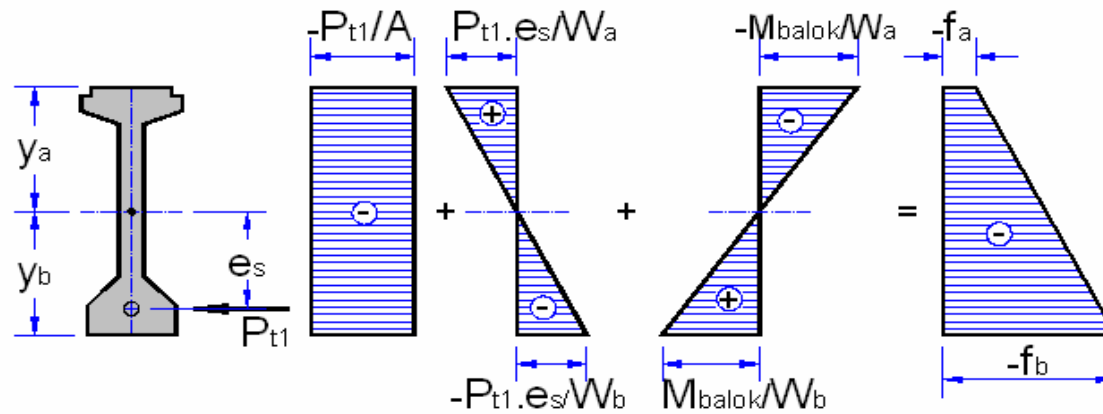
Menurut Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*Bridge Design Code*), tegangan beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut :

- 1) Tegangan serat tekan terluar harus $\leq 0.60 * f_{ci}'$ dengan $f_{ci}' = 0.80 f_c'$
- 2) Tegangan serat tarik terluar harus $\leq 0.50 * \sqrt{f_{ci}'}$ dengan $f_{ci}' = 0.80 f_c'$

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

- 1) Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati, dan beban hidup $\leq 0.45 * f_c'$
- 2) Tegangan serat tarik terluar yang pada awalnya mengalami tekan, $\leq 0.50 * \sqrt{f_c}'$

6.1. KEADAAN AWAL (SAAT TRANSFER)



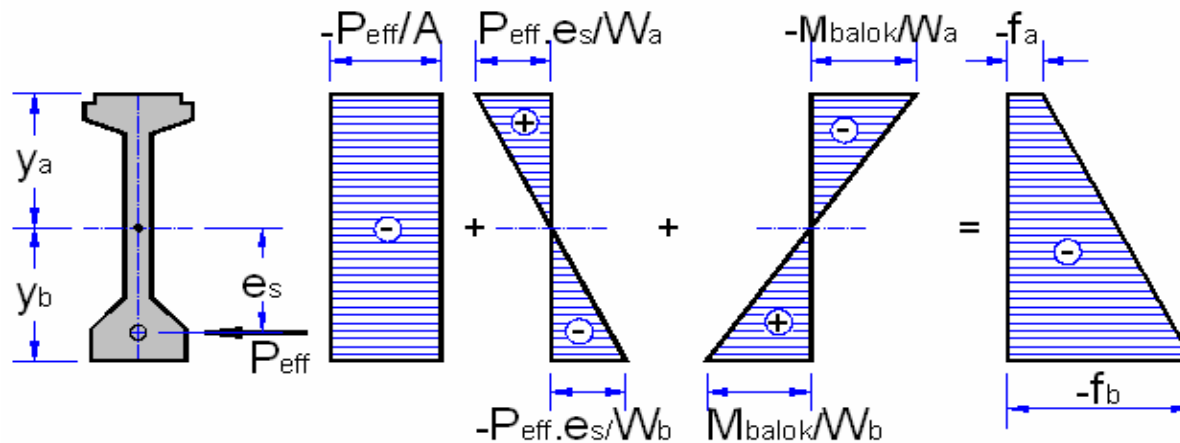
Mutu beton balok prategang,	K - 500	Kuat tekan beton,	$f_c' = 0.83 * K * 100 =$	41500	kPa
Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat transfer),			$f_{ci}' = 0.80 * f_c' =$	33200	kPa
		Tegangan ijin tekan beton,	$- 0.6 * f_{ci}' =$	-19920	kPa

$P_t =$	8451.3	kN	$W_a =$	0.38049	m^3	$A =$	0.75230	m^2
$M_{balok} =$	3836.7	kNm	$W_b =$	0.40910	m^3	$e_s =$	0.87445	m
Tegangan di serat atas,	$f_{ca} = - P_t / A + P_t * e_s / W_a - M_{balok} / W_a =$						-1895	kPa
Tegangan di serat bawah,	$f_{cb} = - P_t / A - P_t * e_s / W_b + M_{balok} / W_b =$						-19920	kPa

< -0.6* f_{ci} ' (Aman)

6.2. KEADAAN SETELAH LOSS OF PRESTRESS

Mutu beton balok prategang,	K - 500	Kuat tekan beton,	$f_c' = 0.83 * K * 100 =$	41500	kPa
		Tegangan ijin tekan beton,	$-0.45 * f_c' =$	-18675	kPa
$P_{eff} =$	7218.7	kN	$W_a =$	0.38049	m^3
$M_{balok} =$	3836.7	kNm	$W_b =$	0.40910	m^3
			$A =$	0.75230	m^2
			$e_s =$	0.87445	m



Tegangan di serat atas,	$f_a = - P_{eff} / A + P_{eff} * e_s / W_a - M_{balok} / W_a =$						-3089	kPa
Tegangan di serat bawah,	$f_b = - P_{eff} / A - P_{eff} * e_s / W_b + M_{balok} / W_b =$						-15647	kPa

< -0.45* f_c' (Aman)

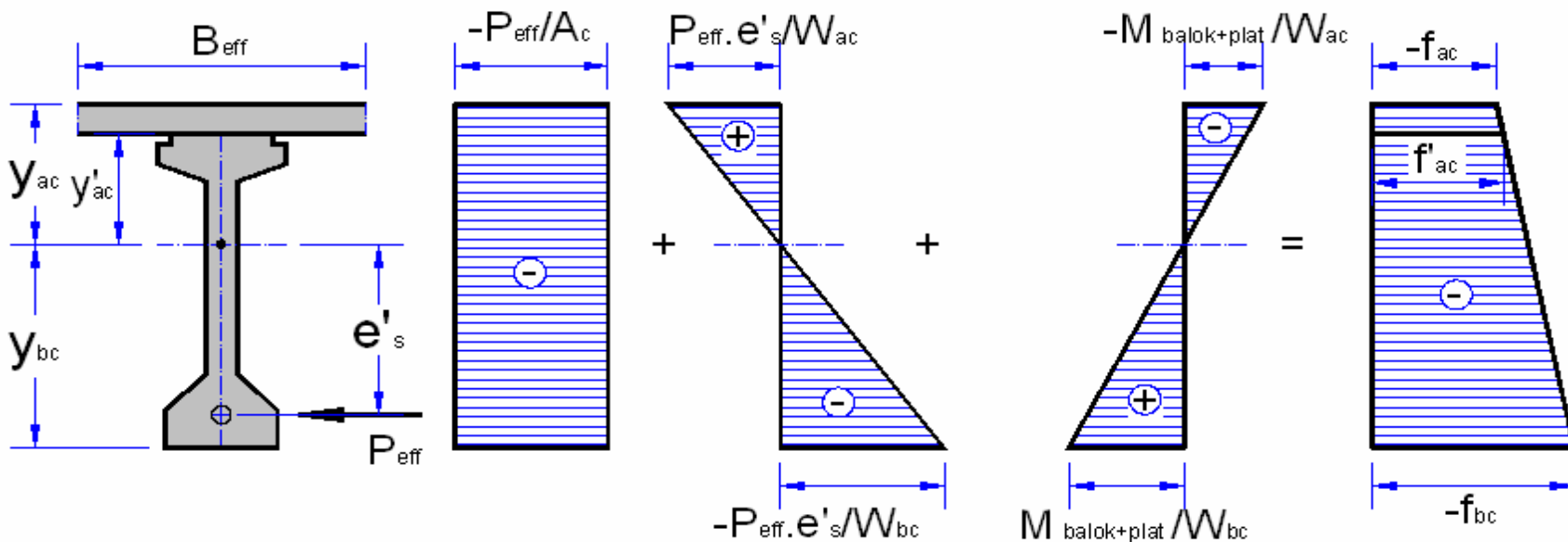
6.3. KEADAAN SETELAH PLAT LANTAI SELESAI DICOR (BETON MUDA)

Mutu beton balok prategang, K - 500 Kuat tekan beton, $f'_c = 0.83 \cdot K \cdot 100 = 41500$ kPa
 Tegangan ijin tekan beton, $-0.45 \cdot f'_c = -18675$ kPa

$M_{\text{balok}} = 3836.73$ kNm	$M_{\text{plat}} = 1800$ kNm	$A = 0.75230$ m ²
$P_{\text{eff}} = 7218.7$ kN	$W_a = 0.38049$ m ³	$e_s = 0.87445$ m
$M_{\text{balok+plat}} = 5636.7$ kNm	$W_b = 0.40910$ m ³	
Tegangan di serat atas,	$f_a = -P_{\text{eff}} / A + P_{\text{eff}} \cdot e_s / W_a - M_{\text{balok+plat}} / W_a =$	-7820 kPa
Tegangan di serat bawah,	$f_b = -P_{\text{eff}} / A - P_{\text{eff}} \cdot e_s / W_b + M_{\text{balok+plat}} / W_b =$	-11247 kPa

< -0.45*f_c' (Aman)

6.4. KEADAAN SETELAH PLAT DAN BALOK MENJADI KOMPOSIT



Mutu beton balok prategang,

K - 500

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 * K * 100 = 41500$ kPa

Tegangan ijin tekan beton, $-0.45 * f_c' = -18675$ kPa

$$M_{\text{balok}} = 3836.73 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{plat}} = 1800 \text{ kNm}$$

$$P_{\text{eff}} = 7219 \text{ kN}$$

$$M_{\text{balok+plat}} = 5636.73 \text{ kNm}$$

$$A_c = 0.98900 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.66644 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83228 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.51602 \text{ m}^3$$

Eksentrisitas tendon untuk penampang komposit :

$$e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 1.159 \text{ m}$$

Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = -P_{\text{eff}} / A_c + P_{\text{eff}} * e'_s / W_{ac} - M_{\text{balok+plat}} / W_{ac} =$	-3205	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = -P_{\text{eff}} / A_c + P_{\text{eff}} * e'_s / W'_{ac} - M_{\text{balok+plat}} / W'_{ac} =$	-4021	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = -P_{\text{eff}} / A_c - P_{\text{eff}} * e'_s / W_{bc} + M_{\text{balok+plat}} / W_{bc} =$	-12586	kPa

< -0.45*fc' (Aman)

7. TEGANGAN YANG TERJADI PADA BALOK KOMPOSIT

7.2. TEGANGAN AKIBAT BERAT SENDIRI (MS)

Momen akibat berat sendiri,

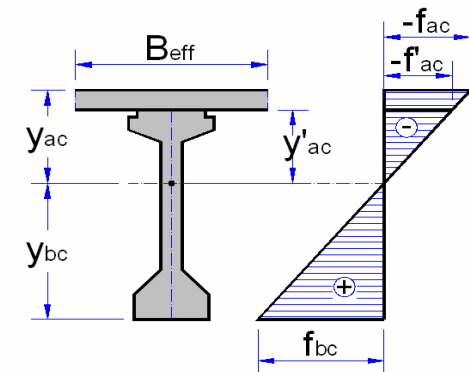
$$M_{MS} = 6818 \text{ kNm}$$

$$A_c = 0.98900 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.66644 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83228 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.51602 \text{ m}^3$$

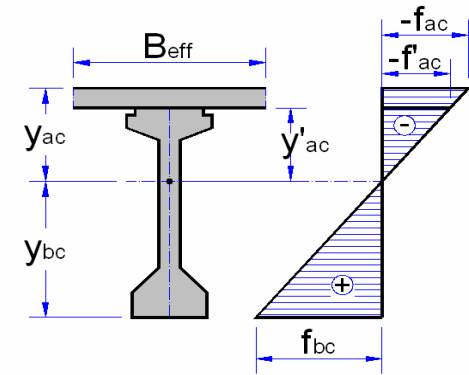


Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = - M_{MS} / W_{ac} =$	-10231	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = - M_{MS} / W'_{ac} =$	-8192	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = + M_{MS} / W_{bc} =$	13213	kPa

7.2. TEGANGAN AKIBAT BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

Momen akibat beban mati tambahan,

$M_{MA} =$	968	kNm
$A_c =$	0.98900	m ²
$W_{ac} =$	0.66644	m ³
$W'_{ac} =$	0.83228	m ³
$W_{bc} =$	0.51602	m ³



Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = - M_{MS} / W_{ac} =$	-1453	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = - M_{MS} / W'_{ac} =$	-1164	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = + M_{MS} / W_{bc} =$	1877	kPa

7.3. TEGANGAN AKIBAT SUSUT DAN RANGKAK (SR)

7.3.1. TEGANGAN AKIBAT SUSUT BETON (SHRINKAGE)

Gaya internal yang timbul akibat susut (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan :

$$P_s = A_{plat} * E_{plat} * \Delta \varepsilon_{su} * n * [(1 - e^{-cf}) / cf]$$

A_{plat} = luas penampang plat,

E_{plat} = modulus elastis balok,

e = bilangan natural,

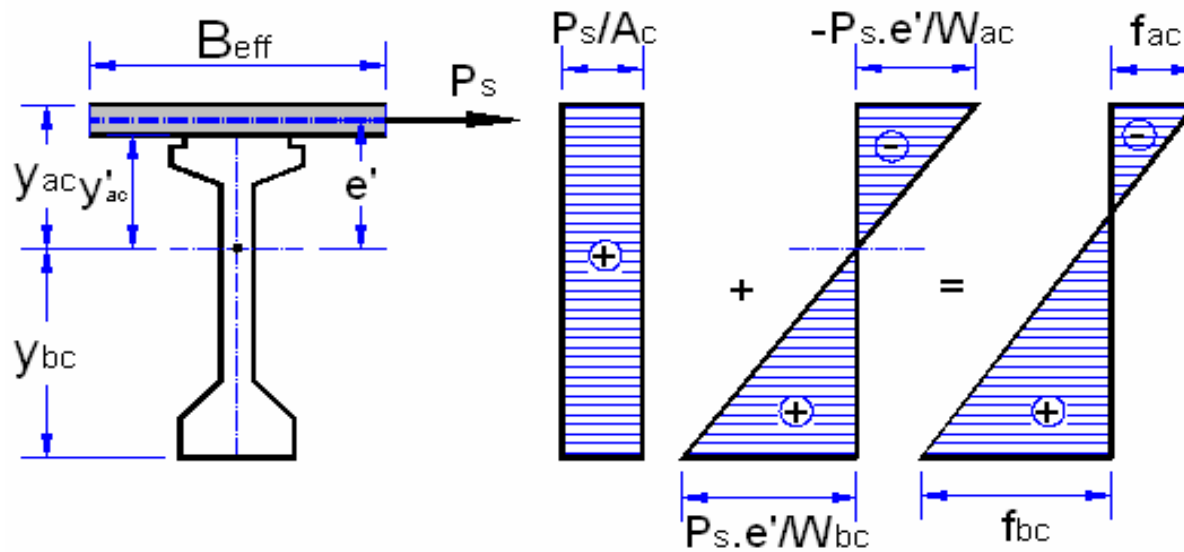
$n = E_{plat} / E_{balok}$

$$A_{plat} = B_{eff} * h_o =$$

$$E_{plat} =$$

$$e =$$

$$n =$$

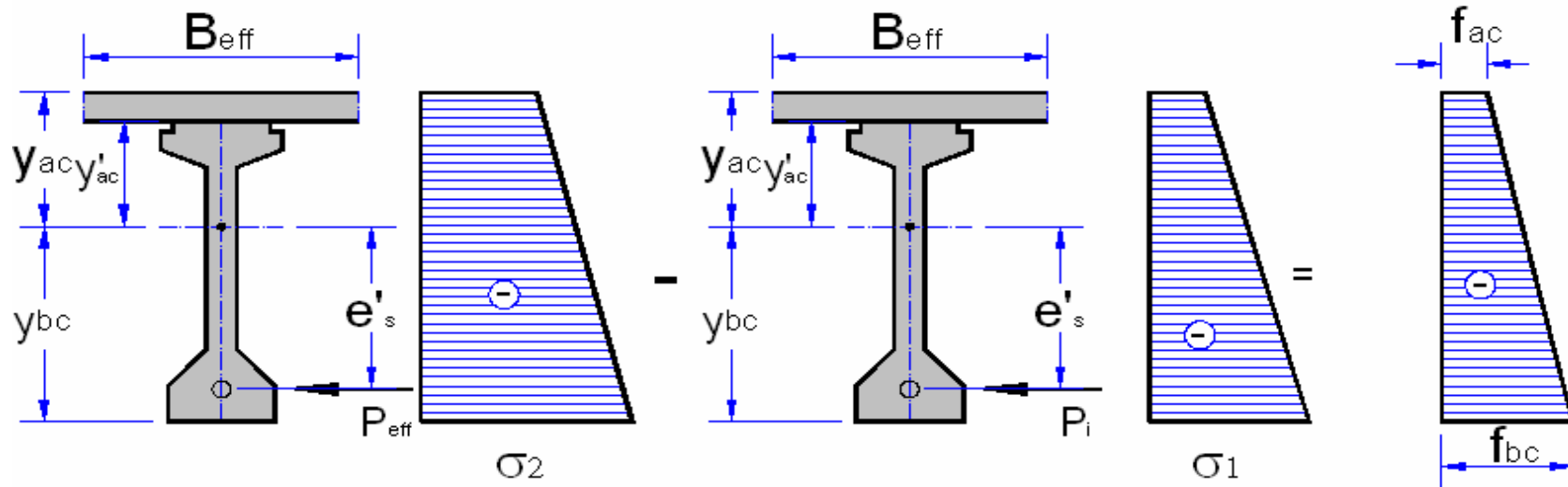


$k_b = 0.905$	$k_c = 3$	$k_d = 0.938$	$k_e = 0.734$	$k_{tn} = 0.2$
$A_c = 0.98900 \text{ m}^2$	Eksentrisitas tendon,		$e' = y_{ac} - h_o / 2 = 0.904 \text{ m}$	
$W_{ac} = 0.66644 \text{ m}^3$	Gaya internal yang timbul akibat susut :			
$W'_{ac} = 0.83228 \text{ m}^3$	$\Delta \varepsilon_{su} = \varepsilon_b * k_b * k_e * k_p = 0.0003982$			
$W_{bc} = 0.51602 \text{ m}^3$	$c_f = k_b * k_c * k_d * k_e * (1 - k_{tn}) = 1.49540$			
	$P_s = A_{plat} * E_{plat} * \Delta \varepsilon_{su} * n * [(1 - e^{-c_f}) / c_f] = 753.99 \text{ kN}$			

Tegangan akibat susut yang terjadi :

Tegangan beton di serat atas plat.	$f_{ca} = P_s / A_c - P_s * e' / W_{ac} = -260 \text{ kPa}$
Tegangan beton di serat atas balok,	$f'_{ca} = P_s / A_c - P_s * e' / W'_{ac} = -56 \text{ kPa}$
Tegangan beton di serat bawah balok,	$f_{cb} = P_s / A_c + P_s * e' / W_{bc} = 2083 \text{ kPa}$

7.3.2. TEGANGAN AKIBAT RANGKAK BETON (CREEP)



Residual creep (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan persamaan :

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

σ_2 = tegangan pada balok komposit pada kondisi awal sebelum loss of prestress,

σ_1 = tegangan pada balok komposit pada kondisi akhir setelah loss of prestress.

c_f = the residual creep factor = $k_b * k_c * k_d * k_e * (1 - k_{tn}) = 1.49540$

e = bilangan natural = 2.7183 $(1 - e^{-c_f}) = 0.77584$

$P_i = 7919.5$ kN $A_c = 0.98900$ m²

$P_{eff} = 7218.7$ kN $W_{ac} = 0.66644$ m³

$e'_s = 1.159$ m $W'_{ac} = 0.83228$ m³

$M_{balok+plat} = 5636.73$ kNm $W_{bc} = 0.51602$ m³

Tegangan pada balok sebelum loss of prestress,

Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = -P_i / A_c + P_i * e'_s / W_{ac} - M_{balok+plat} / W_{ac} =$	-2695	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = -P_i / A_c + P_i * e'_s / W'_{ac} - M_{balok+plat} / W'_{ac} =$	-3754	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = -P_i / A_c - P_i * e'_s / W_{bc} + M_{balok+plat} / W_{bc} =$	-14868	kPa

Tegangan pada balok setelah loss of prestress,

Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = -P_{eff} / A_c + P_{eff} * e'_s / W_{ac} - M_{balok+plat} / W_{ac} =$	-3205	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = -P_{eff} / A_c + P_{eff} * e'_s / W'_{ac} - M_{balok+plat} / W'_{ac} =$	-4021	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = -P_{eff} / A_c - P_{eff} * e'_s / W_{bc} + M_{balok+plat} / W_{bc} =$	-12586	kPa

		σ_2 (kPa)	σ_1 (kPa)	$\sigma_2 - \sigma_1$	$(1 - e^{-Ct})$	σ_{cr} (kPa)
Tegangan beton di serat atas plat.	$f_{ca} =$	-3205	-2695	-510	0.77584	-396
Tegangan beton di serat atas balok,	$f'_{ca} =$	-4021	-3754	-267	0.77584	-207
Tegangan beton di serat bawah balok,	$f_{cb} =$	-12586	-14868	-2282	0.77584	-1771

7.3.3. SUPERPOSISI TEGANGAN SUSUT DAN RANGKAK

Tegangan pada beton akibat		Susut	Rangkak	Susut dan Rangkak
Tegangan beton di serat atas plat.	$f_{ca} =$	-260 kPa	-396 kPa	-656 kPa
Tegangan beton di serat bawah plat,	$f'_{ca} =$	-56 kPa	-207 kPa	-264 kPa
Tegangan beton di serat bawah balok,	$f_{cb} =$	2083 kPa	-1771 kPa	312 kPa

7.4. TEGANGAN AKIBAT PRATEGANG (PR)

Gaya prategang efektif,

$$P_{\text{eff}} = 7218.71 \text{ kN}$$

Eksentrisitas,

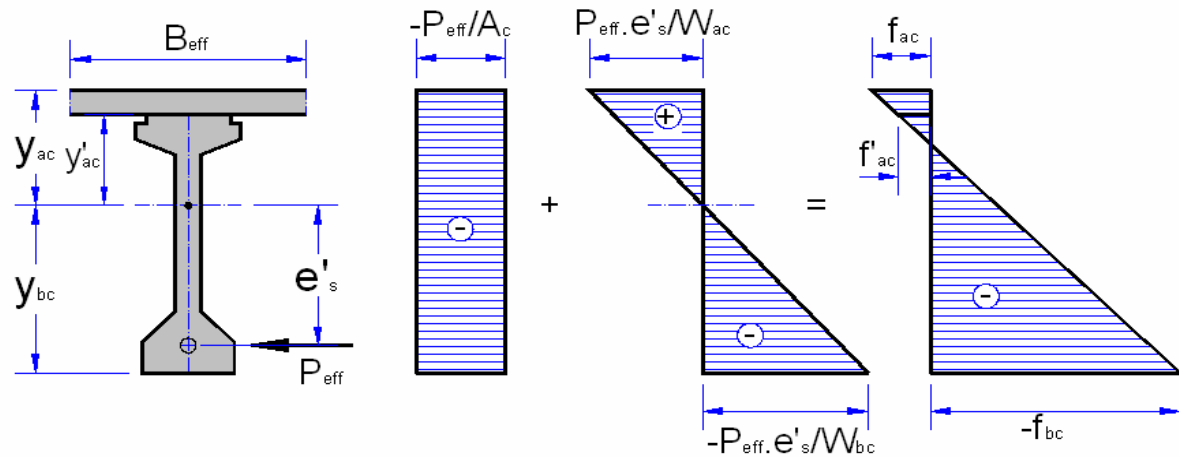
$$e'_s = 1.159 \text{ m}$$

$$A_c = 0.98900 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.66644 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83228 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.51602 \text{ m}^3$$

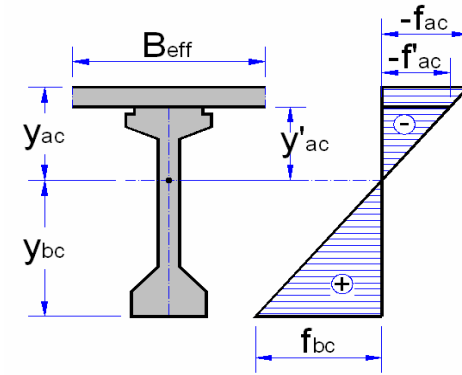


Tegangan beton di serat atas plat.	$f_{ac} = - P_{\text{eff}} / A_c + P_{\text{eff}} * e'_s / W_{ac} =$	5253	kPa
Tegangan beton di serat atas balok,	$f'_{ac} = - P_{\text{eff}} / A_c + P_{\text{eff}} * e'_s / W'_{ac} =$	2752	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok,	$f_{bc} = - P_{\text{eff}} / A_c - P_{\text{eff}} * e'_s / W_{bc} =$	-23510	kPa

7.5. TEGANGAN AKIBAT BEBAN LAJUR "D" (TD)

Momen balok akibat beban lajur "D",

$M_{TD} =$	3628.80	kNm
$W_{ac} =$	0.66644	m ³
$W'_{ac} =$	0.83228	m ³
$W_{bc} =$	0.51602	m ³

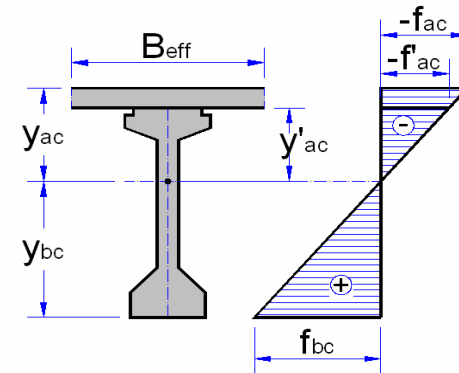


Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = - M_{TD} / W_{ac} =$	-5445	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = - M_{TD} / W'_{ac} =$	-4360	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = M_{TD} / W_{bc} =$	7032	kPa

7.6. TEGANGAN AKIBAT GAYA REM (TB)

Momen balok akibat gaya rem :

$M_{TB} =$	52.75	kNm
$W_{ac} =$	0.66644	m ³
$W'_{ac} =$	0.83228	m ³
$W_{bc} =$	0.51602	m ³

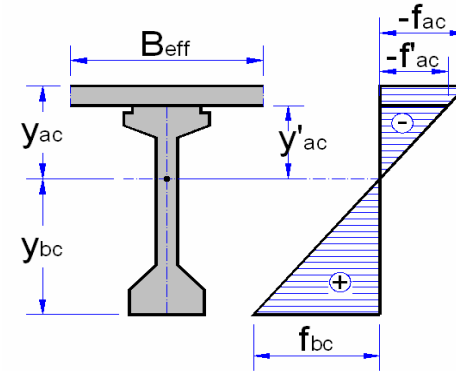


Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = - M_{TB} / W_{ac} =$	-79	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = - M_{TB} / W'_{ac} =$	-63	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = M_{TB} / W_{bc} =$	102	kPa

7.7. TEGANGAN AKIBAT BEBAN ANGIN (EW)

Momen balok akibat beban angin :

$M_{EW} =$	201.60	kNm
$W_{ac} =$	0.66644	m ³
$W'_{ac} =$	0.83228	m ³
$W_{bc} =$	0.51602	m ³

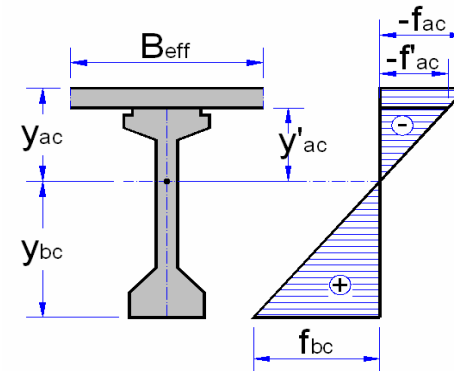


Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = - M_{EW} / W_{ac} =$	-303	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = - M_{EW} / W'_{ac} =$	-242	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = M_{EW} / W_{bc} =$	391	kPa

7.8. TEGANGAN AKIBAT BEBAN GEMPA (EQ)

Momen balok akibat beban gempa :

$M_{EQ} =$	778.68	kNm
$W_{ac} =$	0.66644	m ³
$W'_{ac} =$	0.83228	m ³
$W_{bc} =$	0.51602	m ³



Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ac} = - M_{EQ} / W_{ac} =$	-1168	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ac} = - M_{EQ} / W'_{ac} =$	-936	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{bc} = M_{EQ} / W_{bc} =$	1509	kPa

7.9. TEGANGAN AKIBAT PENGARUH TEMPERATUR (ET)

Gaya internal akibat perbedaan temperatur :

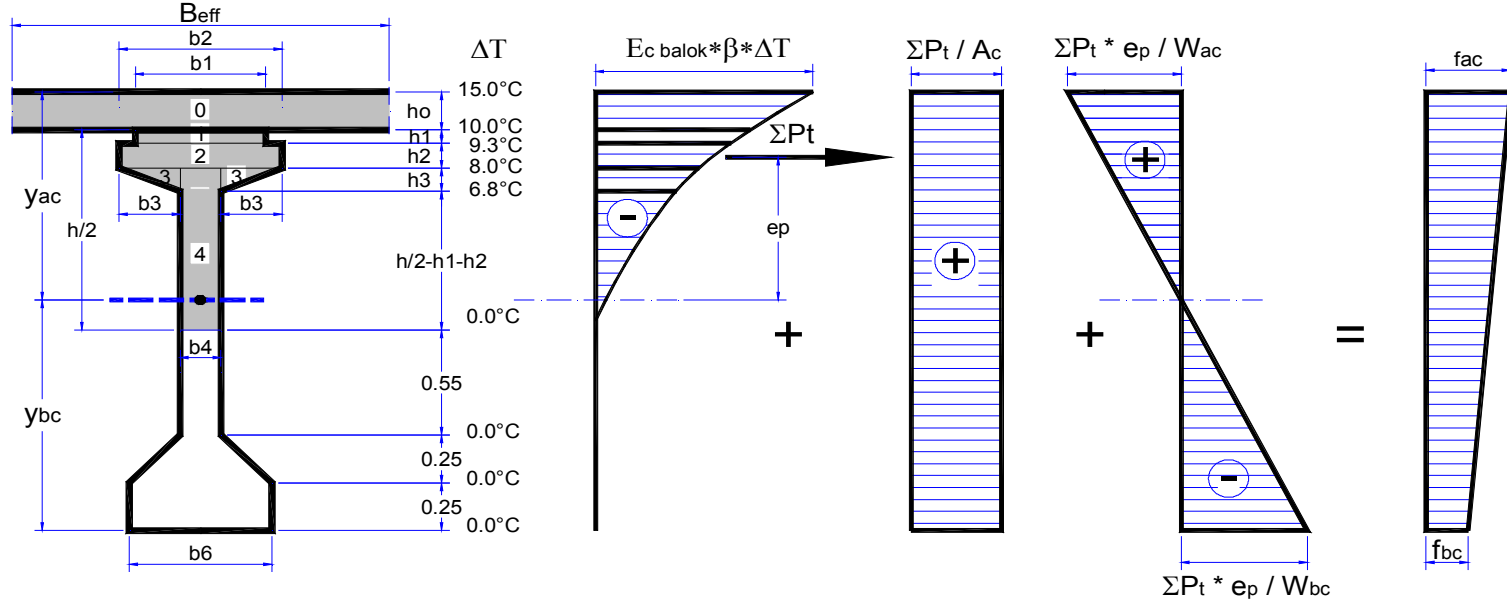
Perbedaan temperatur,	$\Delta T =$	15	°C
Modulus elastis balok,	$E_{\text{balok}} =$	2.3E+07	kPa
Koefisien muai,	$\beta =$	1.1E-05	/ °C

$$P_t = A_t * E_{\text{balok}} * \beta * (T_a + T_b) / 2$$

A_t = Luas tampang yang ditinjau

T_a = Perbedaan temperatur gradien bagian atas

T_b = Perbedaan temperatur gradien bagian bawah



$A_c =$	0.98900	m ²
$y_{ac} =$	1.004	m
$y_{bc} =$	1.296	m

$W_{ac} =$	0.66644	m ³
$W'_{ac} =$	0.83228	m ³
$W_{bc} =$	0.51602	m ³

$B_{\text{eff}} =$	1.183	m
$h =$	2.10	m
$h'_4 =$	0.85	m

MOMEN AKIBAT TEMPERATUR

No	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas At (m ²)	Temperatur		(T _a +T _b)/2 (°C)	Gaya P _t (kg)	Lengan terhadap titik berat penampang balok komposit	Z _i (m)	Momen M _{pt} (kg-cm)	
				atas T _a (°C)	bawah T _b (°C)						
0	1.18	0.20	0.2367	15.0	10.0	12.50	763.30	z ₀ = y _{ac} -h _o /2	0.90	689.806	
1	0.64	0.07	0.0448	10.0	9.3	9.65	111.53	z ₁ = y _{ac} -h _o -h ₁ /2	0.768711	85.735	
2	0.80	0.13	0.1040	9.3	8.0	8.65	232.08	z ₂ = y _{ac} -h _o -h ₁ -h ₂ /2	0.67	155.195	
3	0.30	0.12	0.0360	8.0	6.8	7.40	68.73	z ₃ = y _{ac} -h _o -h ₁ -h ₂ -h ₃ /3	0.56	38.742	
4	0.20	0.85	0.1700	8.0	0.0	4.00	175.43	z ₄ = y _{ac} -h _o -h ₁ -h ₂ -h' ₄ /2	0.18	31.351	
$\Sigma P_t =$							1351.07	kN	$\Sigma M_{pt} =$		1000.829

Eksentrisitas, $e_p = \Sigma M_{pt} / \Sigma P_t = 0.741$ m

Tegangan yang terjadi akibat perbedaan temperatur :

Tegangan beton di serat atas plat :	$f_{ca} = - E_{balok} * \beta * \Delta T + \Sigma P_t / A_c + \Sigma P_t * e_p / W_{ac} =$	-1002	kPa
Tegangan beton di serat atas balok :	$f'_{ca} = - E_{balok} * \beta * \Delta T + \Sigma P_t / A_c + \Sigma P_t * e_p / W'_{ac} =$	-1301	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{cb} = \Sigma P_t / A_c - \Sigma P_t * e_p / W_{bc} =$	-573	kPa

8. KONTROL TEGANGAN TERHADAP KOMBINASI PEMBEBANAN

Mutu Beton : K - 500

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 \cdot K \cdot 100 = 41500$ kPa

Tegangan ijin tekan beton : $F_c' = -0.45 \cdot f_c' = -18675$ kPa

Tegangan ijin tarik beton : $F_c = 0.50 \cdot \sqrt{f_c'} = 102$ kPa

KOMBINASI PEMBEBANAN UNTUK TEGANGAN IJIN

Aksi / Beban	Simbol	KOMBINASI PEMBEBANAN				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Tetap						
Berat sendiri	MS	√	√	√	√	√
Beban Mati Tambahan	MA	√	√	√	√	√
Susut dan Rangkak	SR	√	√	√	√	√
Prategang	PR	√	√	√	√	√
B. Aksi Transien						
Beban Lajur "D"	TD	√	√	√	√	
Gaya Rem	TB	√	√	√	√	
C. Aksi Lingkungan						
Pengaruh Temperatur	ET		√		√	
Beban Angin	EW			√	√	
Beban Gempa	EQ					√

8.1. KONTROL TEGANGAN TERHADAP KOMBINASI - 1

Tegangan ijin beton untuk KOMBINASI - 1 Tegangan ijin tekan : $F_c' = - 0.45 * f_c' = -18675$ kPa
 Tegangan ijin tarik : $F_c = 0.50 * \sqrt{f_c'} = 102$ kPa

Tegangan pada beton yang terjadi akibat beban

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	TEGANGAN KOMB	Keterangan
f_{ac}	-10231	-1453	-656	5253	-5445	-79				-12611	< F_c' (AMAN)
f'_{ac}	-8192	-1164	-264	2752	-4360	-63				-11291	< F_c' (AMAN)
f_{bc}	13213	1877	312	-23510	7032	102				-973	< F_c (AMAN)

Tegangan beton di serat bawah balok : $f_{bc} < 0$ (tekan) maka sistim sambungan segmental aman (OK)

8.2. KONTROL TEGANGAN TERHADAP KOMBINASI - 2

Tegangan ijin beton untuk KOMBINASI - 2 Tegangan ijin tekan : $F_c' = - 0.45 * f_c' = -18675$ kPa
 Tegangan ijin tarik : $F_c = 0.50 * \sqrt{f_c'} = 102$ kPa

Tegangan pada beton yang terjadi akibat beban

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	TEGANGAN KOMB	Keterangan
f_{ac}	-10231	-1453	-656	5253	-5445	-79	-1002			-13613	< F_c' (AMAN)
f'_{ac}	-8192	-1164	-264	2752	-4360	-63	-1301			-12593	< F_c' (AMAN)
f_{bc}	13213	1877	312	-23510	7032	102	-573			-1546	< F_c' (AMAN)

Tegangan beton di serat bawah balok : $f_{bc} < 0$ (tekan) maka sistim sambungan segmental aman (OK)

8.3. KONTROL TEGANGAN TERHADAP KOMBINASI - 3

Tegangan ijin beton untuk KOMBINASI - 3 Tegangan ijin tekan : $F_c' = -0.45 * f_c' = -18675$ kPa
 Tegangan ijin tarik : $F_c = 0.50 * \sqrt{f_c'} = 102$ kPa

Tegangan pada beton (kPa) yang terjadi akibat beban

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	TEGANGAN KOMB	Keterangan
f_{ac}	-10231	-1453	-656	5253	-5445	-79		-303		-12914	< F_c' (AMAN)
f'_{ac}	-8192	-1164	-264	2752	-4360	-63		-242		-11534	< F_c' (AMAN)
f_{bc}	13213	1877	312	-23510	7032	102		391		-582	< F_c' (AMAN)

Tegangan beton di serat bawah balok : $f_{bc} < 0$ (tekan) maka sistim sambungan segmental aman (OK)

8.4. KONTROL TEGANGAN TERHADAP KOMBINASI - 4

Tegangan ijin beton untuk KOMBINASI - 4 Tegangan ijin tekan : $F_c' = -0.45 * f_c' = -18675$ kPa
 Tegangan ijin tarik : $F_c = 0.50 * \sqrt{f_c'} = 102$ kPa

Tegangan pada beton (kPa) yang terjadi akibat beban

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	TEGANGAN KOMB	Keterangan
f_{ac}	-10231	-1453	-656	5253	-5445	-79	-1002	-303		-13916	< F_c' (AMAN)
f'_{ac}	-8192	-1164	-264	2752	-4360	-63	-1301	-242		-12835	< F_c' (AMAN)
f_{bc}	13213	1877	312	-23510	7032	102	-573	391		-1155	< F_c' (AMAN)

Tegangan beton di serat bawah balok : $f_{bc} < 0$ (tekan) maka sistim sambungan segmental aman (OK)

8.5. KONTROL TEGANGAN TERHADAP KOMBINASI - 5

Tegangan ijin beton untuk KOMBINASI - 5

Tegangan ijin tekan : $F_c' = - 0.45 * f_c' = -18675$ kPa

Tegangan ijin tarik : $F_c = 0.50 * \sqrt{f_c'} = 102$ kPa

Tegangan pada beton (kPa) yang terjadi akibat beban

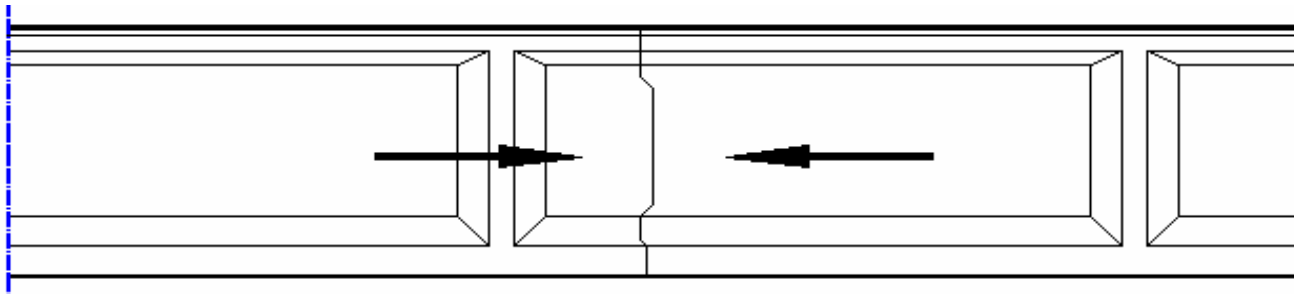
Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	TEGANGAN KOMB	Keterangan
f_{ac}	-10231	-1453	-656	5253					-1168	-8256	< F_c' (AMAN)
f'_{ac}	-8192	-1164	-264	2752					-936	-7804	< F_c' (AMAN)
f_{bc}	13213	1877	312	-23510					1509	-6598	< F_c' (AMAN)

Tegangan beton di serat bawah balok :

$f_{bc} < 0$ (tekan) maka sistim sambungan segmental aman (OK)

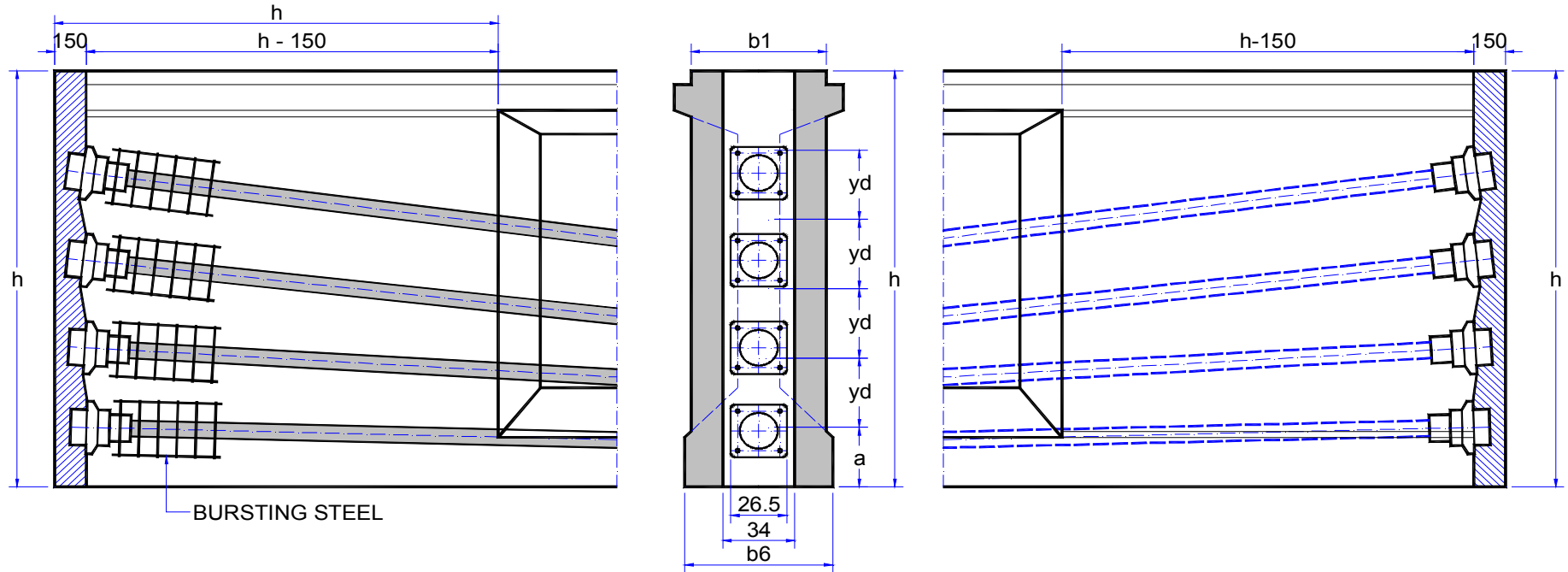
Kesimpulan :

Untuk berbagai kombinasi beban tidak terjadi tegangan tarik pada balok prategang, sehingga sistim sambungan segmental pada balok cukup menggunakan resin (*epoxy*) tanpa ankur.



Sambungan tekan pada segmental

9. PEMBESIAN END BLOCK



Gaya prategang akibat jacking pada masing-masing cable :

$$P_j = p_o * n_s * P_{bs}$$

NO CABLE	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		n_s (STRAND)	P_{bs} (kN)	p_o	P_j (kN)	Sudut (.. °)
	Sc (Ton)	Dim (mm)	P (Ton)	Dim (mm)					
1	19	265	19	250	17	187.32	76.925%	2449.64	7.418
2	19	265	19	250	18	187.32	76.925%	2593.74	6.002
3	19	265	19	250	19	187.32	76.925%	2737.83	3.723
4	19	265	19	250	19	187.32	76.925%	2737.83	1.432

MOMEN STATIS PENAMPANG BALOK

Letak titik berat : $y_a = 1.088 \text{ m}$

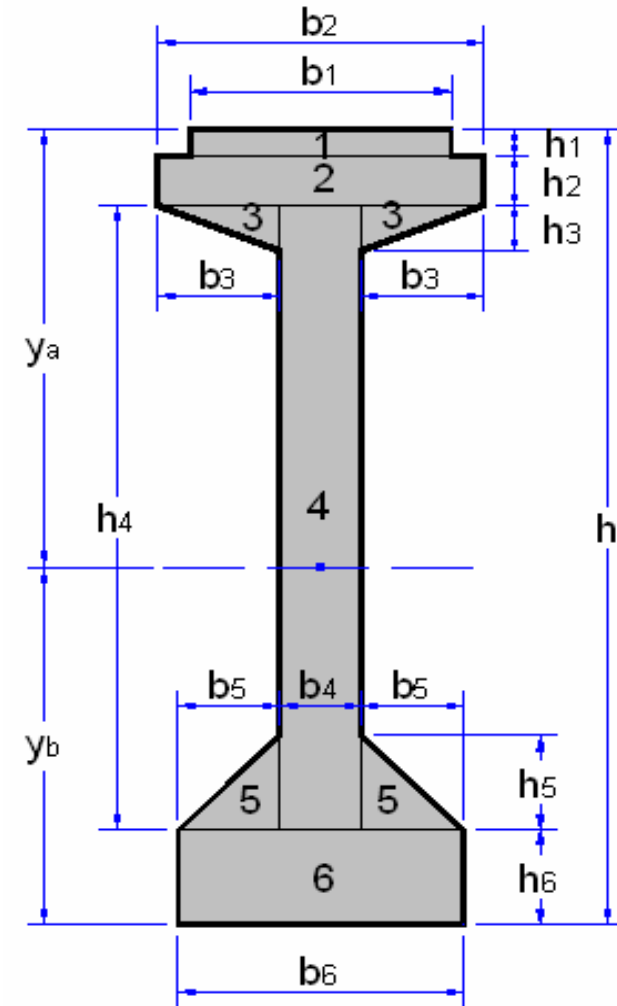
$y_b = 1.012 \text{ m}$

Momen Statis Luasan Bagian Atas (S_{xa})

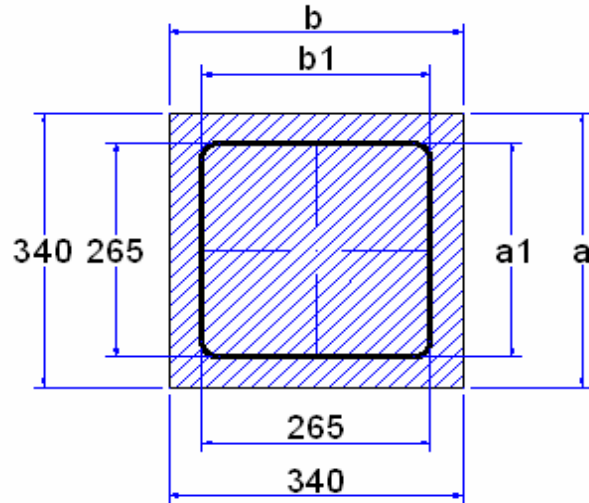
No	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Shape	Luas A (m ²)	Lengan y (m)	Momen A*y (m ³)
1	0.64	0.07	1	0.04480	1.053	0.04718
2	0.80	0.13	1	0.10400	0.953	0.09912
3	0.30	0.12	1	0.03600	0.848	0.03053
4	0.20	0.89	1	0.17761	0.444	0.07886
$S_{xa} =$						0.25569

Momen Statis Luasan Bagian Bawah (S_{xb})

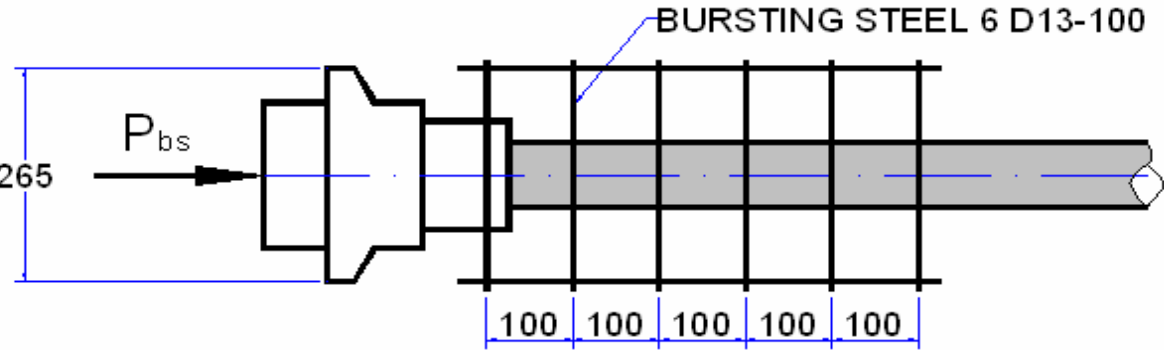
No	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Shape	Luas A (m ²)	Lengan y (m)	Momen A*y (m ³)
4	0.20	0.76	1	0.15239	0.381	0.05806
5	0.25	0.25	1	0.06250	0.679	0.04241
6	0.70	0.25	1	0.17500	0.887	0.15522
$S_{xb} =$						0.25569



9.1. PERHITUNGAN SENKANG UNTUK BURSTING FORCE



PLAT ANGKUR



SENGKANG UNTUK BURSTING FORCE

Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah vertikal :

Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah horisontal :

Bursting force untuk sengkang arah vertikal :

Bursting force untuk sengkang arah horisontal :

Luas tulangan sengkang arah vertikal yang diperlukan :

Luas tulangan sengkang arah horisontal yang diperlukan :

f_s = tegangan ijin tarik baja sengkang

Tegangan leleh baja sengkang :

Tegangan ijin baja sengkang :

Digunakan sengkang tertutup berdiameter :

$r_a = a_1 / a$
$r_b = b_1 / b$
$P_{bta} = 0.30 * (1 - r_a) * P_j$
$P_{btb} = 0.30 * (1 - r_b) * P_j$
$A_{ra} = P_{bta} / (0.85 * f_s)$
$A_{rb} = P_{btb} / (0.85 * f_s)$

Untuk mutu baja sengkang :

U - 32

$$f_y = \boxed{320000} \text{ kPa}$$

$$f_s = 0.578 * f_y = \boxed{184960} \text{ kPa}$$

2 D 13 mm

Luas penampang sengkang : $A_s = 2 * \pi / 4 * D^2 = 265.465 \text{ mm}^2 = 0.0002655 \text{ m}^2$

Jumlah sengkang arah vertikal yang diperlukan :

$$n = A_{ra} / A_s$$

Jumlah sengkang arah horisontal yang diperlukan :

$$n = A_{rb} / A_s$$

PERHITUNGAN SENKANG ARAH VERTIKAL

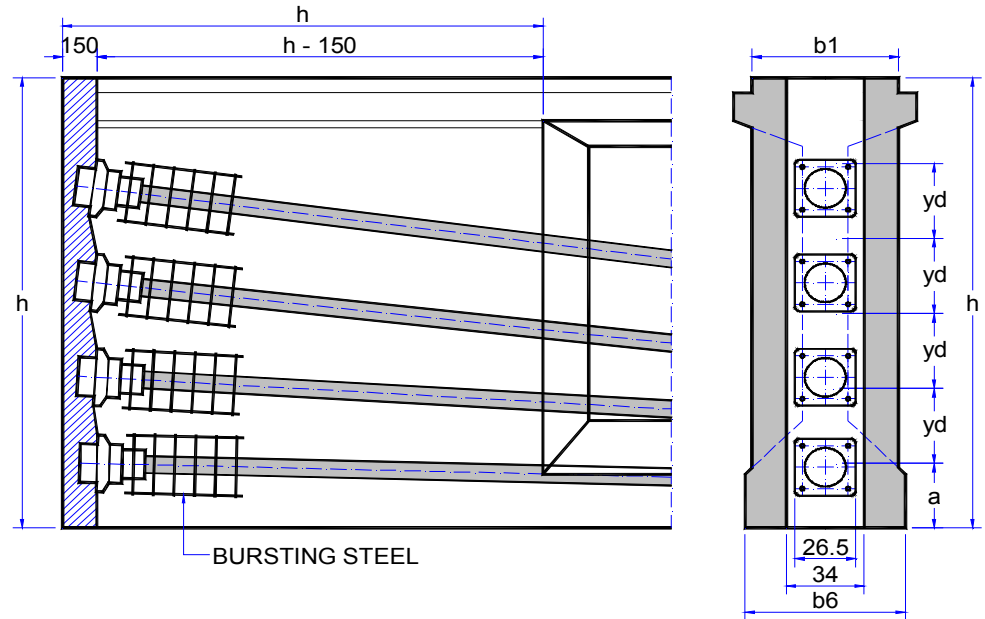
NO CABLE	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		P _j (kN)	a ₁ (mm)	a (mm)	r _a	P _{bta} (kN)	A _{ra} (m ²)	Jumlah sengkang
	Sc (Ton)	Dim (mm)	P (Ton)	Dim (mm)							
1	19	265	19	250	2449.64	250	340	0.735	213.98	0.001361	5.13
2	19	265	19	250	2593.74	250	340	0.735	226.57	0.001441	5.43
3	19	265	19	250	2737.83	250	340	0.735	239.16	0.001521	5.73
4	19	265	19	250	2737.83	250	340	0.735	239.16	0.001521	5.73

PERHITUNGAN SENKANG ARAH HORIZONTAL

NO CABLE	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		P _j (kN)	b ₁ (mm)	b (mm)	r _a	P _{bta} (kN)	A _{ra} (m ²)	Jumlah sengkang
	Sc (Ton)	Dim (mm)	P (Ton)	Dim (mm)							
1	19	265	19	250	2449.64	250	340	0.735	213.98	0.001361	5.13
2	19	265	19	250	2593.74	250	340	0.735	226.57	0.001441	5.43
3	19	265	19	250	2737.83	250	340	0.735	239.16	0.001521	5.73
4	19	265	19	250	2737.83	250	340	0.735	239.16	0.001521	5.73

9.2. JUMLAH SENGGANG YANG DIGUNAKAN UNTUK BURSTING FORCE

NO CABLE	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		Jumlah sengkang
	Sc (Ton)	Dim (mm)	P (Ton)	Dim (mm)	
1	19	265	19	250	6
2	19	265	19	250	6
3	19	265	19	250	6
4	19	265	19	250	6
5	19	265	19	250	6



9.3. TINJAUAN TERHADAP GESER

V = gaya geser akibat beban

M = momen akibat beban

Eksentrisitas tendon :

$$e = Y = 4 * f * X / L^2 * (L - X)$$

Sudut kemiringan tendon :

$$\alpha = \text{ATAN} [4 * f * (L - 2 * X) / L^2]$$

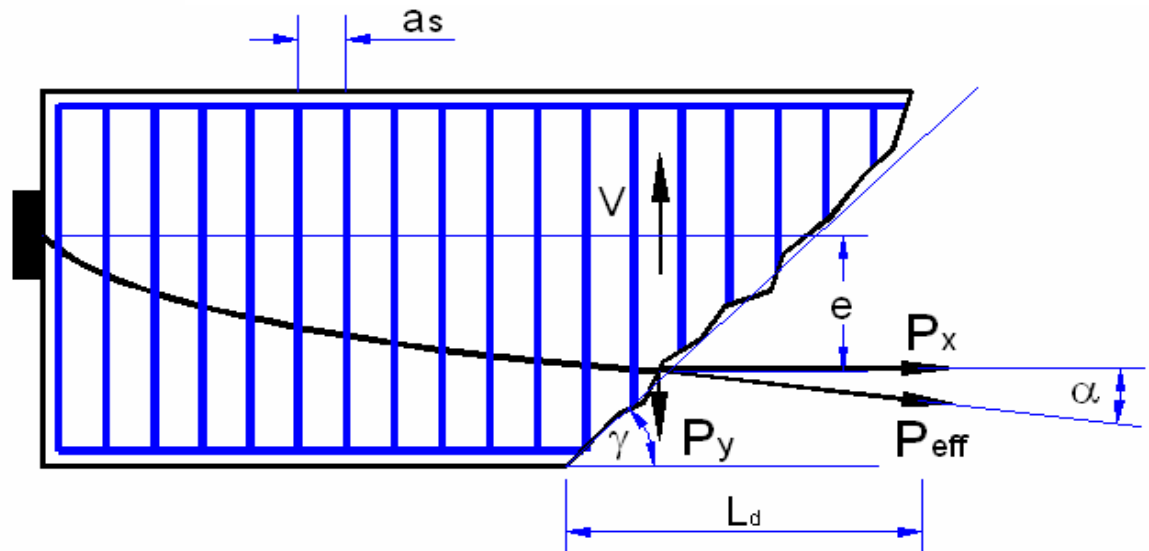
Komponen gaya arah x $P_x = P_{\text{eff}} * \cos \alpha$

Komponen gaya arah y $P_y = P_{\text{eff}} * \sin \alpha$

Resultan gaya geser, $V_r = V - P_y$

Tegangan geser yang terjadi :

$$f_v = V_r * S_x / (b * I_x)$$



Untuk tinjauan geser di atas garis netral :

Tegangan beton di serat atas :

Sudut bidang geser,

Jarak sengkang yang diperlukan,

Tegangan beton di serat bawah :

Sudut bidang geser,

Jarak sengkang yang diperlukan,

A_t = luas tulangan geser,

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berdiameter D

13

$$A_t = \pi /4 * D^2 = 132.73229 \text{ mm}^2$$

RESUME PERSAMAAN UNTUK TINJAUAN GESER

Persamaan (1) :	$e = 4 * f * X / L^2 * (L - X)$
Persamaan (2) :	$\alpha = \text{ATAN} [4 * f * (L - 2*X) / L^2]$
Persamaan (3) :	$P_x = P_{\text{eff}} * \cos \alpha$
Persamaan (4) :	$P_y = P_{\text{eff}} * \sin \alpha$
Persamaan (5) :	$V_r = V - P_y$
Persamaan (6) :	$f_v = V_r * S_x / (b * I_x)$
Persamaan (7) :	$f_a = - P_x / A + P_x * e / W_a - M / W_a$
Persamaan (8) :	$\gamma = 1/2 * [\text{ATAN} (2*f_v / f_a)]$
Persamaan (9) :	$a_s = f_a * A_t / (f_v * b * \tan \gamma)$
	atau
Persamaan (7') :	$f_b = - P_x / A + P_x * e / W_b - M / W_b$
Persamaan (8') :	$\gamma = 1/2 * [\text{ATAN} (2*f_v / f_b)]$
Persamaan (9') :	$a_s = f_b * A_t / (f_v * b * \tan \gamma)$

$A_t =$	0.000133	m^2
$f =$	0.8744505	m
$L =$	40	m
$P_{\text{eff}} =$	7218.71	kN
$b =$	0.30	m
$A =$	0.752300	m^2
$I_x =$	0.413988	m^4
$S_x =$	0.255687	m^3
$W_a =$	0.380486	m^3
$W_b =$	0.409099	m^3

9.3.1. TINJAUAN GESER DI ATAS GARIS NETRAL

X (m)	KOMBINASI - III		Pers.(1)	Pers.(2)	Pers.(3)	Pers.(4)	Pers.(5)	Pers.(6)	Pers.(7)	Pers.(8)	Pers.(9)
	Momen M (kNm)	Geser V (kN)	e (m)	α (rad)	P_x (kN)	P_y (kN)	V_r (kN)	f_v (kPa)	f_a (kPa)	γ (rad)	a_s (m)
0	0.0	1108.92	0.00000	0.08722	7191	629	480	988.35	-9559	-0.1020	0.0418
1	1082.6	1056.38	0.08526	0.08288	7194	598	459	944.46	-10796	-0.0866	0.0583
2	2112.8	1003.83	0.16615	0.07854	7196	566	437	900.63	-11976	-0.0746	0.0787
3	3090.3	951.29	0.24266	0.07419	7199	535	416	856.87	-13100	-0.0650	0.1039
4	4015.3	898.75	0.31480	0.06984	7201	504	395	813.18	-14167	-0.0571	0.1347
5	4887.8	846.21	0.38257	0.06549	7203	472	374	769.54	-15178	-0.0505	0.1726
6	5707.8	793.67	0.44597	0.06114	7205	441	353	725.96	-16134	-0.0449	0.2190
7	6475.1	741.12	0.50500	0.05678	7207	410	331	682.43	-17033	-0.0400	0.2761
8	7190.0	688.58	0.55965	0.05242	7209	378	310	638.94	-17876	-0.0357	0.3468
9	7852.3	636.04	0.60993	0.04806	7210	347	289	595.51	-18664	-0.0319	0.4350
10	8462.1	583.50	0.65584	0.04369	7212	315	268	552.11	-19396	-0.0284	0.5465
11	9019.3	530.96	0.69737	0.03933	7213	284	247	508.75	-20072	-0.0253	0.6892
12	9524.0	478.41	0.73454	0.03496	7214	252	226	465.42	-20693	-0.0225	0.8751
13	9976.1	425.87	0.76733	0.03060	7215	221	205	422.12	-21259	-0.0198	1.1226
14	10375.7	373.33	0.79575	0.02623	7216	189	184	378.85	-21770	-0.0174	1.4614
15	10722.8	320.79	0.81980	0.02186	7217	158	163	335.60	-22225	-0.0151	1.9409
16	11017.3	268.25	0.83947	0.01749	7218	126	142	292.37	-22626	-0.0129	2.6500
17	11259.3	215.70	0.85478	0.01312	7218	95	121	249.16	-22971	-0.0108	3.7610
18	11448.7	163.16	0.86571	0.00874	7218	63	100	205.96	-23261	-0.0089	5.6442
19	11585.6	110.62	0.87226	0.00437	7219	32	79	162.76	-23496	-0.0069	9.2211

20	11670.0	58.08	0.87445	0.00000	7219	0	58	119.57	-23676	-0.0050	17.3492
----	---------	-------	---------	---------	------	---	----	--------	--------	---------	---------

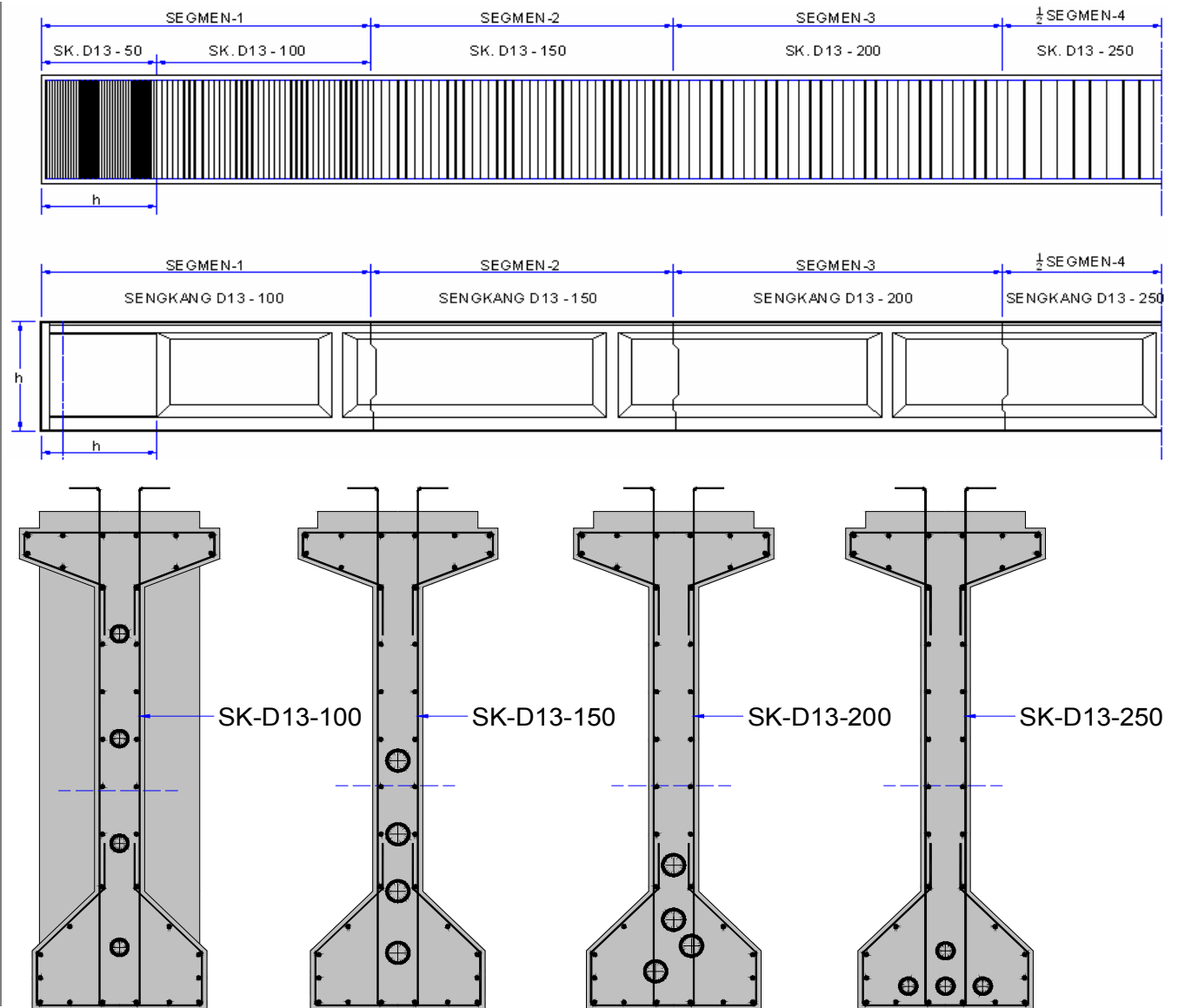
9.3.2. TINJAUAN GESER DI BAWAH GARIS NETRAL

X (m)	KOMBINASI - III		Pers.(1) e (m)	Pers.(2) α (rad)	Pers.(3) P_x (kN)	Pers.(4) P_y (kN)	Pers.(5) V_r (kN)	Pers.(6) f_v (kPa)	Pers.(7') f_b (kPa)	Pers.(8') γ (rad)	Pers.(9') a_s (m)
	Momen M (kNm)	Geser V (kN)									
0	0.0	1108.92	0.00000	0.08722	7191	629	480	988.35	-9559	-0.1020	0.0418
1	1082.6	1056.38	0.08526	0.08288	7194	598	459	944.46	-10710	-0.0873	0.0573
2	2112.8	1003.83	0.16615	0.07854	7196	566	437	900.63	-11808	-0.0757	0.0765
3	3090.3	951.29	0.24266	0.07419	7199	535	416	856.87	-12853	-0.0663	0.1000
4	4015.3	898.75	0.31480	0.06984	7201	504	395	813.18	-13846	-0.0585	0.1287
5	4887.8	846.21	0.38257	0.06549	7203	472	374	769.54	-14787	-0.0519	0.1638
6	5707.8	793.67	0.44597	0.06114	7205	441	353	725.96	-15675	-0.0462	0.2067
7	6475.1	741.12	0.50500	0.05678	7207	410	331	682.43	-16511	-0.0412	0.2594
8	7190.0	688.58	0.55965	0.05242	7209	378	310	638.94	-17296	-0.0369	0.3246
9	7852.3	636.04	0.60993	0.04806	7210	347	289	595.51	-18029	-0.0330	0.4060
10	8462.1	583.50	0.65584	0.04369	7212	315	268	552.11	-18710	-0.0295	0.5085
11	9019.3	530.96	0.69737	0.03933	7213	284	247	508.75	-19339	-0.0263	0.6398
12	9524.0	478.41	0.73454	0.03496	7214	252	226	465.42	-19917	-0.0234	0.8107
13	9976.1	425.87	0.76733	0.03060	7215	221	205	422.12	-20443	-0.0206	1.0381
14	10375.7	373.33	0.79575	0.02623	7216	189	184	378.85	-20918	-0.0181	1.3493
15	10722.8	320.79	0.81980	0.02186	7217	158	163	335.60	-21342	-0.0157	1.7897
16	11017.3	268.25	0.83947	0.01749	7218	126	142	292.37	-21714	-0.0135	2.4409
17	11259.3	215.70	0.85478	0.01312	7218	95	121	249.16	-22035	-0.0113	3.4609
18	11448.7	163.16	0.86571	0.00874	7218	63	100	205.96	-22305	-0.0092	5.1899
19	11585.6	110.62	0.87226	0.00437	7219	32	79	162.76	-22524	-0.0072	8.4738

20	11670.0	58.08	0.87445	0.00000	7219	0	58	119.57	-22692	-0.0053	15.9360
----	---------	-------	---------	---------	------	---	----	--------	--------	---------	---------

9.3.3. JARAK SENGKANG YANG DIGUNAKAN

X (m)	Jarak sengkang D13		
	Tinjauan geser-1	Tinjauan geser-2	Jarak yg diambil
0	42	42	50
1	58	57	50
2	79	76	50
3	104	100	100
4	135	129	100
5	173	164	150
6	219	207	150
7	276	259	150
8	347	325	150
9	435	406	150
10	546	509	200
11	689	640	200
12	875	811	200
13	1123	1038	200
14	1461	1349	200
15	1941	1790	250
16	2650	2441	350
17	3761	3461	250
18	5644	5190	250
19	9221	8474	250



20	17349	15936	250
----	-------	-------	-----

10. PERHITUNGAN PENGHUBUNG GESER (SHEAR CONECTOR)

Tegangan geser horisontal akibat gaya lintang pada penampang yang ditinjau dihitung dengan rumus :

$$f_v = V_i * S_x / (b_v * I_{xc})$$

V_i = gaya lintang pada penampang yang ditinjau

S_x = momen statis luasan plat terhadap titik berat penampang komposit

$$S_x = b_{eff} * h_o * (y_{ac} - h_o / 2)$$

b_v = lebar bidang gesek (= lebar bidang kontak antara plat dan balok)

b_{eff} = lebar efektif plat

h_o = tebal plat

I_{xc} = Inersia penampang balok komposit

Luas total shear conector,

$$A_{st} = n_s * A_s$$

n_s = jumlah shear conector

A_s = luas satu shear conector

Jarak antara shear conector, dihitung dengan rumus :

$$a_s = f_s * A_{st} * k_t / (f_v * b_v)$$

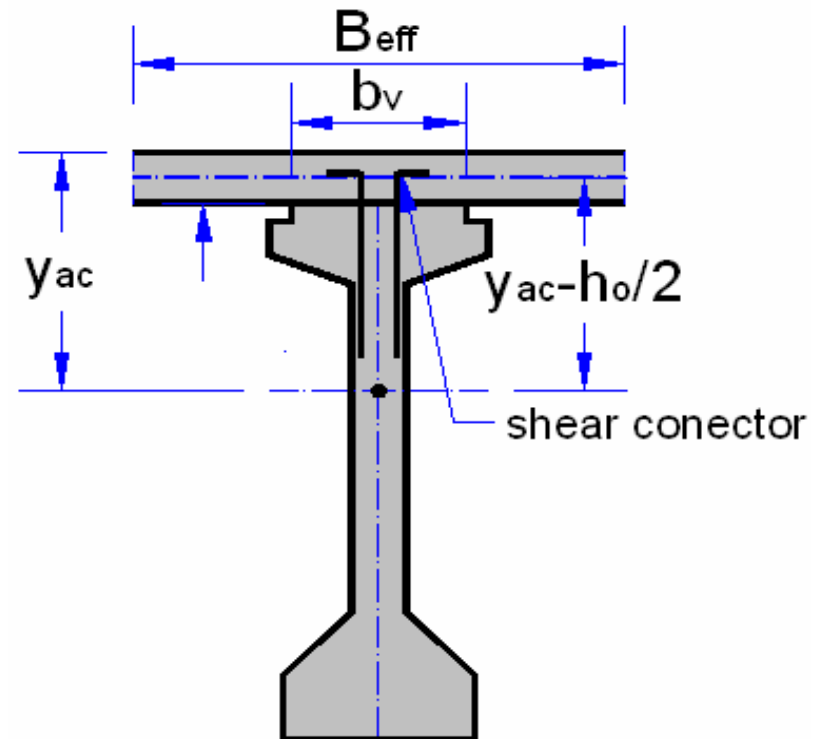
k_f = koefisien gesek pada bidang kontak (= 1 - 1.4)

f_s = tegangan ijin baja shear conector

$$f_s = 0.578 * f_y$$

f_{ci} = tegangan ijin beton balok komposit

Jika $f_v > 0.2 * f_{ci}$ maka penampang harus diperbesar



Dimension :

$b_{eff} =$	1.18	m
$h_o =$	0.20	m
$b_v =$	0.64	m
$y_{ac} =$	1.004	m
$I_{xc} =$	0.66891	m ⁴

Section properties :

Mutu Beton :

K - 500

Kuat tekan beton, $f'_c = 0.83 * K * 100 = 41500$ kPa

Tegangan ijin beton, $f_{ci} = 0.30 * f'_c = 12450$ kPa

Tegangan ijin geser, $f_{vi} = 0.20 * f'_c = 2490$ kPa

Mutu Baja :

U - 32

Tegangan leleh : $f_y = U * 10^4 = 320000$ kPa

Tegangan ijin : $f_s = 0.578 * f_y = 184960$ kPa

$k_f = 1$

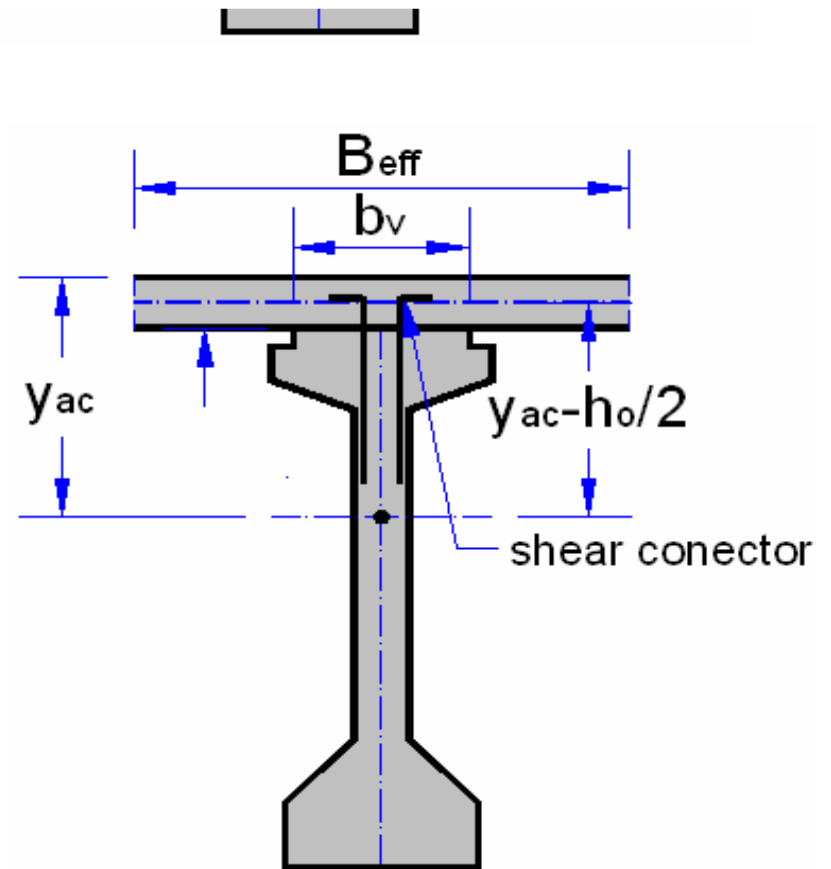
Untuk shear conector digunakan tulangan, D 13

Jumlah besi tulangan, $n_s = 2$

$$A_s = \pi / 4 * D^2 = 0.00013 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = n_s * A_s = 0.00027 \text{ m}^2$$

$$S_x = b_{eff} * h_o * (y_{ac} - h_o / 2) = 0.21391 \text{ m}^3$$



Perhitungan Jarak Shear Conector

X (cm)	KOMB-I V_i (kN)	KOMB-II V_i (kN)	KOMB-III V_i (kN)	KOMB-I f_v (kPa)	KOMB-II f_v (kPa)	KOMB-III f_v (kPa)	KONTROL $f_{vl} =$ 2490	KOMB-I a_s (m)	KOMB-II a_s (m)	KOMB-III a_s (m)	Diambil Jarak shear conect.(mm)
0	1088.76	1106.28	1108.92	544.01	552.77	554.09	< fvi (aman)	0.14	0.14	0.14	100
1	1037.22	1053.74	1056.38	518.26	526.52	527.83	< fvi (aman)	0.15	0.15	0.15	100
2	985.69	1001.20	1003.83	492.52	500.26	501.58	< fvi (aman)	0.16	0.15	0.15	100
3	934.16	948.65	951.29	466.77	474.01	475.33	< fvi (aman)	0.16	0.16	0.16	100
4	882.62	896.11	898.75	441.02	447.76	449.07	< fvi (aman)	0.17	0.17	0.17	100
5	831.09	843.57	846.21	415.27	421.50	422.82	< fvi (aman)	0.18	0.18	0.18	100
6	779.55	791.03	793.67	389.52	395.25	396.57	< fvi (aman)	0.20	0.19	0.19	150
7	728.02	738.49	741.12	363.77	369.00	370.31	< fvi (aman)	0.21	0.21	0.21	150
8	676.49	685.94	688.58	338.02	342.74	344.06	< fvi (aman)	0.23	0.22	0.22	150
9	624.95	633.40	636.04	312.27	316.49	317.81	< fvi (aman)	0.25	0.24	0.24	150
10	573.42	580.86	583.50	286.52	290.24	291.55	< fvi (aman)	0.27	0.26	0.26	150
11	521.88	528.32	530.96	260.77	263.98	265.30	< fvi (aman)	0.29	0.29	0.29	200
12	470.35	475.78	478.41	235.02	237.73	239.05	< fvi (aman)	0.33	0.32	0.32	200
13	418.82	423.23	425.87	209.27	211.48	212.79	< fvi (aman)	0.37	0.36	0.36	200
14	367.28	370.69	373.33	183.52	185.22	186.54	< fvi (aman)	0.42	0.41	0.41	200
15	315.75	318.15	320.79	157.77	158.97	160.29	< fvi (aman)	0.49	0.48	0.48	200
16	264.21	265.61	268.25	132.02	132.72	134.03	< fvi (aman)	0.58	0.58	0.57	250
17	212.68	213.07	215.70	106.27	106.46	107.78	< fvi (aman)	0.72	0.72	0.71	250
18	161.15	160.52	163.16	80.52	80.21	81.53	< fvi (aman)	0.95	0.96	0.94	250
19	109.61	107.98	110.62	54.77	53.95	55.27	< fvi (aman)	1.40	1.42	1.39	250
20	58.08	55.44	58.08	29.02	27.70	29.02	< fvi (aman)	2.64	2.77	2.64	250

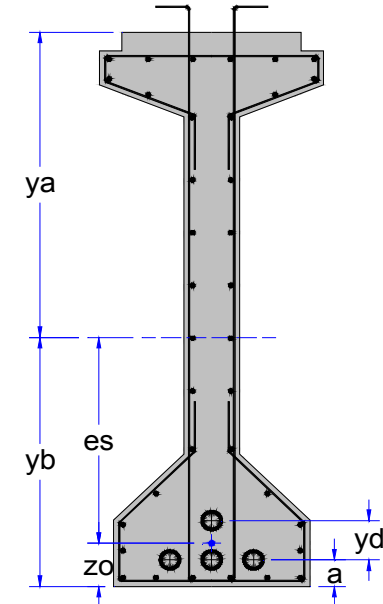
11. LENDUTAN BALOK

11.1. LENDUTAN PADA BALOK PRESTRESS (SEBELUM COMPOSIT)

$E_{balok} =$	3.6E+07	kPa
$I_x =$	0.413988	m ⁴
$L =$	40.00	m

11.1.1. LENDUTAN PADA KEADAAN AWAL (TRANSFER)

$P_{t1} =$	8451.3	kN	$e_s =$	0.87445	m
$M_{balok} =$	3837	kNm			
$Q_{pt1} = 8 * P_{t1} * e_s / L^2 =$		36.951	kN/m		
$Q_{balok} = 8 * M_{balok} / L^2 =$		19.184	kN/m		
$\delta = 5/384 * (-Q_{pt1} + Q_{balok}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) =$					-0.040



ke atas < L/240 (OK)

11.1.2. LENDUTAN SETELAH LOSS OF PRESTRESS

$P_{eff} =$	7218.7	kN	$e_s =$	0.87445	m
$M_{balok} =$	3837	kNm			
$Q_{peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L^2 =$		31.562	kN/m		
$Q_{balok} = 8 * M_{balok} / L^2 =$		19.184	kN/m		

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff} + Q_{balok}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) = -0.028 \text{ m}$$

ke atas < L/240 (OK)

11.1.3. LENDUTAN SETELAH PLAT SELESAI DICOR (BETON MUDA)

$$P_{eff} = 7218.7 \text{ kN}$$

$$e_s = 0.87445 \text{ m}$$

$$M_{balok+plat} = 5636.73 \text{ kNm}$$

$$Q_{peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L^2 = 31.562 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+plat} = 8 * M_{balok+plat} / L^2 = 28.184 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff} + Q_{balok+plat}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) = -0.008 \text{ m}$$

ke atas < L/240 (OK)

11.1.4. LENDUTAN SETELAH PLAT DAN BALOK MENJADI KOMPOSIT

$$P_{eff} = 7218.7 \text{ kN}$$

$$e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 1.159 \text{ m}$$

$$M_{balok+plat} = 5636.73 \text{ kNm}$$

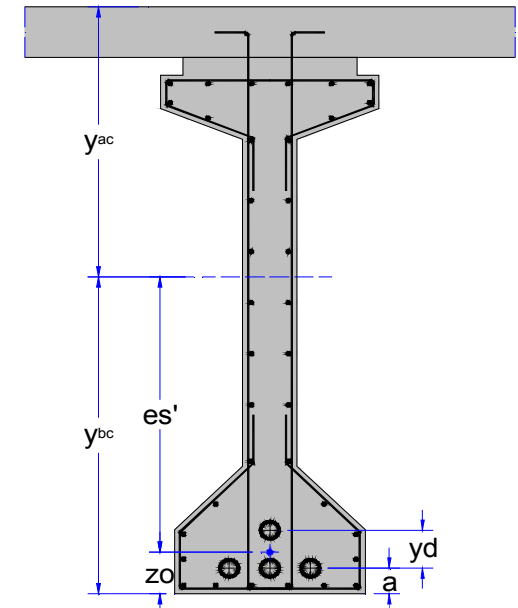
$$I_{xc} = 0.66891 \text{ m}^4$$

$$Q_{peff} = 8 * P_{eff} * e'_s / L^2 = 41.825 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+plat} = 8 * M_{balok+plat} / L^2 = 28.184 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff} + Q_{balok+plat}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.019 \text{ m}$$

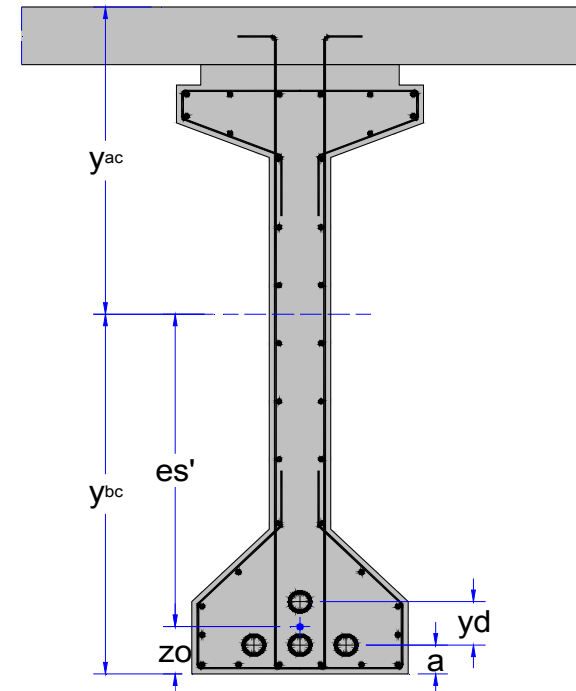
ke atas < L/240 (OK)



11.2. LENDUTAN PADA BALOK COMPOSIT

Section Properties :

$E_{\text{balok}} =$	3.6E+07	kPa
$I_{\text{xc}} =$	0.66891	m ⁴
$L =$	40.00	m
$P_{\text{eff}} =$	7218.7	kN
$e'_s =$	1.1588	m
$A_c =$	0.98900	m ²
$W_{\text{ac}} =$	0.66644	m ³
$W_{\text{bc}} =$	0.51602	m ³



11.2.1. LENDUTAN AKIBAT BERAT SENDIRI (MS)

$$Q_{\text{TD}} = 34.092 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{\text{TD}} * L^4 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) = 0.04763 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

11.2.2. LENDUTAN AKIBAT BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

$$Q_{\text{MA}} = 4.842 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{\text{MA}} * L^4 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) = 0.00676 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

11.2.3. LENDUTAN AKIBAT PRESTRESS (PR)

$$P_{\text{eff}} = 7218.7 \text{ kN}$$

$$e'_s = 0.87445 \text{ m}$$

$$Q_{\text{peff}} = 8 * P_{\text{eff}} * e_s / L^2 = 31.562 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{\text{eff}}) * L^4 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) = -0.04409 \text{ m} \quad \text{ke atas}$$

11.2.4. LENDUTAN AKIBAT SUSUT DAN RANGKAK (SR)

a. Lendutan Akibat Susut (*Shrinkage*)

$$P_s = 753.99 \text{ kN} \quad e' = 0.904 \text{ m} \quad Q_{\text{ps}} = 8 * P_s * e' / L^2 = 3.407 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{\text{ps}} * L^4 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) = 0.00476 \text{ m}$$

b. Lendutan Akibat Rangkak (*Creep*)

Lendutan pada balok setelah plat lantai selesai dicor (beton muda),

$$\delta_1 = -0.00763 \text{ m}$$

Lendutan pada balok setelah plat lantai dan balok menjadi komposit,

$$\delta_2 = -0.01906 \text{ m}$$

Lendutan akibat rangkak,

$$\delta = \delta_2 - \delta_1 = -0.01143 \text{ m}$$

Lendutan (superposisi) akibat susut dan rangkak,

$$\delta = -0.00667 \text{ m} \quad \text{ke atas}$$

11.2.5. LENDUTAN AKIBAT BEBAN LAJUR "D" (TD)

$$Q_{\text{TD}} = 12.600 \text{ kN/m} \quad P_{\text{TD}} = 110.880 \text{ kN}$$

$$\delta = 1/48 * P_{\text{TD}} * L^3 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) + 5/384 * Q_{\text{TD}} * L^4 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) = 0.02380 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

11.2.6. LENDUTAN AKIBAT BEBAN REM (TB)

$$M_{\text{TB}} = 105.502 \text{ kNm} \quad \delta = 0.0642 * M_{\text{TB}} * L^2 / (E_{\text{balok}} * I_{\text{xc}}) = 0.00045 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

11.2.6. LENDUTAN AKIBAT PENGARUH TEMPERATUR (ET)

$$\Sigma P_t = 1351.07 \text{ kN}$$

$$e_p = 0.741 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.0642 * \Sigma P_t * e_p * L^2 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.00431 \text{ m}$$

ke bawah

11.2.7. LENDUTAN AKIBAT BEBAN ANGIN (EW)

$$Q_{EW} = 1.008 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{EW} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.00141 \text{ m}$$

ke bawah

11.2.8. LENDUTAN AKIBAT BEBAN GEMPA (EQ)

$$Q_{EQ} = 3.893 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{EQ} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.00544 \text{ m}$$

ke bawah

12. KONTROL LENDUTAN BALOK TERHADAP KOMBINASI BEBAN

Lendutan maksimum yang diijinkan,

$$\delta = L / 300 = 0.13333 \text{ m}$$

KOMBINASI - 1 Lendutan (m) pada balok komposit akibat beban

Lend	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	LENDUTAN KOMB	Keterangan
δ	0.04763	0.00676	-0.0067	-0.04409	0.02380	0.00045				0.02788	< L/300 (OK)

KOMBINASI - 2 Lendutan (m) pada balok komposit akibat beban

Lend	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	LENDUTAN KOMB	Keterangan
δ	0.04763	0.00676	-0.0067	-0.04409	0.02380	0.00045	0.00431			0.03219	< L/300 (OK)

KOMBINASI - 3 Lendutan (m) pada balok komposit akibat beban

Lend	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	LENDUTAN KOMB	Keterangan
δ	0.04763	0.00676	-0.0067	-0.04409	0.02380	0.00045		0.00141		0.02929	< L/300 (OK)

KOMBINASI - 4 Lendutan (m) pada balok komposit akibat beban

Lend	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut-rang SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Temperatur ET	Angin EW	Gempa EQ	LENDUTAN KOMB	Keterangan

δ	0.04763	0.00676	-0.0067	-0.04409	0.02380	0.00045	0.00431	0.00141		0.03360	< L/300 (OK)
----------	---------	---------	---------	----------	---------	---------	---------	---------	--	---------	--------------

KOMBINASI - 5 Lendutan (m) pada balok komposit akibat beban

Lend	Berat sen	Mati tamb	Susut-rang	Prategang	Lajur "D"	Rem	Temperatur	Angin	Gempa	LENDUTAN	Keterangan
	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	KOMB	
δ	0.04763	0.00676	-0.0067	-0.04409					0.00544	0.00907	< L/300 (OK)

13. TINJAUAN ULTIMIT BALOK PRESTRESS

13.1. KAPASITAS MOMEN ULTIMIT BALOK

Modulus elastis baja prategang (strands) ASTM A-416 Grade 270 :

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

Jumlah total strands

$$n_s = 69 \text{ buah}$$

Luas tampang nominal satu strands

$$A_{st} = 0.00010 \text{ m}^2$$

Tegangan leleh tendon baja prategang

$$f_{py} = 1580 \text{ MPa}$$

Luas tampang tendon baja prategang

$$A_{ps} = n_s * A_{st} = 0.00681 \text{ m}^2$$

Mutu beton : K - 500 Kuat tekan beton,

$$f'_c = 0.83 * K / 10 = 41.5 \text{ MPa}$$

Kuat leleh baja prestress (f_{ps}) pada keadaan ultimit, ditetapkan sebagai berikut :

Untuk nilai, $L / H \leq 35$: $f_{ps} = f_{eff} + 150 + f'_c / (100 * \rho_p)$ MPa

$$f_{ps} \text{ harus } \leq f_{eff} + 400 \text{ MPa}$$

$$\text{dan harus } \leq 0.8 * f_{py}$$

dengan, L = panjang bentang balok,

H = tinggi total balok.

Panjang bentang balok prategang,

$$L = 40.00 \text{ m}$$

Gaya prestress efektif (setelah *loss of prestress*),

$$P_{eff} = 7218.7 \text{ kN}$$

Tegangan efektif baja prestress,

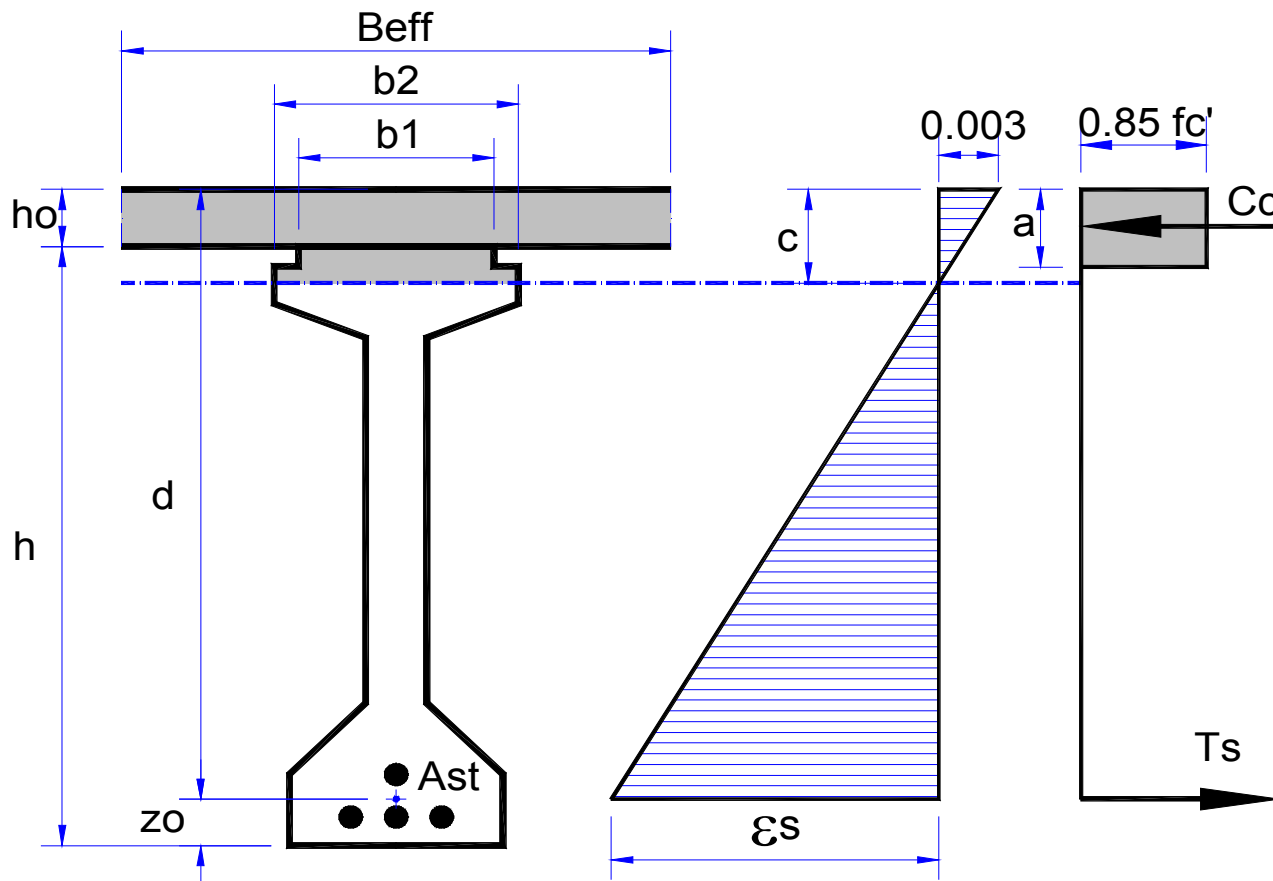
Luas penampang balok prategang komposit,

Rasio luas penampang baja prestress,

$$f_{\text{eff}} = P_{\text{eff}} / A_{\text{ps}} * 10^{-3} = \begin{array}{|c|c|} \hline 1060.0 & \text{MPa} \\ \hline \end{array}$$

$$A_c = \begin{array}{|c|c|} \hline 0.989 & \text{m}^2 \\ \hline \end{array}$$

$$\rho_p = A_{\text{ps}} / A_c = \begin{array}{|c|c|} \hline 0.006886 & \\ \hline \end{array}$$



$b_1 =$	0.64	m
$b_2 =$	0.80	m
$b_3 =$	0.30	m
$b_4 =$	0.20	m

$b_5 =$	0.25	m
$b_6 =$	0.70	m
$B_{\text{eff}} =$	1.18	m

$h_1 =$	0.07	m
$h_2 =$	0.13	m
$h_3 =$	0.12	m
$h_4 =$	1.65	m

$h_5 =$	0.25	m
$h_6 =$	0.25	m
$h =$	2.10	m
$h_o =$	0.20	m

Tinggi total balok prategang,

$$H = h + h_0 = \boxed{2.30} \text{ m} \quad L / H = \boxed{17.3913043} < 35 \text{ (OK)}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 * \rho_p) = \boxed{1270} \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 400 = \boxed{1460} \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0.8 * f_{py} = \boxed{1264} \text{ MPa}$$

Diambil kuat leleh baja prategang,

$$f_{ps} = \boxed{1264} \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

untuk $f_c' \leq 30 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * (f_c' - 30) / 7$$

untuk $f_c' > 30 \text{ MPa}$

$$\beta_1 \text{ harus } \geq 0.65$$

Untuk, $f_c' = \boxed{41.5} \text{ MPa}$ maka nilai,

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * (f_c' - 30) / 7 = \boxed{0.7678571}$$

Letak titik berat tendon baja prategang terhadap alas balok,

$$z_o = \boxed{0.14} \text{ m}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h + h_0 - z_o = \boxed{2.16} \text{ m}$$

Kuat tekan beton,

$$f_c' = \boxed{41500} \text{ kPa}$$

Kuat leleh baja prategang,

$$f_{ps} = \boxed{1264000} \text{ kPa}$$

Gaya tarik pada baja prestress,

$$T_s = A_{ps} * f_{ps} = \boxed{8608.22} \text{ kN}$$

Diperkirakan,

$$a < (h_0 + h_1)$$

$$h_0 + h_1 = \boxed{0.27} \text{ m}$$

Gaya tekan beton,

$$C_c = [B_{eff} * h_0 + b_1 * (a - h_0)] * 0.85 * f_c'$$

$$C_c = T_s$$

maka,

$$a = [T_s / (0.85 * f_c') - B_{eff} * h_0] / b_1 + h_0 = \boxed{0.21146} \text{ m}$$

$$a < h_0 + h_1 \quad \text{perkiraan benar (OK)}$$

Jarak garis netral terhadap sisi atas,

$$c = a / \beta_1 = \boxed{0.2753854} \text{ m}$$

Regangan baja prestress,

$$\epsilon_{ps} = 0.003 * (d - c) / c = \boxed{0.0205579}$$

$$< 0.03 \text{ (OK)}$$

$C_c =$ gaya internal tekan beton,

A_i = luas penampang tekan beton,

y_i = jarak pusat berat penampang tekan beton terhadap pusat berat baja prestress,

Gaya internal tekan beton,

$$C_c = \Sigma [A_i * 0.85 * f'_c]$$

Momen nominal,

$$M_n = \Sigma [A_i * 0.85 * f'_c * y_i]$$

GAYA TEKAN BETON DAN MOMEN NOMINAL

No	Lebar (m)	Tinggi (m)	Luas (m ²)	Gaya (kN)	Lengan thd. pusat baja prestress	y (m)	Momen (kNm)
1	1.18	0.2000	0.2367	8349.57	$y = d - h_0 / 2$	2.06250	17220.99
2	0.64	0.0115	0.0073	258.65	$y = d - h_0 - (a - h_0) / 2$	1.95677	506.11

$$C_c = T_s =$$

8608.22

kN

Momen nominal,

$$M_n =$$

17727.11

kNm

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$$\phi =$$

0.80

Kapasitas momen ultimit balok prestress,

$$\phi * M_n =$$

14181.68

kNm

13.2. MOMEN ULTIMIT BALOK

13.2.1. MOMEN AKIBAT SUSUT DAN RANGKAK

Gaya internal akibat susut :	$P_s = A_{plat} * E_{plat} * \Delta \varepsilon_{su} * [(1 - e^{-c_f}) / c_f] =$	753.99	kN
Eksentrisitas gaya susut terhadap pusat penampang,	$e' = y_{ac} - h_o / 2 =$	0.904	m
Momen akibat susut,	$M_S = - P_s * e' =$	-681.39	kNm
Momen akibat rangkai,	$M_R = (P_i - P_{eff}) * e'_s =$	812.03	kNm
Momen akibat susut dan rangkai,	$M_{SR} = M_S + M_R =$	130.64	kNm

13.2.1. MOMEN AKIBAT PENGARUH TEMPERATUR

Gaya internal akibat perbedaan temperatur :	$P_t = A_t * E_{c \text{ balok}} * \beta * (T_a + T_b) / 2 =$	1351.07	kN
Eksentrisitas gaya terhadap pusat penampang balok,	$e_p =$	0.741	m
Momen akibat pengaruh temperatur,	$M_{ET} = P_t * e_p =$	1000.83	kNm

13.2.1. MOMEN AKIBAT PRATEGANG

Gaya prategang efektif,	$P_{eff} =$	7218.7	kN	Eksentrisitas tendon,	$e'_s =$	0.8744505	m
Momen akibat gaya prategang,				$M_{PR} = - P_{eff} * e'_s =$		-6312.40	kNm

RESUME MOMEN BALOK

Aksi / Beban	Faktor Beban Ultimit		Daya Layan		Kondisi Ultimit	
			Momen		Momen Ultimit	
			M	(kNm)	Mu	(kNm)
A. Aksi Tetap						
Berat sendiri	K_{MS}	1.3	M_{MS}	6818.4	$K_{MS} \cdot M_{MS}$	8863.93
Beban Mati Tambahan	K_{MA}	2.0	M_{MA}	968.4	$K_{MA} \cdot M_{MA}$	1936.80
Susut dan Rangkak	K_{SR}	1.0	M_{SR}	130.6	$K_{SR} \cdot M_{SR}$	130.64
Prategang	K_{PR}	1.0	M_{PR}	-6312.4	$K_{PR} \cdot M_{PR}$	-6312.40
B. Aksi Transien						
Beban Lajur "D"	K_{TD}	2.0	M_{TD}	3628.8	$K_{TD} \cdot M_{TD}$	7257.60
Gaya Rem	K_{TB}	2.0	M_{TB}	52.8	$K_{TB} \cdot M_{TB}$	105.50
C. Aksi Lingkungan						
Pengaruh Temperatur	K_{ET}	1.2	M_{ET}	1000.8	$K_{ET} \cdot M_{ET}$	1201.00
Beban Angin	K_{EW}	1.2	M_{EW}	201.6	$K_{EW} \cdot M_{EW}$	241.92
Beban Gempa	K_{EQ}	1.0	M_{EQ}	778.7	$K_{EQ} \cdot M_{EQ}$	778.68

13.2. KONTROL KOMBINASI MOMEN ULTIMIT

Kapasitas momen balok,

$$M_u = \phi * M_n = 14181.6847 \text{ kNm}$$

KOMBINASI - 1 Momen ultimit pada balok komposit (kNm) akibat beban

Momen Ultimit	Berat sen	Mati tamb	Susut-rang	Prategang	Lajur "D"	Rem	Temperatur	Angin	Gempa	MOMEN ULT KOMB	Keterangan
	$K_{MS} \cdot M_{MS}$	$K_{MA} \cdot M_{MA}$	$K_{SR} \cdot M_{SR}$	$K_{PR} \cdot M_{PR}$	$K_{TD} \cdot M_{TD}$	$K_{TB} \cdot M_{TB}$	$K_{ET} \cdot M_{ET}$	$K_{EW} \cdot M_{EW}$	$K_{EQ} \cdot M_{EQ}$		

M_{XX}	8863.9	1936.80	130.64	-6312.40	7257.60	105.50				11982.07	< Mu (aman)
----------	--------	---------	--------	----------	---------	--------	--	--	--	----------	-------------

KOMBINASI - 2 Momen ultimit pada balok komposit (kNm) akibat beban

Momen	Berat sen	Mati tamb	Susut-rang	Prategang	Lajur "D"	Rem	Temperatur	Angin	Gempa	MOMEN ULT	Keterangan
Ultimit	$K_{MS} \cdot M_{MS}$	$K_{MA} \cdot M_{MA}$	$K_{SR} \cdot M_{SR}$	$K_{PR} \cdot M_{PR}$	$K_{TD} \cdot M_{TD}$	$K_{TB} \cdot M_{TB}$	$K_{ET} \cdot M_{ET}$	$K_{EW} \cdot M_{EW}$	$K_{EQ} \cdot M_{EQ}$	KOMB	
M_{XX}	8863.9	1936.80	130.64	-6312.40	7257.60	105.50	1201.00			13183.07	< Mu (aman)

KOMBINASI - 3 Momen ultimit pada balok komposit (kNm) akibat beban

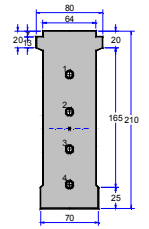
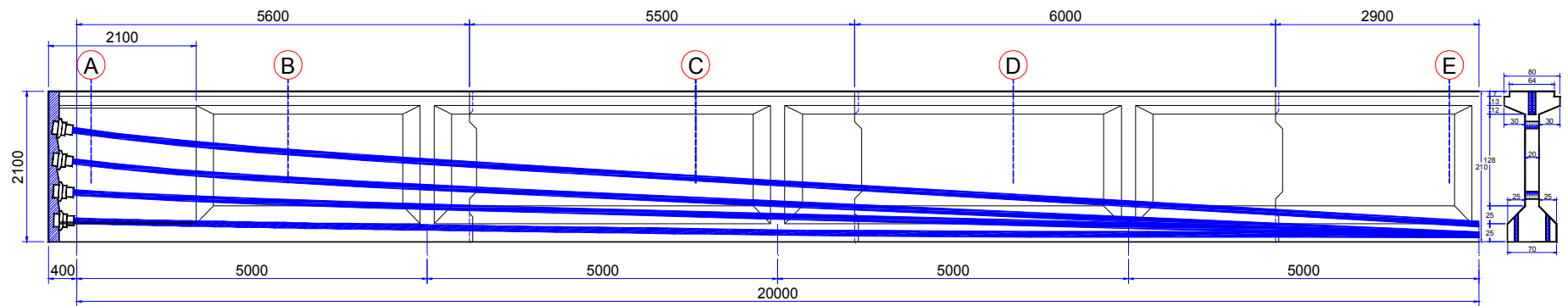
Momen	Berat sen	Mati tamb	Susut-rang	Prategang	Lajur "D"	Rem	Temperatur	Angin	Gempa	MOMEN ULT	Keterangan
Ultimit	$K_{MS} \cdot M_{MS}$	$K_{MA} \cdot M_{MA}$	$K_{SR} \cdot M_{SR}$	$K_{PR} \cdot M_{PR}$	$K_{TD} \cdot M_{TD}$	$K_{TB} \cdot M_{TB}$	$K_{ET} \cdot M_{ET}$	$K_{EW} \cdot M_{EW}$	$K_{EQ} \cdot M_{EQ}$	KOMB	
M_{XX}	8863.9	1936.80	130.64	-6312.40	7257.60	105.50		241.92		12223.99	< Mu (aman)

KOMBINASI - 4 Momen ultimit pada balok komposit (kNm) akibat beban

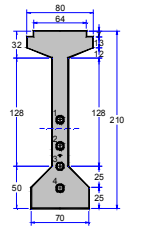
Momen	Berat sen	Mati tamb	Susut-rang	Prategang	Lajur "D"	Rem	Temperatur	Angin	Gempa	MOMEN ULT	Keterangan
Ultimit	$K_{MS} \cdot M_{MS}$	$K_{MA} \cdot M_{MA}$	$K_{SR} \cdot M_{SR}$	$K_{PR} \cdot M_{PR}$	$K_{TD} \cdot M_{TD}$	$K_{TB} \cdot M_{TB}$	$K_{ET} \cdot M_{ET}$	$K_{EW} \cdot M_{EW}$	$K_{EQ} \cdot M_{EQ}$	KOMB	
M_{XX}	8863.9	1936.80	130.64	-6312.40	7257.60		1201.00	241.92		13319.49	< Mu (aman)

KOMBINASI - 5 Momen ultimit pada balok komposit (kNm) akibat beban

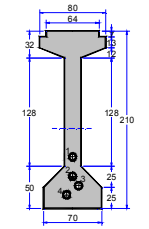
Momen	Berat sen	Mati tamb	Susut-rang	Prategang	Lajur "D"	Rem	Temperatur	Angin	Gempa	MOMEN ULT	Keterangan
Ultimit	$K_{MS} \cdot M_{MS}$	$K_{MA} \cdot M_{MA}$	$K_{SR} \cdot M_{SR}$	$K_{PR} \cdot M_{PR}$	$K_{TD} \cdot M_{TD}$	$K_{TB} \cdot M_{TB}$	$K_{ET} \cdot M_{ET}$	$K_{EW} \cdot M_{EW}$	$K_{EQ} \cdot M_{EQ}$	KOMB	
M_{XX}	8863.9	1936.80	130.64	-6312.40					778.68	5397.65	< Mu (aman)



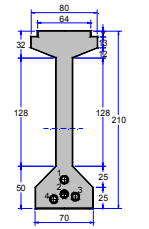
POTONGAN - A



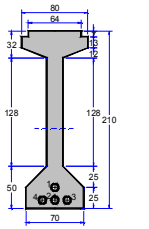
POTONGAN - B



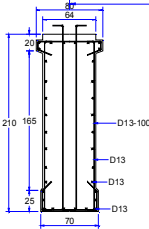
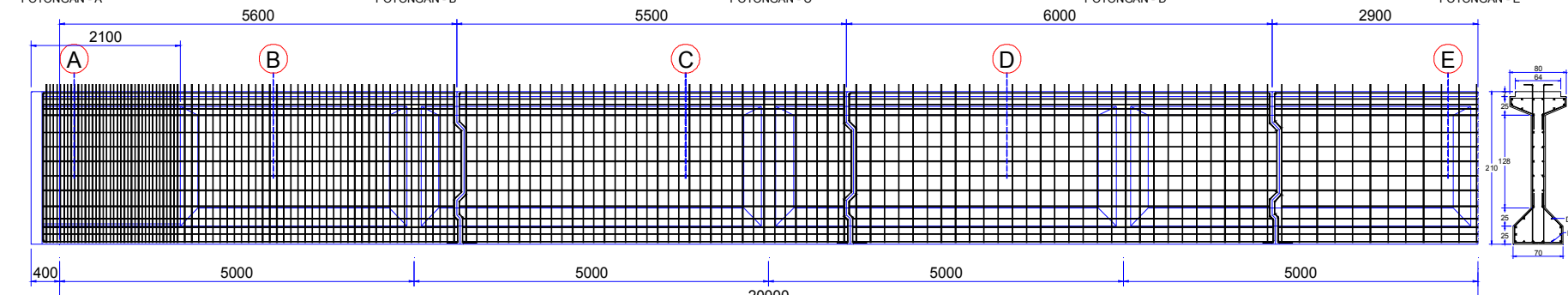
POTONGAN - C



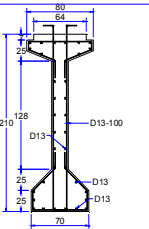
POTONGAN - D



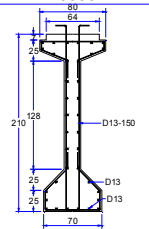
POTONGAN - E



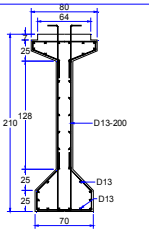
POTONGAN - A



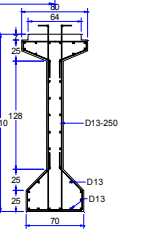
POTONGAN - B



POTONGAN - C



POTONGAN - D



POTONGAN - E

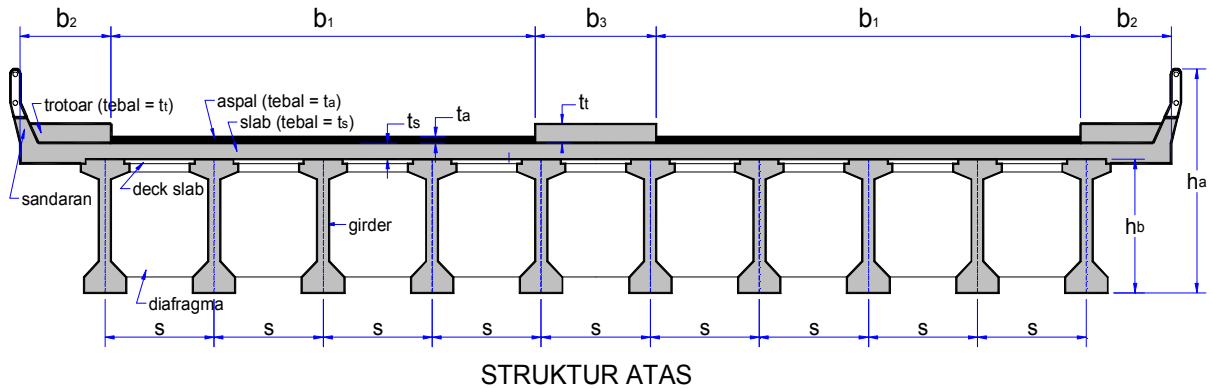
TATA LETAK TENDON DAN PEMBESIAN PCI-GIRDER

ANALISIS BEBAN ABUTMENT

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

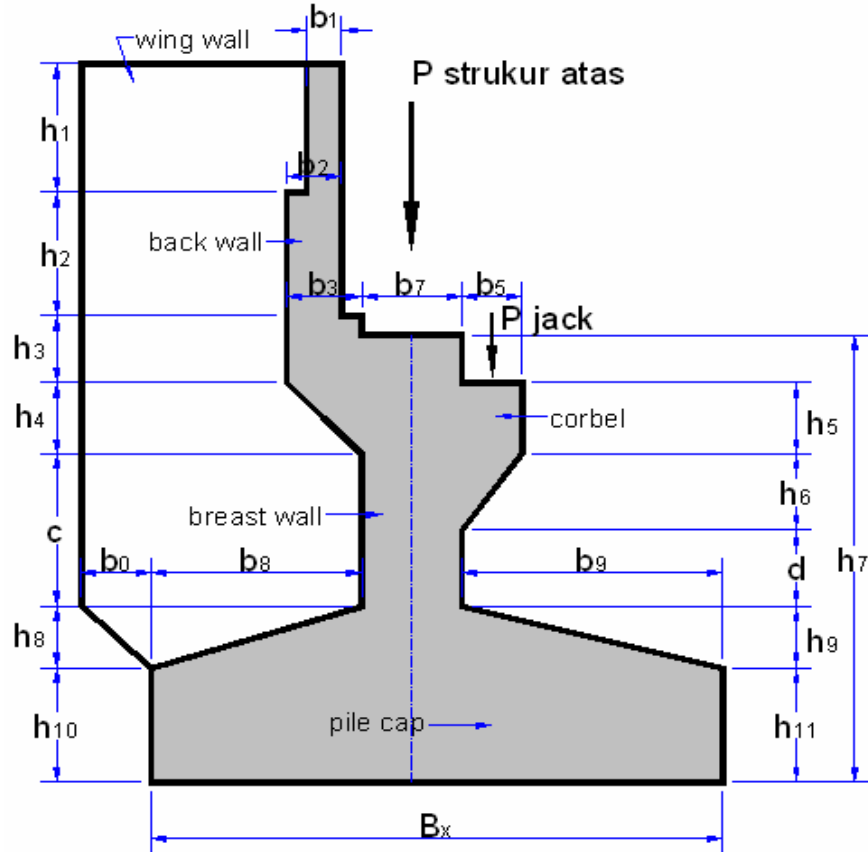
[C]2008:MNI-EC

A. DATA STRUKTUR ATAS



URAIAN DIMENSI	NOTASI	DIMENSI	SATUAN
Lebar jalan (jalur lalu-lintas)	b_1	7.00	m
Lebar trotoar (pejalan kaki)	b_2	1.50	m
Lebar median (pemisah jalur)	b_3	2.00	m
Lebar total jembatan	b	19.00	m
Tebal slab lantai jembatan	t_s	0.20	m
Tebal lapisan aspal + overlay	t_a	0.10	m
Tebal trotoar	t_t	0.30	m
Tebal genangan air hujan	t_h	0.05	m
Tinggi girder prategang	h_b	2.10	m
Tinggi bidang samping jembatan	h_a	2.75	m
Jarak antara balok prategang	s	1.85	m
Panjang bentang jembatan	L	40.00	m
Specific Gravity	NOTASI	BESAR	SATUAN
Berat beton bertulang	$w_c =$	25.0	kN/m^3
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	$w'_c =$	24.0	kN/m^3
Berat aspal	$w_a =$	22.0	kN/m^3
Berat jenis air	$w_w =$	9.8	kN/m^3

B. DATA STRUKTUR BAWAH (ABUTMENT



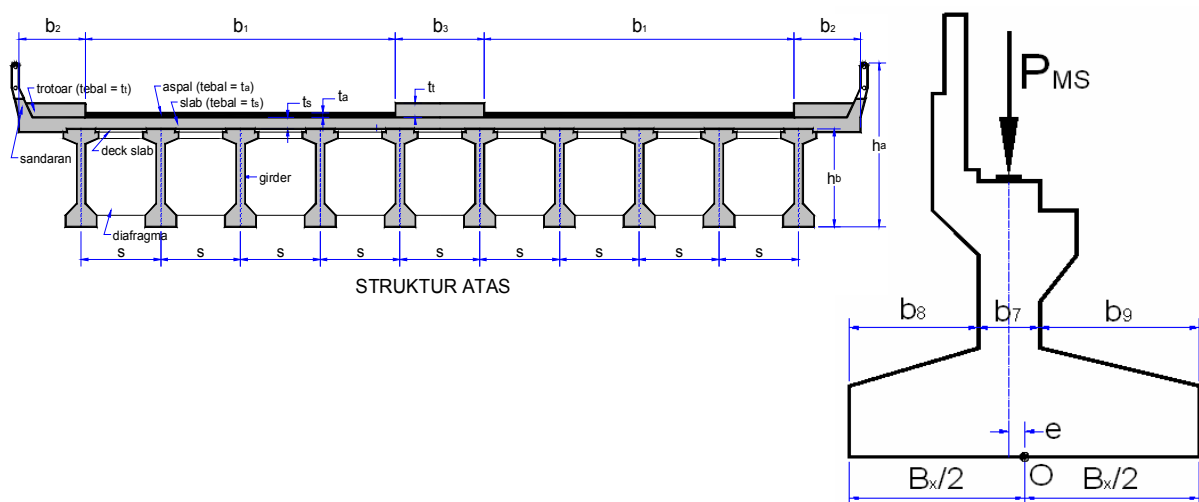
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	KETERANGAN	NOTASI	(m)
h_1	1.35	b_1	0.35	Panjang Abutment	B_y	20.00
h_2	1.30	b_2	0.55	Tebal Wing-wall	h_w	0.50
h_3	0.70	b_3	0.75	TANAH TIMBUNAN		
h_4	0.75			Berat volume, $w_s =$	17.2	kN/m^3
h_5	0.75	b_5	0.60	Sudut gesek, $\phi =$	35	$^\circ$
h_6	0.80			Kohesi, $C =$	0	kPa
h_7	4.70	b_7	1.00	TANAH ASLI (DI DASAR PILECAP)		
h_8	0.60	b_8	2.90	Berat volume, $w_s =$	18	kN/m^3
h_9	0.60	b_9	3.10	Sudut gesek, $\phi =$	28	$^\circ$
h_{10}	1.20	b_0	0.50	Kohesi, $C =$	15	kPa
h_{11}	1.20			BAHAN STRUKTUR		
c	1.60	B_x	7.00	Mutu Beton	K - 300	
d	0.80			Mutu Baja Tulangan	U - 39	

I. ANALISIS BEBAN KERJA

1. BERAT SENDIRI (MS)

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

1.1. BERAT SENDIRI STRUKTUR ATAS



No	Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	16.00	0.20	40.00	1	25.00	kN/m ³	3200.00
2	Deck slab	1.21	0.07	40.00	9	25.00	kN/m ³	762.30
3	Trotoar (slab, sandaran, dll)			40.00	2	0.00	kN/m	0.00
4	Balok prategang			40.00	10	21.10	kN/m	8440.81
5	Diafragma			40.00	9	3.88	kN/m	1396.22

Total berat sendiri struktur atas,

$$W_{MS} = 13799.33$$

Beban pd abutment akibat berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} = 1/2 * W_{MS} = 6899.665$$

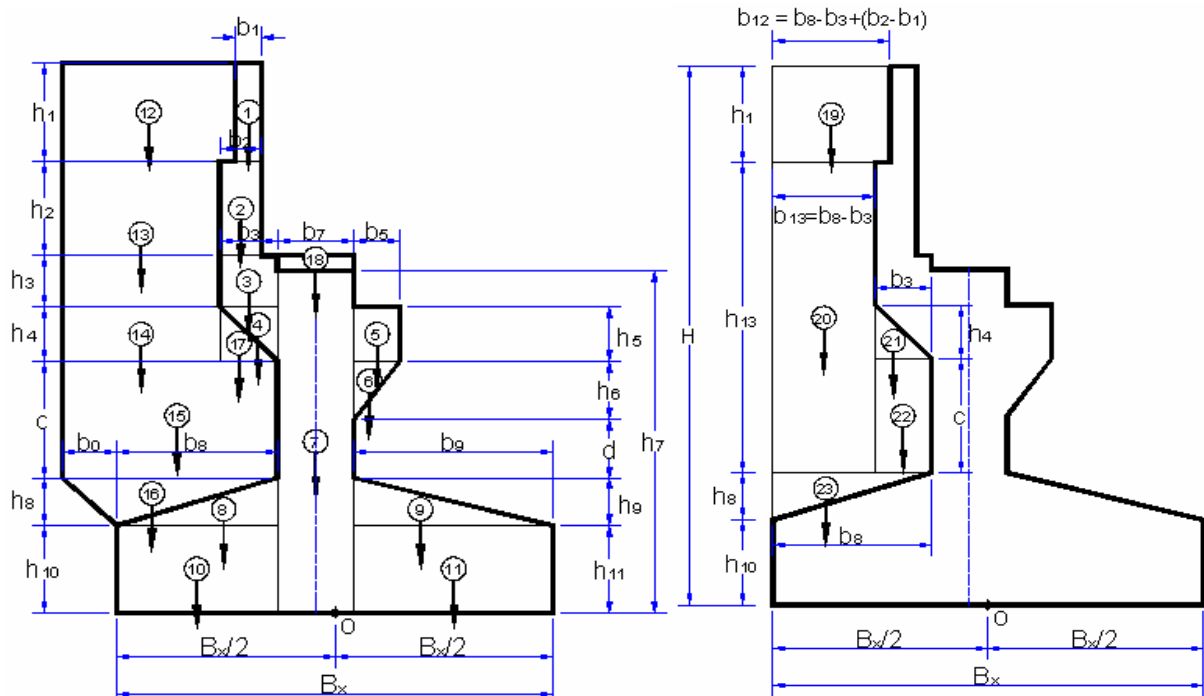
Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

$$e = -B_x/2 + b_8 + b_7/2 = -0.10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{MS} = P_{MS} * e = -689.97$$

1.2. BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH



Berat beton,	$w_c =$	25.00	kN/m^3	Lebar $B_y =$	20.00	m
Berat tanah,	$w_s =$	17.20	kN/m^3	2xTebal wing wall =	1.00	m
		$b_{12} =$	2.35	m	$h_{13} =$	4.35
		$b_{13} =$	2.15	m	$H =$	7.50

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
ABUTMENT							
1	0.35	1.35	1	-1	236.250	0.975	-230.34
2	0.55	1.30	1	-1	357.500	1.075	-384.31
3	0.75	0.70	1	-1	262.500	0.975	-255.94
4	0.75	0.75	0.5	-1	140.625	0.850	-119.53
5	0.60	0.75	1	1	225.000	0.700	157.50
6	0.60	0.80	0.5	1	120.000	0.600	72.00
7	1.00	4.70	1	-1	2350.000	0.100	-235.00
8	2.90	0.60	0.5	-1	435.000	1.567	-681.50
9	3.10	0.60	0.5	1	465.000	1.433	666.50
10	2.90	1.20	1	-1	1740.000	2.050	-3567.00
11	3.10	1.20	1	1	1860.000	1.950	3627.00

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
WING WALL							
12	2.85	1.35	1	-1	96.188	2.575	-247.68
13	2.65	2.00	1	-1	132.500	2.675	-354.44
14	2.65	0.75	1	-1	49.688	2.675	-132.91
15	3.40	1.60	1	-1	136.000	2.300	-312.80
16	3.40	0.60	0.5	-1	25.500	2.867	-73.10
17	0.75	0.75	0.5	-1	7.031	1.100	-7.73
18	Lateral stop block		0.2	1	10.000	0.000	0.00
TANAH							
19	2.35	1.35	1	-1	1091.340	2.325	-2537.37
20	2.15	4.350	1	-1	3217.260	2.425	-7801.86
21	0.75	0.75	0.5	-1	96.750	1.100	-106.43
22	0.75	1.60	1	-1	412.800	0.975	-402.48
23	2.90	0.60	0.5	-1	299.280	2.533	-758.18
					$P_{MS} =$		$M_{MS} =$
					13766.21		-13685.6

1.3. BEBAN TOTAL AKIBAT BERAT SENDIRI (MS)

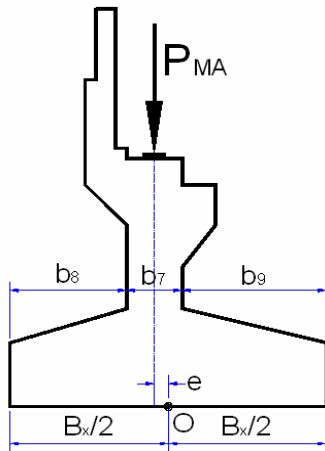
No	Berat sendiri	P_{MS} (kN)	M_{MS} (kNm)
1	Struktur atas (slab, trotoar, girder, dll)	6899.67	-689.97
2	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	13766.21	-13685.6
		20665.88	-14375.6

2. BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- 1) Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- 2) Genangan air hujan jika sistim drainase tidak bekerja dengan baik,
- 3) Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME.

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0.10	7.00	40.00	2	22.00	1232.00
2	Railing, lights, dll.	w =	0.5	40.00	2		40.00
3	Instalasi ME	w =	0.1	40.00	2		8.00
4	Air hujan	0.05	19.00	40.00	1	9.80	372.40
$W_{MA} =$							1652.40



Beban pd abutment akibat beban mati tambahan,

$$P_{MA} = 1/2 * W_{MA} = 826.2$$

Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

$$e = - B_x/2 + b_8 + b_7/2 = -0.10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{MA} = P_{MA} * e = -82.62$$

3. TEKANAN TANAH (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut gesek dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan :

$$w_s' = w_s$$

$$\phi' = \tan^{-1} (K_\phi^R * \tan \phi)$$
 dengan faktor reduksi untuk ϕ' ,

$$K_\phi^R = 0.7$$

$$c' = K_c^R * c$$
 dengan faktor reduksi untuk c' ,

$$K_c^R = 1.0$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi' / 2)$$

$$\text{Berat tanah, } w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 35^\circ$$

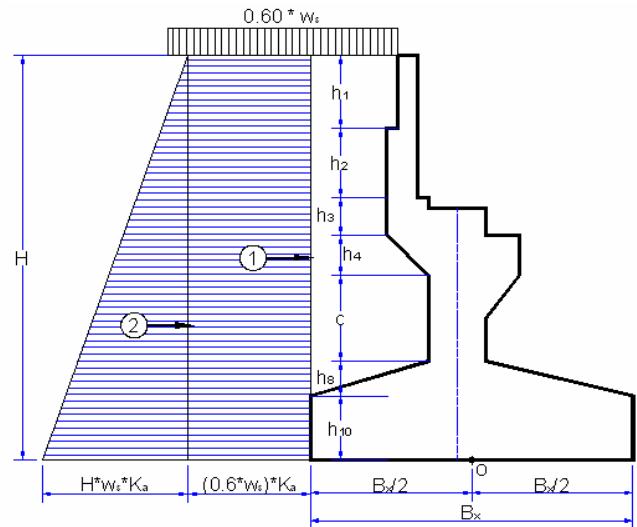
$$\text{Kohesi, } C = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Tinggi total abutment, } H = 7.50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment, } B_y = 20.00 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0.60 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan :

$$0.60 * w_s = 10.3 \text{ kPa}$$



$$\phi' = \tan^{-1} (K_\phi^R * \tan \phi) = 0.320253 \text{ rad} = 18.349^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi' / 2) = 0.521136$$

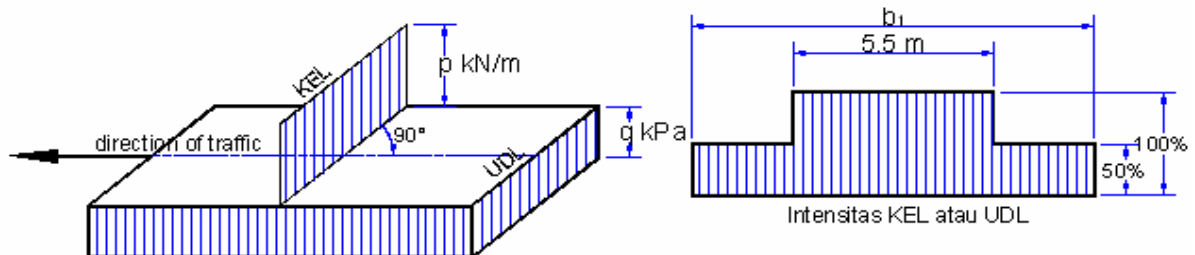
No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 * w_s) * H * K_a * B_y$	806.72	$y = H / 2$	3.750	3025.19
2	$T_{TA} = 1/2 * H^2 * w_s * K_a * B_y$	5041.99	$y = H / 3$	2.500	12604.98
		$T_{TA} = 5848.71$			$M_{TA} = 15630.17$

4. BEBAN LAJUR "D" (TD)

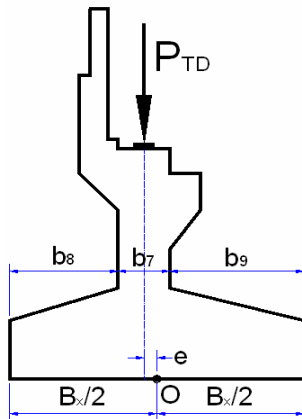
Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*), UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*), KEL seperti pada Gambar 1. UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 8.0 \text{ kPa} \text{ untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 8.0 * (0.5 + 15 / L) \text{ kPa} \text{ untuk } L > 30 \text{ m}$$



Gambar 1. Beban lajur "D"



Beban pada abutment akibat beban lajur "D",

$$P_{TD} = 1/2 * W_{TD} = 930.00 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

$$e = - B_x/2 + b_8 + b_7/2 = -0.10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$M_{TD} = P_{TD} * e = -93.00 \text{ kNm}$$

5. BEBAN PEDESTRIAN / PEJALAN KAKI (TP)

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

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m²)

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$:

$$q = 5 \text{ kPa}$$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$:

$$q = 5 - 0.033 * (A - 10) \text{ kPa}$$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$:

$$q = 2 \text{ kPa}$$

Panjang bentang,

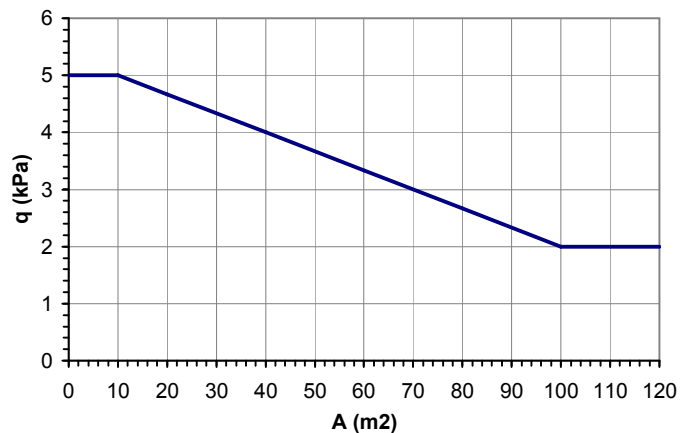
$$L = 40.00 \text{ m}$$

Lebar trotoar,

$$b_2 = 1.50 \text{ m}$$

Jumlah trotoar,

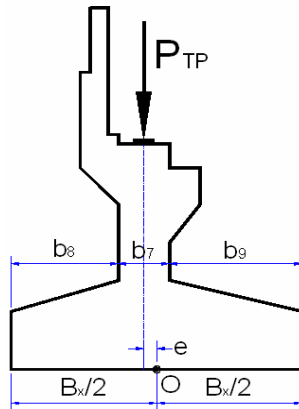
$$n = 2$$



Gambar 4. Pembebanan untuk pejalan kaki

Luas bidang trotoar yang didukung abutment, $A = b_2 * L/2 * n = 60.00 \text{ m}^2$

Beban merata pada pedestrian, $q = 5 - 0.033 * (A - 10) = 3.35 \text{ kPa}$



Beban pada abutment akibat pejalan kaki,

$$P_{TP} = A * q = 201.00 \text{ KN}$$

Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

$$e = - B_x/2 + b_8 + b_7/2 = -0.10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban pedestrian,

$$M_{TP} = P_{TP} * e = -20.10 \text{ kNm}$$

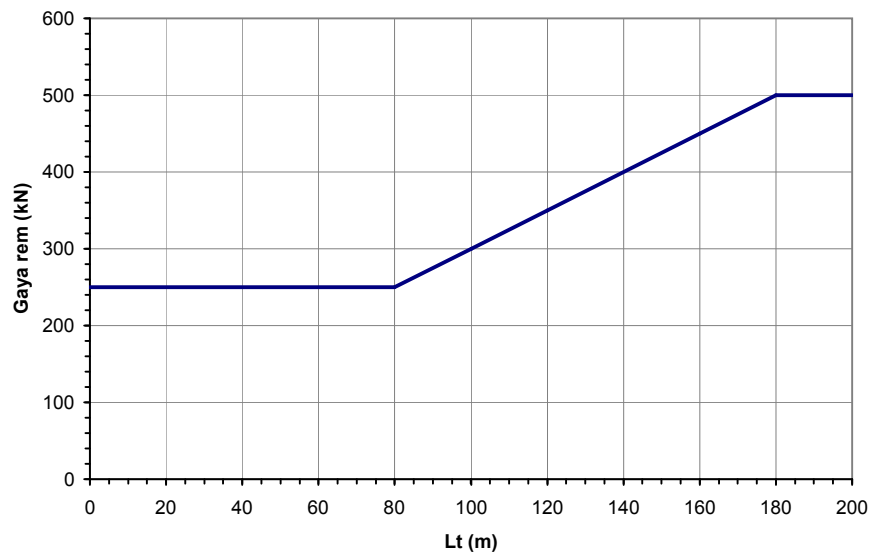
6. GAYA REM (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :

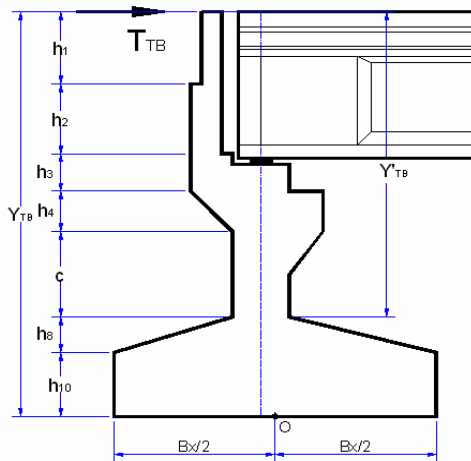
Gaya rem, $T_{TB} = 250 \text{ kN}$ untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$

Gaya rem, $T_{TB} = 250 + 2.5 * (L_t - 80) \text{ kN}$ untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$

Gaya rem, $T_{TB} = 500 \text{ kN}$ untuk $L_t \geq 180 \text{ m}$



Gambar 5. Gaya rem



Untuk, $L_t = L = 40.00$ m

Gaya rem, $T_{TB} = 250$ kN

Lengan terhadap Fondasi :

$Y_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10} = 7.500$ m

Momen pada Fondasi akibat gaya rem :

$M_{TB} = P_{TB} * Y_{TB} = 1875.00$ kNm

Lengan terhadap Breast wall :

$Y'_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5.700$ m

Momen pada Breast wall akibat gaya rem :

$M'_{TB} = P_{TB} * Y'_{TB} = 1425.00$ kNm

7. PENGARUH TEMPERATUR (ET)

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

Temperatur maksimum rata-rata $T_{max} = 40$ °C

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

$$\Delta T = (T_{max} - T_{min}) / 2$$

Perbedaan temperatur,

$\Delta T = 12.5$ °C

Koefisien muai panjang untuk beton,

$\alpha = 1.0E-05$ / °C

Kekakuan geser untuk tumpuan berupa elastomeric,

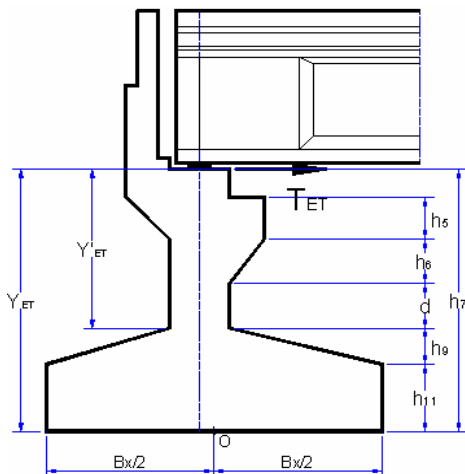
$k = 1500.0$ kN/m

Panjang bentang girder,

$L = 40.00$ m

Jumlah tumpuan elastomeric (jumlah girder),

$n = 10$ buah



Gaya pada abutment akibat pengaruh temperatur,

$T_{ET} = \alpha * \Delta T * k * L/2 * n = 37.500$ kN

Lengan terhadap Fondasi,

$Y_{ET} = h_7 = 4.70$ m

Momen pd Fondasi akibat temperatur,

$M_{ET} = T_{ET} * Y_{ET} = 176.25$ kNm

Lengan terhadap Breast wall,

$Y'_{ET} = h_7 - h_9 - h_{11} = 2.90$ m

Momen pd Breast wall akibat temperatur,

$M'_{ET} = T_{ET} * Y'_{ET} = 108.75$ kNm

8. BEBAN ANGIN (EW)

8.1. ANGIN YANG MENIUP BIDANG SAMPING JEMBATAN

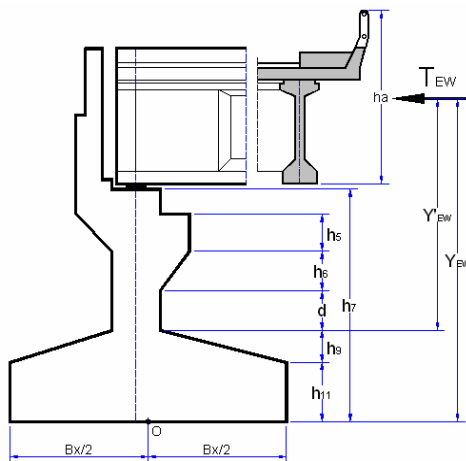
Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW1} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b \quad \text{kN}$$

C_w = koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = luas bidang samping jembatan (m²)



C_w =	1.25	
V_w =	35	m/det
Panjang bentang,	L =	40.00 m
Tinggi bid. samping,	h_a =	2.75 m
	$A_b = L/2 * h_a$ =	55.00 m ²

Panjang bentang,

Tinggi bid. samping,

$$A_b = L/2 * h_a = 55.00 \text{ m}^2$$

Beban angin pada abutment :

$$T_{EW1} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b = 50.531 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi :

$$Y_{EW1} = h_7 + h_a/2 = 6.08 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi akibat beban angin :

$$M_{EW1} = T_{EW1} * Y_{EW1} = 306.98 \text{ kNm}$$

$$Y'_{EW1} = h_7 - h_9 - h_{11} + h_a/2 = 4.28 \text{ m}$$

$$M'_{EW1} = T_{EW1} * Y'_{EW1} = 216.02 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall :

Momen pd Breast wall :

8.2. ANGIN YANG MENIUP KENDARAAN

Gaya angin tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW2} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2 \quad \text{kN} \quad \text{dengan, } C_w = 1.2$$

$$T_{EW2} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2 = 35.280 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi :

$$Y_{EW2} = h_7 + h_b + t_s + t_a = 7.10 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi :

$$M_{EW2} = T_{EW2} * Y_{EW2} = 250.49 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall :

$$Y'_{EW2} = Y_{EW2} - h_{11} - h_9 = 5.30 \text{ m}$$

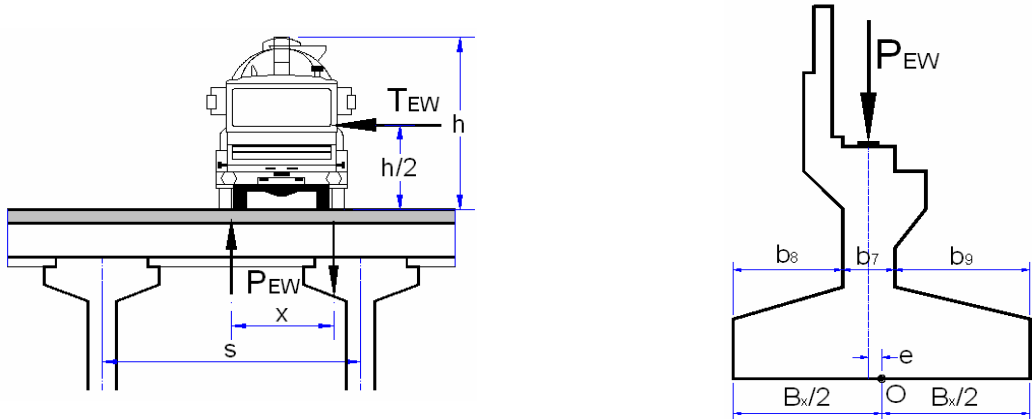
Momen pd Breast wall :

$$M'_{EW2} = T_{EW2} * Y'_{EW2} = 186.984 \text{ m}$$

8.3. BEBAN ANGIN TOTAL PADA ABUTMENT

Total beban angin pada Abutment,	$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} =$	85.811	kN
Total momen pd Fondasi,	$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} =$	557.47	kNm
Total momen pd Breast wall,	$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} =$	403.01	kNm

8.4. TRANSFER BEBAN ANGIN KE LANTAI JEMBATAN



Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan :

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 = 1.764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan.

$h =$	2.00	m
$x =$	1.75	m

Jarak antara roda kendaraan

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = 2 * [1/2 * h / x * T_{EW}] * L/2 = 40.320 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

$$e = - B_x/2 + b_8 + b_7/2 = -0.10$$

Momen pada Fondasi akibat tranfer beban angin,

$$M_{EW} = P_{EW} * e = -4.032 \text{ kNm}$$

9. BEBAN GEMPA (EQ)

9.1. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$T_{EQ} = K_h * I * W_t$$

dengan, $K_h = C * S$

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horisontal

I = Faktor kepentingan

W_t = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan
 $= P_{MS} + P_{MA}$ kN

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

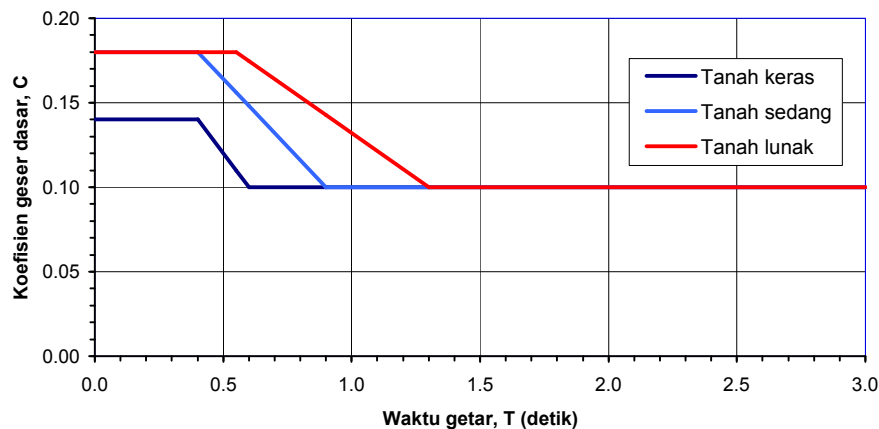
Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{ [W_{TP} / (g * K_P)] }$$

g = percepatan gravitasi (= 9.8 m/det²)

K_P = kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yg diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

$$W_{TP} = P_{MS \text{ (str atas)}} + 1/2 * P_{MS \text{ (str bawah)}}$$



9.1.1. BEBAN GEMPA ARAH MEMANJANG JEMBATAN (ARAH X)

Tinggi breast wall,	$L_b = h_3 + h_4 + c =$	3.05	m
Ukuran penampang breast wall,	$b = B_y =$	20.00	m
	$h = b_7 =$	1.00	m
Inersia penampang breast wall,	$I_c = 1/12 * b * h^3 =$	1.666667	m ⁴
Mutu beton, K - 300	$f'_c = 0.83 * K / 10 =$	24.9	MPa
Modulus elastis beton,	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa
	$E_c =$	23452953	kPa
Nilai kekakuan,	$K_p = 3 * E_c * I_c / L_b^3 =$	4133025	kN/m
Percepatan gravitasi,	$g =$	9.8	m/det ²
Berat sendiri struktur atas,	$P_{MS \text{ (str atas)}} =$	6899.67	kN
Beban sendiri struktur bawah,	$P_{MS \text{ (str bawah)}} =$	13766.21	kN

Berat total struktur, $W_{TP} = P_{MS (str atas)} + 1/2 * P_{MS (str bawah)} = 13782.77$ kN

Waktu getar alami struktur, $T = 2 * \pi * \sqrt{[W_{TP} / (g * K_p)]} = 0.115905$ detik

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3.

Koefisien geser dasar, $C = 0.18$

Untuk struktur jembatan dg daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur

$S = 1.0 * F$ dengan, $F = 1.25 - 0.025 * n$ dan F harus diambil ≥ 1

$F =$ faktor perangkaan,

$n =$ jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = 1$ maka : $F = 1.25 - 0.025 * n = 1.225$

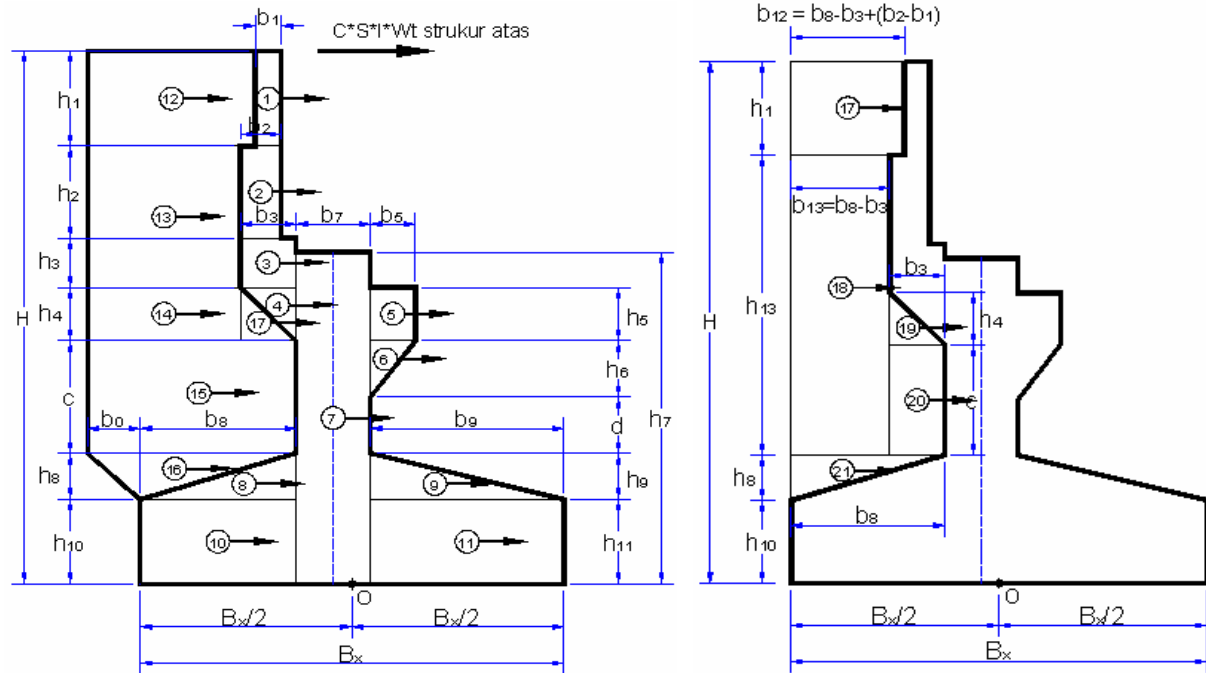
$S = 1.0 * F = 1.225$

Koefisien beban gempa horisontal, $K_h = C * S = 0.2205$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan / hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan

$I = 1.0$

Gaya gempa, $T_{EQ} = K_h * I * W_t = 0.2205 * W_t$



h_1	1.35	m
h_2	1.30	m
h_3	0.70	m
h_4	0.75	m
h_5	0.75	m

h_6	0.80	m
h_7	4.70	m
h_8	0.60	m
h_9	0.60	m
h_{10}	1.20	m

h_{11}	1.20	m
c	1.60	m
d	0.80	m
h_{13}	4.35	m
H	7.50	m

Distribusi Beban Gempa Pada Abutment

No	Berat W_i (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	6899.67	1521.376	$y = H$	7.500	11410.32
P_{MA}	826.2	182.177	$y = H$	7.500	1366.33
ABUTMENT					
1	236.25	52.093	$y_1 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	6.825	355.54
2	357.50	78.829	$y_2 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2/2$	5.500	433.56
3	262.50	57.881	$y_3 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3/2$	4.500	260.47
4	140.63	31.008	$y_4 = h_{10}+h_8+c+2/3*h_4$	3.900	120.93
5	225.00	49.613	$y_5 = h_{11}+h_9+d+h_6+h_5/2$	3.775	187.29
6	120.00	26.460	$y_6 = h_{11}+h_9+d+2/3*h_6$	3.133	82.91
7	2350.00	518.175	$y_7 = h_7/2$	2.350	1217.71
8	435.00	95.918	$y_8 = h_{10}+1/3*h_8$	1.400	134.28
9	465.00	102.533	$y_9 = h_{11}+1/3*h_9$	1.400	143.55
10	1740.00	383.670	$y_{10} = h_{10}/2$	0.600	230.20
11	1860.00	410.130	$y_{11} = h_{11}/2$	0.600	246.08
WING WALL					
12	96.19	21.209	$y_{12} = y_1$	6.825	144.75
13	132.50	29.216	$y_{13} = h_{10}+h_8+c+h_4+(h_3+h_2)/2$	5.150	150.46
14	49.69	10.956	$y_{14} = h_{10}+h_8+c+h_4/2$	3.775	41.36
15	136.00	29.988	$y_{15} = h_{10}+h_8+c/2$	2.600	77.97
16	25.50	5.623	$y_{16} = h_{10}+2/3*h_8$	1.600	9.00
17	7.03	1.550	$y_{17} = h_{10}+h_8+c+1/3*h_4$	3.650	5.66
18	10.00	2.205	$y_{18} = h_7$	4.700	10.36
TANAH					
19	1091.34	240.640	$y_{19} = H - h_1/2$	6.825	1642.37
20	3217.26	709.406	$y_{20} = h_{10}+h_8+h_{13}/2$	3.975	2819.89
21	96.75	21.333	$y_{21} = h_{10}+h_8+c+h_4/3$	3.650	77.87
22	412.80	91.022	$y_{22} = h_{10}+h_8+c/2$	2.600	236.66
23	299.28	65.991	$y_{23} = h_{10}+2/3*h_8$	1.600	105.59
		$T_{EQ} =$	4739.003		
				$M_{EQ} =$	21511.09

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa,

$$y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 4.539 \text{ m}$$

9.1.2. BEBAN GEMPA ARAH MELINTANG JEMBATAN (ARAH Y)

Inersia penampang breast wall,	$I_c = 1/12 * h * b^3 =$	666.6667	m ⁴
Nilai kekakuan,	$K_p = 3 * E_c * I_c / L_b^3 =$	1.65E+09	kN/m
Waktu getar alami struktur,	$T = 2 * \pi * \sqrt{[W_{TP} / (g * K_p)]} =$	0.005795	detik
Koefisien geser dasar,	$C =$	0.18	
Faktor tipe struktur,	$S = 1.3 * F =$	1.225	
Koefisien beban gempa horisontal,	$K_h = C * S =$	0.2205	
Faktor kepentingan,	$I =$	1.0	
Gaya gempa,	$T_{EQ} = K_h * I * W_t =$	0.2205	* W _t
Berat sendiri (struktur atas + struktur bawah),	$P_{MS} =$	20665.88	kN
Beban mati tambahan,	$P_{MA} =$	826.2	kN
Beban mati total,	$W_t = P_{MS} + P_{MA} =$	21492.08	kN
Beban gempa arah melintang jembatan,	$T_{EQ} = K_h * I * W_t =$	4739.003	kN
Momen pada fondasi akibat beban gempa,	$M_{EQ} = T_{EQ} * Y_{EQ} =$	21511.09	kNm

9.2. TEKANAN TANAH DINAMIS AKIBAT GEMPA

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut :

$$\theta = \tan^{-1} (K_h)$$

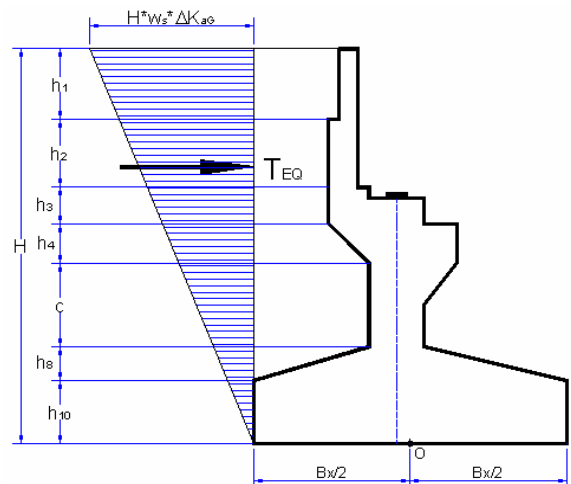
$$K_{aG} = \cos^2 (\phi' - \theta) / [\cos^2 \theta * \{ 1 + \sqrt{(\sin \phi' * \sin (\phi' - \theta)) / \cos \theta} \}]$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

Tekanan tanah dinamis,

$$p = Hw * w_s * \Delta K_{aG} \quad \text{kN/m}^2$$

H =	7.50	m
B _y =	20.00	m
K _h =	0.22050	
φ' =	0.320253	rad
K _a =	0.521136	
w _s =	17.2	kN/m ³



$$\theta = \tan^{-1} (K_h) = 0.21703$$

$$\cos^2 (\phi' - \theta) = 0.989382$$

$$\cos^2 \theta \{ 1 + \sqrt{(\sin \phi' \sin (\phi' - \theta)) / \cos \theta} \} = 1.129516$$

$$K_{aG} = \cos^2 (\phi' - \theta) / [\cos^2 \theta \{ 1 + \sqrt{(\sin \phi' \sin (\phi' - \theta)) / \cos \theta} \}] = 0.875935$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0.354799$$

Gaya gempa lateral,

$$T_{EQ} = 1/2 * H^2 * w_s * \Delta K_{aG} * B_y = 3432.676 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$y_{EQ} = 2/3 * H = 5.000 \text{ m}$$

Momen akibat gempa,

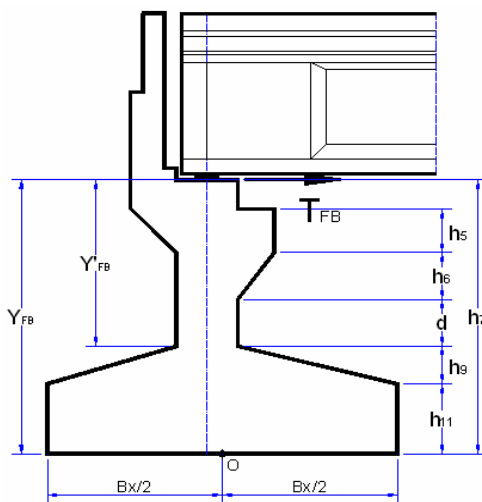
$$M_{EQ} = T_{EQ} * y_{EQ} = 17163.38 \text{ kNm}$$

10. GESEKAN PADA PERLETAKAN (FB)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer,

$$\mu = 0.18$$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.



Reaksi abutment akibat :

Berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} = 6899.665 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan,

$$P_{MA} = 826.200 \text{ kN}$$

Reaksi abutment akibat beban tetap :

$$P_T = P_{MS} + P_{MA} = 7725.865 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan,

$$T_{FB} = \mu * P_T = 1390.656 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$Y_{FB} = h_7 = 6.075 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi akibat gempa,

$$M_{FB} = T_{FB} * y_{FB} = 8448.23 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'_{FB} = h_7 - h_9 - h_{11} = 2.900 \text{ m}$$

Momen pd Breast wall akibat gempa,

$$M_{FB} = T_{FB} * y'_{FB} = 4032.90 \text{ kNm}$$

11. KOMBINASI BEBAN KERJA

REKAP BEBAN KERJA		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	MA	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah	TA		5848.71		15630.17	
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	930.00			-93.00	
5	Beban pedestrian	TP	201.00			-20.10	
6	Gaya rem	TB		250.00		1875.00	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		37.50		176.25	
8	Beban angin	EW	40.320		85.81	-4.03	557.47
9	Beban gempa	EQ		4739.00	4739.00	21511.09	21511.09
10	Tek. tanah dinamis	EQ		3432.68		17163.38	
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	FB		1390.66		8448.23	

KOMBINASI - 1		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	MA	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah	TA		5848.71		15630.17	
4	Beban lajur "D"	TD	930.00			-93.00	
5	Beban pedestrian	TP	201.00			-20.10	
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			22623.08	5848.71	0.00	1058.89	0.00

KOMBINASI - 2		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	MA	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah	TA		5848.71		15630.17	
4	Beban lajur "D"	TD	930.00			-93.00	
5	Beban pedestrian	TP	201.00			-20.10	
6	Gaya rem	TB		250.00		1875.00	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	40.320		85.81	-4.03	557.47
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			22663.40	6098.71	85.81	2929.86	557.47

KOMBINASI - 3		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	MA	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah	TA		5848.71		15630.17	
4	Beban lajur "D"	TD	930.00			-93.00	
5	Beban pedestrian	TP	201.00			-20.10	
6	Gaya rem	TB		250.00		1875.00	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	40.320		85.81	-4.03	557.47
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		1390.66		8448.23	
			22663.40	7489.37	85.81	11378.09	557.47

KOMBINASI - 4		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	MA	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah	TA		5848.71		15630.17	
4	Beban lajur "D"	TD	930.00			-93.00	
5	Beban pedestrian	TP	201.00			-20.10	
6	Gaya rem	TB		250.00		1875.00	
7	Temperatur	ET		37.50		176.25	
8	Beban angin	EW	40.320		85.81	-4.03	557.47
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		1390.66		8448.23	
			22663.40	7526.87	85.81	11554.34	557.47

KOMBINASI - 5		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	MA	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah	TA					
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		4739.00	4739.00	21511.09	21511.09
10	Tek. Tanah dinamis	EQ		3432.68		17163.38	
11	Gesekan	FB					
			21492.08	8171.68	4739.00	24216.29	21511.09

REKAP KOMBINASI BEBAN UNTUK PERENCANAAN TEGANGAN KERJA

No	Kombinasi Beban	Tegangan berlebihan	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	KOMBINASI-1	0%	22623.08	5848.71	0.00	1058.89	0.00
2	KOMBINASI-2	25%	22663.40	6098.71	85.81	2929.86	557.47
3	KOMBINASI-3	40%	22663.40	7489.37	85.81	11378.09	557.47
4	KOMBINASI-4	40%	22663.40	7526.87	85.81	11554.34	557.47
5	KOMBINASI-5	50%	21492.08	8171.68	4739.00	24216.29	21511.09

12. KONTROL STABILITAS GULING

12.1. STABILITAS GULING ARAH X

Fondasi bore pile tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil = 2.2

Letak titik guling A (ujung fondasi) thd. pusat fondasi :

$$B_x / 2 = 3.5 \text{ m}$$

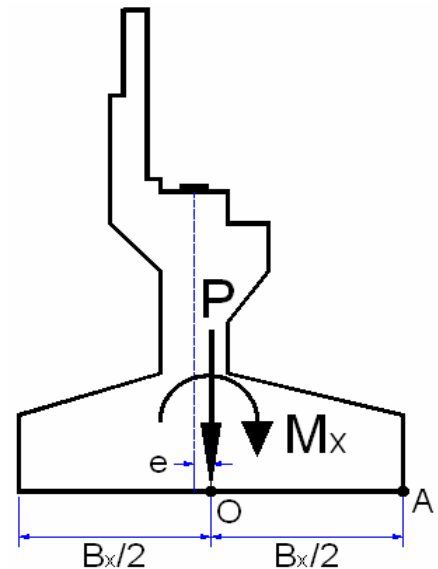
k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

M_x = momen penyebab guling arah x

Momen penahan guling : $M_{px} = P * (B_x / 2) * (1 + k)$

Angka aman terhadap guling : $SF = M_{px} / M_x$

harus ≥ 2.2



STABILITAS GULING ARAH X

No	Kombinasi Beban	k	P (kN)	M _x (kNm)	M _{px} (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	22623.08	1058.89	79180.8	74.78	> 2.2 (OK)
2	Kombinasi - 2	25%	22663.40	2929.86	99152.4	33.84	> 2.2 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	22663.40	11378.09	111050.6	9.76	> 2.2 (OK)
4	Kombinasi - 4	40%	22663.40	11554.34	111050.6	9.61	> 2.2 (OK)
5	Kombinasi - 5	50%	21492.08	24216.29	112833.4	4.66	> 2.2 (OK)

12.2. STABILITAS GULING ARAH Y

Letak titik guling A (ujung fondasi) thd. pusat fondasi :

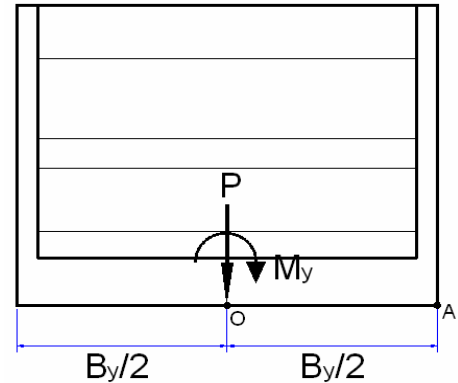
$$B_y / 2 = 10.00 \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

M_y = momen penyebab guling arah y

Momen penahan guling : $M_{py} = P * (B_y / 2) * (1 + k)$

Angka aman terhadap guling : $SF = M_{py} / M_y$
harus ≥ 2.2



STABILITAS GULING ARAH Y

No	Kombinasi Beban	k	P (kN)	M_y (kNm)	M_{py} (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	22623.08	0.00	226230.8		
2	Kombinasi - 2	25%	22663.40	557.47	283292.5	508.18	> 2.2 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	22663.40	557.47	317287.5	569.16	> 2.2 (OK)
4	Kombinasi - 4	40%	22663.40	557.47	317287.5	569.16	> 2.2 (OK)
5	Kombinasi - 5	50%	21492.08	21511.09	322381.1	14.99	> 2.2 (OK)

13. KONTROL STABILITAS GESER

13.1. STABILITAS GESER ARAH X

Parameter tanah dasar Pile-cap :

Sudut gesek, $\phi = 28^\circ$

Kohesi, $C = 15 \text{ kPa}$

Ukuran dasar Pile-cap :

$$B_x = 7.00 \text{ m}$$

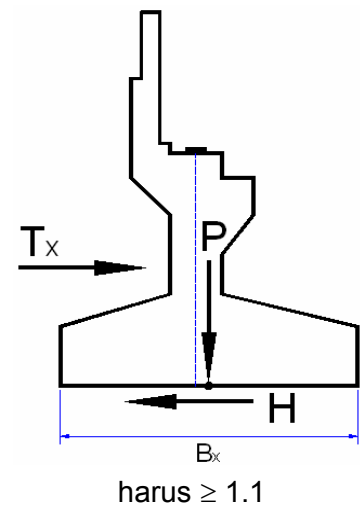
$$B_y = 20.00 \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_x = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C * B_x * B_y + P * \tan \phi) * (1 + k)$$



harus ≥ 1.1

No	Kombinasi Beban	k	T _x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	5848.71	22623.08	14128.90	2.42	> 1.1 (OK)
2	Kombinasi - 2	25%	6098.71	22663.40	17687.93	2.90	> 1.1 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	7489.37	22663.40	19810.48	2.65	> 1.1 (OK)
4	Kombinasi - 4	40%	7526.87	22663.40	19810.48	2.63	> 1.1 (OK)
5	Kombinasi - 5	50%	8171.68	21492.08	20291.31	2.48	> 1.1 (OK)

13.2. STABILITAS GESER ARAH Y

Parameter tanah dasar Pile-cap :

Sudut gesek, $\phi = 28^\circ$

Kohesi, $C = 15$ kPa

Ukuran dasar Pile-cap :

$B_x = 7.00$ m

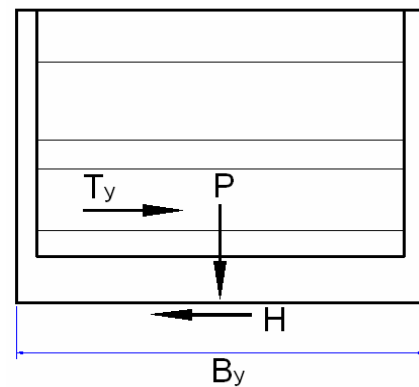
$B_y = 20.00$ m

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_x = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C * B_x * B_y + P * \tan \phi) * (1 + k) \quad \text{harus} \geq 1.1$$



No	Kombinasi Beban	k	T _y (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	0.00	22623.08	14128.90		
2	Kombinasi - 2	25%	85.81	22663.40	17687.93	206.13	> 1.1 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	85.81	22663.40	19810.48	230.86	> 1.1 (OK)
4	Kombinasi - 4	40%	85.81	22663.40	19810.48	230.86	> 1.1 (OK)
5	Kombinasi - 5	50%	4739.00	21492.08	20291.31	4.28	> 1.1 (OK)

II. ANALISIS BEBAN ULTIMIT

1. PILE CAP

1.1. KOMBINASI BEBAN ULTIMIT PILE CAP

BEBAN KERJA PILE CAP

No	Aksi / Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	20665.88			-14375.6	
2	Beb. mati tambahan	826.2			-82.62	
3	Tekanan tanah		5848.71		15630.17	
4	Beban lajur "D"	930.00			-93.00	
5	Beban pedestrian	201.00			-20.10	
6	Gaya rem		250.00		1875.00	
7	Temperatur		37.50		176.25	
8	Beban angin	40.320		85.81	-4.03	557.47
9	Beban gempa		4739.00	4739.00	21511.09	21511.09
10	Tek. tanah dinamis		3432.68		17163.38	
11	Gesekan		1390.66		8448.23	

KOMBINASI - 1							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	26865.64			-18688.2	
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40			-165.24	
3	Tekanan tanah	1.25		7310.89		19537.72	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00			-186.00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2.00		500.00		3750.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		211.50	
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97	-4.84	668.96
9	Beban gempa						
10	Tek. tanah dinamis						
11	Gesekan						
			30426.42	7855.89	102.97	4454.91	668.96

KOMBINASI - 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	26865.64			-18688.2	
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40			-165.24	
3	Tekanan tanah	1.25		7310.89		19537.72	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00			-186.00	
5	Beban pedestrian	2.00	402.00			-40.20	
6	Gaya rem	2.00		500.00		3750.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		211.50	
8	Beban angin						
9	Beban gempa						
10	Tek. tanah dinamis						
11	Gesekan	1.00		1390.66		8448.23	
			30780.04	9246.54	0.00	12867.78	0.00

KOMBINASI - 3

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	26865.64			-18688.2	
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40			-165.24	
3	Tekanan tanah	1.25		7310.89		19537.72	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00			-186.00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2.00		500.00		3750.00	
7	Temperatur						
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97	-4.84	668.96
9	Beban gempa						
10	Tek. tanah dinamis						
11	Gesekan	1.00		1390.66		8448.23	
			30426.42	9201.54	102.97	12691.64	668.96

KOMBINASI - 4

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	26865.64			-18688.2	
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40			-165.24	
3	Tekanan tanah	1.25		7310.89		19537.72	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00			-186.00	
5	Beban pedestrian	2.00	402.00			-40.20	
6	Gaya rem	2.00		500.00		3750.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		211.50	
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97	-4.84	668.96
9	Beban gempa						
10	Tek. tanah dinamis						
11	Gesekan						
			30828.42	7855.89	102.97	4414.71	668.96

KOMBINASI - 5

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	26865.64			-18688.2	
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40			-165.24	
3	Tekanan tanah	1.25		7310.89		19537.72	
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem						
7	Temperatur						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1.00		4739.00	4739.00	21511.09	21511.09
10	Tek. tanah dinamis	1.00		3432.68		17163.38	
11	Gesekan						
			28518.04	15482.57	4739.00	39358.71	21511.09

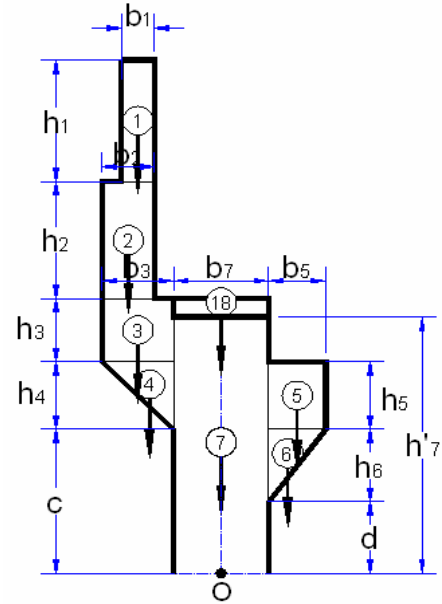
1.2. REKAP KOMBINASI BEBAN ULTIMIT PILE CAP

No	Kombinasi Beban	P_u (kN)	T_{ux} (kN)	T_{uy} (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
1	Kombinasi - 1	30426.42	7855.89	102.97	4454.91	668.96
2	Kombinasi - 2	30780.04	9246.54	0.00	12867.78	0.00
3	Kombinasi - 3	30426.42	9201.54	102.97	12691.64	668.96
4	Kombinasi - 4	30828.42	7855.89	102.97	4414.71	668.96
5	Kombinasi - 5	28518.04	15482.57	4739.00	39358.71	21511.09

2. BREAST WALL

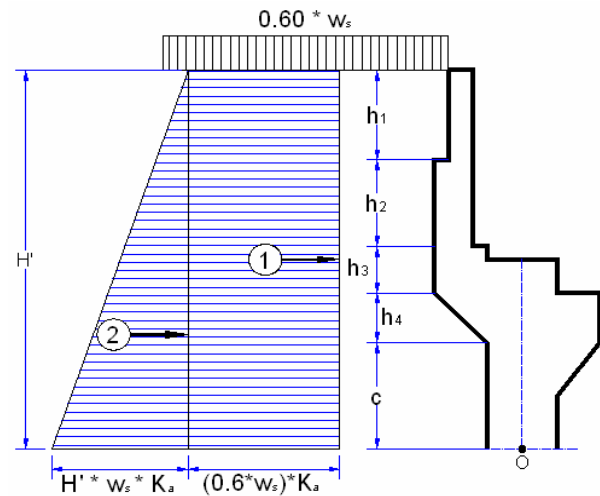
2.1. BERAT SENDIRI (MS)

NO	PARAMETER		BERAT (kN)
	b	h	
1	0.35	1.35	236.25
2	0.55	1.30	357.50
3	0.75	0.70	262.50
4	0.75	0.75	140.63
5	0.60	0.75	225.00
6	0.60	0.80	120.00
7	1.00	2.90	1450.00
18	Lateral stop block		10.00
Struktur atas (slab, girder, dll)			6899.67
			$P_{MS} = 9701.54$



2.2. TEKANAN TANAH (TA)

$$\begin{aligned}
 H' &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5.70 \text{ m} \\
 \phi' &= \tan^{-1}(K_\phi^R \cdot \tan \phi) = 0.320253 \text{ rad} \\
 K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi'/2) = 0.521136 \\
 w_s &= 17.2 \text{ kN/m}^3 \\
 0.6 \cdot w_s &= 10.3 \text{ kPa} \\
 B_y &= 20.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

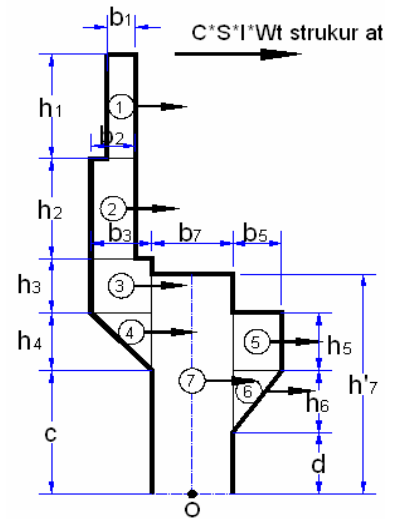


No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 \cdot w_s) \cdot H' \cdot K_a \cdot B_y$	613.11	$y = H' / 2$	2.850	1747.35
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H'^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	2912.25	$y = H' / 3$	1.900	5533.28
		$T_{TA} = 3525.36$			$M_{TA} = 7280.64$

2.3. BEBAN GEMPA

2.3.1. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

		$c =$	1.60	m
		$H' = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c =$	5.70	m
		$h'_7 = h_5 + h_6 + d =$	2.90	m
h_1	1.35	h_6	0.80	m
h_2	1.30	d	0.80	m
h_3	0.70	B_y	20.00	m
h_4	0.75	b_7	1.00	m
h_5	0.75	$w_c =$	25.0	kN/m ³



$$T_{EQ} = K_h * I * W_t = 0.2205 * W_t$$

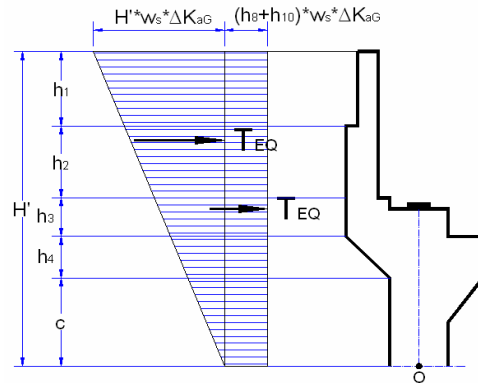
Beban Gempa Pada Breast wall

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	6899.67	1521.376	$y = H'$	5.700	8671.84
P_{MA}	826.20	182.177	$y = H'$	5.700	1038.41
BREAST WALL					
1	236.25	52.093	$y_1 = c + h_4 + h_3 + h_2 + h_1/2$	5.025	261.77
2	357.50	78.829	$y_2 = c + h_4 + h_3 + h_2/2$	3.700	291.67
3	262.50	57.881	$y_3 = c + h_4 + h_3/2$	2.700	156.28
4	140.63	31.008	$y_4 = c + 2/3 * h_4$	2.100	65.12
5	225.00	49.613	$y_5 = d + h_6 + h_5/2$	1.975	97.98
6	120.00	26.460	$y_6 = d + 2/3 * h_6$	1.333	35.28
7	1450.00	319.725	$y_7 = h'_7/2$	1.450	463.60
		$T_{EQ} =$	2319.162	$M_{EQ} =$ 11081.95	

Beban gempa statik ekuivalen arah Y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah X (memanjang jembatan)

2.3.2. TEKANAN TANAH DINAMIS AKIBAT GEMPA

$$\begin{aligned}
 H' &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5.70 \text{ m} \\
 h_8 + h_{10} &= 1.80 \text{ m} \\
 w_s &= 17.2 \text{ kN/m}^3 \\
 \Delta K_{aG} &= 0.354799 \\
 B_y &= 20.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$



No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{EQ} (kN)	Lengan	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	$1/2 * H'^2 * w_s * \Delta K_{aG} * B_y =$	1982.713	$2/3 * H' =$	3.80	7534.31
2	$(h_8 + h_{10}) * w_s * \Delta K_{aG} * B_y =$	219.691	$H'/2 =$	2.85	626.12
	$T_{EQ} =$	2202.405		$M_{EQ} =$	8160.43

2.4. BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

REKAP BEBAN KERJA BREAST WALL

No	Aksi / Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	9701.54				
2	Beb. mati tambahan	826.2				
3	Tekanan tanah		3525.36		7280.64	
4	Beban lajur "D"	930.00				
5	Beban pedestrian	201.00				
6	Gaya rem		250.00		1425.00	
7	Temperatur		37.50		108.75	
8	Beban angin	40.320		85.81		403.01
9	Beban gempa		2319.16	2319.16	11081.95	11081.95
10	Tek. Tanah dinamis		2202.40		8160.43	
11	Gesekan		1390.66		4032.90	

K = faktor beban ultimit

Gaya aksial ultimit, $P_u = K * P$

Gaya geser ultimit, $V_{ux} = K * T_x$

Momen ultimit, $M_{ux} = K * M_x$

$V_{uy} = K * T_y$

$M_{uy} = K * M_y$

REKAP BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	12612.00				
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40				
3	Tekanan tanah	1.25		4406.70		9100.79	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00				
5	Beban pedestrian	2.00	402.00				
6	Gaya rem	2.00		500.00		2850.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		130.50	
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97		483.61
9	Beban gempa	1.00		2319.16	2319.16	11081.95	11081.95
10	Tek. Tanah dinamis	1.00		2202.40		8160.43	
11	Gesekan	1.30		1807.85		5242.77	

2.5. KOMBINASI BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

KOMBINASI - 1							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	12612.00				
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40				
3	Tekanan tanah	1.25		4406.70		9100.79	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00				
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2.00		500.00		2850.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		130.50	
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97		483.61
9	Beban gempa						
10	Tek. Tanah dinamis						
11	Gesekan						
			16172.79	4951.70	102.97	12081.29	483.61

KOMBINASI - 2							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	12612.00				
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40				
3	Tekanan tanah	1.25		4406.70		9100.79	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00				
5	Beban pedestrian	2.00	402.00				
6	Gaya rem	2.00		500.00		2850.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		130.50	
8	Beban angin						
9	Beban gempa						
10	Tek. Tanah dinamis						
11	Gesekan	1.00		1390.66		4032.90	
			16526.40	6342.36	0.00	16114.20	0.00

KOMBINASI - 3

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	12612.00				
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40				
3	Tekanan tanah	1.25		4406.70		9100.79	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00				
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2.00		500.00		2850.00	
7	Temperatur						
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97		483.61
9	Beban gempa						
10	Tek. Tanah dinamis						
11	Gesekan	1.00		1390.66		4032.90	
			16172.79	6297.36	102.97	15983.70	483.61

KOMBINASI - 4

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	12612.00				
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40				
3	Tekanan tanah	1.25		4406.70		9100.79	
4	Beban lajur "D"	2.00	1860.00				
5	Beban pedestrian	2.00	402.00				
6	Gaya rem	2.00		500.00		2850.00	
7	Temperatur	1.20		45.00		130.50	
8	Beban angin	1.20	48.38		102.97		483.61
9	Beban gempa						
10	Tek. Tanah dinamis						
11	Gesekan						
			16574.79	4951.70	102.97	12081.29	483.61

KOMBINASI - 5

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	12612.00				
2	Beb. mati tambahan	2.00	1652.40				
3	Tekanan tanah	1.25		4406.70		9100.79	
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem						
7	Temperatur						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1.00		2319.16	2319.16	11081.95	11081.95
10	Tek. Tanah dinamis	1.00		2202.40		8160.43	
11	Gesekan						
			14264.40	8928.27	2319.16	28343.17	11081.95

REKAP KOMBINASI BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Kombinasi Beban	P _u (kN)	V _{ux} (kN)	V _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Kombinasi - 1	16172.79	4951.70	102.97	12081.29	483.61
2	Kombinasi - 2	16526.40	6342.36	0.00	16114.20	0.00
3	Kombinasi - 3	16172.79	6297.36	102.97	15983.70	483.61
4	Kombinasi - 4	16574.79	4951.70	102.97	12081.29	483.61
5	Kombinasi - 5	14264.40	8928.27	2319.16	28343.17	11081.95

3. BACK WALL

3.1. BACK WALL BAWAH

3.1.1. TEKANAN TANAH (TA)

$$\phi' = \tan^{-1}(K_{\phi}^R \cdot \tan \phi) = 0.320253 \text{ rad}$$

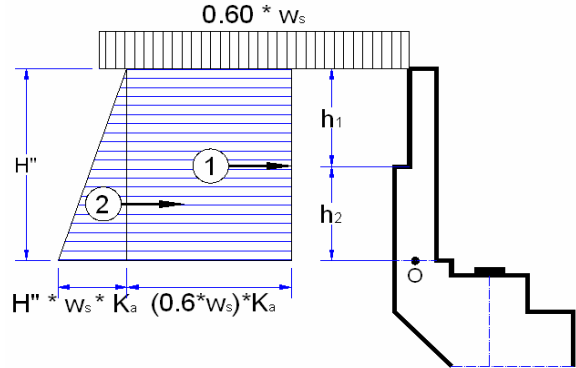
$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi' / 2) = 0.521136$$

$$w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$0.6 \cdot w_s = 10.3 \text{ kPa}$$

$$B_y = 20.00 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 2.65 \text{ m}$$



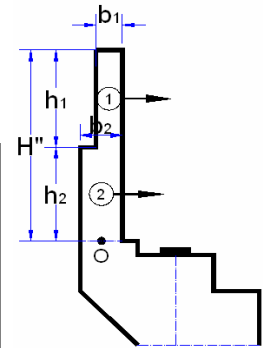
No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 \cdot w_s) \cdot H'' \cdot K_a \cdot B_y$	285.04	$y = H'' / 2$	1.325	377.68
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot (H'')^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	629.46	$y = H'' / 3$	0.883	556.03
		$T_{TA} = 914.51$			$M_{TA} = 933.71$

3.1.2. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

$$h_1 = 1.35 \text{ m} \quad h_2 = 1.30 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 2.65 \text{ m} \quad T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 0.2205 \cdot W_t$$

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	236.25	52.09	$y = H'' - h_1/2$	1.975	102.88
2	357.50	78.83	$y = h_2/2$	0.65	51.24
		$T_{EQ} = 130.92$			$M_{EQ} = 154.12$



3.1.3. BEBAN GEMPA TEKANAN TANAH DINAMIS (EQ)

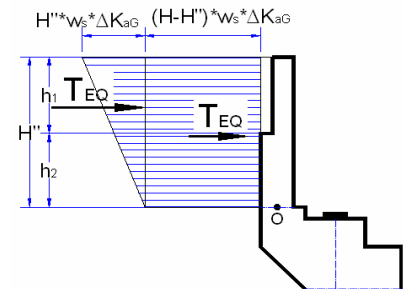
$$H = 7.50 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 2.65 \text{ m}$$

$$w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_{aG} = 0.354799$$

$$B_y = 20.00 \text{ m}$$



No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{EQ} (kN)	Lengan	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	$1/2 * (H'')^2 * w_s * \Delta K_{aG} * B_y =$	428.550	$2/3 * H'' =$	1.77	757.11
2	$(H-H'') * w_s * \Delta K_{aG} * B_y =$	591.946	$H''/2 =$	1.33	784.33
		$T_{EQ} =$	1020.496 kN	$M_{EQ} =$	1541.43 kNm

3.1.4. BEBAN ULTIMIT BACK WALL BAWAH

K = faktor beban ultimit

Gaya geser ultimit, $V_u = K * T$

Momen ultimit, $M_u = K * M$

No	Jenis Beban	Faktor beban	T (kN)	M (kNm)	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1.25	914.505	933.706	1143.131	1167.13
2	Gempa statik ekivalen (EQ)	1.00	130.922	154.12	130.922	154.12
3	Gempa tek.tnh. dinamis (EQ)	1.00	1020.496	1541.43	1020.496	1541.43
Beban ultimit pada Back wall :					2294.550	2862.69

3.2. BACK WALL ATAS

3.2.1. TEKANAN TANAH (TA)

$$\phi' = \tan^{-1}(K_\phi^R * \tan \phi) = 0.320253 \text{ rad}$$

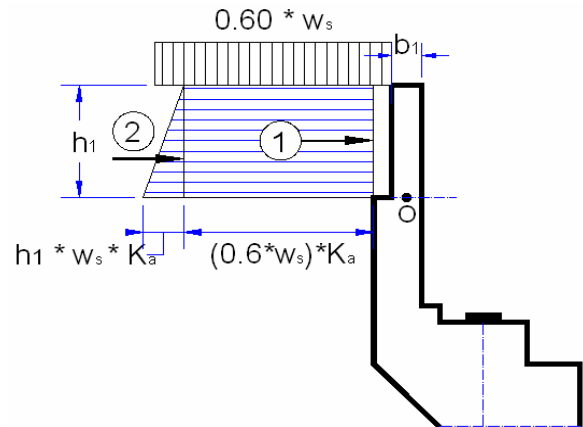
$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi' / 2) = 0.521136$$

$$w_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$0.6 * w_s = 10.3 \text{ kPa}$$

$$B_y = 20.00 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.35 \text{ m}$$



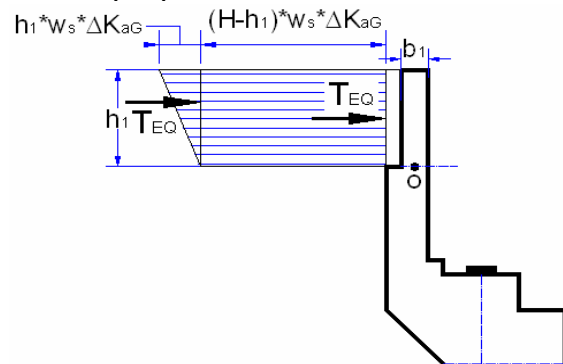
No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 * w_s) * h_1 * K_a * B_y$	145.21	$y = h_1 / 2$	0.675	98.02
2	$T_{TA} = 1/2 * (h_1)^2 * w_s * K_a * B_y$	163.36	$y = h_1 / 3$	0.450	73.51
		$T_{TA} =$	308.57	$M_{TA} =$	171.53

3.2.2. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

	$h_1 =$	1.35	$T_{EQ} = K_h * I * W_t =$	0.2205	$*W_t$
No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	236.25	52.09	$y = h_1/2$	0.675	35.16
		$T_{EQ} =$		$M_{EQ} =$	
		52.09		35.16	

3.1.3. BEBAN GEMPA TEKANAN TANAH DINAMIS (EQ)

$H =$	7.50	m
$h_1 =$	1.35	m
$w_s =$	17.2	kN/m ³
$\Delta K_{aG} =$	0.354799	
$B_y =$	20.00	m



No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{EQ} (kN)	Lengan	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	$1/2 * (h_1)^2 * w_s * \Delta K_{aG} * B_y =$	111.219	$y = 2/3 * h_1$	0.90	100.10
2	$(H-h_1) * w_s * \Delta K_{aG} * B_y =$	750.612	$y = h_1/2$	0.68	506.66
		$T_{EQ} =$		$M_{EQ} =$	
		861.830	kN	606.76	kNm

3.2.4. BEBAN ULTIMIT BACK WALL ATAS

Gaya geser ultimit,

$$V_u = K * T$$

$K =$ faktor beban ultimit

Momen ultimit,

$$M_u = K * M$$

BEBAN KERJA

BEBAN ULTIMIT

No	Jenis Beban	Faktor beban	T (kN)	M (kNm)	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1.25	308.570	171.529	385.712	214.41
2	Gempa statik ekuivalen (EQ)	1.00	52.093	35.16	52.093	35.16
3	Gempa tek.tnh. dinamis (EQ)	1.00	861.830	606.76	861.830	606.76

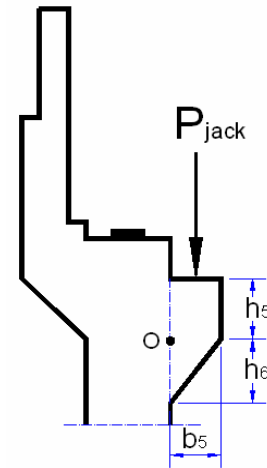
Beban ultimit pada Back wall : 1299.636 856.33

4. CORBEL

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

$$\text{Gaya geser pd Corbel, } P_{\text{jack}} = P_{\text{MS}} + P_{\text{MA}} + P_{\text{TD}}$$

$$\text{Eksentrisitas, } e = b_5 / 2 = \boxed{0.30} \text{ m}$$



GAYA GESER DAN MOMEN ULTIMIT CORBEL

No	Jenis Beban	Faktor beban	P (kN)	V _u (kN)	e (m)	M _u (kN)
1	Berat sendiri	1.30	6899.665	8969.56	0.30	2690.869
2	Beban mati tamb.	2.00	826.200	1652.40	0.30	495.720
3	Beban lajur "D"	2.00	930.000	1860.00	0.30	558.000
Total :				12481.96		3744.589

5. WING WALL

Ukuran wing wall (ekivalen) :

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = \boxed{5.70} \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = \boxed{3.40} \text{ m}$$

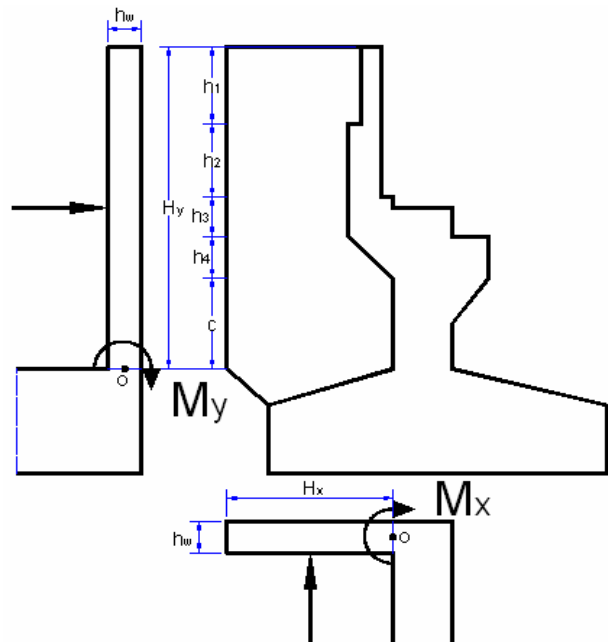
$$h_w = \boxed{0.50} \text{ m}$$

$$\text{Berat beton, } w_c = \boxed{25.00} \text{ kN/m}^3$$

Plat wing wall dianalisis sebagai Two Way Slab mengingat salah satu sisi vertikal atau horisontal terjepit pada abutment, sehingga terjadi momen pada jepitan yaitu M_x dan M_y.

$$M_x = 1/2 * M_{\text{jepit arah x}}$$

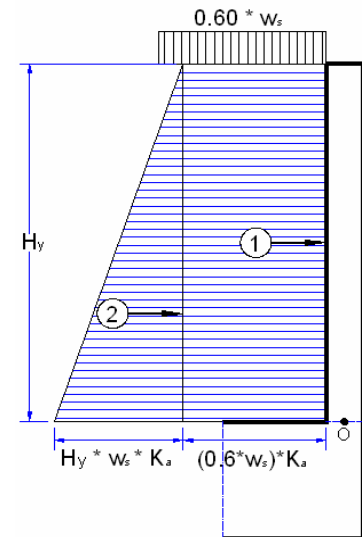
$$M_y = 1/2 * M_{\text{jepit arah y}}$$



5.1. TEKANAN TANAH PADA WING WALL

$$\begin{aligned}
 H_y &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5.70 \text{ m} \\
 H_x &= b_0 + b_8 = 3.40 \text{ m} \\
 \phi' &= \tan^{-1}(K_\phi^R \cdot \tan \phi) = 0.320253 \text{ rad} \\
 K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi'/2) = 0.521136 \\
 w_s &= 17.2 \text{ kN/m}^3 \\
 0.6 \cdot w_s &= 10.3 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

No	Tekanan tanah	(kN)
1	$T_{TA} = (0.60 \cdot w_s) \cdot H_x \cdot H_y \cdot K_a$	104.23
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot (H_y)^2 \cdot H_x \cdot w_s \cdot K_a$	495.08



Gaya geser dan momen pada wing wall akibat tekanan tanah :

No	T_{TA} (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	M_y (kNm)	M_x (kNm)
1	104.228	$y = H_y / 2$	2.850	$x = H_x / 2$	1.700	148.52	88.59
2	495.083	$y = H_y / 3$	1.900	$x = H_x / 2$	1.700	470.33	420.82
	599.311					618.85	509.41

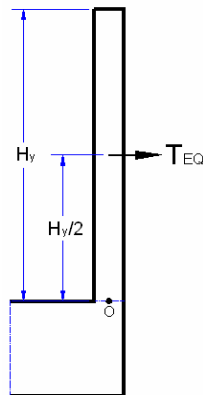
5.2. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN PADA WING WALL

Berat wing wall, $W_t = H_y \cdot H_x \cdot h_w \cdot w_c = 242.250 \text{ kN}$

Gaya horisontal gempa, $T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 0.2205 \cdot W_t = 53.41613 \text{ kN}$

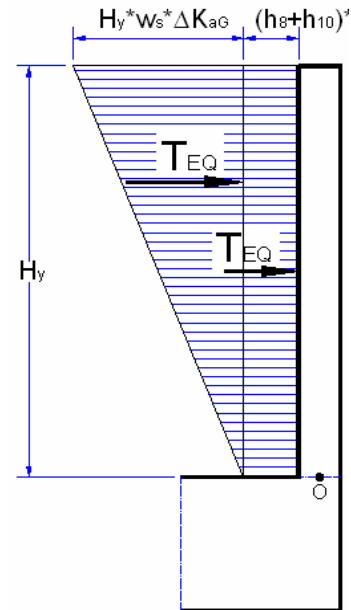
Lengan, $x = H_x / 2 = 1.700 \text{ m}$ $M_x = 1/2 \cdot T_{EQ} \cdot x = 45.40 \text{ kNm}$

Lengan, $y = H_y / 2 = 2.850 \text{ m}$ $M_y = 1/2 \cdot T_{EQ} \cdot y = 76.12 \text{ kNm}$



5.3. TEKANAN TANAH DINAMIS PADA WING WALL

$$\begin{aligned}
 H_y &= h_1+h_2+h_3+h_4+c = 5.70 \text{ m} \\
 h_8+h_{10} &= 1.80 \text{ m} \\
 w_s &= 17.2 \text{ kN/m}^3 \\
 \Delta K_{aG} &= 0.354799 \\
 H_x &= b_0 + b_8 = 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$



No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{EQ} (kN)
1	$T_{EQ} = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * w_s * \Delta K_{aG}$	337.061
2	$T_{EQ} = (h_8 + h_{10}) * H_x * w_s * \Delta K_{aG}$	37.348

Gaya geser dan momen pada wing wall akibat tekanan tanah dinamis :

No	T_{TA} (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	M_y (kNm)	M_x (kNm)
1	337.061	$y = 2/3 * H_y$	3.800	$x = H_x / 2$	1.700	640.42	286.50
2	37.348	$y = H_y / 2$	2.850	$x = H_x / 2$	1.700	53.22	31.75
	374.409					693.64	318.25

5.4. BEBAN ULTIMIT WING WALL

Gaya geser ultimit, $V_u = K * T$ $K =$ faktor beban ultimit

Momen ultimit, $M_u = K * M$

No	Jenis Beban	T (kN)	M_y (kNm)	M_x (kNm)	Faktor beban ultimit	
					simbol	faktor
1	Tekanan tanah (TA)	599.311	618.854	509.415	K_{TA}	1.25
2	Gempa statik ekuivalen (EQ)	53.416	76.118	45.40	K_{EQ}	1.00
3	Gempa tek.tanah dinamis (EQ)	374.409	693.637	318.25	K_{EQ}	1.00

BEBAN ULTIMIT WING WALL

No	Jenis Beban	V_u (kN)	M_{uy} (kNm)	M_{ux} (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	749.139	773.568	636.768
2	Gempa statik ekivalen (EQ)	53.416	76.118	45.404
3	Gempa tek.tanah dinamis (EQ)	374.409	693.637	318.247
		1176.96	1543.32	1000.42

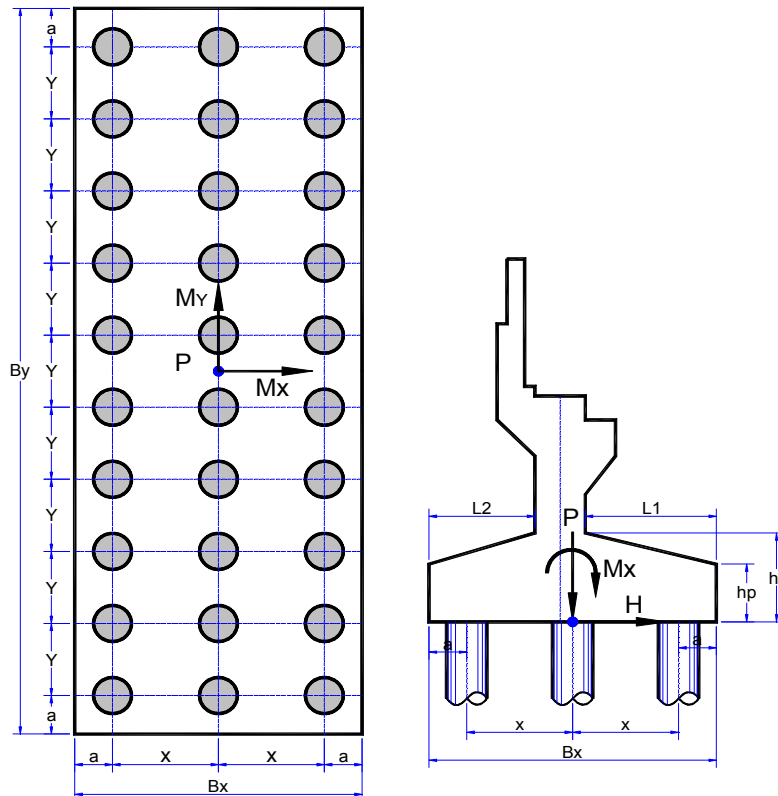
ANALISIS FONDASI ABUTMENT

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

[C]2008:MNI-EC

1. DATA FONDASI TIANG BOR

BAHAN / MATERIAL FONDASI				FONDASI (END BEARING)		
Mutu beton,	K -	300		Berat volume tanah,		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa	$w_s =$	18.0	kN/m^3
Mutu baja tulangan,	U -	39		Sudut gesek dalam,		
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa	$\phi =$	35	$^\circ$
Modulus elastis beton,	$E_c =$	23453	MPa	Kohesi tanah,		
Berat beton bertulang,	$w_c =$	25	kN/m^3	C =	12	kPa
DIMENSI PILE CAP						
Lebar arah x,	$B_x =$	7.00	m	Tebal,	$h_p =$	1.20 m
Lebar arah y,	$B_y =$	20.00	m	Tebal,	$h_t =$	1.80 m
Depan,	$L_1 =$	3.10	m	Belakang	$L_2 =$	2.90 m
DIMENSI TIANG BOR (BORE PILE)						
Diameter,	D =	0.80	m	Panjang,	L =	15.00 m
Jarak pusat tiang bor terluar terhadap sisi luar Pile-cap				a =	1.00	m



DATA SUSUNAN TIANG BOR (BORE PILE)			
Jumlah baris tiang bor,	$n_y =$	10	buah
Jumlah tiang bor dalam satu baris,	$n_x =$	3	buah
Jarak antara tiang bor arah x,	$X =$	2.50	m
Jarak antara tiang bor arah y,	$Y =$	2.00	m

2. DAYA DUKUNG AKSIAL IJIN TIANG BOR

2.1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN

Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa
Tegangan ijin beton,	$f_c = 0.3 * f'_c * 1000 =$	7470	kN/m ²
Luas tampang tiang bor,	$A = p / 4 * D^2 =$	0.50265	m ²
Panjang tiang bor,	$L =$	15.00	m
Berat tiang,	$W = A * L * w_c =$	188.50	kN
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * f_c - W =$	3566	kN

2.2. BERDASARKAN KEKUATAN TANAH

2.2.1. MENURUT TERZAGHI DAN THOMLINSON (PENGUJIAN LAB)

$$q_{ult} = 1.3 * C * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.6 * \gamma * R * N_\gamma$$

D_f = kedalaman tiang bor

$$D_f = L = 15.00 \text{ m}$$

R = jari-jari penampang tiang bor

$$R = D / 2 = 0.40 \text{ m}$$

Parameter kekuatan tanah di ujung tiang bor (end bearing) :

γ = berat volume tanah,

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

ϕ = sudut gesek dalam,

$$\phi = 35^\circ$$

C = kohesi,

$$C = 12 \text{ kN/m}^2$$

Faktor daya dukung menurut Thomlinson :

$N_c = (228 + 4.3 * \phi) / (40 - \phi)$	=	76	
$N_q = (40 + 5 * \phi) / (40 - \phi)$	=	43	
$N_\gamma = (6 * \phi) / (40 - \phi)$	=	42	
$q_{ult} = 1.3 * C * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.6 * \gamma * R * N_\gamma$	=	12972	kN/m ²
Luas penampang tiang bor,	$A = \pi / 4 * D^2 =$	0.50265	m ²
Angka aman,	SF =	3	
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * q_{ult} / SF =$	2174	kN

2.2.2. MENURUT MEYERHOFF (DATA PENGUJIAN SPT)

$q_{ult} = 40 * N'$ (dalam Ton/m^2) dengan, N' = nilai SPT terkoreksi,

Nilai SPT hasil pengujian,	$N =$	50	pukulan/30 cm
Nilai SPT terkoreksi,	$N' = 15 + 1/2 * (N - 15) =$	32.5	pukulan/30 cm
$q_{ult} = 40 * N' =$	1300 Ton/m^2	= 13000	kN/m^2
Luas penampang tiang bor,	$A = \pi / 4 * D^2 =$	0.50265	m^2
Angka aman,	SF =	3	
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * q_{ult} / SF =$	2178	kN

2.2.3. MENURUT BAGEMENT (PENGUJIAN CPT)

$$P_{ijin} = A * q_c / 3 + K * L * q_f / 5$$

$q_c =$ nilai konus rata-rata	120.00	kg/cm^2	$q_c =$	12000	kN/m^2
$q_f =$ nilai hambatan lekat rata-rata	0.18	kg/cm^2	$q_f =$	18	kN/m^2
$A =$ luas penampang tiang bor			$A =$	0.50265	m^2
$K =$ keliling penampang tiang bor			$K = \pi * D =$	2.51327	m
$L =$ panjang tiang bor			$L =$	15.00	m
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * q_c / 3 + K * L * q_f / 5 =$			2146	kN

2.2.4. REKAP DAYA DUKUNG AKSIAL TIANG BOR

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	3566
2	Pengujian Lab. Hasil boring (Terzaghi dan Thomlinson)	2174
3	Pengujian SPT (Meyerhoff)	2178
4	Pengujian CPT (Bagement)	2146
	Daya dukung aksial terkecil,	$P =$ 2146 kN
	Jumlah baris tiang bor,	$n_y =$ 10
	Jumlah tiang bor dlm. satu baris,	$n_x =$ 3
	Jarak antara tiang bor :	$X =$ 2.50 m $Y =$ 2.00 m
	Jarak antara tiang bor terkecil :	$S =$ 2.00 m
	Diameter tiang bor,	$D =$ 0.80 m
	Efisiensi kelompok tiang bor (menurut BDM) :	
	$E_f = [2 * (n_y + n_x - 2) * S + 4 * D] / (\pi * D * n_y * n_x) =$	0.726
	$P_{ijin} = P * E_f =$	1558 kN
	Diambil daya dukung aksial ijin tiang bor :	$P_{ijin} =$ 1200 kN

3. DAYA DUKUNG LATERAL IJIN TIANG BOR

Kedalaman ujung tiang,

$$L_a = h_p = 1.80 \text{ m}$$

Sudut gesek, $\phi = 35^\circ$

Panjang tiang bor,

$$L = 15.00 \text{ m}$$

Panjang jepitan tiang bor,

$$L_d = 1/3 * L = 5.000 \text{ m}$$

$$B_y = 20.00 \text{ m}$$

$$w_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Koefien tekanan tanah pasif,

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 3.690$$

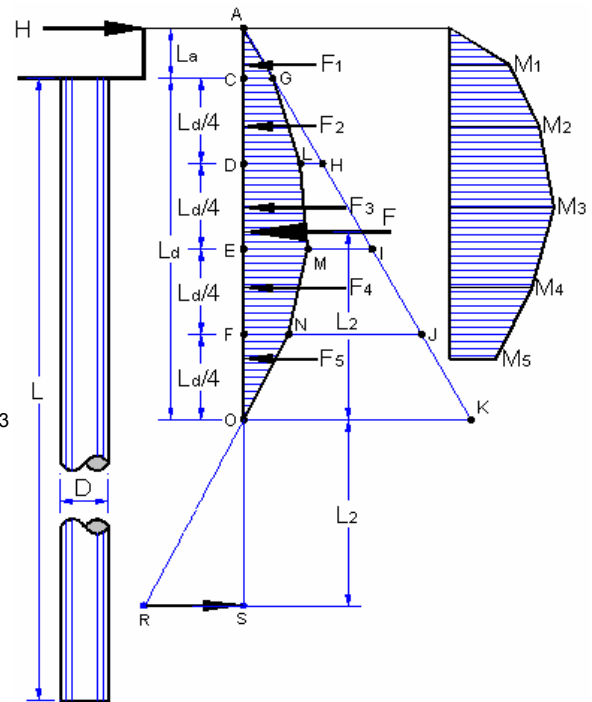


Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif :

BAG	KEDALAMAN	H (m)	$H * w_s * K_p$ (kN/m^2)	BAGIAN	p (kN/m^2)
OK	$L_a + L_d =$	6.800	451.677	O	0.000
FJ	$L_a + 3/4 * L_d =$	5.550	368.648	FN = 1/4 * FJ	92.162
EI	$L_a + 1/2 * L_d =$	4.300	285.619	EM = 1/2 * EI	142.810
DH	$L_a + 1/4 * L_d =$	3.050	202.590	DL = 3/4 * DH	135.060
CG	$L_a =$	1.800	119.562	CG	119.562

KODE	p_1 (kN/m^2)	p_2 (kN/m^2)	Panjang bagian		F (kN)	Lengan thd.O (m)	M (kNm)	
			Notasi	(m)				
F1	0.000	92.162	$L_a =$	1.80	1659	5.60	9290	
F2	92.162	142.810	$L_d / 4 =$	1.25	2937	4.38	12850	
F3	142.810	135.060	$L_d / 4 =$	1.25	3473	3.13	10854	
F4	135.060	119.562	$L_d / 4 =$	1.25	3183	1.88	5968	
F5	119.562	0.000	$L_d / 4 =$	1.25	1495	0.83	1245	
Total,					F =	12747	M =	40207

$$L_2 = M / F = 3.154 \text{ m}$$

Jumlah momen terhadap titik S : $\sum M_S = 0$ maka : $F * (2 * L_2) = H * (L_2 + L_d + L_a)$

Gaya lateral, $H = F * (2 * L_2) / (L_2 + L_d + L_a) = 8078.37 \text{ kN}$

Jumlah baris tiang,	$n_y =$	10	bh
Jumlah tiang per baris,	$n_x =$	3	bh
Gaya lateral satu tiang bor,	$h = H / (n_x * n_y) =$	269.279	kN
Angka aman,	SF =	1.2	
Daya dukung ijin lateral tiang bor,	$h_{ijin} = h / SF =$	224	kN

Diambil daya dukung lateral ijin tiang bor :	$h_{ijin} =$	220	kN
--	--------------	-----	----

3.1. MOMEN PADA TIANG BOR AKIBAT GAYA LATERAL

3.1.1. PERHITUNGAN DENGAN CARA BENDING MOMENT DIAGRAM

h_i = jarak gaya lateral H terhadap gaya F_i yang ditinjau

y_i = jarak gaya F_i terhadap titik yang ditinjau

Momen akibat gaya lateral H, $M_{hi} = H * h_i$

Besarnya momen di suatu titik, $M_i = M_{hi} - \sum (F_i * y_i)$

Kode	h_i (m)	M_{hi} (kNm)	$F_i * y_i$ (kNm)					Diagram M_i (kNm)
			F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	
			1659	2937	3473	3183	1495	
M_1	1.20	9694						9694
M_2	2.43	19590	2032					17558
M_3	3.68	29688	4106	3671				21911
M_4	4.93	39786	6179	7343	4342			21922
M_5	6.18	49884	8253	11014	8683	3978		17955
	10.00	80784	14598	22249	21969	16153	5717	98
	11.00	88862	16257	25186	25442	19335	7211	-4570
	12.00	96940	17916	28123	28916	22518	8706	-9239

Momen terbesar, $M =$ 21922 kNm

Jumlah baris tiang, $n_y =$ 10 bh

Jumlah tiang per baris, $n_x =$ 3 bh

Angka aman, SF = 3

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor,

$$M_{max} = M / (SF * n_x * n_y) = 244 \text{ kNm}$$

3.1.2. PERHITUNGAN DENGAN RUMUS EMPIRIS

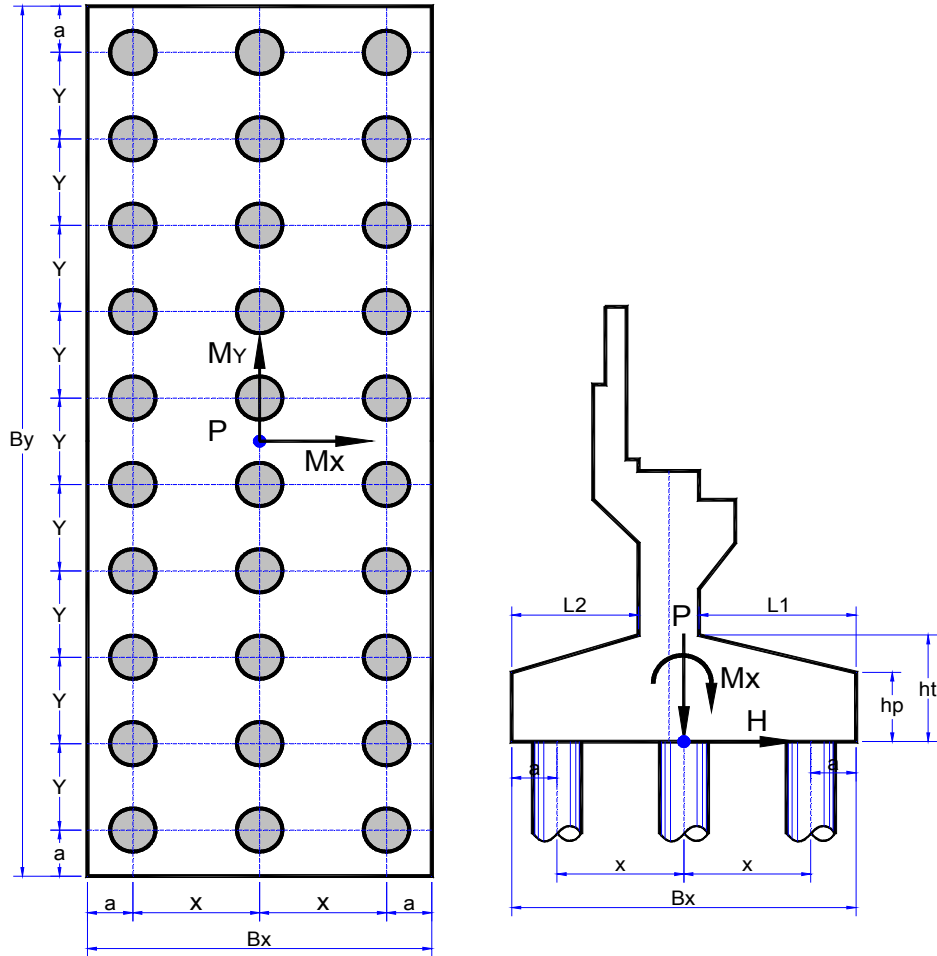
Beban maksimum pada bore pile,	$P_{\max} = P_{\text{ijin}} =$	1200	kN
Kedalaman bor pile,	$Z = L + L_a =$	16800	mm
Diameter bor pile,	$D =$	800	mm
Mutu Beton : K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c =$	24.9	MPa
Modulus elastik beton,	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa
Inersia penampang tiang bor,	$I_c = \pi / 64 * D^4 =$	2E+10	mm ⁴
Untuk tanah berpasir maka nilai,	$kl =$	550.00	MPa
	$K = kl * Z / D =$	11550	MPa
	$\lambda = 40 \sqrt{[D * K / (4 * E_c * I_c)]} =$	0.0028	
Eksentrisitas,	$e = 0,322 / \lambda =$	115.015	mm
	$e =$	0.11501	m
Momen maksimum pada tiang bor,	$M_{\max} = P_{\max} * e =$	138	kNm

3.1.3. MOMEN MAKSIMUM YANG DIJINKAN PADA TIANG BOR

Dari hasil perhitungan momen maksimum pada tiang bor akibat beban lateral yang dilakukan dengan cara Bending Momen dan Rumus Empiris dipilih nilai yang terbesar, maka diambil :

Momen maksimum yang diijinkan pada tiang bor,	$M_{\max} =$	244	kNm
---	--------------	-----	-----

4. GAYA YANG DITERIMA TIANG BOR



4.1. GAYA AKSIAL PADA TIANG BOR

Jumlah bor-pile : $n = 30$ buah

No	$X_{\max} = 2.00$ m	$Y_{\max} = 11.25$ m
1	$X1 = 2.00$ $X1^2 = 80.00$	$Y1 = 11.25$ $Y1^2 = 759.38$
2	$X2 = 0.00$ $X2^2 = 0.00$	$Y2 = 8.75$ $Y2^2 = 459.38$
3	$X3 = \text{tdk.ada}$ $X3^2 = \text{tdk.ada}$	$Y3 = 6.25$ $Y3^2 = 234.38$
4	$X4 = \text{tdk.ada}$ $X4^2 = \text{tdk.ada}$	$Y4 = 3.75$ $Y4^2 = 84.38$
5	$X5 = \text{tdk.ada}$ $X5^2 = \text{tdk.ada}$	$Y5 = 1.25$ $Y5^2 = 9.38$
6		$Y6 = \text{tdk.ada}$ $Y6^2 = \text{tdk.ada}$
7		$Y7 = \text{tdk.ada}$ $Y7^2 = \text{tdk.ada}$
8		$Y8 = \text{tdk.ada}$ $Y8^2 = \text{tdk.ada}$
9		$Y9 = \text{tdk.ada}$ $Y9^2 = \text{tdk.ada}$
10		$Y10 = \text{tdk.ada}$ $Y10^2 = \text{tdk.ada}$
	$\Sigma X^2 = 80.00$	$\Sigma Y^2 = 1546.88$

4.1.1. TINJAUAN TERHADAP BEBAN ARAH X

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

$$P_{\max} = P / n + M_x * X_{\max} / \Sigma X^2$$

$$P_{\min} = P / n - M_x * X_{\max} / \Sigma X^2$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	P	M _x	P/n	M _x *X/ΣX ²	P _{max}	P _{min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI-1	22623.08	1058.89	754.103	26.47	780.57	727.63
2	KOMBINASI-2	22663.40	2929.86	755.447	73.25	828.69	682.20
3	KOMBINASI-3	22663.40	11378.09	755.447	284.45	1039.90	470.99
4	KOMBINASI-4	22663.40	11554.34	755.447	288.86	1044.31	466.59
5	KOMBINASI-5	21492.08	24216.29	716.403	605.41	1321.81	111.00

4.1.2. TINJAUAN TERHADAP BEBAN ARAH Y

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

$$P_{\max} = P / n + M_y * Y_{\max} / \Sigma Y^2$$

$$P_{\min} = P / n - M_y * Y_{\max} / \Sigma Y^2$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	P	M _y	P/n	M _y *Y/ΣY ²	P _{max}	P _{min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI-1	22623.08	0.00	754.103	0.00	754.10	754.10
2	KOMBINASI-2	22663.40	557.47	755.447	4.05	759.50	751.39
3	KOMBINASI-3	22663.40	557.47	755.447	4.05	759.50	751.39
4	KOMBINASI-4	22663.40	557.47	755.447	4.05	759.50	751.39
5	KOMBINASI-5	21492.08	21511.09	716.403	156.44	872.85	559.96

4.2. GAYA LATERAL PADA TIANG BOR PILE

Gaya lateral yang diderita satu tiang bor : $h = T / n$

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	T _x	T _y	h _x	h _y	h _{max}
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI - 1	5848.71	0.00	194.96	0.00	194.96
2	KOMBINASI - 2	6098.71	85.81	203.29	2.86	203.29
3	KOMBINASI - 3	7489.37	85.81	249.65	2.86	249.65
4	KOMBINASI - 4	7526.87	85.81	250.90	2.86	250.90
5	KOMBINASI - 5	8171.68	4739.00	272.39	157.97	272.39

5. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG BOR

5.1. DAYA DUKUNG IJIN AKSIAL

5.1.1. TERHADAP BEBAN ARAH X

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	Persen P_{ijin}	P_{max} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	100%	780.57	$< 100\% * P_{ijin} =$	1200	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	828.69	$< 125\% * P_{ijin} =$	1500	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	1039.90	$< 140\% * P_{ijin} =$	1680	AMAN
4	KOMBINASI - 4	140%	1044.31	$< 140\% * P_{ijin} =$	1680	AMAN
5	KOMBINASI - 5	150%	1321.81	$< 150\% * P_{ijin} =$	1800	AMAN

5.1.2. TERHADAP BEBAN ARAH Y

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	Persen P_{ijin}	P_{max} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	100%	754.10	$< 100\% * P_{ijin} =$	1200	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	759.50	$< 125\% * P_{ijin} =$	1500	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	759.50	$< 140\% * P_{ijin} =$	1680	AMAN
4	KOMBINASI - 4	140%	759.50	$< 140\% * P_{ijin} =$	1680	AMAN
5	KOMBINASI - 5	150%	872.85	$< 150\% * P_{ijin} =$	1800	AMAN

5.2. DAYA DUKUNG IJIN LATERAL

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	Persen P_{ijin}	H_{max} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	h_{ijin} (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	100%	194.96	$< 100\% * h_{ijin} =$	220	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	203.29	$< 125\% * h_{ijin} =$	275	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	249.65	$< 140\% * h_{ijin} =$	308	AMAN
4	KOMBINASI - 4	140%	250.90	$< 140\% * h_{ijin} =$	308	AMAN
5	KOMBINASI - 5	150%	272.39	$< 150\% * h_{ijin} =$	330	AMAN

6. PEMBESIAN BORE PILE

6.1. TULANGAN LONGITUDINAL TEKAN LENTUR

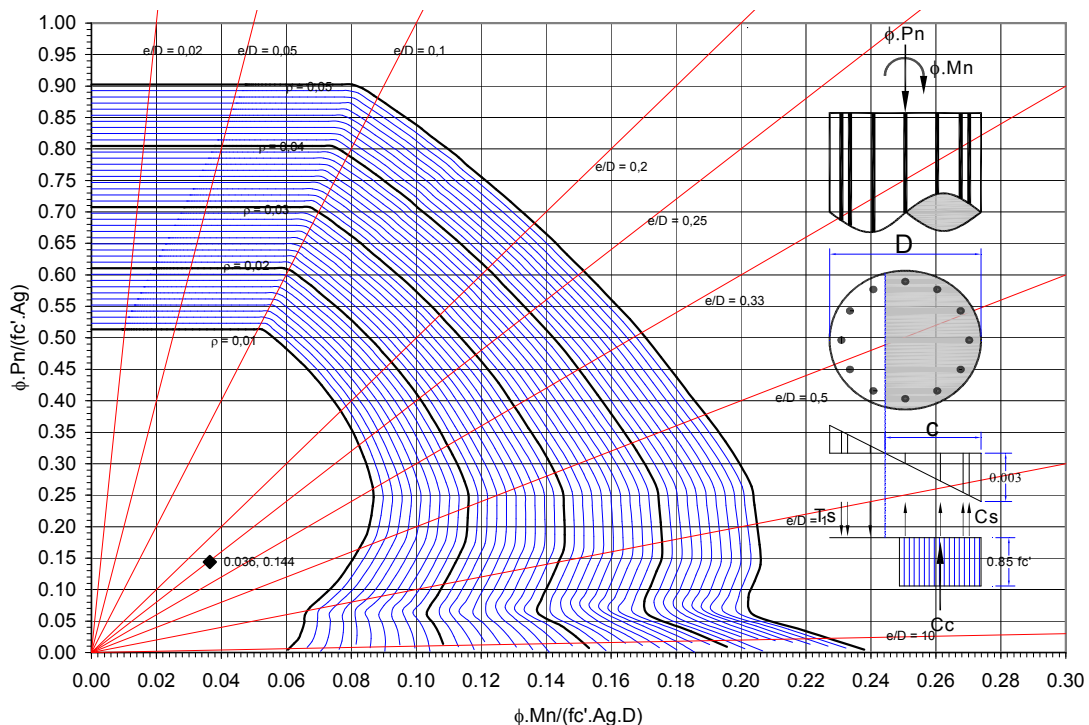
Gaya aksial maksimum pada tiang bor,	$P_{\max} = P_{\text{ijin}} =$	1200	kN
Momen maksimum pada tiang bor,	$M_{\max} =$	244	kNm
Faktor beban ultimit,	$K =$	1.5	
Gaya aksial ultimit,	$\phi * P_n = P_u = K * P_{\max} =$	1800	kN
Momen ultimit,	$\phi * M_n = M_u = K * M_{\max} =$	365.365	kNm
Diameter bor pile,	$D =$	800.00	mm
Luas penampang bore pile,	$A_g = \pi / 4 * D^2 =$	502655	mm ²
	$\phi * P_n / (f_c' * A_g) =$	0.144	
	$\phi * M_n / (f_c' * A_g * D) =$	0.036	

Plot nilai $\phi * P_n / (f_c' * A_g)$ dan $\phi * M_n / (f_c' * A_g * D)$ ke dalam Diagram Interaksi Kolom Lingkaran, diperoleh :

Rasio tulangan, $\rho = 0.65\%$
 Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho * A_g = 3267 \text{ mm}^2$

Diameter besi tulangan yang digunakan, **D 19**
 $A_{s1} = 283.529 \text{ mm}^2$ Jumlah tulangan yg diperlukan = 11.5235

Digunakan tulangan : 12 D 19



Plot nilai $\phi * P_n / (f_c' * A_g)$ dan $\phi * M_n / (f_c' * A_g * D)$ ke dalam Diagram Interaksi

6.2. TULANGAN GESER

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

Panjang Bor pile,	L =	15000	mm
Diameter Bor pile,	D =	800	mm
Luas tul. Bor pile,	A _s =	3267	mm ²
Kuat tekan beton,	f _c ' =	24.9	MPa
Tegangan leleh baja,	f _y =	390.0	MPa
Gaya aksial ultimit,	P _u =	1800	kN = 1.8E+06 N
Momen ultimit,	M _u =	365.365	kNm = 3.7E+08 Nmm
Gaya lateral ijin,	h _{ijin} =	220	kN = 2.2E+05 N
Faktor reduksi kekuatan geser,	φ =	0.6	
Gaya geser ultimit akibat momen,	V _u = M _u / L =	24358	N
Gaya geser ultimit akibat gaya lateral,	V _u = K * h _{ijin} =	330000	N
Diambil gaya geser ultimit rencana,	V _u =	330000	N
Jarak tul. thd. sisi luar beton,	d' =	100	
Tebal efektif,	d = D - d' =	700.00	mm
	V _{cmax} = 0.2 * f _c ' * D * d =	2788800	N
	φ * V _{cmax} =	1673280	N
	β ₁ = 1.4 - d/2000 =	1.05	Diambil = 1.05
	β ₂ = 1 + P _u / (14 * f _c ' * A _g) =	1.010	
	β ₃ =	1	
	V _{uc} = β ₁ * β ₂ * β ₃ * D * d * √ [A _s * f _c ' / (D * d)] =	226419	N
	V _c = V _{uc} + 0.6 * D * d =	562419	N
	φ * V _c =	337451	N

$$\phi * V_c > V_u \text{ (hanya perlu tul. Geser min.)}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u = 330000 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang :

$$2 \quad \emptyset \quad 12$$

Luas tul. sengkang berpenampang 2 ∅10 : A_{sv} = 226.19 mm²

Jarak tulangan yang diperlukan, S = A_{sv} * f_y * d / V_s = 187 mm

Digunakan sengkang : 2 ∅ 12 - 150

7. PEMBESIAN PILE CAP

7.1. GAYA AKSIAL ULTIMIT TIANG BOR

7.1.1. TINJAUAN BEBAN ARAH X

Gaya aksial ultimit yang diterima satu tiang bor :

$$P_{u\max} = P_u / n + M_{ux} * X_{\max} / \Sigma X^2$$

$$P_{u\min} = P_u / n - M_{ux} * X_{\max} / \Sigma X^2$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor :

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	P_u	M_{ux}	P_u/n	$M_{ux} * X / \Sigma X^2$	$P_{u\max}$	$P_{u\min}$
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI-1	30426.42	4454.91	1014.214	111.37	1125.59	902.84
2	KOMBINASI-2	30780.04	12867.78	1026.001	321.69	1347.70	704.31
3	KOMBINASI-3	30426.42	12691.64	1014.214	317.29	1331.51	696.92
4	KOMBINASI-4	30828.42	4414.71	1027.614	110.37	1137.98	917.25
5	KOMBINASI-5	28518.04	39358.71	950.601	983.97	1934.57	-33.37

7.1.2. TINJAUAN BEBAN ARAH Y

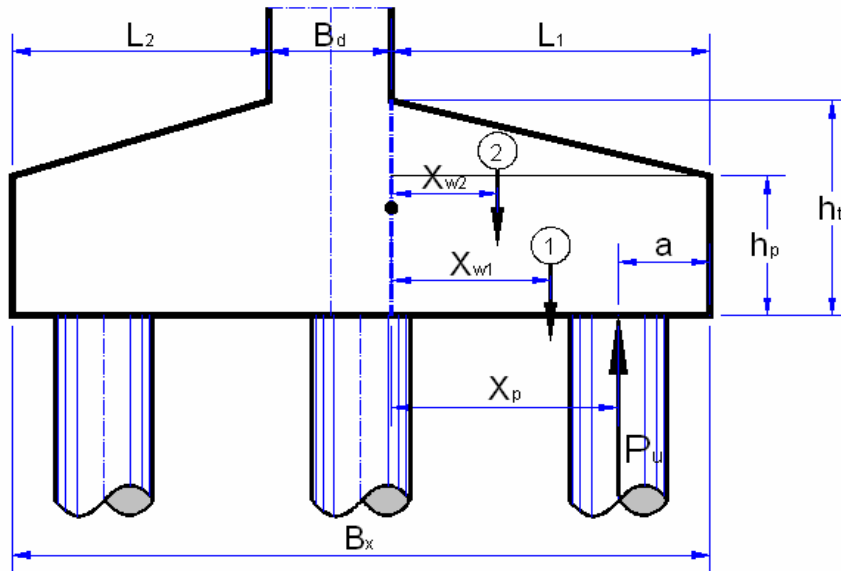
Gaya aksial ultimit yang diterima satu tiang bor :

$$P_{u\max} = P_u / n + M_{uy} * Y_{\max} / \Sigma Y^2$$

$$P_{u\min} = P_u / n - M_{uy} * Y_{\max} / \Sigma Y^2$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor :

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	P_u	M_{uy}	P_u/n	$M_{uy} * Y / \Sigma Y^2$	$P_{u\max}$	$P_{u\min}$
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI-1	30426.42	668.96	1014.214	4.87	1019.08	1009.35
2	KOMBINASI-2	30780.04	0.00	1026.001	0.00	1026.00	1026.00
3	KOMBINASI-3	30426.42	668.96	1014.214	4.87	1019.08	1009.35
4	KOMBINASI-4	30828.42	668.96	1027.614	4.87	1032.48	1022.75
5	KOMBINASI-5	28518.04	21511.09	950.601	156.44	1107.05	794.16



Gaya ultimit maksimum (rencana) tiang bor,

$$P_{umax} = 1934.57 \text{ kN}$$

7.2. MOMEN DAN GAYA GESER ULTIMIT PILE CAP

KODE	PARAMETER BERAT BAGIAN BETON				VOLUME (m ³)	BERAT (kN)	LENGAN x _w (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Panjang	Shape				
W ₁	3.10	1.20	20.00	1	74.4	1860.000	1.550	2883.000
W ₂	3.10	0.60	20.00	0.5	18.6	465.000	1.033	480.500
$W_s =$						2325.000	$M_s =$	3363.500

Faktor beban ultimit,

$$K = 1.30$$

Momen ultimit akibat berat pile cap,

$$M_{us} = K * M_s = 4372.55 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,

$$W_{us} = K * W_s = 3022.50 \text{ KN}$$

Tebal breast wall,

$$B_d = B_x - L_1 - L_2 = 1.00 \text{ m}$$

Jumlah baris tiang bor,

$$n_y = 10 \text{ buah}$$

Jarak tiang terhadap pusat X (m)	Lengan thd. Sisi luar dinding X _p (m)	$M = n_y * P_{max} * X_p$ (kNm)
X ₁ = 2.00	X _{p1} = X ₁ - B _d / 2 = 1.50	29018.54
X ₂ = 0.00	X _{p2} = X ₂ - B _d / 2 = tdk.ada	tdk.ada
X ₃ = tdk.ada	X _{p3} = X ₃ - B _d / 2 = tdk.ada	tdk.ada
X ₄ = tdk.ada	X _{p4} = X ₄ - B _d / 2 = tdk.ada	tdk.ada
X ₅ = tdk.ada	X _{p5} = X ₅ - B _d / 2 = tdk.ada	tdk.ada

Momen max. pada pile-cap akibat reaksi tiang bor,

$$M_p = 29018.54 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana Pile Cap,

$$M_{ur} = M_p - M_{us} = 24645.99 \text{ kNm}$$

untuk lebar pile-cap (B_y) = 20.00 m
 Momen ultimit rencana per meter lebar, $M_u = M_{ur} / B_y = 1232.30$ kNm
 Gaya geser rencana Pile Cap, $V_{ur} = \eta_y * P_{umax} - W_{us} = 16323.19$ kN
 untuk lebar pile-cap (B_y) = 20.000 m
 Gaya geser ultimit rencana per meter lebar, $V_u = V_{ur} / B_y = 816.16$ kN

7.3. TULANGAN LENTUR PILE CAP

Momen rencana ultimit,	$M_u =$	1232.30	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c =$	24.90	MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja, $f_y =$	390	MPa
Tebal pile cap,	$h = h_t =$	1800	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	100	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.02796	
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$	6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Tebal efektif pile cap,	$d = h - d' =$	1700	mm
Lebar pile cap yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	1540.37	kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	0.53300	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}] =$	0.00138	
Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = 0.25\% * 1.4 / f_y =$	0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan, $\rho =$	0.00138	
Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho * b * d =$	2353	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	D 25	mm
Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	208.585	mm
Digunakan tulangan,	D 25 - 200	
$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s =$	2454	mm ²

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$A_s' = 50\% * A_s =$	1177	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	D 19	mm
Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	240.957	mm

Digunakan tulangan,

D 19	-	200
------	---	-----

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s = 1418 \text{ mm}^2$$

2.1. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	816160 N
	$V_c = 1/6 * (\sqrt{f_c'}) * b * d =$	1413830 N
	$\phi * V_c =$	848298 N
	$V_s = V_u =$	816160 N

Hanya perlu tul.geser min

Diameter tul. yang digunakan, D **16** Ambil jarak arah Y

400

 mm
 Luas tulangan geser, $A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y =$

502.65

 mm²

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v * f_y * d / V_s =$$

408

 mm

Digunakan tulangan,

D 16

 Jarak arah X

400

 mm
 Jarak arah Y

400

 mm

2.2. KONTROL TERHADAP GESER PONS

Kuat geser pons yang disyaratkan, $f_v = 0.3 * \sqrt{f_c'} =$

1.497

 MPa

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi =$$

0.60

Jarak antara tiang bor arah x,

$$X =$$

2.50	m
------	---

Jarak antara tiang bor arah y,

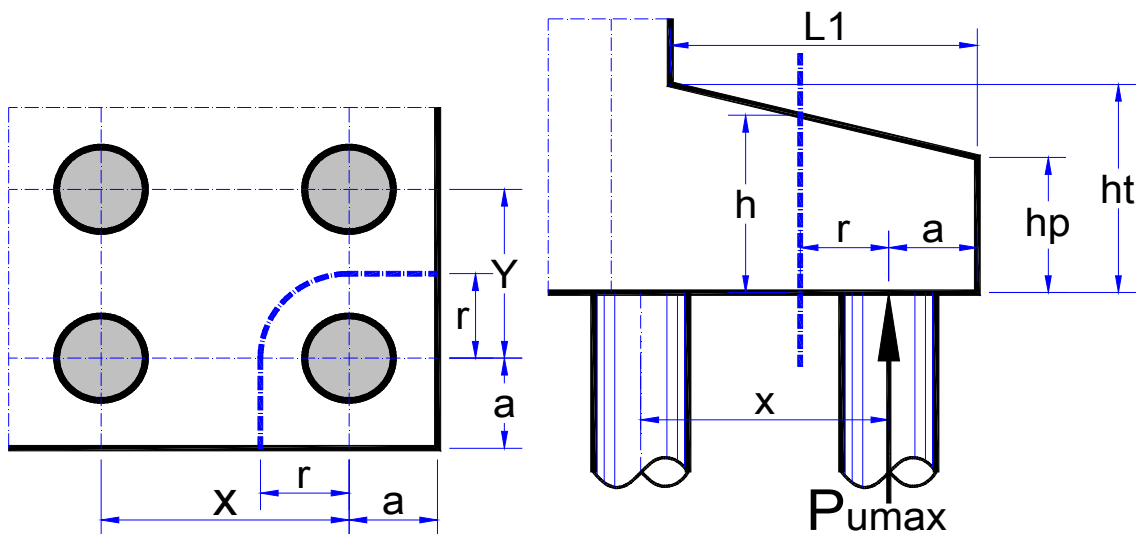
$$Y =$$

2.00	m
------	---

Jarak tiang bor terhadap tepi,

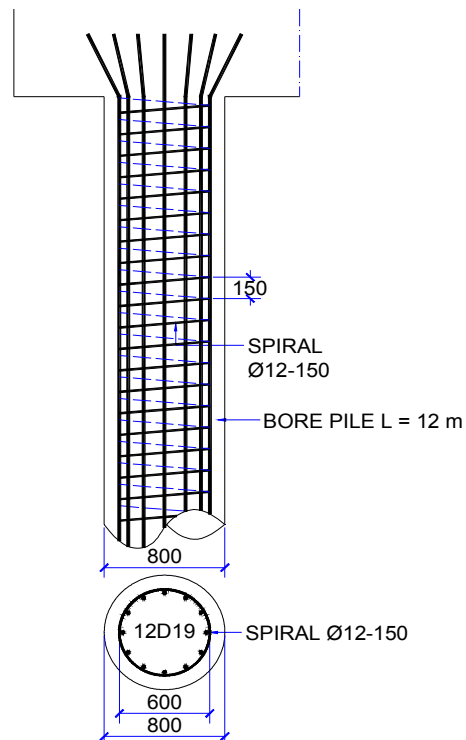
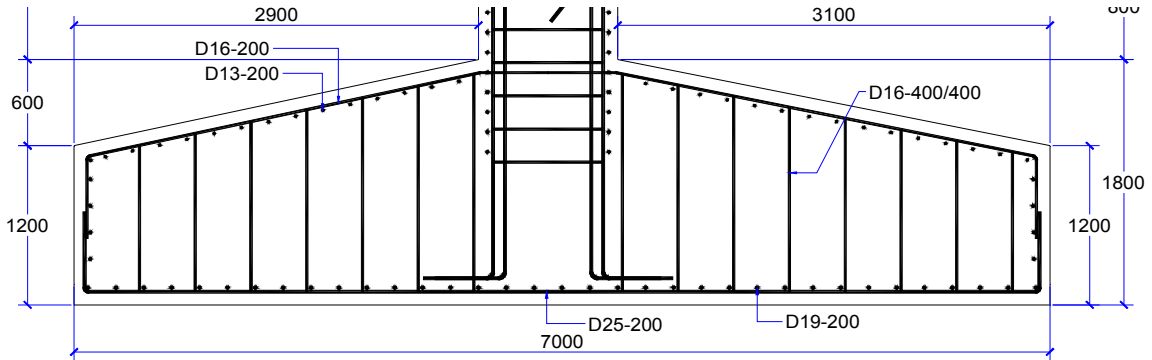
$$a =$$

1.00	m
------	---

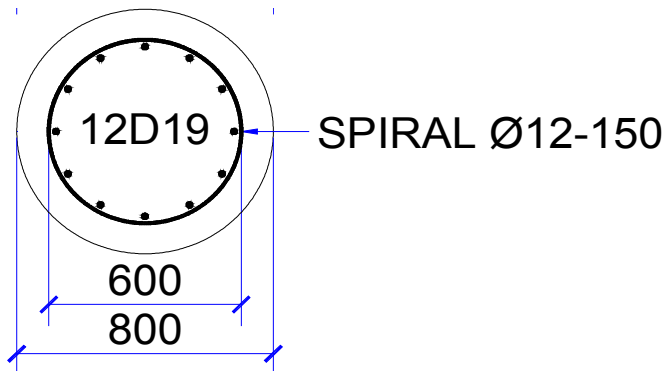


$r = X/2 =$	<table border="1"><tr><td>1.25</td><td>m</td></tr></table>	1.25	m								
1.25	m										
$r = Y/2 =$	<table border="1"><tr><td>1.00</td><td>m</td></tr></table>	1.00	m		maka diambil,	$r =$	<table border="1"><tr><td>1.00</td><td>m</td></tr></table>	1.00	m		
1.00	m										
1.00	m										
$h_p =$	<table border="1"><tr><td>1.20</td><td>m</td></tr></table>	1.20	m	$h_t =$	<table border="1"><tr><td>1.80</td><td>m</td></tr></table>	1.80	m	$L_1 =$	<table border="1"><tr><td>3.10</td><td>m</td></tr></table>	3.10	m
1.20	m										
1.80	m										
3.10	m										
Tebal bidang kritis geser pons,	$h = h_p + (r + a)/L_1 * (h_t - h_p) =$			<table border="1"><tr><td>1.587</td><td>m</td></tr></table>	1.587	m					
1.587	m										
				$h =$	<table border="1"><tr><td>1587</td><td>mm</td></tr></table>	1587	mm				
1587	mm										
Tebal efektif bidang kritis geser pons,				$d = h - d' =$	<table border="1"><tr><td>1487</td><td>mm</td></tr></table>	1487	mm				
1487	mm										
Panjang total bidang kritis,	$L_v = [2*(r + a) + \pi / 2 * r] * 10^3 =$			<table border="1"><tr><td>5570.8</td><td>mm</td></tr></table>	5570.8	mm					
5570.8	mm										
Luas bidang kritis geser pons,	$A_v = L_v * h =$			<table border="1"><tr><td>8.8E+06</td><td>mm²</td></tr></table>	8.8E+06	mm ²					
8.8E+06	mm ²										
Gaya geser pons nominal,	$P_n = A_v * f_v =$			<table border="1"><tr><td>1.3E+07</td><td>N</td></tr></table>	1.3E+07	N					
1.3E+07	N										
Kapasitas geser pons,	$\phi * P_n =$			<table border="1"><tr><td>7941.3</td><td>kN</td></tr></table>	7941.3	kN					
7941.3	kN										
Reaksi ultimit satu tiang bor,	$P_{umax} =$			<table border="1"><tr><td>1934.57</td><td>kN</td></tr></table>	1934.57	kN					
1934.57	kN										

< $\phi * P_n$
AMAN (OK)



PEMBESIAN PILE CAP



PEMBESIAN BORE PILE

ANALISIS KEKUATAN ABUTMENT

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

[C]2008:MNI-EC

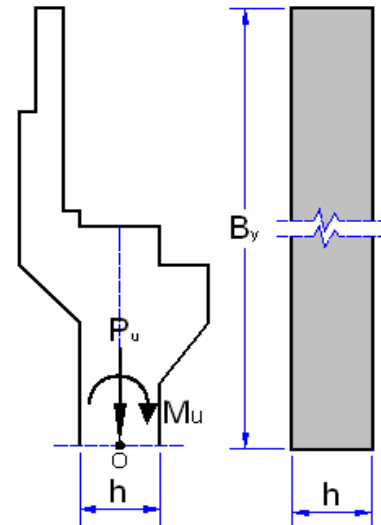
1. BREAST WALL

1.1. PEMBESIAN BREAST WALL

Mutu Beton :	K - 300		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa
Mutu Baja :	U - 39		
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa
Dimensi Breast Wall,	$B_y =$	20.00	m
	$b_7 =$	1.00	m

Ditinjau Breast Wall selebar 1 m :

Lebar Breast Wall,	$b =$	1000	mm
Tebal Breast Wall,	$h =$	1000	mm



$$A_g = b * h = 1000000 \text{ mm}^2$$

Luas penampang breast wall yang ditinjau,

P_u = gaya aksial ultimit pada breast wall (kN)

M_u = momen ultimit pada breast wall (kNm)

$$\phi \cdot P_n = P_u \quad \alpha = \phi \cdot P_n / (f'_c \cdot A_g) = P_u \cdot 10^4 / (f'_c \cdot A_g)$$

$$\phi \cdot M_n = M_u \quad \beta = \phi \cdot M_n / (f'_c \cdot A_g \cdot h) = M_u \cdot 10^7 / (f'_c \cdot A_g \cdot h)$$

No	KOMBINASI BEBAN ULTIMIT	HASIL ANALISIS BEBAN		UNTUK LEBAR 1 M		α	β
		P_u (kN)	M_u (kN-m)	P_u (kN)	M_u (kN-m)		
1	KOMBINASI - 1	16172.8	12081.29	808.64	604.06	0.032	0.0243
2	KOMBINASI - 2	16526.4	16114.20	826.32	805.71	0.033	0.0324
3	KOMBINASI - 3	16172.8	15983.70	808.64	799.18	0.032	0.0321
4	KOMBINASI - 4	16574.8	12081.29	828.74	604.06	0.033	0.0243
5	KOMBINASI - 5	14264.4	28343.17	713.22	1417.16	0.029	0.0569

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

$$d' = 100 \text{ mm}$$

$$h' = h - 2 \cdot d' = 800 \text{ mm}$$

$$h' / h = 0.8$$

Nilai $\alpha = \phi \cdot P_n / (f'_c \cdot A_g)$ dan $\beta = \phi \cdot M_n / (f'_c \cdot A_g \cdot h)$ diplot ke dalam diagram interaksi diperoleh,

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 1.0\%$$

Luas tulangan yang diperlukan :

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

Diameter tulangan yang digunakan,

$$D = 25 \text{ mm}$$

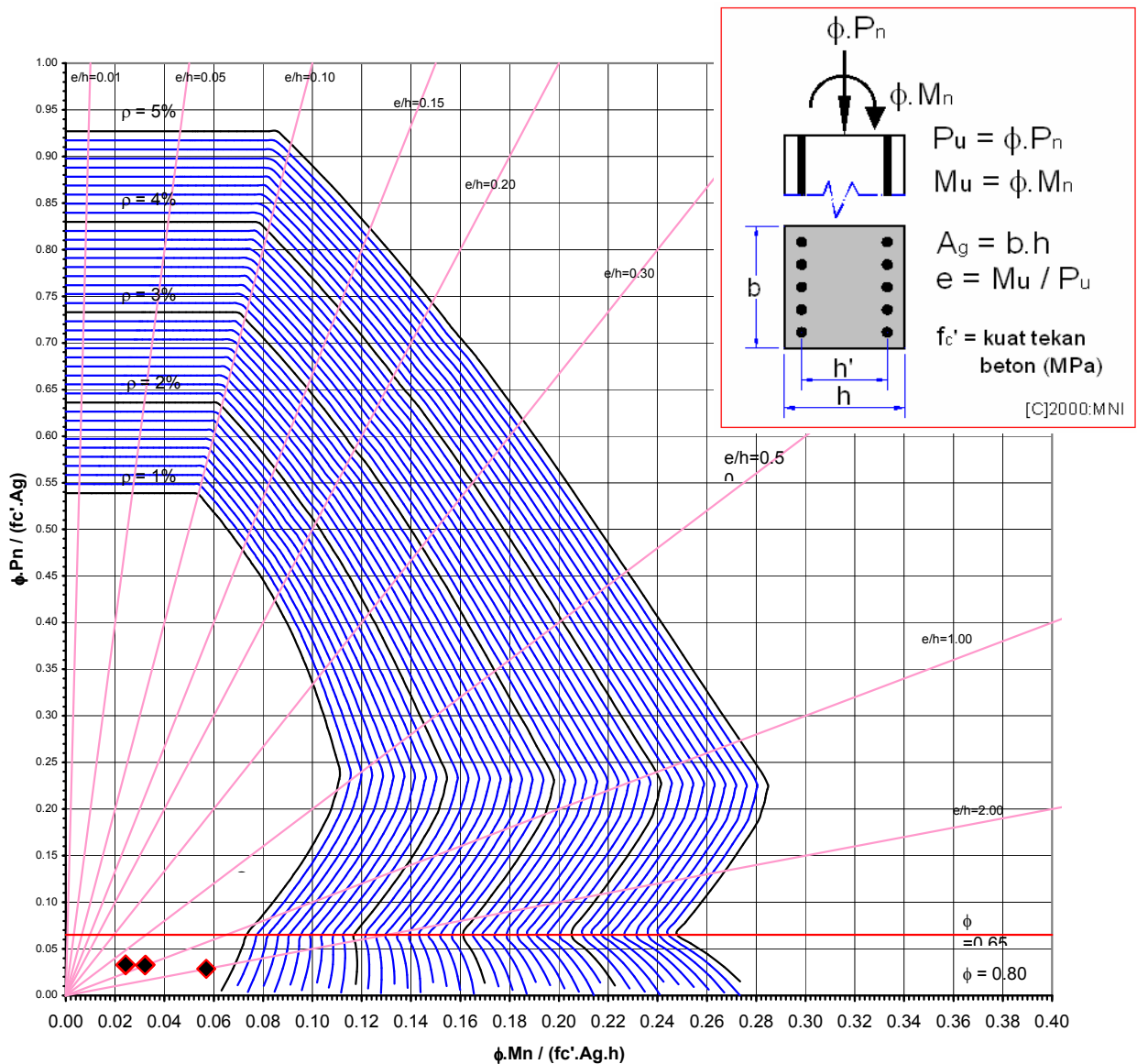
Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik :

$$A_{s(\text{tekan})} = A_{s(\text{tarik})} = 1/2 * A_s = 5000 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi/4 * D^2 * b / (1/2 * A_s) = 98 \text{ mm}$$

Digunakan :	Juml.Lapis	dia. Tulangan	Jarak		
Tulangan tekan,	2	D 25	150	$\rho_{\text{tekan}} =$	0.654%
Tulangan tarik,	2	D 25	150	$\rho_{\text{tarik}} =$	0.654%
Rasio tulangan yang digunakan,				$\rho =$	1.309%



Plot nilai $\phi.P_n / (f_c'.A_g)$ dan $\phi.M_n / (f_c'.A_g.h)$ ke dalam diagram interaksi

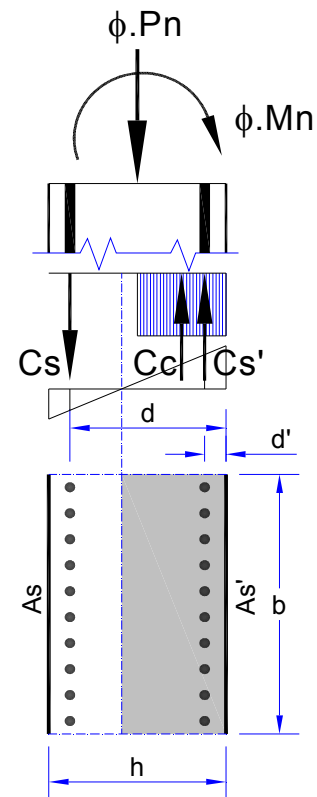
1.2. ANALISIS BREAST WALL DENGAN DIAGRAM INTERAKSI

Untuk mengontrol apakah tulangan Breast Wall yg ditetapkan dengan Diagram Interaksi (tak berdimensi) untuk Uniaxial Bending tersebut telah mencukupi, perlu dilakukan analisis kekuatan Breast Wall dengan Diagram Interaksi P-M untuk berbagai macam kombinasi pembebanan. Input data, persamaan yang digunakan untuk analisis, dan hasil analisis Breast Wall disajikan sebagai berikut.

ANALISIS DINDING BETON BERTULANG DENGAN DIAGRAM INTERAKSI

DATA DINDING BETON BERTULANG

Mutu Beton,	K - 300		
Mutu Baja Tulangan,	U - 39		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa
Modulus elastik baja,	$E_s =$	2.E+05	MPa
Faktor distribusi teg.	$\beta_1 =$	0.85	
Ditinjau dinding selebar,	$b =$	1000	mm
Tebal dinding	$h =$	1000	mm
Jarak tul. thd.tepi beton	$d' =$	100	mm
Baja tulangan tarik (A_s) :			
	2 lapis D 25	jarak 150	
Baja tulangan tekan (A_s') :			
	2 lapis D 25	jarak 150	
Luas tulangan tarik,	$A_s =$	6545	mm ²
Luas tulangan tekan,	$A_s' =$	6545	mm ²
Rasio tulangan tarik,	$\rho_s =$	0.654%	
Rasio tulangan tekan,	$\rho_s' =$	0.654%	
Faktor reduksi kekuatan,	$\phi =$	0.65	



PERSAMAAN YANG DIGUNAKAN UNTUK PERHITUNGAN DIAGRAM INTERAKSI

Tinggi efektif,	$d = h - d'$
-----------------	--------------

Pada kondisi tekan aksial sentris :

$P_{no} = 0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h + (A_s + A_s') \cdot (f_y - 0.85 \cdot f'_c)] \cdot 10^{-3}$	kN
--	----

Gaya tekan aksial nominal,

P_n harus $\leq P_{no}$

Pada kondisi balance :

$$c_b = 600 / (600 + f_y) * d$$

$$a_b = \beta_1 * c_b$$

$$\epsilon'_s = 0.003 * (c_b - d') / c_b$$

Untuk,	$\epsilon'_s \geq f_y / E_s$	maka	$f'_s = f_y$
--------	------------------------------	------	--------------

Untuk,	$\epsilon'_s < f_y / E_s$	maka	$f'_s = \epsilon'_s * E_s$
--------	---------------------------	------	----------------------------

Gaya-gaya internal beton dan baja :

$C_c = 0.85 * f'_c * b * a_b * 10^{-3}$	kN
---	----

$C_s = A_s * f_y * 10^{-3}$	kN
-----------------------------	----

$C'_s = A'_s * (f'_s - 0.85 * f'_c) * 10^{-3}$	kN
--	----

Gaya aksial tekan nominal kondisi balance :

$P_{nb} = C_c + C'_s - C_s$	kN	harus $\leq P_{no}$
-----------------------------	----	---------------------

Momen nominal kondisi balance :

$M_{nb} = [C_c * (h/2 - a_b/2) + C_s * (d - h/2) + C'_s * (h/2 - d')] * 10^{-3}$	kN-m
--	------

Pada kondisi garis netral terletak pada jarak c dari sisi beton tekan terluar :

$\epsilon_s = 0.003 * (c - d) / c$

$\epsilon'_s = 0.003 * (c - d') / c$

Untuk	$[\epsilon_s] \geq f_y / E_s$	maka	$f_s = [\epsilon_s] / \epsilon_s * f_y$
-------	-------------------------------	------	---

Untuk	$[\epsilon_s] < f_y / E_s$	maka	$f_s = \epsilon_s * E_s$
-------	----------------------------	------	--------------------------

Untuk	$\epsilon'_s \geq f_y / E_s$	maka	$f'_s = f_y$
-------	------------------------------	------	--------------

Untuk	$\epsilon'_s < f_y / E_s$	maka	$f'_s = \epsilon'_s * E_s$
-------	---------------------------	------	----------------------------

$a = \beta_1 * c$

Gaya-gaya internal beton dan baja :

$C_c = 0.85 * f'_c * b * a * 10^{-3}$	kN
---------------------------------------	----

$C_s = A_s * f_s * 10^{-3}$	kN
-----------------------------	----

$C'_s = A'_s * (f'_s - 0.85 * f'_c) * 10^{-3}$	kN
--	----

Gaya aksial tekan nominal :

$P_n = C_c + C'_s - C_s$	kN	harus $\leq P_{no}$
--------------------------	----	---------------------

Momen nominal :

$M_n = [C_c * (h/2 - a/2) - C_s * (d - h/2) + C'_s * (h/2 - d')] * 10^{-3}$	kN-m
---	------

Faktor reduksi kekuatan :

$\Phi = 0.65$	untuk $P_n \geq 0.10 * f'_c * b * h$
---------------	--------------------------------------

$\Phi = 0.80 - 1.5 * P_n / (f'_c * b * h)$	untuk $0 < P_n < 0.10 * f'_c * b * h$
--	---------------------------------------

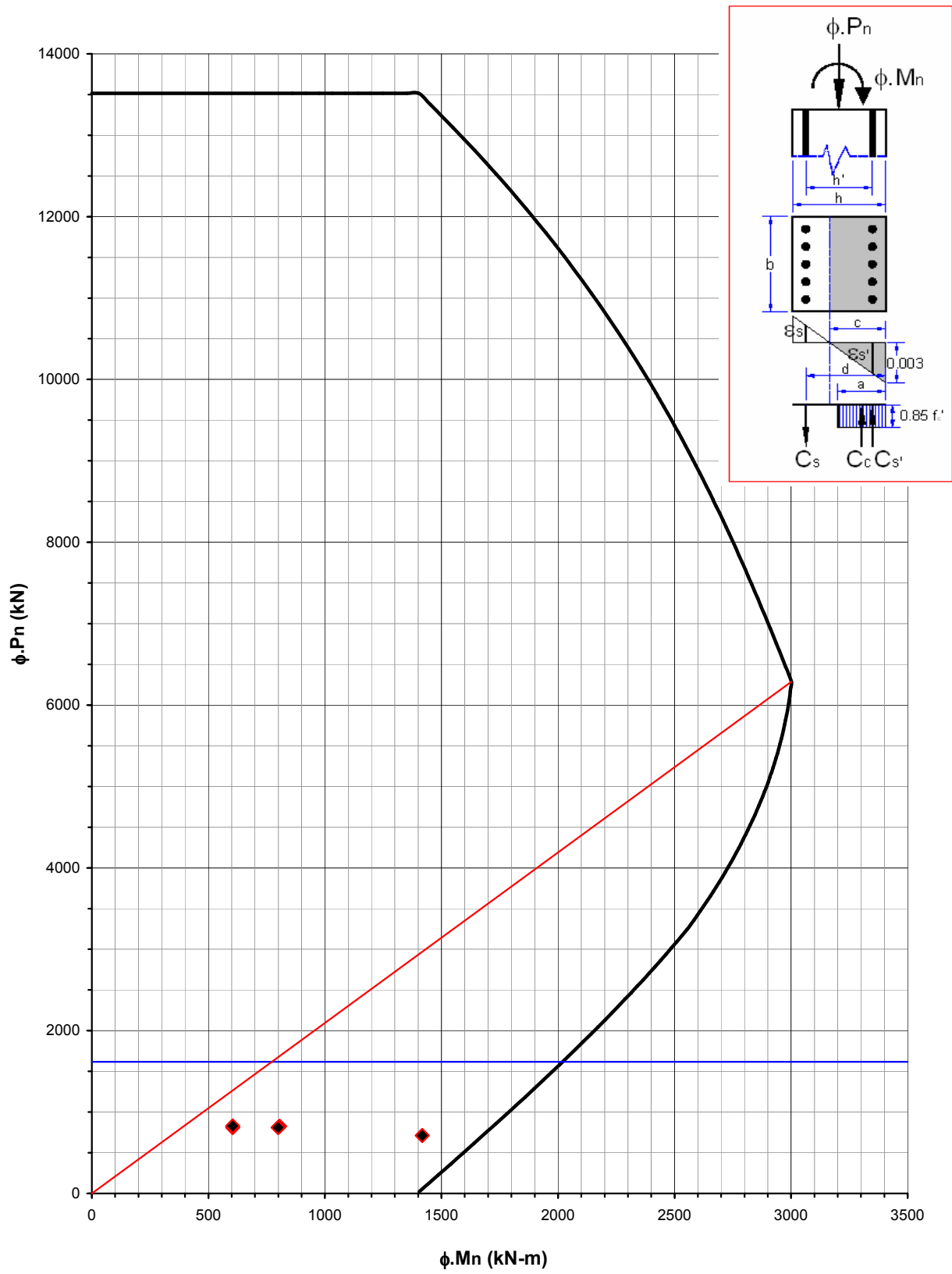


Diagram Interaksi P-M

1.3. TULANGAN GESER BREAST WALL

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

Gaya aksial ultimit rencana,	$P_u =$	713.22	kN
Momen ultimit rencana,	$M_u =$	1417.16	kNm
Mutu Beton : K - 300	$f'_c =$	24.9	MPa
Mutu Baja : U - 39	$f_y =$	390	MPa
Ditinjau dinding abutment selebar,	$b =$	1000	mm
Gaya aksial ultimit rencana,	$P_u =$	713220	N
Momen ultimit rencana,	$M_u =$	1.42E+09	Nmm
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.6	
Tinggi dinding abutment,	$L =$	4000	mm
Tebal dinding abutment,	$h =$	1000	mm
Luas tulangan longitudinal abutment,	$A_s =$	13090	mm ²
Jarak tulangan thd. Sisi luar beton,	$d' =$	100	m
	$V_u = M_u / L =$	354290	N
	$d = h - d' =$	900.00	mm
	$V_{cmax} = 0.2 * f'_c * b * d =$	4482000	N
	$\phi * V_{cmax} =$	2689200	N
	$\beta_1 = 1.4 - d / 2000 =$	0.95	< 1 maka diambil
	$\beta_2 = 1 + P_u / (14 * f'_c * b * h) =$	1.002	$\beta_1 =$ 0.95
	$\beta_3 =$	1	
	$V_{uc} = \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * \sqrt{A_s * f'_c / (b * d)} =$	515586	N
	$V_c = V_{uc} + 0.6 * b * d =$	1055586	N
	$\phi * V_c =$	633352	N

$\phi * V_c > V_u$ (hanya perlu tul. Geser min.)

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u / \phi = 590483 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi beton :

	D 16	Jarak arah y, $S_y =$	350	mm
Luas tulangan geser,	$A_{sv} = \pi/4 * D^2 * (b / S_x) =$		574.46	mm ²
Jarak tul.geser yang diperlukan,	$S_x = A_{sv} * f_y * d / V_s =$		341	mm
Digunakan tulangan geser :	D 16	Jarak arah x, $S_x =$	300	mm
		Jarak arah y, $S_y =$	350	mm

2. BACK WALL

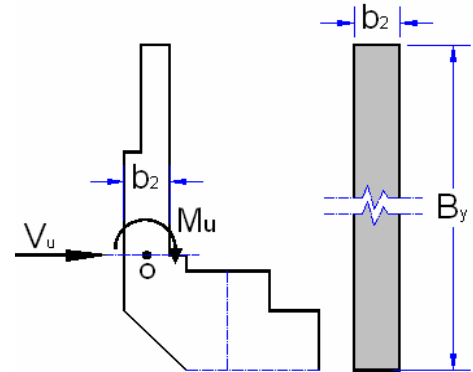
2.1. BACK WALL BAWAH

Dimensi :	Tebal,	$h = b_2 =$	0.55	m
	Lebar,	$B_y =$	20.00	m
Momen ultimit,		$M_u =$	2862.69	kNm
Gaya geser ultimit,		$V_u =$	2294.55	kN

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 143.1344 \text{ kNm}$$

$$V_u = 114.7275 \text{ kN}$$



2.1.1. TULANGAN LENTUR

Momen rencana ultimit,	$M_u =$	143.13	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal beton,	$h =$	550	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	50	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.02796	
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$	6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Tebal efektif,	$d = h - d' =$	500	mm
Lebar yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	178.92	kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	0.71567	

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

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}]$	=	0.00187	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 0.25\% * 1.4 / f_y =$	0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00187	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	934	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	D	16	mm

Jarak tulangan yang diperlukan, $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 215.365$ mm

Digunakan tulangan, **D 16 - 200**

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 1005 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% * A_s = 467 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, **D 13** mm

Jarak tulangan yang diperlukan, $s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 284.348$ mm

Digunakan tulangan, **D 13 - 200**

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 664 \text{ mm}^2$$

2.1.2. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	114727	N
$V_c = 1/6 * (\sqrt{f_c'}) * b * d =$		415832	N
$\phi * V_c =$		249499	N
$\phi * V_s = V_u - \phi * V_c =$		---	N
$V_s =$		---	N

> 2 * Vu Tdk. Perlu tul.geser

Diameter tul. yang digunakan, D --- Ambil jarak arah Y --- mm

Luas tulangan geser, $A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y =$ --- mm²

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v * f_y * d / V_s = \text{---} \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, **D ---** Jarak arah X --- mm

Jarak arah Y --- mm

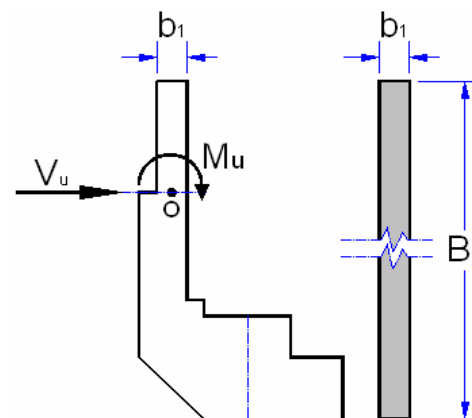
2.2. BACK WALL ATAS

Dimensi :	Tebal,	$h = b_1 =$	0.35	m
	Lebar,	$B_y =$	20.00	m
Momen ultimit,	$M_u =$	856.33	kNm	
Gaya geser ultimit,	$V_u =$	1299.636	kN	

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 42.81666 \text{ kNm}$$

$$V_u = 64.98179 \text{ kN}$$



2.2.1. TULANGAN LENTUR

Momen rencana ultimit,	$M_u =$	42.82	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal beton,	$h =$	350	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	50	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$		0.02796	
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$		6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Tebal efektif,	$d = h - d' =$	300	mm
Lebar yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	53.52	kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	0.59468	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}] =$	0.00155		
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 0.25\% * 1.4 / f_y =$	0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00155	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	464	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	D	13	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	286.026	mm
Digunakan tulangan,	D	13 - 200	
$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s =$		664	mm ²

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$A_s' = 50\% * A_s =$	232	mm ²	
Diameter tulangan yang digunakan,	D	13 mm	
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' =$	572.052	mm
Digunakan tulangan,	D	13 - 200	
$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' =$		664	mm ²

2.2.2. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	64982	N
	$V_c = 1/6 * (\sqrt{f'_c}) * b * d =$	249499	N
	$\phi \cdot V_c =$	149700	N
	$\phi \cdot V_s = V_u - \phi \cdot V_c =$	---	N
	$V_s =$	---	N

> V_u Tdk. Perlu tul.geser

Diameter tul. yang digunakan, D	---	Ambil jarak arah Y	---	mm
Luas tulangan geser,	$A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y =$		---	mm ²

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v * f_y * d / V_s = \text{---} \text{ mm}$$

Digunakan tulangan,	D ---	Jarak arah X	---	mm
		Jarak arah Y	---	mm

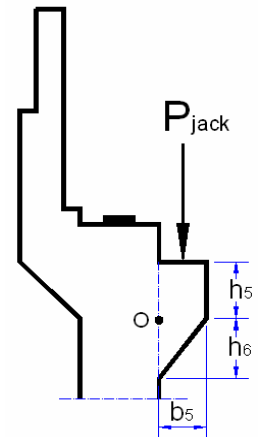
3. CORBEL

Tebal,	$h = h_5 + h_6 =$	1.55	m
Eksentrisitas beban,	$e = b_5/2 =$	0.30	m
Lebar,	$B_y =$	20.00	m
Momen ultimit,	$M_u =$	3744.59	kNm
Gaya geser ultimit,	$V_u =$	12481.96	kN

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 187.2295 \text{ kNm}$$

$$V_u = 624.0982 \text{ kN}$$



3.1. TULANGAN LENTUR

Momen rencana ultimit,	$M_u =$	187.23	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal beton,	$h =$	1550	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	150	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.02796	
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - 1/2 * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$	6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	

Tebal efektif,	$d = h - d' =$	1400	mm
Lebar yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	234.04	kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	0.11941	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}]$	=	0.00031	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 0.25\% * 1.4 / f_y =$	0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00090	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	1256	mm ²
Luas tulangan minimum,	$A_{smin} = M_u / [\phi * f_y * (d - e/2)] =$	480	mm ²
Luas tulangan yang digunakan,	$A_s =$	1256	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 19	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	225.666	mm
Digunakan tulangan,		D 19 - 200	
	$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s =$	1418	mm ²

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

	$A_s' = 50\% * A_s =$	628	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 13	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' =$	211.288	mm
Digunakan tulangan,		D 13 - 200	
	$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' =$	664	mm ²

3.2. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	624098	N
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
	$V_u * d / M_u =$	4.67	>1 maka diambil = 1.00
	$\rho = A_s / (b * d) =$	0.10%	
$V_c = [\sqrt{f'_c} + 120 * \rho * V_u * d / M_u] * b * d / 7 =$		1022300	N
$V_c = 1/6 * (\sqrt{f'_c}) * b * d =$		1164331	N
Diambil,	$V_c =$	1022300	N
	$\phi * V_c =$	613380	N
	$\phi * V_s = V_u - \phi * V_c =$	10718	N
	$V_s =$	17863	N
Diameter tul. yang digunakan, D		13	Ambil jarak arah Y
		400	mm

< Vu Perlu tul.geser

Luas tulangan geser, $A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y = 331.83 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v * f_y * d / V_s = 10142.59 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan,

D 13

Jarak arah X 600 mm

Jarak arah Y 400 mm

4. WING WALL

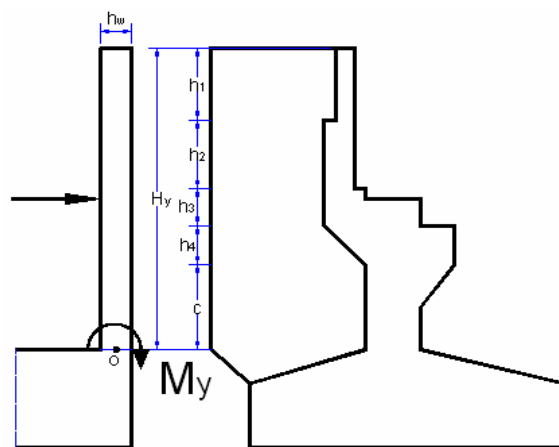
4.1. TINJAUAN WING WALL ARAH VERTIKAL

Tebal,	$h = h_w =$	0.50	m
Lebar,	$H_x =$	3.40	m
Momen ultimit,	$M_u = M_{uy} =$	1543.32	kNm
Gaya geser ultimit,	$V_u =$	1176.96	kN

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 453.9183 \text{ kNm}$$

$$V_u = 346.1659 \text{ kN}$$



4.1.1. TULANGAN LENTUR

Momen rencana ultimit,	$M_u =$	453.92	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal beton,	$h =$	500	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	50	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$		0.02796	
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$		6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Tebal efektif,	$d = h - d' =$	450	mm
Lebar yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	567.40	kNm

Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n \cdot 10^{-6} / (b \cdot d^2) =$	2.80196	$R_n < R_{max}$ (OK)
-----------------------	---	---------	----------------------

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0.85 \cdot f_c')}] =$	0.00774
---	---------

Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 0.25\% \cdot 1.4 / f_y =$	0.00090
-------------------------	---	---------

Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00774
--------------------------------	----------	---------

Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho \cdot b \cdot d =$	3481	mm ²
--------------------------------	--------------------------------	------	-----------------

Diameter tulangan yang digunakan,	D 22	mm
-----------------------------------	------	----

Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s =$	109.197	mm
---------------------------------	---	---------	----

Tulangan arah vertikal pada sisi dalam Wing wall :

Digunakan tulangan,	D 22	-	100
---------------------	------	---	-----

$$A_s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s = 3801 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan susut diambil 30% tulangan pokok.

$$A_s' = 30\% \cdot A_s = 1044 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan,	D 16	mm
-----------------------------------	------	----

Jarak tulangan yang diperlukan,	$s' = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s' =$	192.524	mm
---------------------------------	---	---------	----

Tulangan arah vertikal pada sisi luar Wing wall :

Digunakan tulangan,	D 16	-	150
---------------------	------	---	-----

$$A_s' = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s' = 1340 \text{ mm}^2$$

4.1.2. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	346166	N
$V_c = 1/6 \cdot (\sqrt{f_c'}) \cdot b \cdot d =$		374249	N
$\phi \cdot V_c =$		224550	N
$\phi \cdot V_s = V_u - \phi \cdot V_c =$		121616	N
$V_s =$		202694	N

< Vu Perlu tul.geser

Diameter tul. yang digunakan, D	13	Ambil jarak arah Y	350	mm
---------------------------------	----	--------------------	-----	----

Luas tulangan geser,	$A_v = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / S_y =$	379.24	mm ²
----------------------	---	--------	-----------------

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 328.36 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan,	D 13	Jarak arah X	300	mm
---------------------	------	--------------	-----	----

Jarak arah Y	350	mm
--------------	-----	----

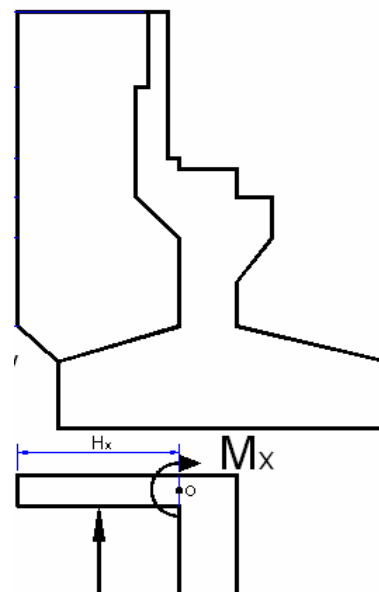
4.2. TINJAUAN WING WALL ARAH HORIZONTAL

Tebal,	$h = h_w =$	0.50	m
Lebar,	$H_Y =$	5.70	m
Momen ultimit,	$M_u = M_{ux} =$	1000.42	kNm
Gaya geser ultimit,	$V_u =$	1176.96	kN

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 175.512 \text{ kNm}$$

$$V_u = 206.485 \text{ kN}$$



4.2.1. TULANGAN LENTUR

Momen rencana ultimit,	$M_u =$	175.51	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tebal beton,	$h =$	500	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	50	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$		0.02796	
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$		6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Tebal efektif,	$d = h - d' =$	450	mm
Lebar yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	219.39	kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	1.08341	$R_n < R_{max} \text{ (OK)}$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}] =$	0.00285	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 0.25\% * 1.4 / f_y =$	0.00090
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00285
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	1284 mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	D	16 mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	156.611 mm

Tulangan arah horisontal pada sisi dalam Wing wall :

Digunakan tulangan,

D 16 - 100

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 2011 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan susut diambil 30% tulangan pokok.

$$A_s' = 30\% * A_s = 385 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan,

D 13 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 344.625 \text{ mm}$$

Tulangan arah horisontal pada sisi luar Wing wall :

Digunakan tulangan,

D 13 - 200

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 664 \text{ mm}^2$$

4.2.2. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	206485	N
	$V_c = 1/6 * (\sqrt{f_c'}) * b * d =$	374249	N
	$\phi * V_c =$	224550	N
	$V_s = V_u =$	206485	N

> V_u Hanya perlu tul.geser min

Diameter tul. yang digunakan, D

13

Ambil jarak arah Y

300

mm

Luas tulangan geser,

$$A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y =$$

442.44

mm²

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v * f_y * d / V_s = 376.05 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan,

D 13

Jarak arah X

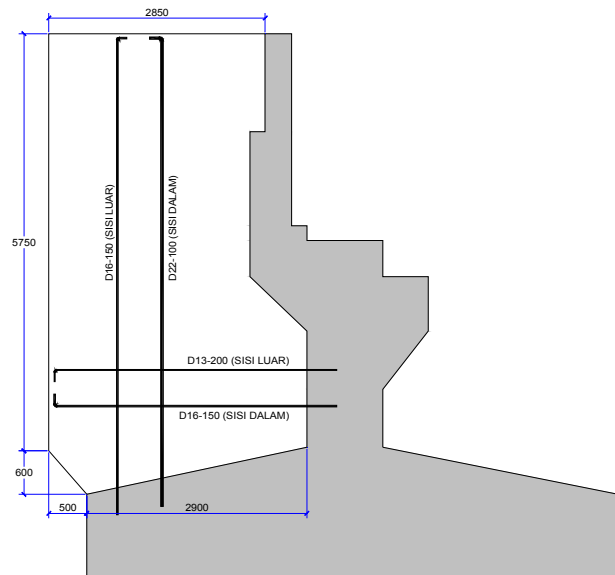
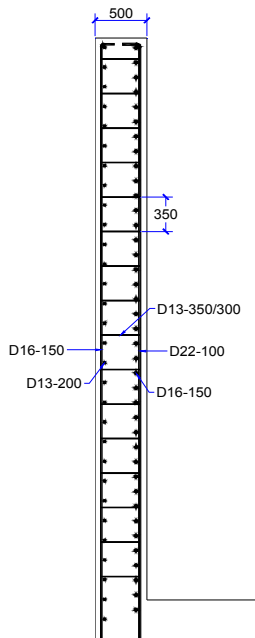
350

mm

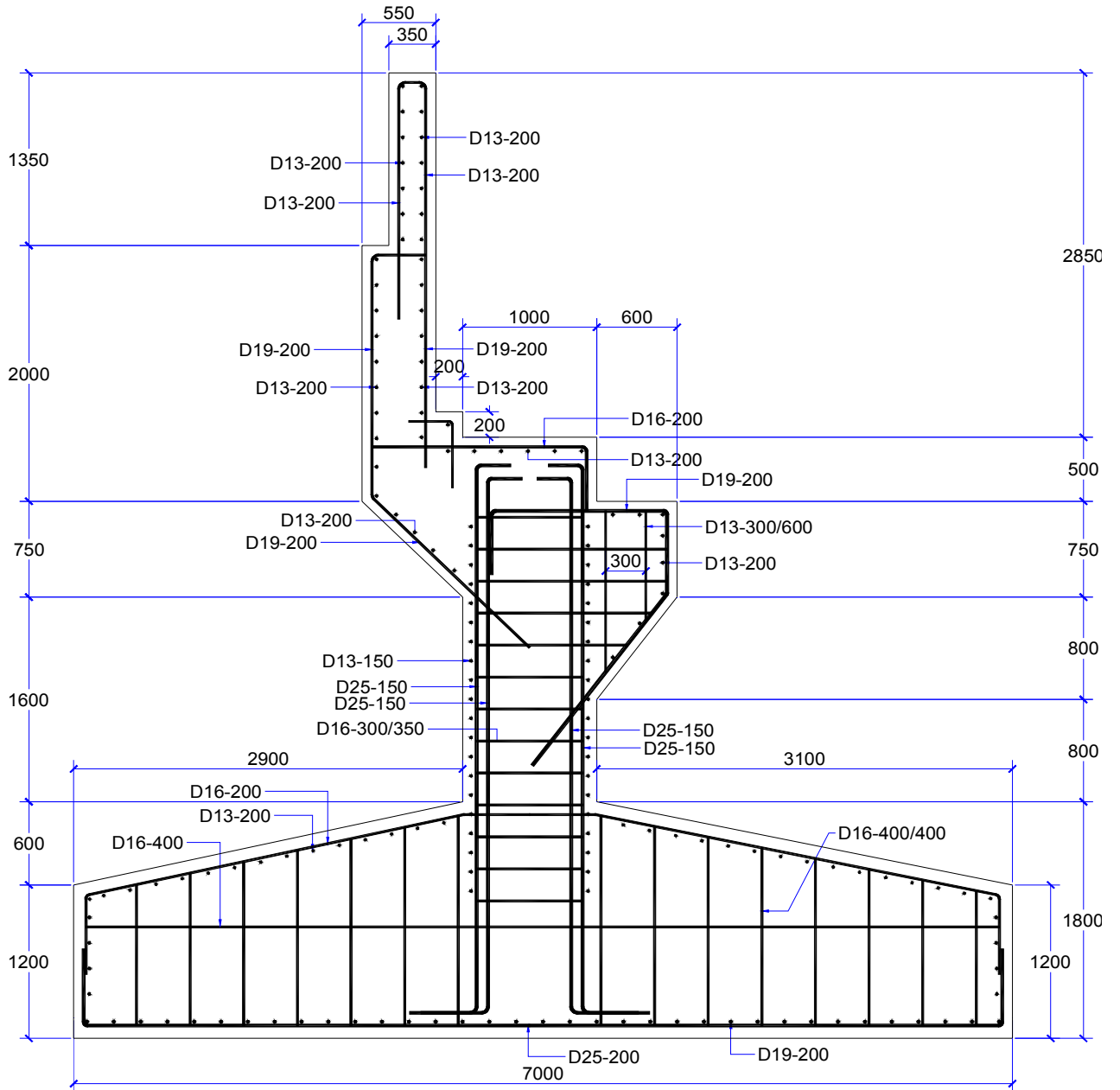
Jarak arah Y

300

mm



PEMBESIAN WING WALL



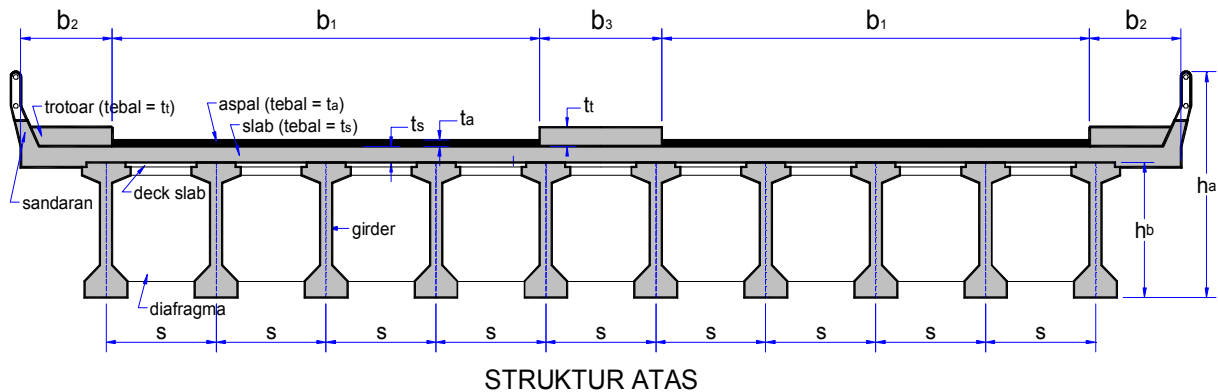
PEMBESIAN ABUTMENT DAN PILE CAP

ANALISIS BEBAN PIER

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

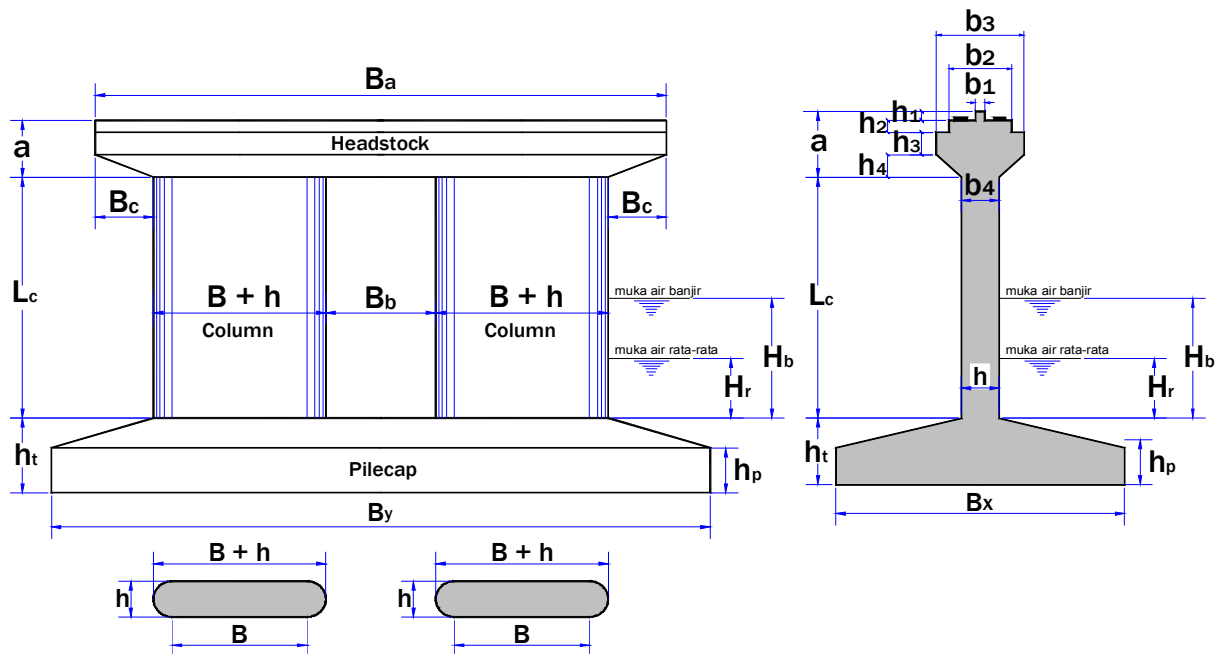
[C]2008:MNI-EC

A. DATA STRUKTUR ATAS



URAIAN DIMENSI	NOTASI	DIMENSI	SATUAN
Lebar jalan (jalur lalu-lintas)	b_1	7.00	m
Lebar trotoar (pejalan kaki)	b_2	1.50	m
Lebar median (pemisah jalur)	b_3	2.00	m
Lebar total jembatan	b	19.00	m
Tebal slab lantai jembatan	t_s	0.20	m
Tebal lapisan aspal + overlay	t_a	0.10	m
Tebal trotoar / median	t_t	0.30	m
Tebal genangan air hujan	t_h	0.05	m
Tinggi girder prategang	h_b	2.10	m
Tinggi bidang samping jembatan	h_a	2.75	m
Jarak antara balok prategang	s	1.80	m
Panjang bentang jembatan	L	40.00	m
Specific Gravity		kN/m^3	
Berat beton bertulang	$w_c =$	25.0	
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	$w'_c =$	24.0	
Berat aspal	$w_a =$	22.0	
Berat jenis air	$w_w =$	9.8	

B. DATA STRUKTUR BAWAH (PIER)



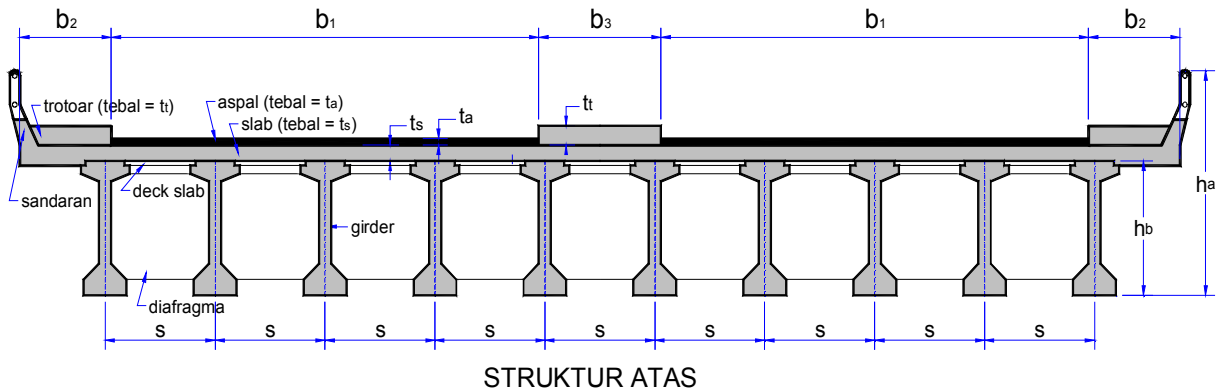
HEADSTOCK				DATA SUNGAI		
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	KEDALAMAN AIR	NOTASI	(m)
b_1	0.30	h_1	0.30	Saat banjir rencana	H_b	3.00
b_2	1.90	h_2	0.40	Rata-rata tahunan	H_r	1.50
b_3	2.70	h_3	0.75	Sudut arah aliran sungai terhadap Pier		
b_4	1.20	h_4	0.75	$\theta =$	10	°
B_a	18.00	a	2.20			
PIER WALL (COLUMN)				TANAH DASAR PILE CAP		
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	Berat volume, $w_s =$	18.4	kN/m^3
B	5.00	B_c	1.40	Sudut gesek, $\phi =$	15	°
h	1.20	L_c	7.00	Kohesi, $C =$	5	kPa
B_b	2.80					
PILE-CAP				BAHAN STRUKTUR		
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	Mutu Beton	K - 300	
h_p	1.20	B_x	8.00	Mutu Baja Tulangan	U - 39	
h_t	2.00	B_y	20.00			

I. ANALISIS BEBAN KERJA

1. BERAT SENDIRI (MS)

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

1.1. BERAT SENDIRI STRUKTUR ATAS

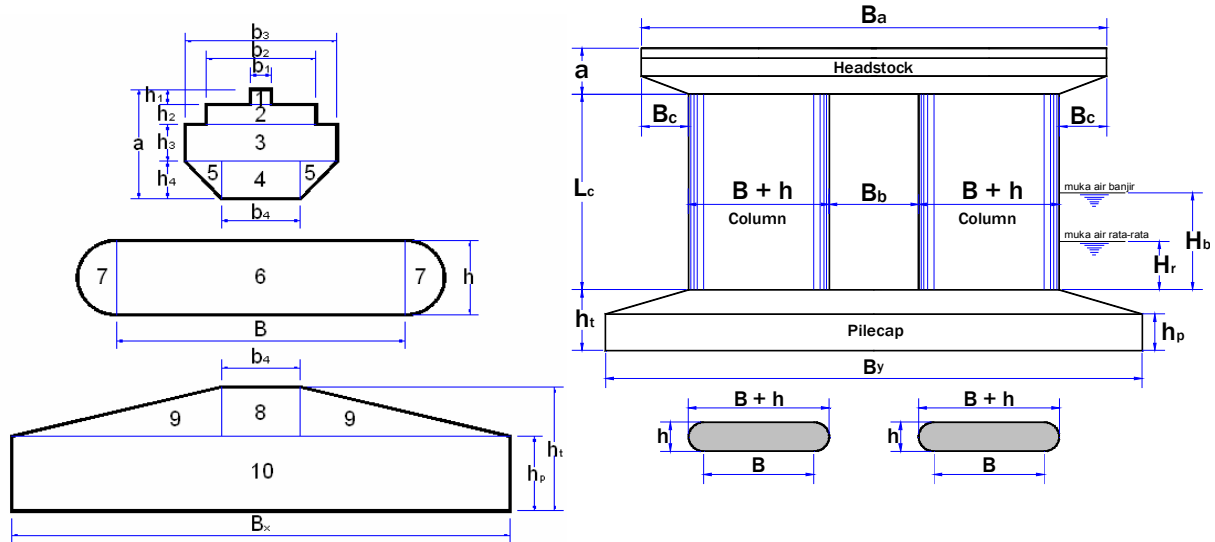


No	Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	16.00	0.20	40.00	1	25.00	kN/m ³	3200.00
2	Deck slab	1.21	0.07	40.00	9	25.00	kN/m ³	762.30
3	Trotoar (slab, sandaran, dll)			40.00	2	0.00	kN/m	0.00
4	Balok prategang			40.00	10	21.10	kN/m	8440.81
5	Diafragma			40.00	9	3.88	kN/m	1396.22
Total berat sendiri struktur atas,							$P_{MS} =$	13799.33

Letak titik berat struktur atas terhadap fondasi,

$$z_a = h_t + L_c + a + h_a/2 = 12.575 \text{ m}$$

1.2. BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH



BERAT HEADSTOCK

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	Lengan terhadap alas		Mom.stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
1	0.30	0.30	18.00	1	40.50	$a-h_1/2$	2.05	83.03
2	1.90	0.40	18.00	1	342.00	$a-h_1-h_2/2$	1.70	581.40
3	2.70	0.75	18.00	1	911.25	$h_4+h_3/2$	1.13	1025.16
4	1.20	0.75	16.60	1	373.50	$h_4/2$	0.38	140.06
5	1.50	0.75	16.60	0.5	233.44	$2/3 \cdot h_4$	0.50	116.72

Berat headstock,

$$W_h = 1900.69 \text{ kN}$$

$$M_h = 1946.36$$

Letak titik berat terhadap alas,

$$y_h = M_h / W_h = 1.024 \text{ m}$$

Letak titik berat terhadap dasar fondasi,

$$z_h = y_h + L_c + h_t = 10.024 \text{ m}$$

BERAT PIER WALL (COLUMN)

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				Jumlah	BERAT (kN)	Lengan y (m)	Mom.stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape				
6	5.00	1.20	7.00	1	2	2100.00	3.50	7350.00
7		1.20	7.00	$\pi/4 \cdot h^2$	2	395.84	3.50	1385.44

Berat Pier Wall,

$$W_c = 2495.84$$

$$M_c = 8735.44$$

Letak titik berat terhadap alas,

$$y_c = M_c / W_c = 3.500 \text{ m}$$

Letak titik berat terhadap dasar fondasi,

$$z_c = y_c + h_t = 5.500 \text{ m}$$

Luas penampang Pier Wall,

$$A = 2 \cdot (B \cdot h + \pi/4 \cdot h^2) = 14.262 \text{ m}^2$$

Lebar ekivalen Pier Wall,

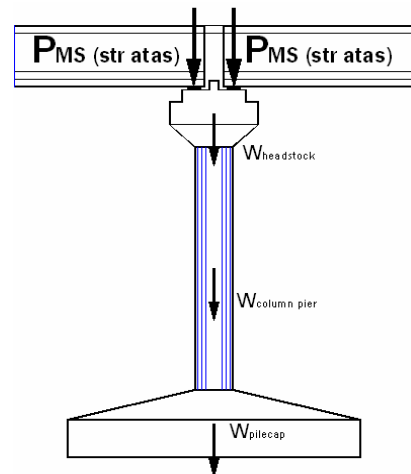
$$B_e = A / h = 11.885 \text{ m}$$

BERAT PILECAP

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	Lengan terhadap alas		Mom.stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
8	1.20	0.80	17.60	1	422.40	$h_p+(h_t-h_p)/2$	1.60	675.84
9	6.80	0.80	17.60	0.5	1196.80	$h_p+(h_t-h_p)/3$	1.47	1755.31
10	8.00	2.00	20.00	1	8000.00	$h_p/2$	0.60	4800.00
Berat pilecap,					$W_p = 9619.20$	kN	$M_p = 7231.15$	
Letak titik berat terhadap alas,					$y_p = M_p / W_p =$		0.752	m
Letak titik berat terhadap dasar fondasi,					$z_p = y_p =$		0.752	m

REKAP BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH (PIER)

No	Jenis Konstruksi	Berat (kN)
1	Headstock (Pier Head)	$W_h = 1900.69$
2	Pier Wall (Column)	$W_c = 2495.84$
3	Pilecap	$W_p = 9619.20$
Total berat sendiri struktur bawah,		$P_{MS} = 14015.73$



1.3. BEBAN AKIBAT BERAT SENDIRI (MS)

No	Berat sendiri	P_{MS} (kN)
1	Struktur atas	13799.33
2	Struktur bawah	14015.73
Beban berat sendiri pada Fondasi,		$P_{MS} = 27815.06$
Beban berat sendiri pada Pier Wall,		$P_{MS} = 18195.86$

2. BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

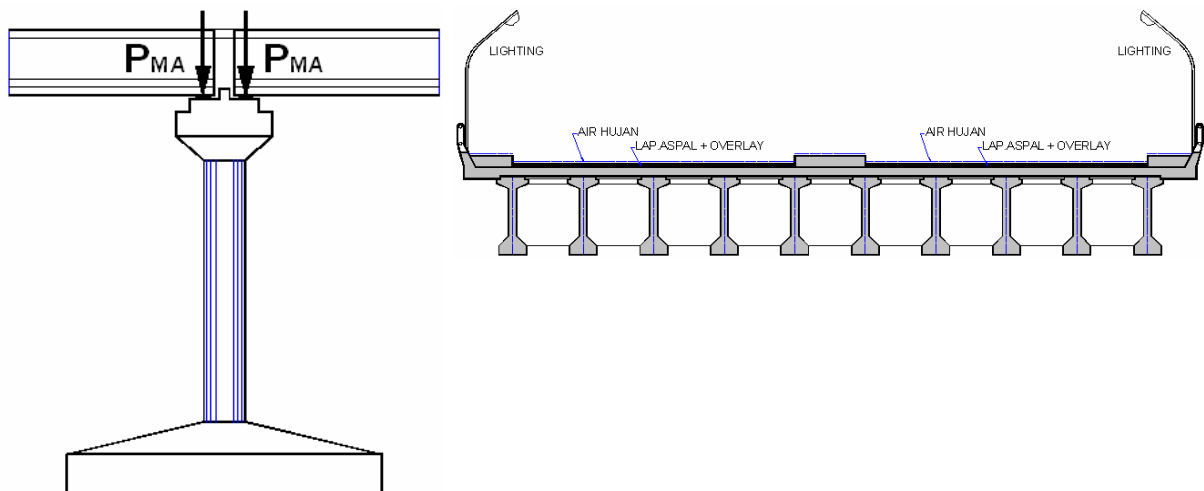
Beban mati tambahan (*superimposed dead load*), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- 1) Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- 2) Genangan air hujan jika sistim drainase tidak bekerja dengan baik,
- 3) Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME.

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0.10	7.00	40.00	2	22.00	1232.00
2	Railing, lights	w =	0.5	40.00	2		40.00
3	Instalasi ME	w =	0.1	40.00	2		8.00
4	Air hujan	0.05	19.00	40.00	1	9.80	372.40
Beban mati tambahan pada Pier,						$P_{MA} =$	1652.40

Letak titik berat beban mati tambahan terhadap fondasi,

$$z_a = h_t + L_c + a + h_a/2 = 12.575 \text{ m}$$



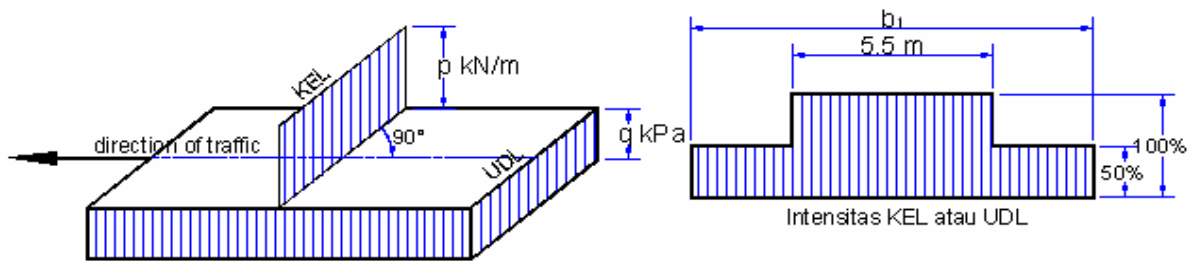
3. BEBAN LAJUR "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL seperti terlihat pada Gambar 1.

UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 8.0 \quad \text{kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 8.0 * (0.5 + 15 / L) \quad \text{kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$



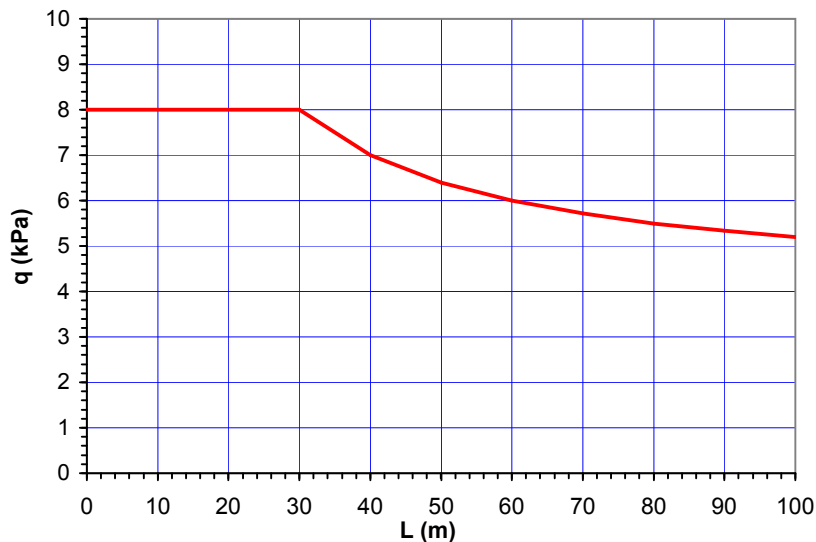
Untuk panjang bentang,

$$L = 40.00 \text{ m}$$

$$q = 8.0 * (0.5 + 15 / L) = 7.00 \text{ kPa}$$

KEL mempunyai intensitas,

$$p = 44.0 \text{ kN/m}$$



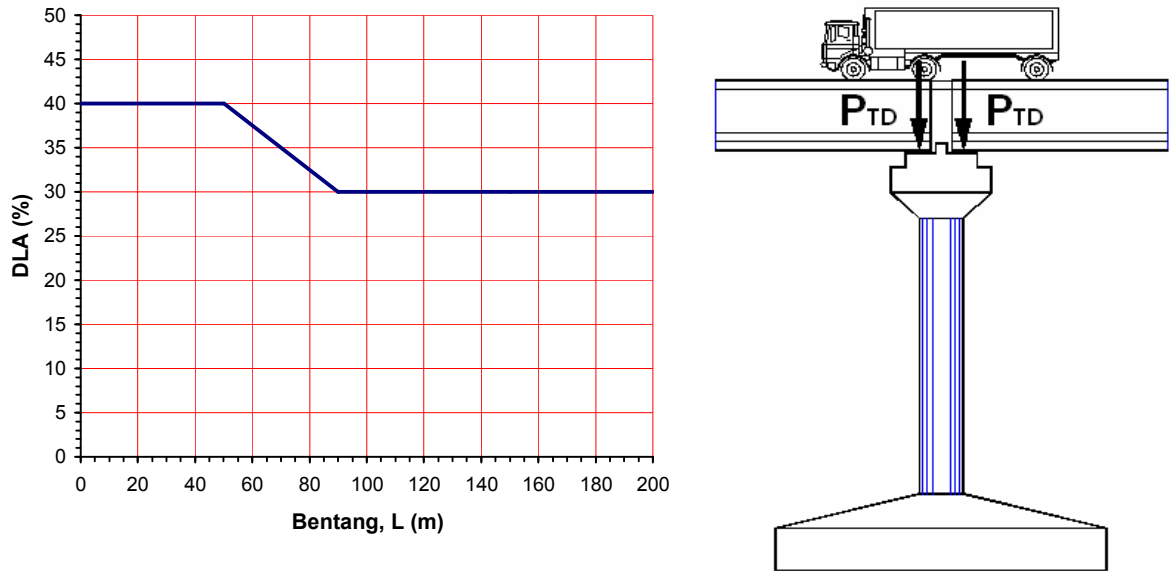
Gambar 2. Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL)

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

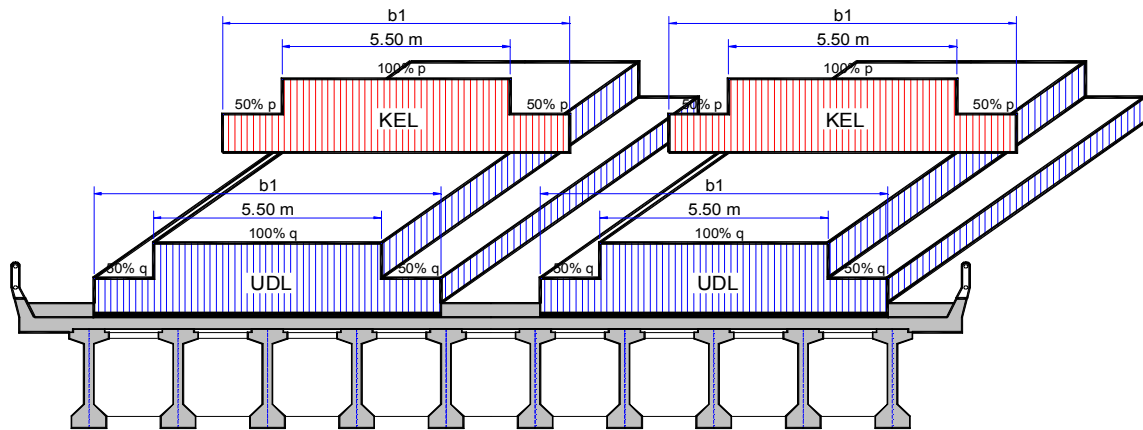
$$DLA = 0.4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0.4 - 0.0025 * (L - 50) \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0.3 \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



Gambar 3. Faktor beban dinamis (DLA)



Untuk harga, $L = 40.00$ m $b_1 = 7.00$ m $DLA = 0.4$

Besar beban lajur "D" pada Pier :

$$P_{TD} = 2 * [q * L * (5.5 + b) / 2 + p * DLA * (5.5 + b) / 2] = 3720.00 \text{ kN}$$

4. BEBAN PEDESTRIAN / PEJALAN KAKI (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Hubungan antara beban merata dan luasan yang dibebani pada trotoar, dilukiskan seperti Gambar 4 atau dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$:

$$q = 5 \text{ kPa}$$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$:

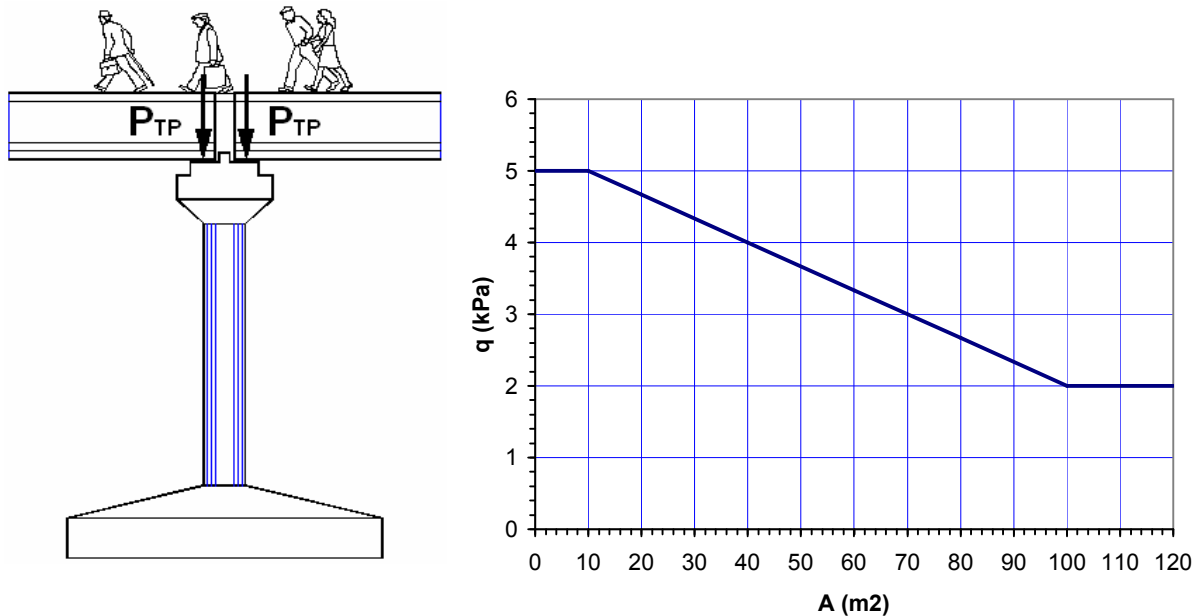
$$q = 5 - 0.033 * (A - 10) \text{ kPa}$$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$:

$$q = 2 \text{ kPa}$$

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

q = beban hidup merata pada trotoar (kPa)



Gambar 4. Pembebanan untuk pejalan kaki

Panjang bentang,

Lebar trotoar,

Jumlah trotoar,

Luas bidang trotoar yang didukung Pier,

Beban merata pada pedestrian,

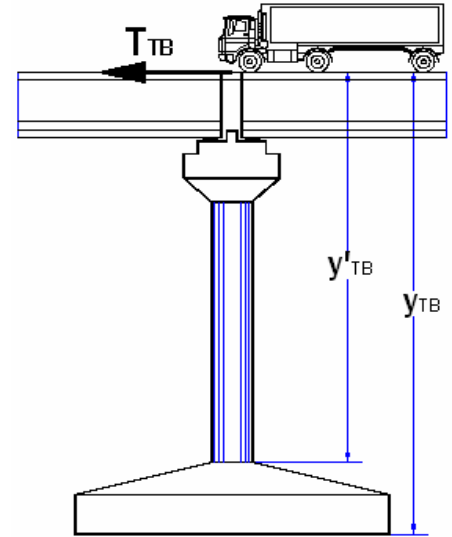
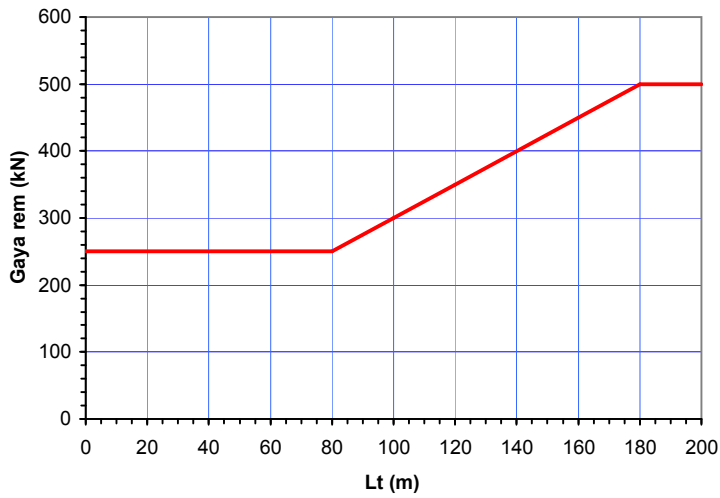
Beban pada Pier akibat pejalan kaki,

$L =$	40.00	m
$b_2 =$	1.50	m
$n =$	2	
$A = b_2 * L * n =$	120.00	m^2
$q =$	2	kPa
$P_{TP} = A * q =$	240.00	KN

5. GAYA REM (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t). Hubungan antara besarnya gaya rem dan panjang total jembatan dilukiskan seperti pada Gambar 5, atau dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

Gaya rem, $T_{TB} = 250$ kN	untuk $L_t \leq 80$ m
Gaya rem, $T_{TB} = 250 + 2.5*(L_t - 80)$ kN	untuk $80 < L_t < 180$ m
Gaya rem, $T_{TB} = 500$ kN	untuk $L_t \geq 180$ m



Gambar 5. Gaya rem

Untuk, $L_t = L = 40.00 \text{ m}$

Gaya rem pada pier (untuk 2 jalur lalu-lintas),

Lengan terhadap Fondasi :

Momen pada Fondasi akibat gaya rem :

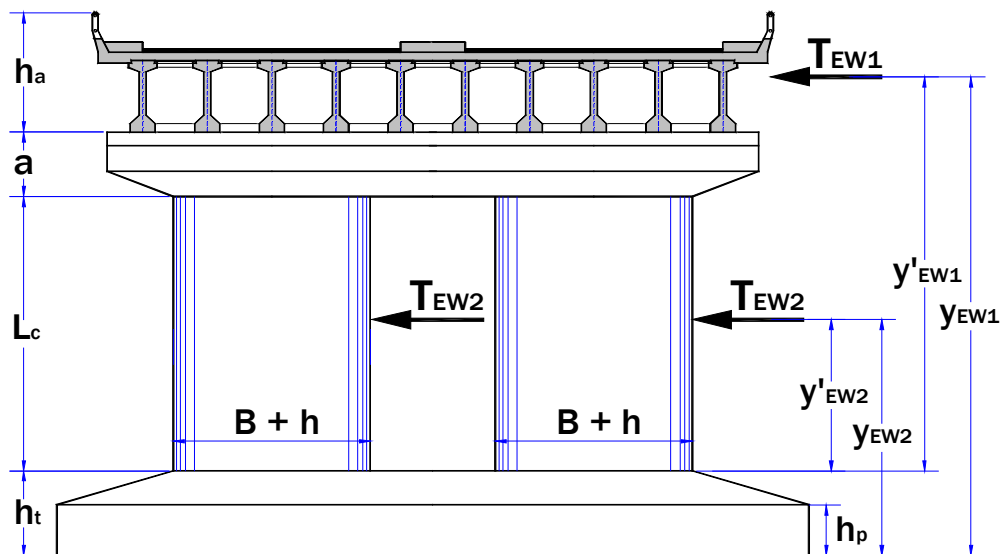
Lengan terhadap dasar Pier Wall :

Momen pada Pier Wall akibat gaya rem :

Gaya rem =	250	kN
$T_{TB} = 2 * 250 =$	500	kN
$Y_{TB} = h_t + L_c + a + h_b =$	13.300	m
$M_{TB} = P_{TB} * Y_{TB} =$	6650.00	kNm
$Y'_{TB} = L_c + a + h_b =$	11.300	m
$M_{TB} = P_{TB} * Y'_{TB} =$	5650.00	kNm

6. BEBAN ANGIN (EW)

6.1. BEBAN ANGIN ARAH Y (MELINTANG JEMBATAN)



Gaya akibat angin dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b \quad \text{kN}$$

C_w = koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = luas bidang samping jembatan (m^2)

$$C_w = 1.25$$

$$V_w = 35 \quad \text{m/det}$$

Panjang bentang,

$$L = 40.00 \quad \text{m}$$

Tinggi bid. samping atas,

$$h_a = 2.75 \quad \text{m}$$

Tinggi bidang samping kendaraan,

$$h_k = 2.00 \quad \text{m}$$

$$A_{b1} = L * (h_a + h_k) = 190.00 \quad \text{m}^2$$

Beban angin pada struktur atas :

$$T_{EW1} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_{b1} = 174.563 \quad \text{kN}$$

Lengan terhadap Fondasi :

$$Y_{EW1} = h_t + L_c + a + h_a/2 = 12.58 \quad \text{m}$$

Momen pd Fondasi akibat angin atas :

$$M_{EW1} = T_{EW1} * Y_{EW1} = 2195.12 \quad \text{kNm}$$

Lengan terhadap dasar Pier Wall :

$$Y'_{EW1} = L_c + a + h_a/2 = 10.58 \quad \text{m}$$

Momen pd Pier Wall akibat angin atas :

$$M'_{EW1} = T_{EW1} * Y'_{EW1} = 1846.00 \quad \text{kNm}$$

Tinggi bid. samping struktur bawah, $L_c + a = 9.20 \quad \text{m}$

$$A_{b2} = 2 * h * (L_c + a) = 22.08 \quad \text{m}^2$$

Beban angin pada struktur bawah :

$$T_{EW2} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_{b2} = 20.286 \quad \text{kN}$$

Lengan terhadap Fondasi : $Y_{EW2} = h_t + (L_c + a)/2 = 6.60$ m

Momen pd Fondasi akibat angin bawah : $M_{EW2} = T_{EW2} * Y_{EW2} = 133.89$ kNm

Lengan terhadap dasar Pier Wall : $Y'_{EW2} = (L_c + a)/2 = 4.60$ m

Momen pd Pier Wall akibat angin bawah : $M'_{EW2} = T_{EW2} * Y'_{EW2} = 93.32$ kNm

Total gaya akibat beban angin : $T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 194.85$ kN

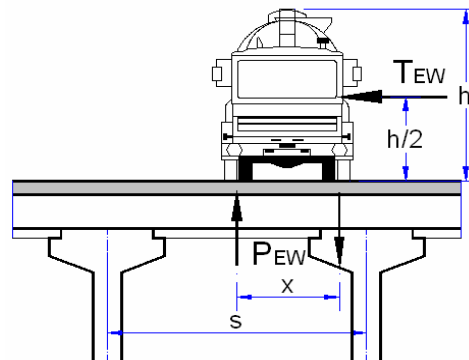
Total momen pada Fondasi akibat beban angin : $M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 2329.01$ kNm

Total momen pada Pier Wall akibat beban angin : $M_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 1939.31$ kNm

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

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 \quad \text{kN/m} \quad \text{dengan, } C_w = 1.2$$

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 = 1.764 \quad \text{kN/m}$$



Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan.

$$h = 2.00 \quad \text{m}$$

$$x = 1.75 \quad \text{m}$$

Jarak antara roda kendaraan

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = 2 * [1/2 * h / x * T_{EW}] * L = 80.640 \quad \text{kN}$$

6.1. BEBAN ANGIN ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)

Ukuran bidang Pier yang ditiup angin,

Tinggi : $L_c + a = 9.20$ m

Lebar : $2 * (B + h) = 12.40$ m

Luas bidang Pier yang ditiup angin, $A_b = 2 * (B + h) * (L_c + a) = 114.08$ m²

Beban angin pada struktur atas :

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b = 104.81 \quad \text{kN}$$

Lengan terhadap Fondasi :

$$Y_{EW} = h_t + (L_c + a)/2 = 6.600 \text{ m}$$

Momen pada Fondasi akibat beban angin :

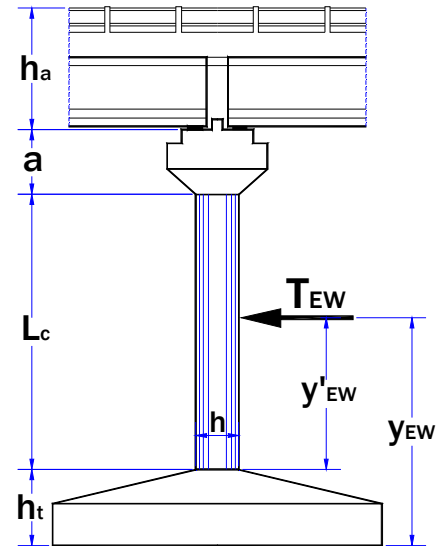
$$M_{EW} = T_{EW} * Y_{EW} = 691.7526 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Pier Wall :

$$Y'_{EW} = (L_c + a)/2 = 4.600 \text{ m}$$

Momen pada Pier Wall akibat beban angin :

$$M_{EW} = T_{EW} * Y'_{EW} = 482.13 \text{ kNm}$$



7. ALIRAN AIR, BENDA HANYUTAN, DAN TUMBUKAN

7.1. ALIRAN AIR

7.1.1. GAYA SERET ARAH Y (MELINTANG JEMBATAN)

Gaya seret pada Pier akibat aliran air dihitung dengan rumus :

$$T_{EF} = 0.5 * C_D * V_a^2 * A_D \quad \text{kN}$$

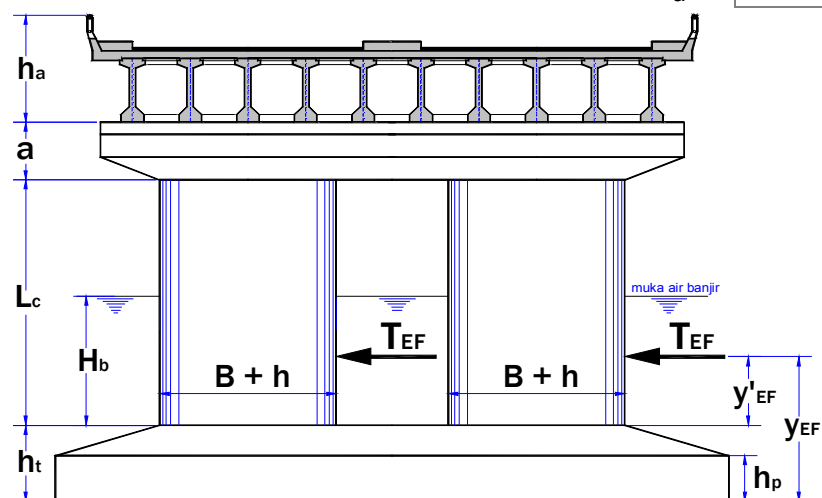
C_D = koefisien seret (Tabel 9)

$$C_D = 0.7$$

V_a = kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dg periode ulang tertentu (m/det)

A_D = luas proyeksi Pier tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air banjir (m^2)

$$V_a = 3.0 \text{ m/det}$$



Sudut arah aliran terhadap Pier,	$\theta =$	10	°
Kedalaman air banjir,	$H_b =$	3.00	m
Lebar Pier tegak lurus aliran,	$h =$	1.20	m
Luas proyeksi pier tegak lurus aliran,	$A_D = H_b * 2 * h / \cos \theta =$	7.31	m ²
Gaya pada Pier akibat aliran air :	$T_{EF} = 0.5 * C_D * V_a^2 * A_D =$	23.03	kN
Lengan terhadap Fondasi :	$Y_{EF} = H_b/2 + h_t =$	3.500	m
Momen pada Fondasi akibat aliran air :	$M_{EF} = T_{EF} * Y_{EF} =$	80.60	kNm
Lengan terhadap Pier Wall :	$Y'_{EF} = H_b/2 =$	1.500	m
Momen pada Pier Wall akibat aliran air :	$M_{EF} = T_{EF} * Y'_{EF} =$	34.54	kNm

7.1.2. GAYA ANGKAT ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)

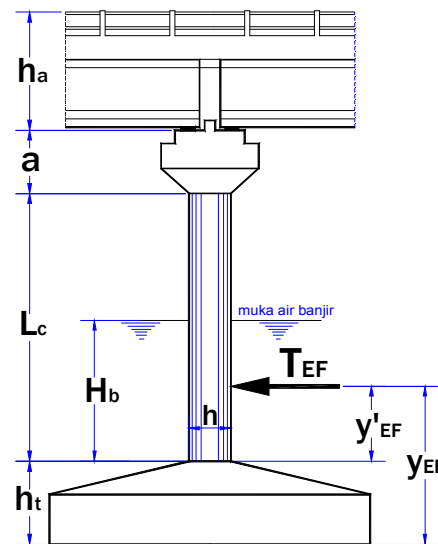
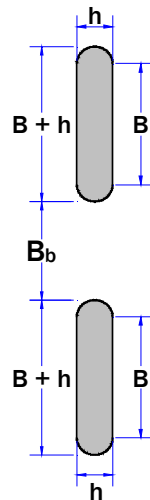
Karena Pier membentuk sudut θ terhadap arah aliran, maka harus diperhitungkan gaya angkat yang arahnya tegak lurus terhadap gaya seret dengan rumus :

$$T_{EF} = 0.5 * C_L * V_a^2 * A_L$$

C_L = koefisien angkat (Tabel 9)

$C_L =$ 0.9

A_L = luas proyeksi pilar sejajar arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air banjir (m²)



Lebar Pier sejajar aliran,	$2 * (B + h) =$	12.40	m
Luas proyeksi pier sejajar aliran,	$A_L = H_b * 2 * (B + h) / \cos \theta =$	37.77	m ²
Gaya angkat pada Pier :	$T_{EF} = 0.5 * C_L * V_a^2 * A_L =$	152.98	kN
Lengan terhadap Fondasi :	$Y_{EF} = H_b/2 + h_t =$	3.500	m
Momen pada Fondasi akibat aliran air :	$M_{EF} = T_{EF} * Y_{EF} =$	535.44	kNm
Lengan terhadap Pier Wall :	$Y'_{EF} = H_b/2 =$	1.500	m
Momen pada Pier Wall akibat aliran air :	$M_{EF} = T_{EF} * Y'_{EF} =$	229.48	kNm

7.2. BENDA HANYUTAN DAN TUMBUKAN DENGAN KAYU

7.2.1. BENDA HANYUTAN

Gaya akibat benda hanyutan dihitung dengan rumus :

$$T_{EF} = 0.5 * C_D * V_a^2 * A'_D \quad \text{kN}$$

$$C_D = 1.04$$

$$A'_D = \text{luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran (m}^2\text{)}$$

Kedalaman benda hanyutan (di bawah muka air banjir),	$D_h =$	1.20	m
Lebar benda hanyutan,	$B_h = L / 2 =$	20.00	m
	$A'_D = B_h * D_h / \cos \theta =$	24.37	m ²
Gaya akibat benda hanyutan,	$T_{EF} = 0.5 * C_D * V_a^2 * A'_D =$	114.053	kN

7.2.2. TUMBUKAN DENGAN BATANG KAYU

Gaya akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan rumus :

$$T_{EF} = M * V_s^2 / d \quad \text{kN}$$

$$M = \text{massa batang kayu} = 2.00 \text{ Ton}$$

$$V_s = \text{kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir (m/det)}$$

$$V_s = 1.4 * V_a = 4.2 \text{ m/det}$$

$$d = \text{lendutan elastis ekivalen (Tabel 10)} = 0.075 \text{ m}$$

Gaya akibat tumbukan dengan kayu,	$T_{EF} = M * V_s^2 / d =$	470.40	kN
-----------------------------------	----------------------------	--------	----

7.2.3. GAYA DAN MOMEN YANG DIGUNAKAN

Untuk analisis kekuatan Pier diambil gaya yang terbesar di antara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, sehingga :

	$T_{EF} =$	470.40	kN
Lengan terhadap Fondasi :	$Y_{EF} = H_b - D_h/2 + h_t =$	4.400	m
Momen pada Fondasi akibat aliran air :	$M_{EF} = T_{EF} * Y_{EF} =$	2069.76	kNm
Lengan terhadap Pier Wall :	$Y'_{EF} = H_b - D_h/2 =$	2.400	m
Momen pada Pier Wall akibat aliran air :	$M_{EF} = T_{EF} * Y'_{EF} =$	1128.96	kNm

8. BEBAN GEMPA (EQ)

8.1. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$T_{EQ} = K_h * I * W_t$$

dengan, $K_h = C * S$

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horisontal

I = Faktor kepentingan

W_t = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

$$= P_{MS} + P_{MA} \quad \text{kN}$$

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

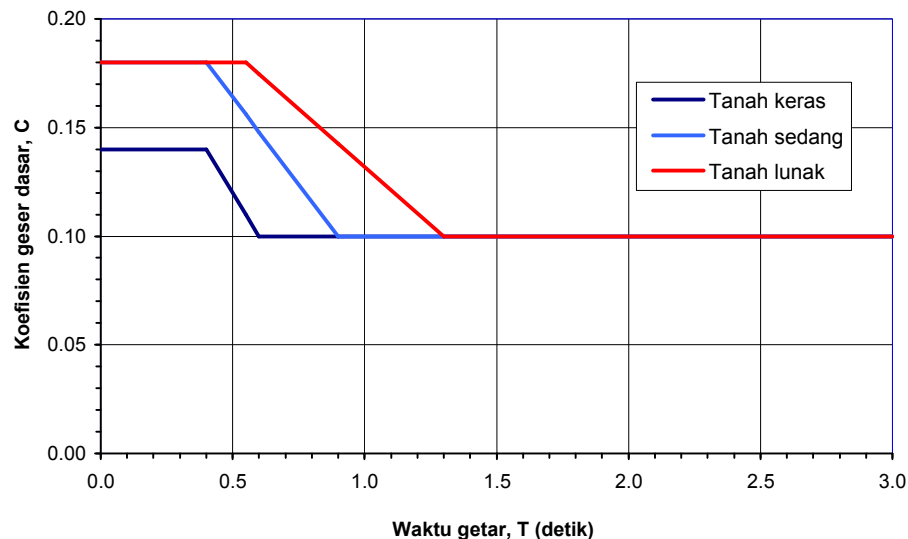
Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{ [W_t / (g * K_P)] }$$

g = percepatan gravitasi (= 9.8 m/det²)

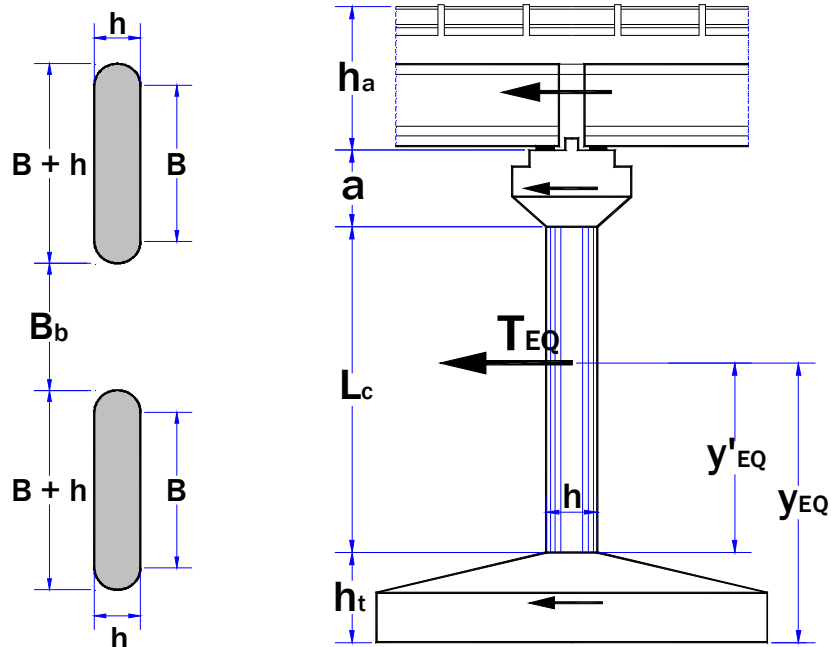
K_P = kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yg diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

Hubungan antara waktu getar dan koefisien geser dasar untuk kondisi tanah tertentu dan wilayah gempa 3 dilukiskan seperti pada Gambar 6.



Gambar 6. Koefisien geser dasar C

8.1.1. BEBAN GEMPA ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)



Luas penampang Pier Wall,	$A = 2 * (B * h + \pi/4 * h^2) =$	14.262	m ²
Tebal penampang Pier Wall	$h =$	1.20	m
Lebar penampang Pier Wall ekuivalen,	$B_e = A / h =$	11.885	m
Tinggi Pier Wall,	$L_c =$	7.00	m
Inersia penampang Pier Wall,	$I_c = 1/ 12 * B_e * h^3 =$	1.71143	m ⁴
Mutu beton, K - 300	$f'_c = 0.83 * K / 10 =$	24.9	MPa
Modulus elastis beton,	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa
	$E_c =$	23452953	kPa
Nilai kekakuan Pier Wall,	$K_p = 3 * E_c * I_c / L_c^3 =$	351063	kN/m
Percepatan grafitasi,	$g =$	9.81	m/det ²
Berat sendiri struktur atas,	$P_{MS(str atas)} =$	13799.33	kN
Berat sendiri head stock,	$P_{MS(head stock)} =$	1900.69	kN
Separoh berat Pier Wall,	$1/2 * P_{MS(pier wall)} =$	1247.92	kN
Beban mati tambahan struktur atas,	$P_{MA} =$	1652.40	kN
Berat total struktur,	$W_t = P_{MS(total)} + P_{MA} =$	18600.34	N
Waktu getar alami struktur,	$T = 2 * \pi * \sqrt{ [W_t / (g * K_p)] } =$	0.46176	detik

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium).

Lokasi di wilayah gempa 3.

Dari kurva koefisien geser dasar pada Gambar 6 diperoleh :

Koefisien geser dasar,

$$C = 0.17$$

Untuk jembatan dg sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dg rumus :

$$S = 1.0 * F \quad \text{dengan,} \quad F = 1.25 - 0.025 * n \quad \text{dan} \quad F \text{ harus diambil } \geq 1$$

F = faktor perangkaan,

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = 1$ maka : $F = 1.25 - 0.025 * n = 1.225$

$S = 1.0 * F = 1.225$

Koefisien beban gempa horisontal,

$K_h = C * S = 0.20825$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan / hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan,

$I = 1.0$

Gaya gempa,

$T_{EQ} = K_h * I * W_t = 0.20825 * W_t$

Distribusi beban gempa pada Pier adalah sebagai berikut :

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T _{EQ} (kN)	Lengan thd. Fond	Z (m)	T _{EQ} *Z (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	13799.33	2873.71	Z _a	12.575	36136.91
2	Beban mati tambahan	1652.40	344.11	Z _a	12.575	4327.21
3	Berat sendiri Headstock	1900.69	395.82	Z _h	10.024	3967.69
4	Berat sendiri Pier Wall	2495.84	519.76	Z _c	5.500	2858.67
5	Berat sendiri Pilecap	9619.20	2003.20	Z _p	0.752	1505.89
Gaya pada Fondasi akibat gempa,			T _{EQ} = 6136.60 kN			M _{EQ} = 48796.37

Lengan terhadap Fondasi :

$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 7.952$ m

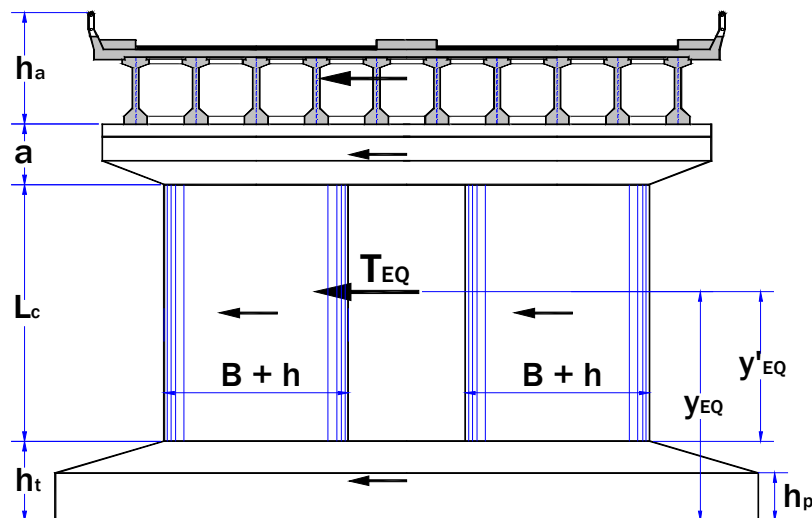
Lengan terhadap Pier Wall :

$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t = 5.952$ m

Momen pada Pier Wall akibat beban gempa :

$M_{EQ} = T_{EQ} * Y'_{EQ} = 36523.18$ kNm

8.1.1. BEBAN GEMPA ARAH Y (MELINTANG JEMBATAN)



Inersia penampang Pier Wall,	$I_c = 1/12 * h * B_e^3 =$	167.878	m ⁴
Nilai kekakuan,	$K_p = 3 * E_c * I_c / L_c^3 =$	3.4E+07	kN/m
Waktu getar alami struktur,	$T = 2 * \pi * \sqrt{[W_t / (g * K_p)]} =$	0.04662	detik

Dari kurva koefisien geser dasar pada Gambar 6 diperoleh :

Koefisien geser dasar,	$C =$	0.18
Faktor tipe struktur,	$S = 1.0 * F =$	1.225
Faktor kepentingan,	$I =$	1.0
Koefisien beban gempa horisontal,	$K_h = C * S =$	0.2205
Gaya gempa,	$T_{EQ} = K_h * I * W_t =$	0.2205 * W_t

Distribusi beban gempa pada Pier adalah sebagai berikut :

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T _{EQ} (kN)	Lengan thd. Fond	z (m)	T _{EQ} *z (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	13799.33	3042.75	Z _a	12.575	38262.61
2	Beban mati tambahan	1652.40	364.35	Z _a	12.575	4581.75
3	Berat sendiri Headstock	1900.69	419.10	Z _h	10.024	4201.09
4	Berat sendiri Pier Wall	2495.84	550.33	Z _c	5.500	3026.83
5	Berat sendiri Pilecap	9619.20	2121.03	Z _p	0.752	1594.47
Gaya pada Fondasi akibat gempa,		T _{EQ} =	6497.57	kN	M _{EQ} =	51666.75

Lengan terhadap Fondasi :

$$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 7.952 \text{ m}$$

Lengan terhadap Pier Wall :

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t = 5.952 \text{ m}$$

Momen pd Pier Wall akibat beban gempa,

$$M_{EQ} = 38671.60 \text{ kNm}$$

8.2. TEKANAN AIR LATERAL AKIBAT GEMPA

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan air pada Pier (jenis dinding) dihitung dengan rumus :

$$T_{EQ} = 0.58 * K_h * I * w_w * B_p * H_r^2$$

$$w_w = \text{berat volume air (kN/m}^3\text{)}$$

$$H_r = \text{kedalaman air rata-rata (m)}$$

$$B_p = \text{lebar pier yang ditinjau (m)}$$

$$w_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

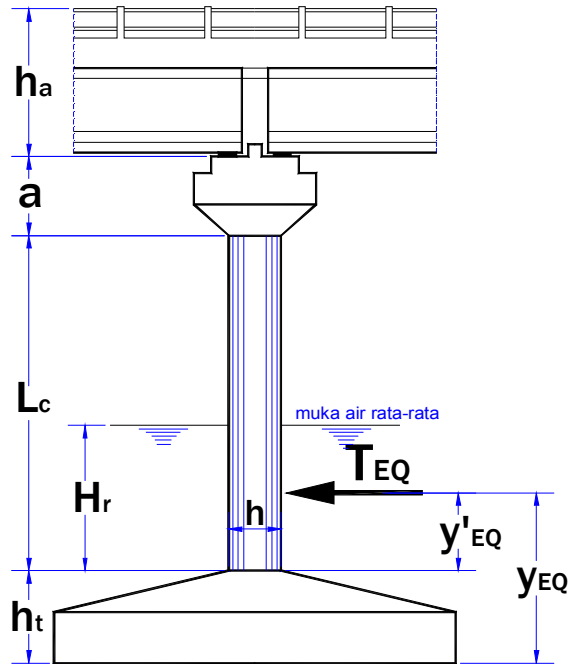
$$H_r = 1.50 \text{ m}$$

$$K_h = 0.20825$$

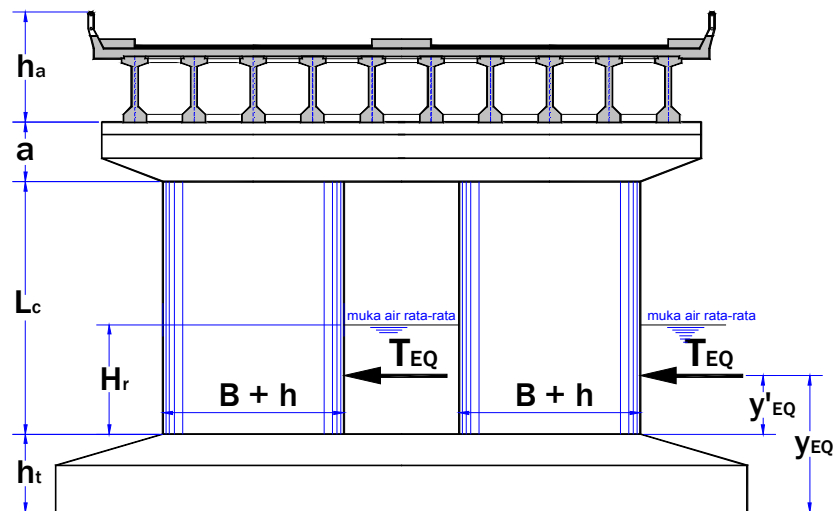
$$I = 1.0$$

8.2.1. TEKANAN AIR AKIBAT GEMPA ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)

Lebar Pier arah memanjang jembatan,	$B_p = 2 * (B + h) =$	12.40	m
Tekanan air lateral,	$T_{EQ} = 0.58 * K_h * I * w_w * B_p * H_r^2 =$	33.03	kN
Lengan terhadap Fondasi,	$Y_{EQ} = H_r/2 + h_t =$	2.750	m
Momen pada Fondasi akibat tekanan air,	$M_{EQ} = T_{EQ} * Y_{EQ} =$	90.82	kNm
Lengan terhadap Pier Wall,	$Y'_{EQ} = H_r/2 =$	0.750	m
Momen pada Pier Wall akibat tekanan air lateral,	$M_{EQ} = T_{EQ} * Y'_{EQ} =$	24.77	kNm



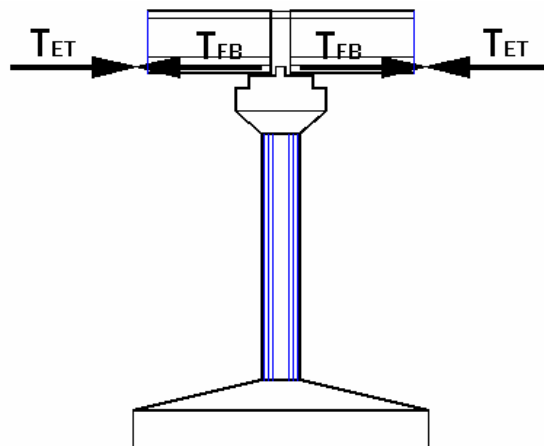
8.2.1. TEKANAN AIR AKIBAT GEMPA ARAH Y (MELINTANG JEMBATAN)



Lebar Pier arah melintang jembatan,	$B_p = 2 * h =$	2.40	m
Tekanan air lateral,	$T_{EQ} = 0.58 * K_h * I * w_w * B_p * H_r^2 =$	6.39	kN
Lengan terhadap Fondasi,	$Y_{EQ} = H_r/2 + h_t =$	2.75	m
Momen pada Fondasi akibat tekanan air,	$M_{EQ} = T_{EQ} * Y_{EQ} =$	17.58	kNm
Lengan terhadap Pier Wall,	$Y'_{EQ} = H_r/2 =$	0.75	m
Momen pada Pier Wall akibat tekanan air lateral,	$M_{EQ} = T_{EQ} * Y'_{EQ} =$	4.79	kNm

9. GAYA GESEK (FB) DAN PENGARUH TEMPERATUR (ET)

Gaya gesek pada perletakan bergerak (T_{FB}) maupun gaya yang ditimbulkan oleh perbedaan temperatur (T_{ET}) resultan gayanya = 0 (saling meniadakan), sehingga gaya-gaya tsb. tidak diperhitungkan dalam analisis Pier.



10. KOMBINASI BEBAN KERJA

REKAP BEBAN KERJA PADA PIER			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	27815.06				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	3720.00				
5	Beban pedestrian	TP	240.00				
6	Gaya rem	TB		500.00		6650.00	
	Aksi Lingkungan						
7	Aliran air	EF		152.98	23.03	535.44	80.60
8	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2069.76
9	Beban angin	EW	80.640	104.81	194.85	691.75	2329.01
10	Beban gempa	EQ		6136.60	6497.57	48796.37	51666.75
11	Tekanan air gempa	EQ		33.03	6.39	90.82	17.58

KOMBINASI - 1			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	27815.06				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	3720.00				
5	Beban pedestrian	TP	240.00				
6	Gaya rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
7	Aliran air	EF					
8	Hanyutan/Tumbukan	EF					
9	Beban angin	EW					
10	Beban gempa	EQ					
11	Tekanan air gempa	EQ					
			33427.46	0	0	0	0

KOMBINASI - 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	27815.06				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	3720.00				
5	Beban pedestrian	TP	240.00				
6	Gaya rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
7	Aliran air	EF		152.98	23.03	535.44	80.60
8	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2069.76
9	Beban angin	EW					
10	Beban gempa	EQ					
11	Tekanan air gempa	EQ					
			33427.46	152.9842	493.4299	535.445	2150.365

KOMBINASI - 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	27815.06				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	3720.00				
5	Beban pedestrian	TP	240.00				
6	Gaya rem	TB		500.00		6650.00	
	Aksi Lingkungan						
7	Aliran air	EF		152.98	23.03	535.44	80.60
8	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2069.76
9	Beban angin	EW	80.640	104.81	194.85	691.75	2329.01
10	Beban gempa	EQ					
11	Tekanan air gempa	EQ					
			33508.1	757.7952	688.2784	7877.2	4479.376

KOMBINASI - 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	27815.06				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
7	Aliran air	EF					
8	Hanyutan/Tumbukan	EF					
9	Beban angin	EW					
10	Beban gempa	EQ		6136.60	6497.57	48796.37	51666.75
11	Tekanan air gempa	EQ		33.03	6.39	90.82	17.58
			29467.46	6169.623	6503.966	48887.2	51684.33

REKAP KOMBINASI BEBAN UNTUK PERENCANAAN TEGANGAN KERJA

No	Kombinasi Beban	Tegangan berlebihan	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	KOMBINASI-1	0%	33427.46	0.00	0.00	0.00	0.00
2	KOMBINASI-2	25%	33427.46	152.98	493.43	535.44	2150.36
3	KOMBINASI-3	40%	33508.10	757.80	688.28	7877.20	4479.38
4	KOMBINASI-4	50%	29467.46	6169.62	6503.97	48887.19	51684.33

11. KONTROL STABILITAS GULING

11.1. STABILITAS GULING ARAH MEMANJANG JEMBATAN

Letak titik guling A (ujung fondasi) thd. pusat fondasi :

$$B_x / 2 = \boxed{4} \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

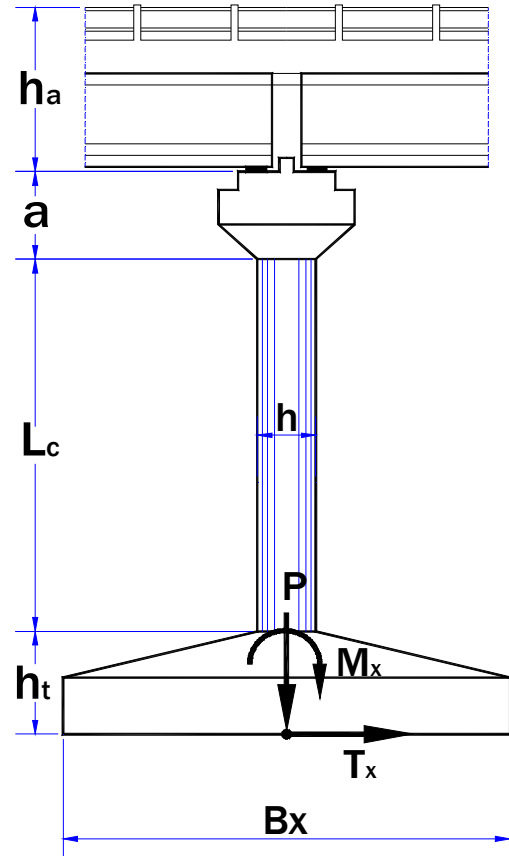
M_x = momen penyebab guling

Momen penahan guling :

$$M_p = P * (B_x / 2) * (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling :

$$SF = M_p / M_x \quad \text{harus} \geq 2.2$$



No	Kombinasi Beban	k	P (kN)	M_x (kNm)	M_p (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	33427.46	0.00	133709.8		
2	Kombinasi - 2	25%	33427.46	535.44	167137.3	312.15	> 2.2 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	33508.10	7877.20	187645.3	23.82	> 2.2 (OK)
4	Kombinasi - 4	50%	29467.46	48887.19	176804.7	3.62	> 2.2 (OK)

11.1. STABILITAS GULING ARAH MELINTANG JEMBATAN

Letak titik guling A (ujung fondasi) thd. pusat fondasi :

$$B_y / 2 = \boxed{10.00} \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

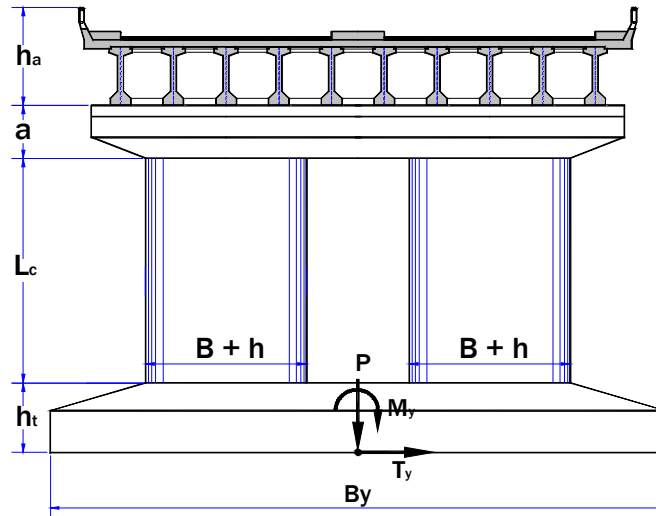
M_x = momen penyebab guling

Momen penahan guling :

$$M_p = P * (B_y / 2) * (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling :

$$SF = M_p / M_y \quad \text{harus} \geq 2.2$$



No	Kombinasi Beban	k	P (kN)	M _y (kNm)	M _p (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	33427.46	0.00	334274.6		
2	Kombinasi - 2	25%	33427.46	2150.36	417843.2	194.31	> 2.2 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	33508.10	4479.38	469113.4	104.73	> 2.2 (OK)
4	Kombinasi - 4	50%	29467.46	51684.33	442011.9	8.55	> 2.2 (OK)

13. KONTROL STABILITAS GESER

13.1. STABILITAS GESER ARAH MEMANJANG JEMBRAN

Parameter tanah dasar Pile-cap :

Sudut gesek, $\phi = 15^\circ$

Kohesi, $C = 5$ kPa

Ukuran dasar Pile-cap :

$$B_x = 8.00 \text{ m}$$

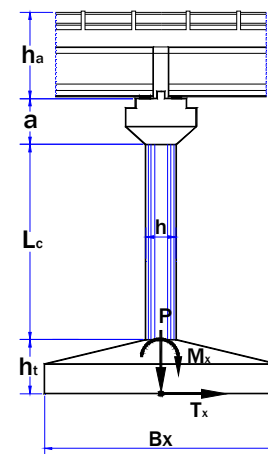
$$B_y = 20.00 \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_x = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C * B_x * B_y + P * \tan \phi) * (1 + k) \quad \text{harus} \geq 1.1$$



No	Kombinasi Beban	k	T_x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	0.00	33427.46	9756.86		
2	Kombinasi - 2	25%	152.98	33427.46	12196.08	79.72	> 1.1 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	757.80	33508.10	13689.85	18.07	> 1.1 (OK)
4	Kombinasi - 4	50%	6169.62	29467.46	13043.67	2.11	> 1.1 (OK)

13.1. STABILITAS GESER ARAH MELINTANG JEMBATAN

Parameter tanah dasar Pile-cap :

Sudut gesek, $\phi = 15^\circ$
 Kohesi, $C = 5$ kPa

Ukuran dasar Pile-cap :

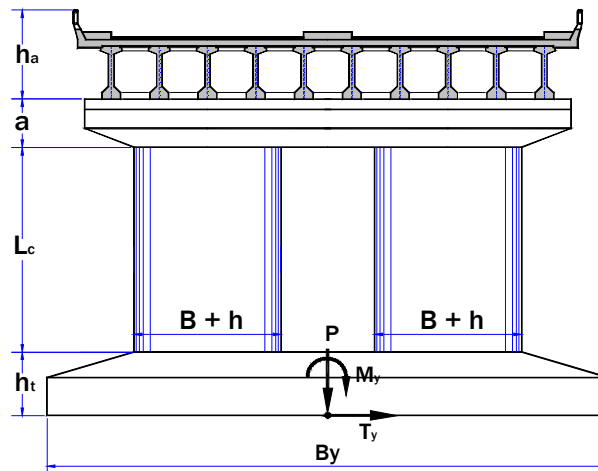
$B_x = 8.00$ m
 $B_y = 20.00$ m

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_y = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C * B_x * B_y + P * \tan \phi) * (1 + k) \quad \text{harus} \geq 1.1$$



No	Kombinasi Beban	k	T_y (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi - 1	0%	0.00	33427.46	9756.86		
2	Kombinasi - 2	25%	493.43	33427.46	12196.08	24.72	> 1.1 (OK)
3	Kombinasi - 3	40%	688.28	33508.10	13689.85	19.89	> 1.1 (OK)
4	Kombinasi - 4	50%	6503.97	29467.46	13043.67	2.01	> 1.1 (OK)

Angka aman (SF) untuk stabilitas geser diambil 50% dari angka aman untuk stabilitas gu-ling, dengan anggapan bahwa 50% gaya lateral didukung oleh tiang bor.

II. ANALISIS BEBAN ULTIMIT

1. PILECAP

1.1. BEBAN ULTIMIT PILECAP

			BEBAN KERJA PILE CAP				
No	Aksi / Beban	Kode Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	27815.06				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
3	Beban lajur "D"	TD	3720.00				
4	Beban pedestrian	TP	240.00				
5	Gaya rem	TB		500.00		6650.00	
6	Aliran air	EF		152.98	23.03	535.44	80.60
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2069.76
8	Beban angin	EW	80.640	104.81	194.85	691.75	2329.01
9	Beban gempa	EQ		6136.60	6497.57	48796.37	51666.75
10	Tekanan air gempa	EQ		33.03	6.39	90.82	17.58

			BEBAN ULTIMIT PILE CAP				
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	36159.58				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem	2.00		1000.00		13300.00	
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	535.44	80.60
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		2069.76
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	830.10	2794.81
9	Beban gempa	1.00		6136.60	6497.57	48796.37	51666.75
10	Tekanan air gempa	1.00		33.03	6.39	90.82	17.58

1.2. KOMBINASI BEBAN ULTIMIT PILE CAP

KOMBINASI - 1							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	36159.58				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem	2.00		1000.00		13300.00	
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	535.44	80.60
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		2069.76
8	Beban angin						
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			47384.38	1152.98	493.43	13835.44	2150.36

KOMBINASI - 2							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	36159.58				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian						
5	Gaya rem	2.00		1000.00		13300.00	
6	Aliran air						
7	Hanyutan/Tumbukan						
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	830.10	2794.81
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			47001.14	1125.77	233.82	14130.10	2794.81

KOMBINASI - 3							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	36159.58				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem						
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	535.44	80.60
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		2069.76
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	830.10	2794.81
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			47481.14	278.76	727.25	1365.55	4945.18

KOMBINASI - 4							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	36159.58				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem	2.00		1000.00		13300.00	
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	535.44	80.60
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		2069.76
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	830.10	2794.81
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			47481.14	1278.76	727.25	14665.55	4945.18

KOMBINASI - 5							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	36159.58				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"						
4	Beban pedestrian						
5	Gaya rem						
6	Aliran air						
7	Hanyutan/Tumbukan						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1.00		6136.60	6497.57	48796.37	51666.75
10	Tekanan air gempa	1.00		33.03	6.39	90.82	17.58
			39464.38	6169.62	6503.97	48887.19	51684.33

REKAP KOMBINASI BEBAN ULTIMIT PILECAP

No	Kombinasi Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	KOMBINASI-1	47384.38	1152.98	493.43	13835.44	2150.36
2	KOMBINASI-2	47001.14	1125.77	233.82	14130.10	2794.81
3	KOMBINASI-3	47481.14	278.76	727.25	1365.55	4945.18
4	KOMBINASI-4	47481.14	1278.76	727.25	14665.55	4945.18
5	KOMBINASI-5	39464.38	6169.62	6503.97	48887.19	51684.33

2. PIER WALL (DINDING PILAR)

2.1. BEBAN ULTIMIT PIER WALL

BEBAN KERJA PIER WALL							
No	Aksi / Beban	Kode Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	18195.86				
2	Beb. mati tambahan	MA	1652.40				
3	Beban lajur "D"	TD	3720.00				
4	Beban pedestrian	TP	240.00				
5	Gaya rem	TB		500.00		5650.00	
6	Aliran air	EF		152.98	23.03	229.48	34.54
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		1128.96
8	Beban angin	EW	80.640	104.81	194.85	482.13	1939.31
9	Beban gempa	EQ		6136.60	6497.57	36523.18	38671.60
10	Tekanan air gempa	EQ		33.03	6.39	24.77	4.79

BEBAN ULTIMIT PIER WALL							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	23654.62				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem	2.00		1000.00		11300.00	
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	229.48	34.54
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		1128.96
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	578.56	2327.18
9	Beban gempa	1.00		6136.60	6497.57	36523.18	38671.60
10	Tekanan air gempa	1.00		33.03	6.39	24.77	4.79

2.2. KOMBINASI BEBAN ULTIMIT PIER WALL

KOMBINASI - 1

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	23654.62				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem	2.00		1000.00		11300.00	
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	229.48	34.54
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		1128.96
8	Beban angin						
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			34879.42	1152.98	493.43	11529.48	1163.50

KOMBINASI - 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	23654.62				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian						
5	Gaya rem	2.00		1000.00		11300.00	
6	Aliran air						
7	Hanyutan/Tumbukan						
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	578.56	2327.18
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			34496.18	1125.77	233.82	11878.56	2327.18

KOMBINASI - 3							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	23654.62				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem						
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	229.48	34.54
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		1128.96
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	578.56	2327.18
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			34976.18	278.76	727.25	808.03	3490.68

KOMBINASI - 4							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	23654.62				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"	2.00	7440.00				
4	Beban pedestrian	2.00	480.00				
5	Gaya rem	2.00		1000.00		11300.00	
6	Aliran air	1.00		152.98	23.03	229.48	34.54
7	Hanyutan/Tumbukan	1.00			470.40		1128.96
8	Beban angin	1.20	96.77	125.77	233.82	578.56	2327.18
9	Beban gempa						
10	Tekanan air gempa						
			34976.18	1278.76	727.25	12108.03	3490.68

KOMBINASI - 5							
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P_u (kN)	T_{ux} (kN)	T_{uy} (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	23654.62				
2	Beb. mati tambahan	2.00	3304.80				
3	Beban lajur "D"						
4	Beban pedestrian						
5	Gaya rem						
6	Aliran air						
7	Hanyutan/Tumbukan						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1.00		6136.60	6497.57	36523.18	38671.60
10	Tekanan air gempa	1.00		33.03	6.39	24.77	4.79
			26959.42	6169.62	6503.97	36547.95	38676.39

REKAP KOMBINASI BEBAN ULTIMIT PIER WALL (DINDING PILAR)

No	Kombinasi Beban	P_u (kN)	T_{ux} (kN)	T_{uy} (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
1	KOMBINASI-1	34879.42	1152.98	493.43	11529.48	1163.50
2	KOMBINASI-2	34496.18	1125.77	233.82	11878.56	2327.18
3	KOMBINASI-3	34976.18	278.76	727.25	808.03	3490.68
4	KOMBINASI-4	34976.18	1278.76	727.25	12108.03	3490.68
5	KOMBINASI-5	26959.42	6169.62	6503.97	36547.95	38676.39

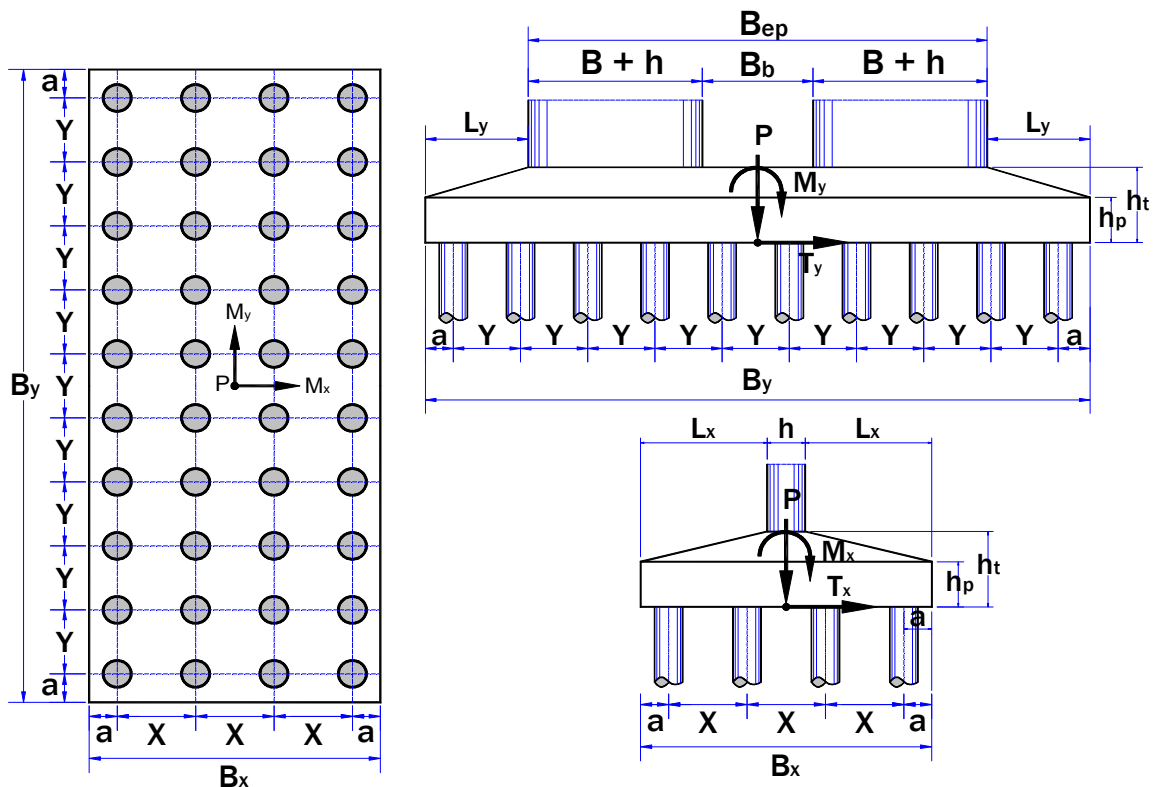
ANALISIS FONDASI PIER

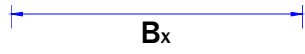
JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

[C]2008:MNI-EC

1. DATA FONDASI TIANG BOR

BAHAN / MATERIAL FONDASI				FONDASI (END BEARING)		
Mutu beton,	K -	300		Berat volume tanah,		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa	$w_s =$	18.0	kN/m^3
Mutu baja tulangan,	U -	39		Sudut gesek dalam,		
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa	$\phi =$	35	$^\circ$
Modulus elastis beton,	$E_c =$	23453	MPa	Koheisi tanah,		
Berat beton bertulang,	$w_c =$	25	kN/m^3	$C =$	12	kPa
DIMENSI PILE CAP						
Lebar arah x,	$B_x =$	8.00	m	Tebal,	$h_p =$	1.20 m
Lebar arah y,	$B_y =$	20.00	m	Tebal,	$h_t =$	2.00 m
Tebal column,	$h =$	1.20	m	Panjang,	$L_x =$	3.40 m
DIMENSI TIANG BOR (BORE PILE)						
Diameter,	$D =$	0.80	m	Panjang,	$L =$	12.00 m
Jarak pusat tiang bor terluar terhadap sisi luar Pile-cap	$a =$	1.00	m			





DATA SUSUNAN TIANG BOR (BORE PILE)			
Jumlah baris tiang bor,	$n_y =$	10	buah
Jumlah tiang bor dalam satu baris,	$n_x =$	4	buah
Jarak antara tiang bor arah x,	$X =$	2.00	m
Jarak antara tiang bor arah y,	$Y =$	2.00	m

2. DAYA DUKUNG AKSIAL IJIN TIANG BOR

2.1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN

Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa
Tegangan ijin beton,	$f_c = 0.3 * f'_c * 1000 =$	7470	kN/m ²
Luas tampang tiang bor,	$A = p / 4 * D^2 =$	0.50265	m ²
Panjang tiang bor,	$L =$	12.00	m
Berat tiang,	$W = A * L * w_c =$	150.80	kN
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * f_c - W =$	3604	kN

2.2. BERDASARKAN KEKUATAN TANAH

2.2.1. MENURUT TERZAGHI DAN THOMLINSON (PENGUJIAN LAB)

$$q_{ult} = 1.3 * C * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.6 * \gamma * R * N_\gamma$$

D_f = kedalaman tiang bor

$$D_f = L = 12.00 \text{ m}$$

R = jari-jari penampang tiang bor

$$R = D / 2 = 0.40 \text{ m}$$

Parameter kekuatan tanah di ujung tiang bor (end bearing) :

γ = berat volume tanah,

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

ϕ = sudut gesek dalam,

$$\phi = 35^\circ$$

C = kohesi,

$$C = 12 \text{ kN/m}^2$$

Faktor daya dukung menurut Thomlinson :

$N_c = (228 + 4.3 * \phi) / (40 - \phi)$	=	76	
$N_q = (40 + 5 * \phi) / (40 - \phi)$	=	43	
$N_\gamma = (6 * \phi) / (40 - \phi)$	=	42	
$q_{ult} = 1.3 * C * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.6 * \gamma * R * N_\gamma$	=	10650	kN/m ²
Luas penampang tiang bor,	$A = \pi / 4 * D^2 =$	0.50265	m ²
Angka aman,	SF =	3	
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * q_{ult} / SF =$	1784	kN

2.2.2. MENURUT MEYERHOFF (DATA PENGUJIAN SPT)

$q_{ult} = 40 * N'$ (dalam Ton/m²) dengan, N' = nilai SPT terkoreksi,

Nilai SPT hasil pengujian,	$N =$	50	pukulan/30 cm
Nilai SPT terkoreksi,	$N' = 15 + 1/2*(N' - 15) =$	32.5	pukulan/30 cm
$q_{ult} = 40 * N' =$	1300 Ton/m ²	= 13000	kN/m ²
Luas penampang tiang bor,	$A = \pi / 4 * D^2 =$	0.50265	m ²
Angka aman,	SF =	3	
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * q_{ult} / SF =$	2178	kN

2.2.3. MENURUT BAGEMENT (PENGUJIAN CPT)

$$P_{ijin} = A * q_c / 3 + K * L * q_f / 5$$

$q_c =$ nilai konus rata-rata	120.00	kg/cm ²	$q_c =$	12000	kN/m ²
$q_f =$ nilai hambatan lekat rata-rata	0.18	kg/cm ²	$q_f =$	18	kN/m ²
$A =$ luas penampang tiang bor			$A =$	0.50265	m ²
$K =$ keliling penampang tiang bor			$K = \pi * D =$	2.51327	m
$L =$ panjang tiang bor			$L =$	12.00	m
Daya dukung ijin tiang bor,	$P_{ijin} = A * q_c / 3 + K * L * q_f / 5 =$			2119	kN

2.2.4. REKAP DAYA DUKUNG AKSIAL TIANG BOR

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	3604
2	Pengujian Lab. Hasil boring (Terzaghi dan Thomlinson)	1784
3	Pengujian SPT (Meyerhoff)	2178
4	Pengujian CPT (Bagement)	2119

Daya dukung aksial terkecil,		$P =$	1784	kN		
Jumlah baris tiang bor,	$n_y =$	10				
Jumlah tiang bor dlm. satu baris,	$n_x =$	4				
Jarak antara tiang bor :	$X =$	2.00	m	$Y =$	2.00	m
Jarak antara tiang bor terkecil :	$S =$	2.00				
Diameter tiang bor,	$D =$	0.80	m			

Efisiensi kelompok tiang bor (menurut BDM) :

$$E_f = [2*(n_y + n_x - 2)*S + 4*D] / (\pi*D*n_y*n_x) = 0.7093$$

$$P_{ijin} = P * E_f = 1266 \text{ kN}$$

Diambil daya dukung aksial ijin tiang bor :	$P_{ijin} =$	1200	kN
---	--------------	------	----

3. DAYA DUKUNG LATERAL IJIN TIANG BOR

Kedalaman ujung tiang,

$$L_a = h_p = 1.80 \text{ m}$$

Sudut gesek, $\phi = 35^\circ$

Panjang tiang bor,

$$L = 12.00 \text{ m}$$

Panjang jepitan tiang bor,

$$L_d = 1/3 * L = 4.000 \text{ m}$$

$$B_y = 20.00 \text{ m}$$

$$w_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Koefien tekanan tanah pasif,

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 3.690$$

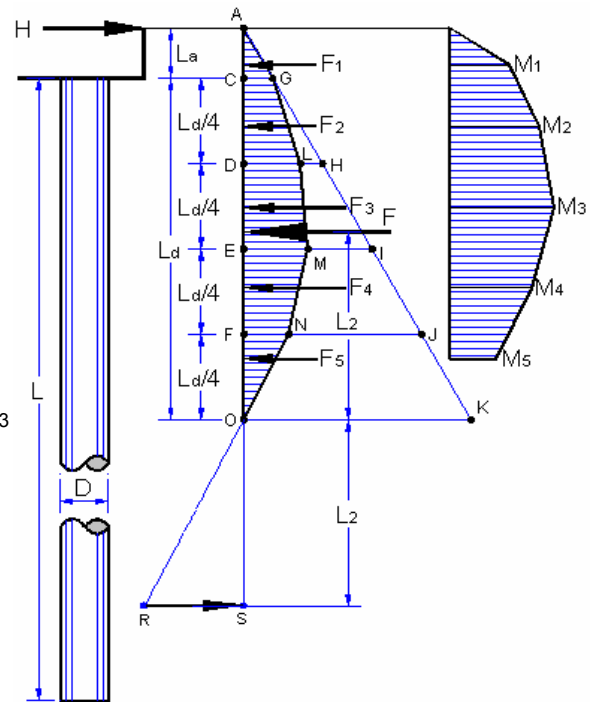


Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif :

BAG	KEDALAMAN	H (m)	$H * w_s * K_p$ (kN/m ²)	BAGIAN	p (kN/m ²)
OK	$L_a + L_d =$	5.800	385.254	O	0.000
FJ	$L_a + 3/4 * L_d =$	4.800	318.831	FN = 1/4 * FJ	79.708
EI	$L_a + 1/2 * L_d =$	3.800	252.408	EM = 1/2 * EI	126.204
DH	$L_a + 1/4 * L_d =$	2.800	185.985	DL = 3/4 * DH	123.990
CG	$L_a =$	1.800	119.562	CG	119.562

KODE	p_1 (kN/m ²)	p_2 (kN/m ²)	Panjang bagian		F (kN)	Lengan thd.O (m)	M (kNm)	
			Notasi	(m)				
F1	0.000	79.708	$L_a =$	1.80	1435	4.60	6600	
F2	79.708	126.204	$L_d / 4 =$	1.00	2059	3.50	7207	
F3	126.204	123.990	$L_d / 4 =$	1.00	2502	2.50	6255	
F4	123.990	119.562	$L_d / 4 =$	1.00	2436	1.50	3653	
F5	119.562	0.000	$L_d / 4 =$	1.00	1196	0.67	797	
Total,					F =	9627	M =	24512

$$L_2 = M / F = 2.546 \text{ m}$$

Jumlah momen terhadap titik S : $\Sigma M_S = 0$ maka : $F * (2 * L_2) = H * (L_2 + L_d + L_a)$

Gaya lateral, $H = F * (2 * L_2) / (L_2 + L_d + L_a) = 5873.8 \text{ kN}$

Jumlah baris tiang,	$n_y =$	10	bh
Jumlah tiang per baris,	$n_x =$	4	bh
Gaya lateral satu tiang bor,	$h = H / (n_x * n_y) =$	146.845	kN
Angka aman,	SF =	1.2	
Daya dukung ijin lateral tiang bor,	$h_{ijin} = h / SF =$	122	kN

Diambil daya dukung lateral ijin tiang bor :	$h_{ijin} =$	120	kN
--	--------------	-----	----

3.1. MOMEN PADA TIANG BOR AKIBAT GAYA LATERAL

3.1.1. PERHITUNGAN DENGAN CARA BENDING MOMENT DIAGRAM

h_i = jarak gaya lateral H terhadap gaya F_i yang ditinjau

y_i = jarak gaya F_i terhadap titik yang ditinjau

Momen akibat gaya lateral H, $M_{hi} = H * h_i$

Besarnya momen di suatu titik, $M_i = M_{hi} - \sum (F_i * y_i)$

Kode	h_i (m)	M_{hi} (kNm)	$F_i * y_i$ (kNm)					Diagram M_i (kNm)
			F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	
			1435	2059	2502	2436	1196	
M_1	1.20	7049						7049
M_2	2.30	13510	1578					11932
M_3	3.30	19384	3013	2059				14311
M_4	4.30	25257	4448	4118	2502			14189
M_5	5.30	31131	5882	6177	5004	2436		11632
	10.00	58738	12626	15855	16763	13882	5619	-6008
	11.00	64612	14060	17914	19265	16318	6815	-9761
	12.00	70486	15495	19973	21767	18753	8011	-13514

Momen terbesar, $M =$ 14311 kNm

Jumlah baris tiang, $n_y =$ 10 bh

Jumlah tiang per baris, $n_x =$ 4 bh

Angka aman, SF = 3

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor,

$$M_{max} = M / (SF * n_x * n_y) = 119 \text{ kNm}$$

3.1.2. PERHITUNGAN DENGAN RUMUS EMPIRIS

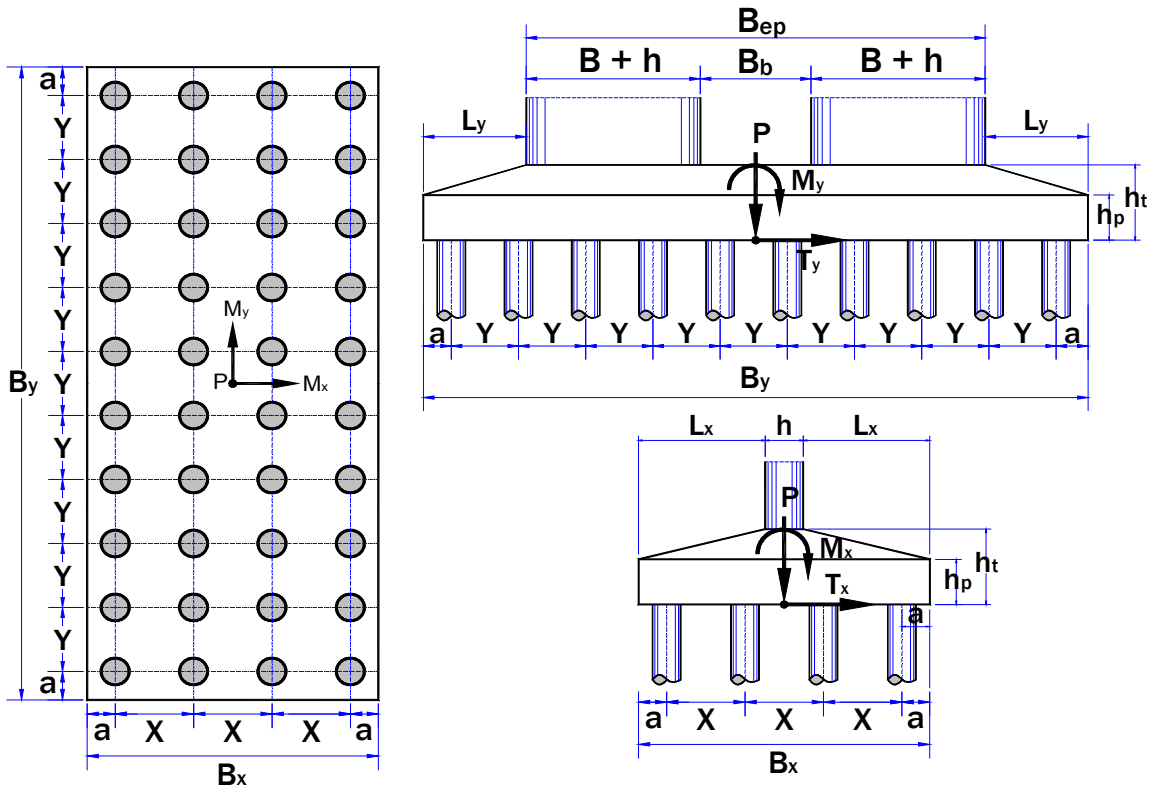
Beban maksimum pada bore pile,	$P_{\max} = P_{\text{ijin}} =$	1200	kN
Kedalaman bor pile,	$Z = L + L_a =$	13800	mm
Diameter bor pile,	$D =$	800	mm
Mutu Beton : K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c =$	24.9	MPa
Modulus elastik beton,	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa
Inersia penampang tiang bor,	$I_c = \pi / 64 * D^4 =$	2E+10	mm ⁴
Untuk tanah berpasir maka nilai,	$kl =$	550.00	MPa
	$K = kl * Z / D =$	9487.5	MPa
	$\lambda = 40 \sqrt{[D * K / (4 * E_c * I_c)]} =$	0.00254	
Eksentrisitas,	$e = 0,322 / \lambda =$	126.902	mm
	$e =$	0.1269	m
Momen maksimum pada tiang bor,	$M_{\max} = P_{\max} * e =$	152	kNm

3.1.3. MOMEN MAKSIMUM YANG DIJINKAN PADA TIANG BOR

Dari hasil perhitungan momen maksimum pada tiang bor akibat beban lateral yang dilakukan dengan cara Bending Momen dan Rumus Empiris dipilih nilai yang terbesar, maka diambil :

Momen maksimum yang diijinkan pada tiang bor,	$M_{\max} =$	152	kNm
---	--------------	-----	-----

4. GAYA YANG DITERIMA TIANG BOR



4.1. GAYA AKSIAL PADA TIANG BOR

Jumlah bor-pile : $n = 40$ buah

No	$X_{\max} = 3.00$ m	$Y_{\max} = 9.00$ m
1	$X1 = 3.00$ $X1^2 = 180.00$	$Y1 = 9.00$ $Y1^2 = 648.00$
2	$X2 = 1.00$ $X2^2 = 20.00$	$Y2 = 7.00$ $Y2^2 = 392.00$
3	$X3 = \text{tdk.ada}$ $X3^2 = \text{tdk.ada}$	$Y3 = 5.00$ $Y3^2 = 200.00$
4	$X4 = \text{tdk.ada}$ $X4^2 = \text{tdk.ada}$	$Y4 = 3.00$ $Y4^2 = 72.00$
5	$X5 = \text{tdk.ada}$ $X5^2 = \text{tdk.ada}$	$Y5 = 1.00$ $Y5^2 = 8.00$
6		$Y6 = \text{tdk.ada}$ $Y6^2 = \text{tdk.ada}$
7		$Y7 = \text{tdk.ada}$ $Y7^2 = \text{tdk.ada}$
8		$Y8 = \text{tdk.ada}$ $Y8^2 = \text{tdk.ada}$
9		$Y9 = \text{tdk.ada}$ $Y9^2 = \text{tdk.ada}$
10		$y10 = \text{tdk.ada}$ $Y10^2 = \text{tdk.ada}$
$\Sigma X^2 = 200.00$		$\Sigma Y^2 = 1320.00$

4.1.1. TINJAUAN TERHADAP KOMBINASI BEBAN KERJA ARAH X

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

$$P_{\max} = P / n + M_x * X_{\max} / \Sigma X^2$$

$$P_{\min} = P / n - M_x * X_{\max} / \Sigma X^2$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

NO	KOMBINASI BEBAN KERJA	P	M _x	P/n	M _x *X/ΣX ²	P _{max}	P _{min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI - 1	33427.46	0.00	835.69	0.00	835.69	835.69
2	KOMBINASI - 2	33427.46	535.44	835.69	8.03	843.72	827.65
3	KOMBINASI - 3	33508.10	7877.20	837.70	118.16	955.86	719.54
4	KOMBINASI - 4	29467.46	48887.19	736.69	733.31	1469.99	3.38

4.1.1. TINJAUAN TERHADAP KOMBINASI BEBAN KERJA ARAH Y

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

$$P_{\max} = P / n + M_y * Y_{\max} / \Sigma Y^2$$

$$P_{\min} = P / n - M_y * Y_{\max} / \Sigma Y^2$$

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

NO	KOMBINASI BEBAN KERJA	P	M _y	P/n	M _y *Y/ΣY ²	P _{max}	P _{min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI - 1	33427.46	0.00	835.69	0.00	835.69	835.69
2	KOMBINASI - 2	33427.46	2150.36	835.69	14.66	850.35	821.02
3	KOMBINASI - 3	33508.10	4479.38	837.70	30.54	868.24	807.16
4	KOMBINASI - 4	29467.46	51684.33	736.69	352.39	1089.08	384.29

4.2. GAYA LATERAL PADA TIANG BOR PILE

Gaya lateral yang diderita satu tiang bor : $h = T / n$

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	T _x	T _y	h _x	h _y	h _{max}
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI - 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	KOMBINASI - 2	152.98	493.43	3.82	12.34	12.34
3	KOMBINASI - 3	757.80	688.28	18.94	17.21	18.94
4	KOMBINASI - 4	6169.62	6503.97	154.24	162.60	162.60

5. KONTROL DAYA DUKUNG IJIN TIANG BOR

5.1. DAYA DUKUNG IJIN AKSIAL (KOMBINASI BEBAN ARAH X)

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	Persen P_{ijin}	P_{max} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	100%	835.69	$< 100\% * P_{ijin} =$	1200	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	843.72	$< 125\% * P_{ijin} =$	1500	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	955.86	$< 140\% * P_{ijin} =$	1680	AMAN
4	KOMBINASI - 4	150%	1469.99	$< 150\% * P_{ijin} =$	1800	AMAN

5.2. DAYA DUKUNG IJIN AKSIAL (KOMBINASI BEBAN ARAH Y)

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	Persen P_{ijin}	P_{max} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	100%	835.69	$< 100\% * P_{ijin} =$	1200	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	850.35	$< 125\% * P_{ijin} =$	1500	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	868.24	$< 140\% * P_{ijin} =$	1680	AMAN
4	KOMBINASI - 4	150%	1089.08	$< 150\% * P_{ijin} =$	1800	AMAN

5.3. DAYA DUKUNG IJIN LATERAL

No	KOMBINASI BEBAN KERJA	Persen P_{ijin}	H_{max} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	h_{ijin} (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	100%	0.00	$< 100\% * h_{ijin} =$	120	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	12.34	$< 125\% * h_{ijin} =$	150	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	18.94	$< 140\% * h_{ijin} =$	168	AMAN
4	KOMBINASI - 4	150%	162.60	$< 150\% * h_{ijin} =$	180	AMAN

6. PEMBESIAN BORE PILE

6.1. TULANGAN LONGITUDINAL TEKAN LENTUR

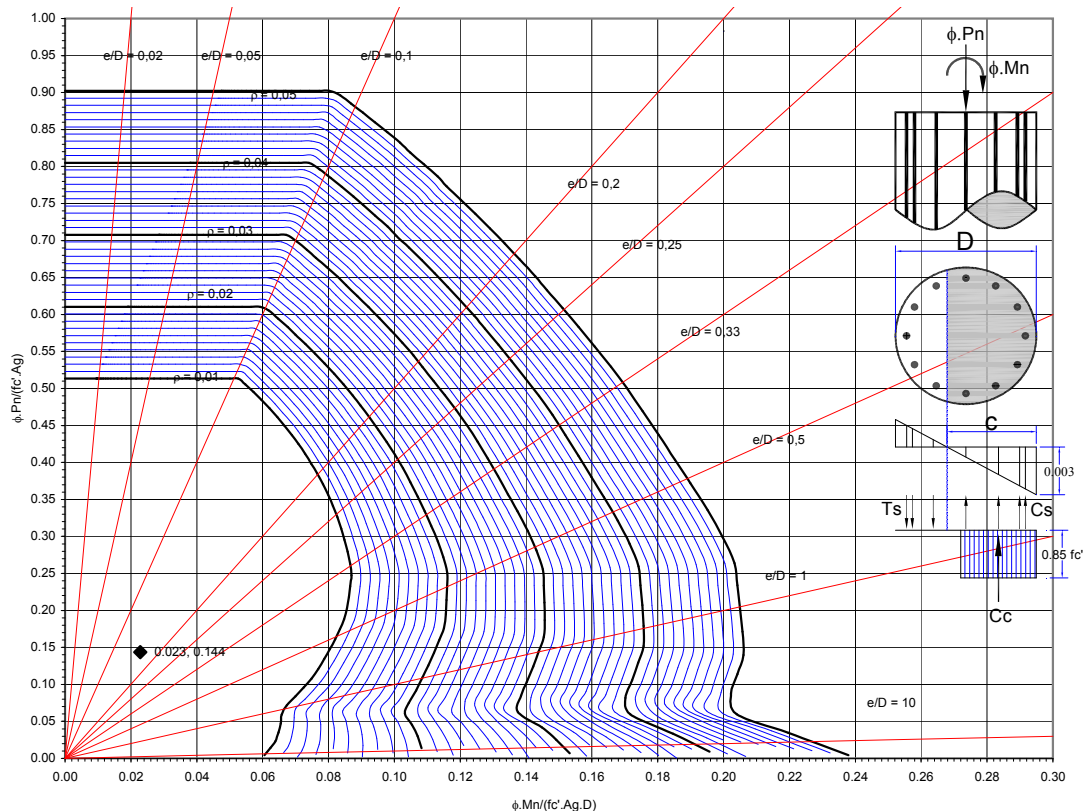
Gaya aksial maksimum pada tiang bor,	$P_{\max} = P_{\text{ijin}} =$	1200	kN
Momen maksimum pada tiang bor,	$M_{\max} =$	152	kNm
Faktor beban ultimit,	$K =$	1.5	
Gaya aksial ultimit,	$\phi * P_n = P_u = K * P_{\max} =$	1800	kN
Momen ultimit,	$\phi * M_n = M_u = K * M_{\max} =$	228.424	kNm
Luas penampang bore pile,	$A_g = \pi / 4 * D^2 =$	502655	mm ²
	$\phi * P_n / (f_c' * A_g) =$	0.144	
	$\phi * M_n / (f_c' * A_g * D) =$	0.023	

Plot nilai $\phi * P_n / (f_c' * A_g)$ dan $\phi * M_n / (f_c' * A_g * D)$ ke dalam Diagram Interaksi Kolom Lingkaran, diperoleh :

Rasio tulangan, $\rho = 0.65\%$
 Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho * A_g = 3267$ mm²

Diameter besi tulangan yang digunakan, **D 19**
 $A_{s1} = 283.529$ mm² Jumlah tulangan yg diperlukan = 11.5235

Digunakan tulangan : 12 D 19



Plot nilai $\phi * P_n / (f_c' * A_g)$ dan $\phi * M_n / (f_c' * A_g * D)$ ke dalam Diagram Interaksi

6.2. TULANGAN GESER

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

Panjang Bor pile,	L =	12000	mm
Diameter Bor pile,	D =	800	mm
Luas tulangan longitudinal Bor pile,	$A_s =$	3267	mm ²
Kuat tekan beton,	$f_c' =$	24.9	MPa
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390.0	MPa
Gaya aksial ultimit,	$P_u =$	1800	kN = 1.8E+06 N
Momen ultimit,	$M_u =$	228.424	kNm = 2.3E+08 Nmm
Gaya lateral ijin,	$h_{ijin} =$	120	kN = 1.2E+05 N
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.6	
Gaya geser ultimit akibat momen,	$V_u = M_u / L =$	19035	N
Gaya geser ultimit akibat gaya lateral,	$V_u = K * h_{ijin} =$	180000	N
Diambil, gaya geser ultimit rencana,	$V_u =$	180000	N
Jarak tul. thd. sisi luar beton,	$d' =$	100	
Luas penampang tiang bor,	$A_g = \pi / 4 * D^2 =$	502655	mm ²
Tebal ekuivalen penampang,	$h = \sqrt{A_g} =$	709	mm
Lebar ekuivalen penampang,	$b = h =$	709	mm
Tebal efektif,	$d = h - d' =$	608.98	mm
	$V_c = [1 + P_u / (14 * A_g)] * [(\sqrt{f_c'}) / 6 * b * d] =$	450923	N
	$V_s = V_u / \phi =$	300000	N

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang :

2	Ø	12
---	---	----

Luas tulangan geser (sengkang),

$$A_{sv} = n * \pi / 4 * D^2 = 226.19 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

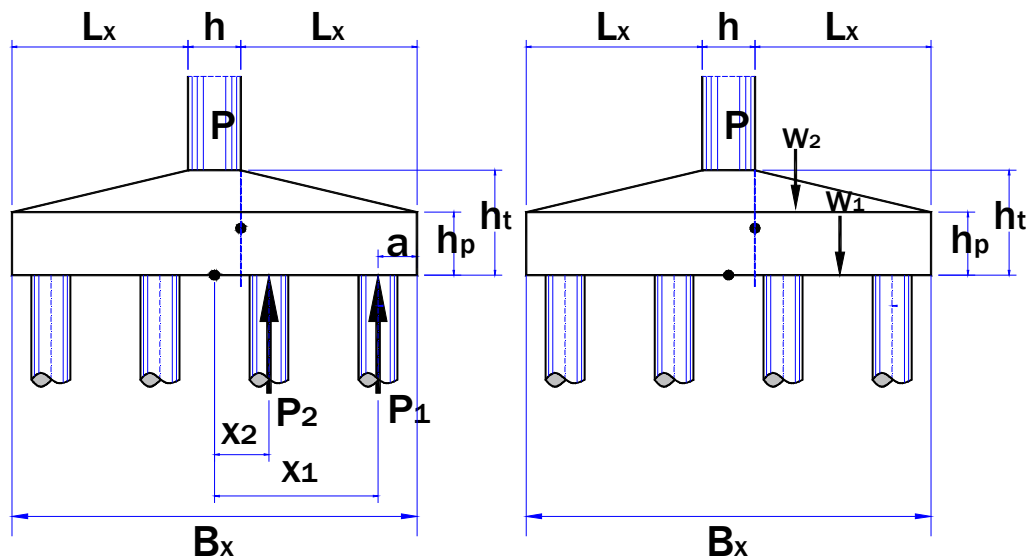
$$S = A_{sv} * f_y * d / V_s = 179 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang :

2	Ø	12	-	150
---	---	----	---	-----

7. TINJAUAN PILE CAP ARAH X

7.1. MOMEN DAN GAYA GESER PADA PILECAP



7.1.1. MOMEN DAN GAYA GESER AKIBAT REAKSI TIANG

$X_1 =$	3.00	m	$\Sigma X^2 =$	200.00	m ²	$n_y =$	10	bh
$X_2 =$	1.00	m	$n =$	40	bh	$h =$	1.20	m
$X_3 =$	tdk.ada		Gaya aksial ultimit yang diderita satu tiang bor :					
$X_4 =$	tdk.ada		$P_i = P_u / n + M_{ux} * X_i / \Sigma X^2$					

NO	KOMBINASI BEBAN KERJA	P_u	M_{ux}	P_1	P_2	P_3	P_4
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI - 1	47384.38	13835.44	1392.14	1253.79	---	---
2	KOMBINASI - 2	47001.14	14130.10	1386.98	1245.68	---	---
3	KOMBINASI - 3	47481.14	1365.55	1207.51	1193.86	---	---
4	KOMBINASI - 4	47481.14	14665.55	1407.01	1260.36	---	---
5	KOMBINASI - 5	39464.38	48887.19	1719.92	1231.05	---	---

Momen ultimit Pilecap akibat reaksi tiang,

$$M_{up} = \Sigma [n_y * P_i * (X_i - h/2)]$$

Gaya geser ultimit Pilecap akibat reaksi tiang,

$$V_{up} = \Sigma [n_y * P_i]$$

No	X_i (m)	$X_i - h/2$ (m)	P_i (kN)	$n_y * P_i$ (kN)	M_{upi} (kNm)
1	3.00	2.4	1719.92	17199.2	41278.0
2	1.00	0.4	1231.05	12310.5	4924.2
3	tdk.ada				
4	tdk.ada				
				29509.6	46202.2

7.1.2. MOMEN DAN GAYA GESER AKIBAT BERAT SENDIRI

Gaya geser dan momen akibat berat sendiri Pilecap

KODE	PARAMETER BERAT BAGIAN BETON				VOLUME (m ³)	BERAT (kN)	LENGAN x _w (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Panjang	Shape				
W ₁	3.40	1.20	20.00	1	81.6	2040.0	1.700	3468.0
W ₂	3.40	0.80	20.00	0.5	27.2	680.0	1.133	770.7
V _s =						2720.0	M _s =	4238.7

Faktor beban ultimit,

$$K = 1.30$$

Momen ultimit akibat berat pile cap,

$$M_{us} = K * M_s = 5510.3 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,

$$V_{us} = K * V_s = 3536.0 \text{ KN}$$

7.1.3. MOMEN DAN GAYA GESER ULTIMIT RENCANA PILE CAP

Momen ultimit rencana Pile Cap,

$$M_{ur} = M_{up} - M_{us} = 40691.9 \text{ kNm}$$

$$\text{untuk lebar pile-cap } (B_y) = 20.00 \text{ m}$$

Momen ultimit rencana per meter lebar,

$$M_u = M_{ur} / B_y = 2034.60 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana Pile Cap,

$$V_{ur} = V_{up} - V_{us} = 26789.6 \text{ kN}$$

$$\text{untuk lebar pile-cap } (B_y) = 20.000 \text{ m}$$

Gaya geser ultimit rencana per meter lebar,

$$V_u = V_{ur} / B_y = 1339.48 \text{ kN}$$

7.1.4. TULANGAN LENTUR PILE CAP ARAH X

Momen rencana ultimit,	M _u =	2034.60	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton,	f _c ' =	24.90 MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja,	f _y =	390 MPa
Tebal pile cap,	h = h _t =	2000	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	d' =	100	mm
Modulus elastis baja,	E _s =	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	β ₁ =	0.85	
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) =$		0.02796	
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] =$		6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	φ =	0.80	
Tebal efektif pile cap,	d = h - d' =	1900	mm
Lebar pile cap yang ditinjau,	b =	1000	mm
Momen nominal rencana,	M _n = M _u / φ =	2543.25	kNm
Faktor tahanan momen,	R _n = M _n * 10 ⁻⁶ / (b * d ²) =	0.70450	

Rn < Rmax (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c) }]$	=	0.00184	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 25% * 1.4 / f_y$	=	0.00090
Rasio tulangan yang digunakan,	ρ	=	0.00184
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d$	=	3491 mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D	25 mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s$	=	140.600 mm
Digunakan tulangan,		D 25 - 100	
	$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s$	=	4909 mm ²

Untuk tulangan susut diambil 50% tulangan pokok.

	$A_s' = 50% * A_s$	=	1746 mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D	19 mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s$	=	162.421 mm
Digunakan tulangan,		D 19 - 150	
	$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s$	=	1890 mm ²

2.1. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	1339481 N
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60
Kapasitas geser ultimit,	$V_{ucmax} = 0.5 * \phi * (\sqrt{f'_c}) * b * d$	2844294 N
	$V_u < V_{ucmax}$	Dimensi aman thd geser
	$V_c = 1/6 * (\sqrt{f'_c}) * b * d$	1580163 N
Gaya geser yang ditahan oleh beton,	$\phi * V_c =$	948098 N
	$V_u > \phi * V_c$	Perlu tulangan geser
	$\phi * V_s = V_u - \phi * V_c$	391383 N
Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser,	$V_s =$	652305 N
Diameter tul. yang digunakan,	D	16 Ambil jarak arah Y
Luas tulangan geser,	$A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y$	446.80 mm ²
Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :	$S_x = A_v * f_y * d / V_s$	507.56 mm
Digunakan tulangan,	D 16	Jarak arah X 400 mm
		Jarak arah Y 450 mm

2.2. KONTROL TERHADAP GESER PONS

Kuat geser pons yang disyaratkan, $f_v = 0.3 * \sqrt{f_c'} = 1.497$ MPa

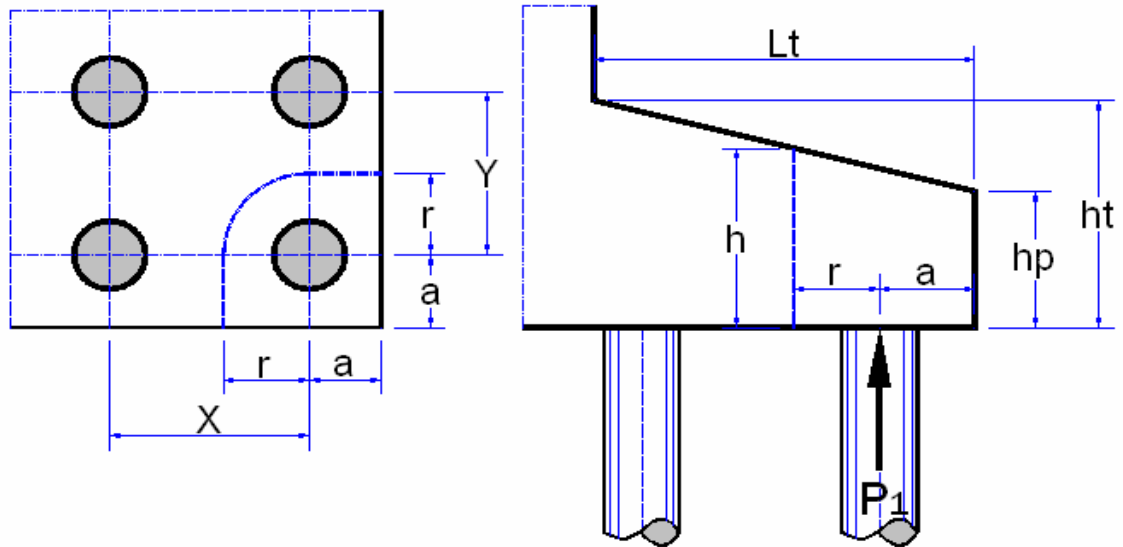
Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0.60$

Jarak antara tiang bor arah x, $X = 2000$ mm

Jarak antara tiang bor arah y, $Y = 2000$ mm

Jarak tiang bor terhadap tepi, $a = 1000$ mm

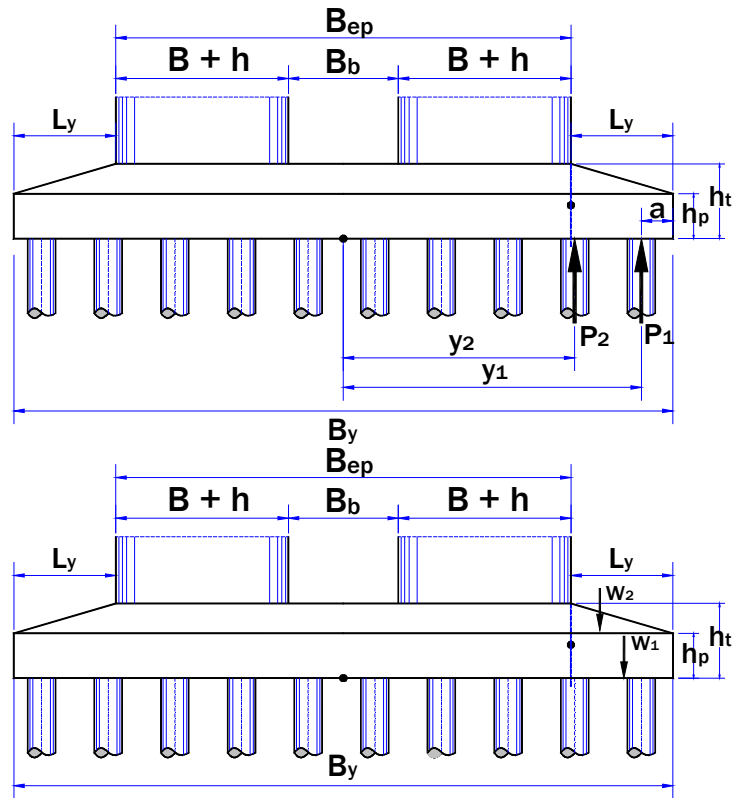
$f_v = 0.3 * \sqrt{f_c'}$	=	1.497	MPa
ϕ	=	0.60	
X	=	2000	mm
Y	=	2000	mm
a	=	1000	mm



$r = X/2 =$	1000	m			
$r = Y/2 =$	1000	m			
$h_p =$	1200	m			
			maka diambil,	$r =$	1000 m
				$L_t =$	3400 m
				$h = h_p + (r + a)/L_t * (h_t - h_p) =$	1671 m
Tebal bidang kritis geser pons,				$d = h - d' =$	1571 mm
Tebal efektif bidang kritis geser pons,				$L_v = 2*(r + a) + \pi / 2 * r =$	5570.8 mm
Panjang total bidang kritis,				$A_v = L_v * h =$	$9.3E+06$ mm ²
Luas bidang kritis geser pons,				$P_n = A_v * f_v =$	$1.4E+07$ N
Gaya geser pons nominal,				$\phi * P_n =$	8359.09 kN
Kapasitas geser pons,				$P_1 =$	1719.92 kN
Reaksi ultimit satu tiang bor,					
					$< \phi * P_n$
					AMAN (OK)

8. TINJAUAN PILE CAP ARAH Y

8.1. MOMEN DAN GAYA GESER PADA PILECAP



$$\begin{aligned}
 B + h &= 6.200 \text{ m} & B_b &= 2.800 \text{ m} \\
 B_{ep} &= 2 * (B + h) + B_b = 15.200 \text{ m} \\
 L_y &= [B_y - B_{ep}] / 2 = 2.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

8.1.1. MOMEN DAN GAYA GESER AKIBAT REAKSI TIANG

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= 9.00 \text{ m} & \Sigma Y^2 &= 1320.00 \text{ m}^2 & n_x &= 4 \text{ bh} \\
 Y_2 &= 7.00 \text{ m} & n &= 40 \text{ bh} & B_{ep} &= 15.20 \text{ m} \\
 Y_3 &= 5.00 \\
 Y_4 &= 3.00
 \end{aligned}$$

Gaya aksial ultimit yang diterima satu tiang bor :

$$P_i = P_u / n + M_{uy} * Y_i / \Sigma Y^2$$

NO	KOMBINASI BEBAN KERJA	P_u	M_{uy}	P_1	P_2	P_3	P_4
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	KOMBINASI - 1	47384.38	2150.36	1199.27	1196.01	1192.75	---
2	KOMBINASI - 2	47001.14	2794.81	1194.08	1189.85	1185.62	---
3	KOMBINASI - 3	47481.14	4945.18	1220.75	1213.25	1205.76	---
4	KOMBINASI - 4	47481.14	4945.18	1220.75	1213.25	1205.76	---
5	KOMBINASI - 5	39464.38	51684.33	1339.00	1260.69	1182.38	---

Momen ultimit Pilecap akibat reaksi tiang,

$$M_{up} = \sum [n_y * P_i * (X_i - h/2)]$$

Gaya geser ultimit Pilecap akibat reaksi tiang,

$$V_{up} = \sum [n_y * P_i]$$

No	Y_i (m)	$Y_i - B_{ep}/2$ (m)	P_i (kN)	$n_x * P_i$ (kN)	M_{upi} (kNm)
1	9.00	1.4	1339.00	5356.0	7498.4
2	7.00	-0.6			
3	5.00	-2.6			
4	3.00	-4.6			
				5356.0	7498.4

8.1.2. MOMEN DAN GAYA GESER AKIBAT BERAT SENDIRI

Gaya geser dan momen akibat berat sendiri Pilecap

KODE	PARAMETER BERAT BAGIAN BETON				VOLUME (m ³)	BERAT (kN)	LENGAN y_w (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Panjang	Shape				
W ₁	2.40	1.20	8.00	1	23.04	576.0	1.200	691.2
W ₂	2.40	0.80	8.00	0.5	7.68	192.0	0.800	153.6
						$V_s =$ 768.0	$M_s =$ 844.8	

Faktor beban ultimit,

$$K = 1.30$$

Momen ultimit akibat berat pile cap,

$$M_{us} = K * M_s = 1098.2 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,

$$V_{us} = K * V_s = 998.4 \text{ KN}$$

8.1.3. MOMEN DAN GAYA GESER ULTIMIT RENCANA PILE CAP

Momen ultimit rencana Pile Cap,

$$M_{ur} = M_{up} - M_{us} = 6400.2 \text{ kNm}$$

$$\text{untuk lebar pile-cap } (B_x) = 8.00 \text{ m}$$

Momen ultimit rencana per meter lebar,

$$M_u = M_{ur} / B_x = 800.02 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana Pile Cap,

$$V_{ur} = V_{up} - V_{us} = 4588.0 \text{ kN}$$

$$\text{untuk lebar pile-cap } (B_x) = 8.00 \text{ m}$$

Gaya geser ultimit rencana per meter lebar,

$$V_u = V_{ur} / B_x = 573.50 \text{ kN}$$

8.1.4. TULANGAN LENTUR PILE CAP ARAH Y

Momen rencana ultimit,	$M_u =$ 800.02	kNm
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c =$ 24.90	MPa
Mutu baja, U - 39	Tegangan leleh baja, $f_y =$ 390	MPa
Tebal pile cap,	$h = h_t =$ 2000	mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	100	mm
Modulus elastis baja,	$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0.85	
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.02796	
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] =$	6.59766	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0.80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Tebal efektif pile cap,	$d = h - d' =$	1900	mm
Lebar pile cap yang ditinjau,	$b =$	1000	mm
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi =$	1000.03	kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	0.27702	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

	$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] =$	0.00072	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 25\% * 1.4 / f_y =$	0.00090	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00090	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	1705	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 19	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	166.280	mm
Digunakan tulangan,		D 19 - 150	
	$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s =$	1890	mm ²

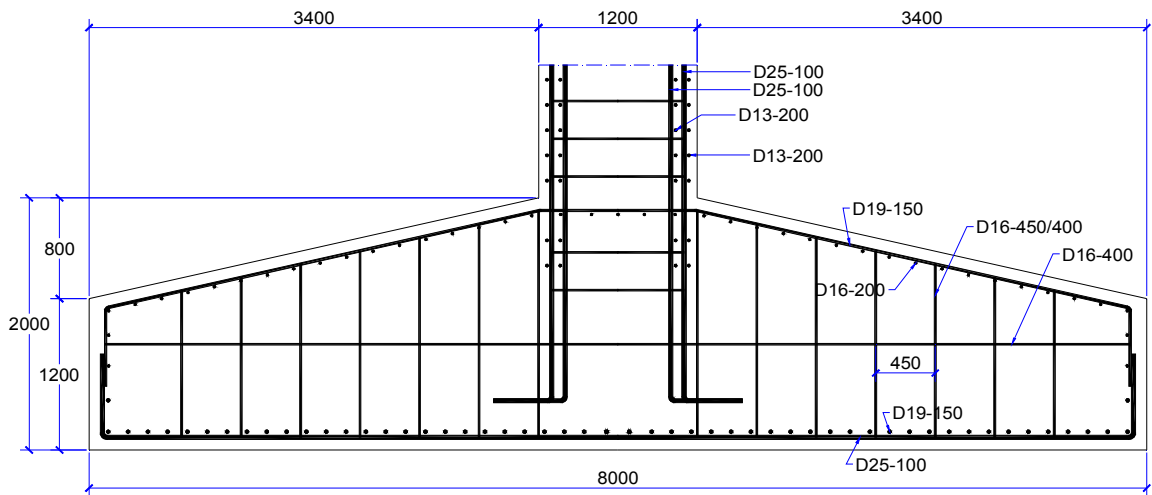
Untuk tulangan susut diambil 50% tulangan pokok.

	$A_s' = 50\% * A_s =$	853	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,		D 16	mm
Jarak tulangan yang diperlukan,	$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$	235.832	mm
Digunakan tulangan,		D 16 - 200	
	$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s =$	1005	mm ²

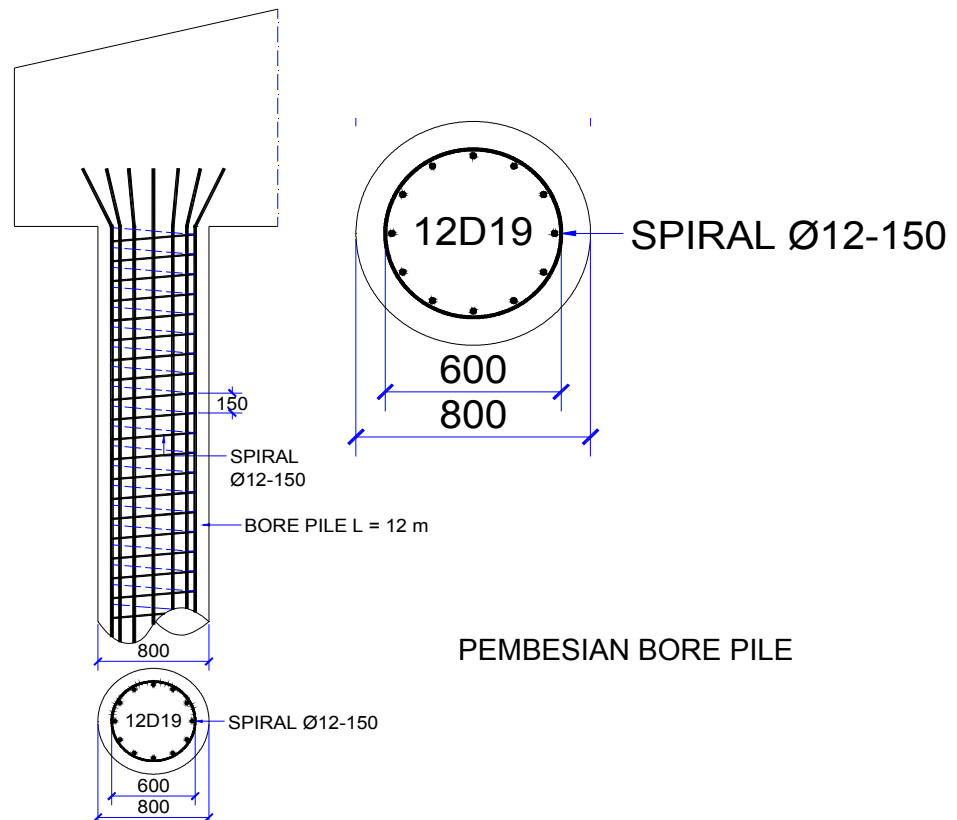
2.1. TULANGAN GESER

Gaya geser ultimit,	$V_u =$	573501	N
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.60	
Kapasitas geser ultimit,	$V_{ucmax} = 0.5 * \phi * (\sqrt{f_c'}) * b * d =$	2844294	N
	$V_u < V_{ucmax}$	Dimensi aman thd geser	
	$V_c = 1/6 * (\sqrt{f_c'}) * b * d =$	1580163	N
Gaya geser yang ditahan oleh beton,	$\phi * V_c =$	948098	N
	$V_u < \phi * V_c$	Tdk. Perlu tul.geser	

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser, $V_s = V_u = 573501$ N
 Diameter tul. yang digunakan, D 16 Ambil jarak arah Y 400 mm
 Luas tulangan geser, $A_v = \pi / 4 * D^2 * b / S_y = 502.65$ mm²
 Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :
 $S_x = A_v * f_y * d / V_s = 649.46$ mm
 Digunakan tulangan, D 16 Jarak arah X 450 mm
 Jarak arah Y 400 mm



PEMBESIAN PILE CAP



PEMBESIAN BORE PILE

ANALISIS KEKUATAN PIER

JEMBATAN SRANDAKAN KULON PROGO D.I. YOGYAKARTA

[C]2008:MNI-EC

1. TINJAUAN PIER ARAH MEMANJANG JEMBATAN

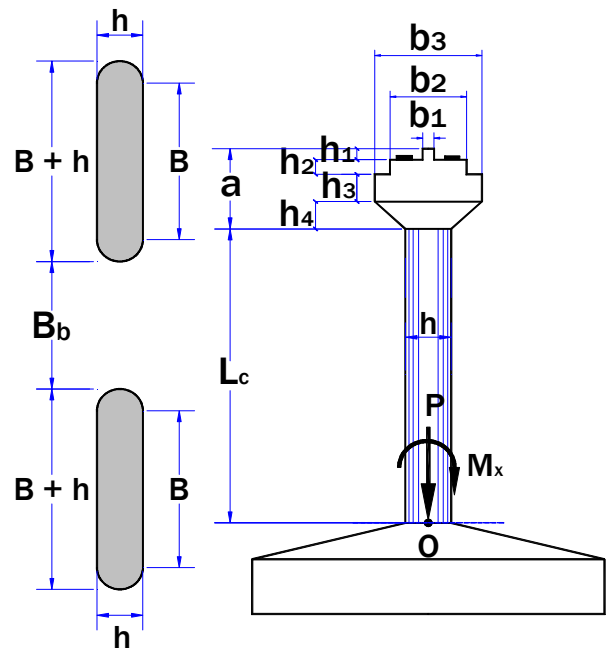
Tinggi Column Pier, $L_c = 7.00$ m
 Ukuran penampang, $B = 5.00$ m
 $h = 1.20$ m

Luas penampang Column Pier,
 $A_c = 2 * (B * h + \pi/4 * h^2) = 14.26195$ m²

Lebar ekuivalen Column Pier,
 $B_e = A / h = 11.88496$ m

Beban Ultimit Pada Column Pier :

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)
1	Kombinasi - 1	34879.4	11529.48
2	Kombinasi - 2	34496.2	11878.56
3	Kombinasi - 3	34976.2	808.03
4	Kombinasi - 4	34976.2	12108.03
5	Kombinasi - 5	26959.4	36547.95



1.1. KONTROL STABILITAS PIER

1.1.1. PENGARUH BERAT STRUKTUR

Berat sendiri struktur atas,	$P_{MS} =$	13799.3 kN
Beban mati tambahan,	$P_{MA} =$	1652.40 kN
Berat headstock,	$W_h =$	1900.69 kN
Berat column pier,	$W_c =$	2495.84 kN
Berat total struktur atas :	$W_a = P_{MS} + P_{MA} =$	15451.7 kN
Berat struktur bawah :	$W_b = W_h + 1/2 * W_c =$	4396.53 kN

Perbandingan berat, $W_b / W_a = 28.45\% > 20\% \text{ (OK)}$

Tidak memerlukan analisis dinamik (Cukup dengan analisis statik)

1.1.2. PENGARUH P-DELTA

Gaya aksial ultimit Pier,	$P_u =$	26959.4	kN
Momen ultimit Pier,	$M_u =$	36547.9	kNm
Inersia penampang Column Pier,	$I_c = 1/12 * B_e * h^3 =$	10.2686	m ⁴
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c = 0.83 * K / 10 =$	24.9	MPa
Modulus elastis beton, $E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa	$E_c = 2.35E+07$ kPa
Tinggi Column Pier,	$L_c =$	7.00	m
Momen ultimit,	$M_u =$	36547.9	kNm
Lendutan,	$\Delta = M_u * L_c^2 / (2 * E_c * I_c) =$	0.0037	m
Momen akibat pengaruh P-delta :	$M_d = P_u * \Delta =$	100.238	kNm
	$5% * M_u =$	1827.40	kNm

$M_d < 5% * M_u$ (OK), maka efek P-delta dapat diabaikan

Kontrol efek P-delta untuk Kombinasi Beban Ultimit

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	Δ (m)	M_d (kNm)	$5% * M_{ux}$ (kNm)	Keterangan
1	Kombinasi - 1	34879.4	11529.48	0.00117	40.911	576.4738	$M_d < 5% * M_{ux}$
2	Kombinasi - 2	34496.2	11878.56	0.00121	41.686	593.9278	$M_d < 5% * M_{ux}$
3	Kombinasi - 3	34976.2	808.03	0.00008	2.875	40.40165	$M_d < 5% * M_{ux}$
4	Kombinasi - 4	34976.2	12108.03	0.00123	43.083	605.4016	$M_d < 5% * M_{ux}$
5	Kombinasi - 5	26959.4	36547.95	0.00372	100.238	1827.397	$M_d < 5% * M_{ux}$

$M_d < 5% * M_{ux}$ (OK), maka efek P-delta dapat diabaikan

1.1.3. PENGARUH BUCKLING

Tinggi Column Pier,	$L_c =$	7.00	m
Inersia penampang Column Pier,	$I_c = 1/12 * B_e * h^3 =$	10.2686	m ⁴
Luas tampang Column Pier,	$A_c = B_e * h =$	14.26195	m ²
Jari-jari inersia penampang Column Pier,	$r = \sqrt{[I_c / A_c]} =$	0.848528	m
Faktor panjang tekuk,	$K =$	2.0	
Angka kelangsingan,	$K * L_c / r =$	16.49916	< 22

Pengaruh buckling dapat diabaikan

Untuk menambah keamanan, pengaruh buckling tsb. tetap diperhitungkan walaupun kecil.

Pengaruh buckling diperhitungkan dengan cara Perbesaran Momen pada Column Pier sbb.

Beban mati ultimit pada Column Pier : $DL = P_{MS} + P_{MA} = 26959.4$ kN

Beban hidup ultimit pada Column Pier : $LL = P_{TD} + P_{TP} = 7920.00$ kN

Nilai perbandingan beban mati ultimit terhadap beban tetap ultimit :

	$\beta_d = DL / (DL + LL) =$	0.77293
Kekakuan lentur Column Pier,	$EI = 0.4 * E_c * I_c / (1 + \beta_d) =$	5.4E+07 kNm ²
Beban aksial kritis,	$P_c = \pi^2 * EI / (K * L_c)^2 =$	2736027 kN
Faktor perbesaran momen,	$\delta_s = 1 / [1 - P_u / (0.75 * P_c)] =$	1.01331
Gaya geser horisontal akibat gempa,	$V_u = T_{EQ} =$	6136.60 kN
Simpangan lateral akibat gempa,	$\Delta = V_u * L_c^3 / (3 * EI) =$	0.01291 m
Faktor perbesaran momen,	$\delta_s = 1 / [1 - P_u * \Delta / (V_u * L_c)] =$	1.00817
Diambil faktor perbesaran momen,	$\delta_s =$	1.01331
Momen ultimit yang diperbesar,	$M_u = \delta_s * M_{ux}$	

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	M_u (kNm)
1	Kombinasi - 1	34879.4	11529.48	11683.0
2	Kombinasi - 2	34496.2	11878.56	12036.7
3	Kombinasi - 3	34976.2	808.03	818.8
4	Kombinasi - 4	34976.2	12108.03	12269.2
5	Kombinasi - 5	26959.4	36547.95	37034.5

1.2. PEMBESIAN COLUMN PIER

Mutu Beton :	K - 300		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa
Mutu Baja :	U - 39		
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa
Dimensi Column Pier,	$B_e =$	11.885	m
	$b_4 =$	1.20	m

Ditinjau Column Pier selebar 1 m :

Lebar Column Pier,	$b =$	1000	mm
Tebal Column Pier,	$h =$	1200	mm

Luas penampang Column Pier yang ditinjau,

$$A_g = b * h = 1200000 \text{ mm}^2$$

P_u = gaya aksial ultimit pada column pier (kN)

M_u = momen ultimit pada column pier (kNm)

$$\phi \cdot P_n = P_u \quad \alpha = \phi \cdot P_n / (f'_c \cdot A_g) = P_u \cdot 10^4 / (f'_c \cdot A_g)$$

$$\phi \cdot M_n = M_u \quad \beta = \phi \cdot M_n / (f'_c \cdot A_g \cdot h) = M_u \cdot 10^7 / (f'_c \cdot A_g \cdot h)$$

No	KOMBINASI BEBAN I ULTIMIT	UNTUK LEBAR = B_e		UNTUK LEBAR 1 M		α	β
		P_u (kN)	M_u (kN-m)	P_u (kN)	M_u (kN-m)		
1	KOMBINASI - 1	34879.4	11682.97	2934.75	983.00	0.098	0.0274
2	KOMBINASI - 2	34496.2	12036.69	2902.51	1012.77	0.097	0.0282
3	KOMBINASI - 3	34976.2	818.79	2942.90	68.89	0.098	0.0019
4	KOMBINASI - 4	34976.2	12269.23	2942.90	1032.33	0.098	0.0288
5	KOMBINASI - 5	26959.4	37034.51	2268.36	3116.08	0.076	0.0869

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

$$d' = 100 \text{ mm}$$

$$h' = h - 2 \cdot d' = 1000 \text{ mm}$$

$$h' / h = 0.833333$$

Nilai $\alpha = \phi \cdot P_n / (f'_c \cdot A_g)$ dan $\beta = \phi \cdot M_n / (f'_c \cdot A_g \cdot h)$ diplot ke dalam diagram interaksi diperoleh,

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 1.35\%$$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho * b * h = 16200 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan,

$$D = 25 \text{ mm}$$

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik :

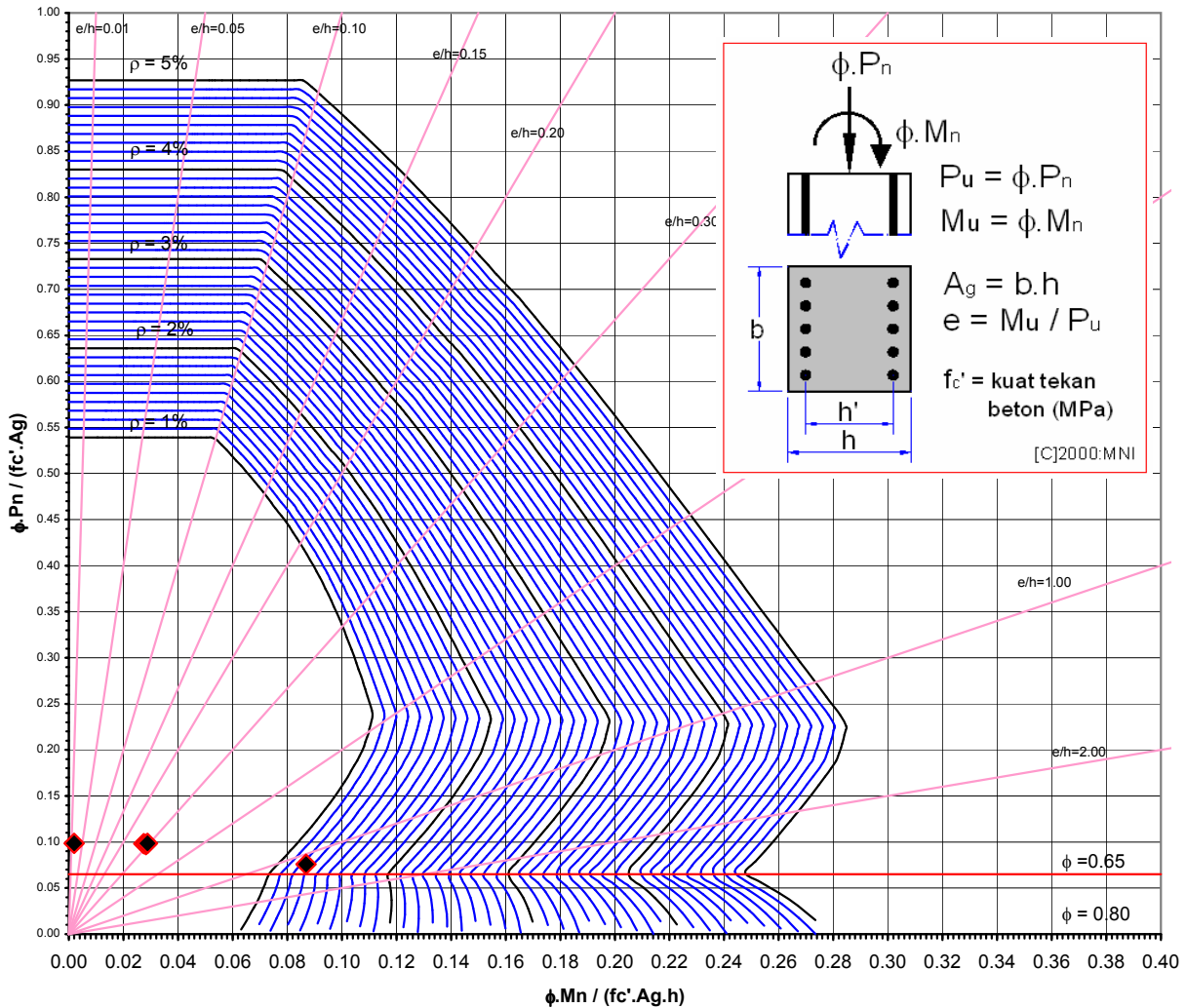
$$A_s(\text{tekan}) = A_s(\text{tarik}) = 1/2 * A_s = 8100 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi/4 * D^2 * b / (1/2 * A_s) = 61 \text{ mm}$$

Digunakan : Juml.Lapis dia. Tulangan Jarak Luas Tulangan

Tulangan tekan,	2	D 25	-	100	9817.48	mm ²
Tulangan tarik,	2	D 25	-	100	9817.48	mm ²
Rasio tulangan total,	$\rho = 1.636\%$		Luas tul.	$A_s =$	19635	mm ²



Plot nilai $\phi \cdot P_n / (f_c' \cdot A_g)$ dan $\phi \cdot M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot h)$ ke dalam diagram interaksi

1.3. ANALISIS DINDING PIER DENGAN DIAGRAM INTERAKSI

Untuk mengontrol apakah tulangan Dinding Pier yg ditetapkan dengan Diagram Interaksi (tak berdimensi) untuk Uniaxial Bending tersebut telah mencukupi, perlu dilakukan analisis kekuatan Column Pierl dengan Diagram Interaksi P-M untuk berbagai macam kombinasi pembebanan. Input data, persamaan yang digunakan untuk analisis, dan hasil analisis Column Pier disajikan sebagai berikut.

ANALISIS DINDING BETON BERTULANG DENGAN DIAGRAM INTERAKSI

DATA DINDING BETON BERTULANG

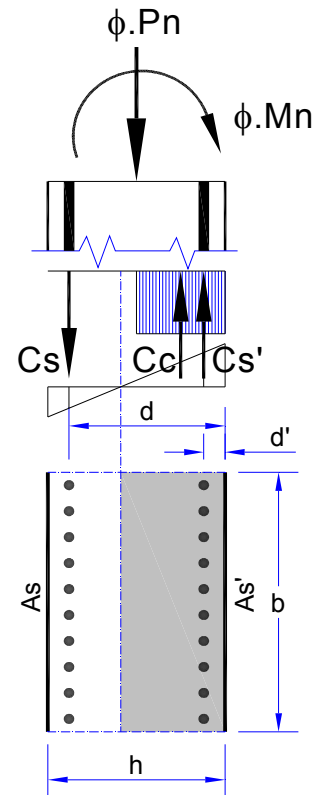
Mutu Beton,	K - 300		
Mutu Baja Tulangan,	U - 39		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.9	MPa
Tegangan leleh baja,	$f_y =$	390	MPa
Modulus elastik baja,	$E_s =$	2.E+05	MPa
Faktor distribusi teg.	$\beta_1 =$	0.85	
Ditinjau dinding selebar,	$b =$	1000	mm
Tebal dinding	$h =$	1200	mm
Jarak tul. thd.tepi beton	$d' =$	100	mm
Baja tulangan tarik (A_s) :			
	2 lapis D 32	jarak 100	
Baja tulangan tekan (A_s') :			
	2 lapis D 32	jarak 100	
Luas tulangan tarik,	$A_s =$	16085	mm ²
Luas tulangan tekan,	$A_s' =$	16085	mm ²

Rasio tulangan tarik dan tekan,

$$\rho = 2.6808\%$$

Faktor reduksi kekuatan (Φ) untuk :

Tekan - Lentur	$\Phi =$	0.65
Lentur	$\Phi =$	0.80



PERSAMAAN YANG DIGUNAKAN UNTUK PERHITUNGAN DIAGRAM INTERAKSI

Tinggi efektif,	$d = h - d'$
-----------------	--------------

Pada kondisi tekan aksial sentris :

$$P_{no} = 0.80 * [0.85 * f'_c * b * h + (A_s + A_s') * (f_y - 0.85 * f'_c)] * 10^{-3}$$

kN

Gaya tekan aksial nominal,

P_n harus $\leq P_{no}$

Pada kondisi balance :

$c_b = 600 / (600 + f_y) * d$

$a_b = \beta_1 * c_b$

$\epsilon'_s = 0.003 * (c_b - d') / c_b$
--

Untuk,	$\epsilon'_s \geq f_y / E_s$	maka	$f'_s = f_y$
--------	------------------------------	------	--------------

Untuk,	$\epsilon'_s < f_y / E_s$	maka	$f'_s = \epsilon'_s * E_s$
--------	---------------------------	------	----------------------------

Gaya-gaya internal beton dan baja :

$C_c = 0.85 * f'_c * b * a_b * 10^{-3}$	kN
---	----

$C_s = A_s * f_y * 10^{-3}$	kN
-----------------------------	----

$C'_s = A'_s * (f'_s - 0.85 * f'_c) * 10^{-3}$	kN
--	----

Gaya aksial tekan nominal kondisi balance :

$P_{nb} = C_c + C'_s - C_s$	kN	harus $\leq P_{no}$
-----------------------------	----	---------------------

Momen nominal kondisi balance :

$M_{nb} = [C_c * (h/2 - a_b/2) + C_s * (d - h/2) + C'_s * (h/2 - d')] * 10^{-3}$	kN-m
--	------

Pada kondisi garis netral terletak pada jarak c dari sisi beton tekan terluar :

$\epsilon_s = 0.003 * (c - d) / c$

$\epsilon'_s = 0.003 * (c - d') / c$

Untuk	$[\epsilon_s] \geq f_y / E_s$	maka	$f_s = [\epsilon_s] / \epsilon_s * f_y$
-------	-------------------------------	------	---

Untuk	$[\epsilon_s] < f_y / E_s$	maka	$f_s = \epsilon_s * E_s$
-------	----------------------------	------	--------------------------

Untuk	$\epsilon'_s \geq f_y / E_s$	maka	$f'_s = f_y$
-------	------------------------------	------	--------------

Untuk	$\epsilon'_s < f_y / E_s$	maka	$f'_s = \epsilon'_s * E_s$
-------	---------------------------	------	----------------------------

$a = \beta_1 * c$

Gaya-gaya internal beton dan baja :

$C_c = 0.85 * f'_c * b * a * 10^{-3}$	kN
---------------------------------------	----

$C_s = A_s * f_s * 10^{-3}$	kN
-----------------------------	----

$C'_s = A'_s * (f'_s - 0.85 * f'_c) * 10^{-3}$	kN
--	----

Gaya aksial tekan nominal :

$P_n = C_c + C'_s - C_s$	kN	harus $\leq P_{no}$
--------------------------	----	---------------------

Momen nominal :

$M_n = [C_c * (h/2 - a/2) - C_s * (d - h/2) + C'_s * (h/2 - d')] * 10^{-3}$	kN-m
---	------

Faktor reduksi kekuatan :

$\Phi = 0.65$	untuk $P_n \geq 0.10 * f'_c * b * h$
---------------	--------------------------------------

$\Phi = 0.80 - 1.5 * P_n / (f'_c * b * h)$	untuk $0 < P_n < 0.10 * f'_c * b * h$
--	---------------------------------------

1.4. TULANGAN GESER COLUMN PIER (ARAH MEMANJANG JEMBATAN)

Perhitungan tulangan geser untuk Column Pier didasarkan pada gaya geser terbesar antara gaya lateral dan momen ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Gaya aksial ultimit rencana,	$P_u = 2268.36$ kN	$P_u = 2268365$ N
Momen ultimit rencana,	$M_u = 3116.08$ kNm	$M_u = 3.12E+09$ Nmm
Mutu Beton : K - 300		$f'_c = 24.9$ MPa
Mutu Baja : U - 39		$f_y = 390$ MPa
Ditinjau dinding Pier selebar,		$b = 1000$ mm
Faktor reduksi kekuatan geser,		$\phi = 0.6$
Tinggi dinding Pier,		$L = L_c = 7000$ mm
Tebal dinding Pier,		$h = 1200$ mm
Luas tulangan longitudinal Column Pier,		$A_s = 19635$ mm ²
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,		$d' = 100$ mm
Gaya geser ultimit akibat momen,	$V_u = M_u / L = 445155$ N	
Gaya geser ultimit akibat gaya lateral,	$V_u = T_{ux} * 10^3 / B_e = 519112$ N	
Diambil, gaya geser ultimit rencana,	$V_u = 519112$ N	
	$d = h - d' = 1100.00$ mm	
	$V_{cmax} = 0.2 * f'_c * b * d = 6573600$ N	
	$\phi * V_{cmax} = 3944160$ N	> Vu (OK)
	$\beta_1 = 1.4 - d / 2000 = 0.85$	< 1 maka diambil
	$\beta_2 = 1 + P_u / (14 * f'_c * b * h) = 1.005$	$\beta_1 = 0.85$
	$\beta_3 = 1$	
	$V_{uc} = \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * [A_s * f'_c / (b * d)]^{1/3} = 810140$ N	
	$V_c = V_{uc} + 0.6 * b * d = 1602140$ N	
	$V_c = 0.3 * (\sqrt{f'_c}) * b * d * \sqrt{[1 + 0.3 * P_u / (b * d)]} = 1647206$ N	
Diambil,	$V_c = 1647206$ N	maka, $\phi * V_c = 961284$ N

$$\phi * V_c > Vu \text{ (hanya perlu tul. Geser min.)}$$

Gaya geser sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser : $V_s = V_u / \phi = 865187$ N

Untuk tulangan geser digunakan besi tulangan :

D 16 Jarak arah y, $S_y = 300$ mm

Luas tulangan geser, $A_{sv} = \pi/4 * D^2 * (b / S_x) = 670.21$ mm²

Jarak tul. geser yang diperlukan, $S_x = A_{sv} * f_y * d / V_s = 332$ mm

Digunakan tulangan geser : D 16 Jarak arah x, $S_x = 300$ mm

Jarak arah y, $S_y = 300$ mm

2. TINJAUAN PIER ARAH MELINTANG JEMBATAN

2.1. ANALISIS KEKUATAN PIER ARAH MELINTANG JEMBATAN

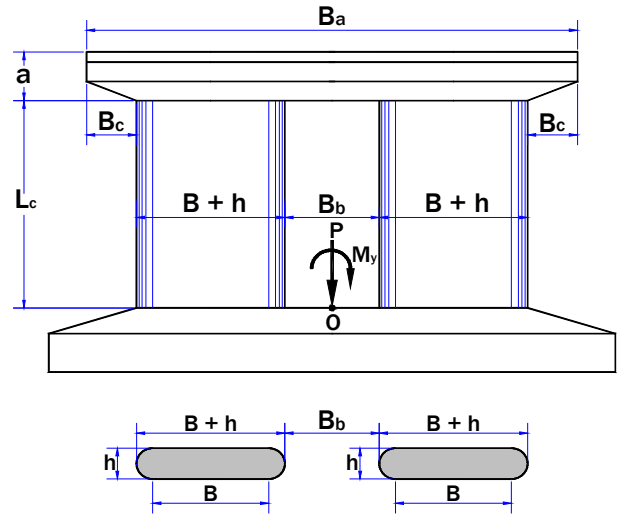
Tinggi Column Pier, $L_c = 7.00$ m
 Ukuran penampang, $B = 5.00$ m
 $h = 1.20$ m

Luas penampang Column,
 $A_c = 2 * (B * h + \pi/4 * h^2) = 14.26195$ m²

Lebar ekuivalen Column,
 $B_e = A_c / h = 11.88496$ m

Beban Ultimit Pier arah melintang jembatan.

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{uy} (kNm)
1	Kombinasi - 1	34879.4	1163.50
2	Kombinasi - 2	34496.2	2327.18
3	Kombinasi - 3	34976.2	3490.68
4	Kombinasi - 4	34976.2	3490.68
5	Kombinasi - 5	26959.4	38676.39



2.1.1. PENGARUH P-DELTA

Gaya aksial ultimit Pier,	$P_u =$	26959.4	kN
Momen ultimit Pier,	$M_u =$	38676.4	kNm
Inersia penampang Column Pier,	$I_c = 1/12 * B_e^3 * h =$	167.878	m ⁴
Mutu beton, K - 300	Kuat tekan beton, $f'_c = 0.83 * K / 10 =$	24.9	MPa
Modulus elastis beton, $E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23453	MPa	$E_c = 2.35E+07$ kPa
Tinggi Column Pier,	$L_c =$	7.00	m
Lendutan,	$\Delta = M_u * L_c^2 / (2 * E_c * I_c) =$	0.0002	m
Momen akibat pengaruh P-delta :	$M_d = P_u * \Delta =$	6.48832	kNm
	$5% * M_u =$	1933.82	kNm

$M_d < 5% * M_u$ (OK), maka efek P-delta dapat diabaikan

Kontrol efek P-delta untuk Kombinasi Beban Ultimit

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{uy} (kNm)	Δ (m)	M_d (kNm)	$5\% * M_{uy}$ (kNm)	Keterangan
1	Kombinasi - 1	34879.4	1163.50	0.00012	4.129	58.17524	$M_d < 5\% * M_{uy}$
2	Kombinasi - 2	34496.2	2327.18	0.00024	8.167	116.3588	$M_d < 5\% * M_{uy}$
3	Kombinasi - 3	34976.2	3490.68	0.00036	12.421	174.5341	$M_d < 5\% * M_{uy}$
4	Kombinasi - 4	34976.2	3490.68	0.00036	12.421	174.5341	$M_d < 5\% * M_{uy}$
5	Kombinasi - 5	26959.4	38676.39	0.00393	106.075	1933.82	$M_d < 5\% * M_{uy}$

$M_d < 5\% * M_{uy}$ (OK), maka efek P-delta dapat diabaikan

2.1.2. PENGARUH BUCKLING

Tinggi Column Pier,	$L_c =$	7.00	m
Inersia penampang Column Pier,	$I_c = 1/12 * B_e^3 * h =$	167.8776	m^4
Luas tampang Column Pier,	$A_c = B_e * h =$	14.26195	m^2
Jari-jari inersia penampang Column Pier,	$r = \sqrt{[I_c / A_c]} =$	3.430891	m
Faktor panjang tekuk,	$K =$	2.0	
Angka kelangsingan,	$K * L_c / r =$	4.080572	< 22

Pengaruh buckling dapat diabaikan

Luas tulangan Column Pier yang diperoleh dari tinjauan arah memanjang jembatan perlu dikontrol apakah kapasitasnya masih cukup untuk mendukung beban ultimit Column Pier pada arah melintang jembatan. Oleh karena itu perlu dilakukan analisis kekuatan Column Pier arah melintang jembatan dengan Diagram Interaksi P- M_y (untuk arah y).

Dimensi penampang Column Pier yang digunakan untuk analisis P- M_y adalah sebagai berikut :

Lebar Column Pier,	$b =$	1200	mm
Tinggi Column Pier,	$h =$	11885	mm
Rasio baja tulangan,	$\rho =$	1.636%	
Mutu Beton :	K - 300	$f'_c =$	24.9 MPa
Mutu Baja :	U - 39	$f_y =$	390 MPa

Persamaan yang digunakan untuk analisis, dan hasil analisis Column Pier disajikan pada Program Analisis Dinding Pier dengan Diagram Interaksi P-M pada halaman berikutnya.

2.2. TULANGAN GESER COLUMN PIER (ARAH Y)

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

Gaya aksial ultimit rencana,	$P_u =$	26959.4	kN
Momen ultimit rencana,	$M_u =$	38676.4	kNm
Mutu Beton : K - 300	$f'_c =$	24.9	MPa
Mutu Baja : U - 39	$f_y =$	390	MPa
Lebar dinding pier,	$b =$	1200	mm
Gaya aksial ultimit rencana,	$P_u =$	2.70E+07	N
Momen ultimit rencana,	$M_u =$	3.87E+10	Nmm
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0.6	
Tinggi dinding pier,	$L = L_c =$	7000	mm
Tebal dinding pier,	$h =$	11885	mm
Luas tulangan longitudinal column pier,	$A_s =$	19635	mm ²
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	100	m
Gaya geser ultimit akibat momen,	$V_u = M_u / L =$	5525199	N
Gaya geser ultimit akibat gaya lateral,	$V_u = T_{uy} * 10^3 =$	6503966	N
Diambil, gaya geser ultimit rencana,	$V_u =$	6503966	N
	$d = h - d' =$	11785	mm
	$V_{cmax} = 0.2 * f'_c * b * d =$	697517096	N
	$\phi * V_{cmax} =$	418510258	N > Vu (OK)
	$\beta_1 = 1.4 - d / 2000 =$	-4.49248	< 1 maka diambil
	$\beta_2 = 1 + P_u / (14 * f'_c * b * h) =$	1.005	$\beta_1 =$ <input type="text" value="1"/>
	$\beta_3 =$	1	
	$V_{uc} = \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * \sqrt{[A_s * f'_c / (b * d)]} =$	8320051	N
	$V_c = V_{uc} + 0.6 * b * d =$	92358256	N
	$V_c = 0.3 * (\sqrt{f'_c}) * b * d * \sqrt{[1 + 0.3 * P_u / (b * d)]} =$	21176505	N
	Diambil,	$V_c =$	21176505 N
	$\phi * V_c =$	12705903	N

$\phi * V_c > Vu$ (hanya perlu tul. Geser min.)

Gaya geser yang dipikul oleh tulangan geser :

$$V_s = V_u / \phi = \text{10839944 N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang :

4	D	13
---	---	----

$$A_{sv} = n * \pi/4 * D^2 = \text{530.93 mm}^2$$

Luas tulangan geser,

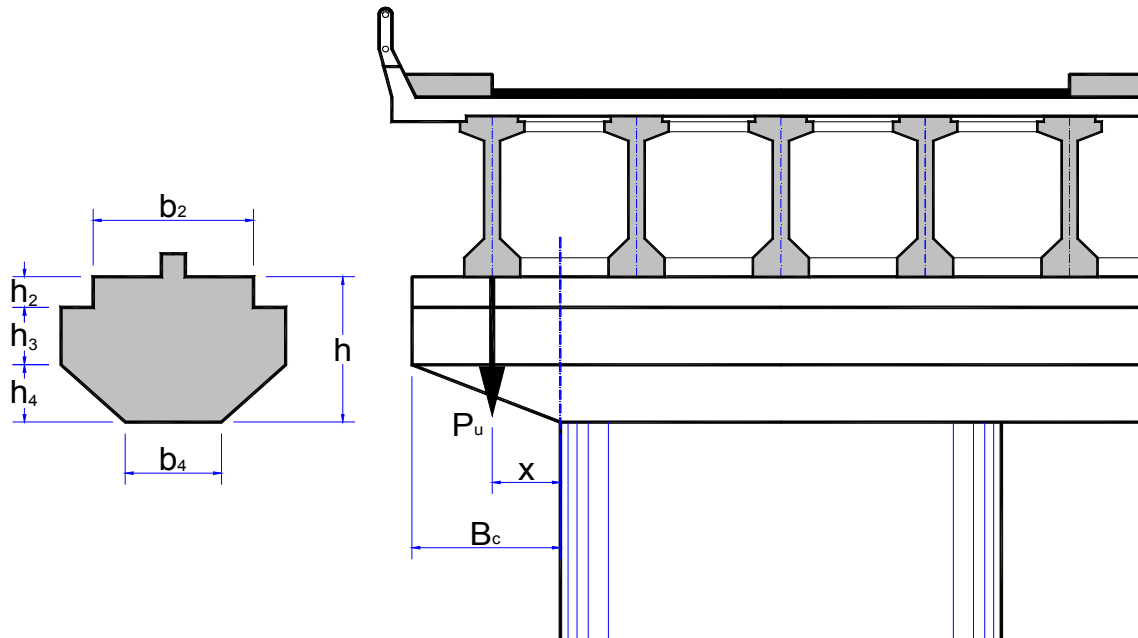
Jarak tul. geser yang diperlukan,

$$S = A_{sv} * f_y * d / V_s = 225 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser (seengkang) :

4	D	13	-	200
---	---	----	---	-----

3. TINJAUAN PIER HEAD



$b_2 =$	1.90	m
$b_4 =$	1.20	m
$B_c =$	1.40	m

$h_2 =$	0.40	m
$h_3 =$	0.75	m
$h_4 =$	0.75	m

$B_a =$	18.00	m
$s =$	1.80	m
$n =$	10	girder

Tinggi pier head,

$$h = h_2 + h_3 + h_4 = 1.90 \text{ m}$$

Lebar pier head,

$$b = (b_2 + b_4) / 2 = 1.55 \text{ m}$$

Lengan gaya reaksi girder terhadap tepi dinding pier,

$$x = B_c - [B_a - (n - 1) * s] / 2 = 0.50 \text{ m}$$

3.1. MOMEN DAN GAYA GESER ULTIMIT PIER HEAD

No	Reaksi girder akibat	P (kN)	Faktor beban	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1379.93	1.30	1793.91	896.96
2	Beban mati tambahan (MA)	165.24	2.00	330.48	165.24
3	Beban lajur "D" (TD)	372.00	2.00	744.00	372.00
4	Beban pedestrian (TP)	24.00	2.00	48.00	24.00
5	Beban angin (EW)	8.06	1.20	9.68	4.84
				2926.07	1463.03

3.2. PEMBESIAN PIER HEAD

3.2.1. TULANGAN LENTUR PIER HEAD

Momen rencana ultimit,		$M_u =$	1463.03	kNm
Mutu beton,	K - 300	Kuat tekan beton,	$f'_c =$	24.90 MPa
Mutu baja,	U - 39	Kuat leleh baja,	$f_y =$	390 MPa
Tinggi pier head		$h =$	1900	mm
Lebar pier head,		$b =$	1550	mm
Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton,		$d' =$	150	mm
Modulus elastis baja,		$E_s =$	2.0E+05	
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,		$\beta_1 =$	0.85	
		$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * 600 / (600 + f_y) =$	0.027957	
		$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f'_c)] =$	6.597664	
Faktor reduksi kekuatan lentur,		$\phi =$	0.80	
Tinggi efektif pier head,		$d = h - d' =$	1750	mm
Momen nominal rencana,		$M_n = M_u / \phi =$	1828.79	kNm
Faktor tahanan momen,		$R_n = M_n * 10^{-6} / (b * d^2) =$	0.38526	

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

	$\rho = 0.85 * f'_c / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f'_c)}] =$	0.00100	
Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min} = 1.4 / f_y =$	0.00359	
Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho =$	0.00359	
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s = \rho * b * d =$	9737	mm ²
Diameter tulangan yang digunakan,	$D =$	25	mm
Jumlah tulangan yang diperlukan,	$n = A_s / (\pi / 4 * D^2) =$	19.836	buah
Digunakan tulangan,	$24 \quad D \quad 25$		
	$A_s = n * \pi / 4 * D^2 =$	11781	mm ²

3.2.2. TULANGAN GESER PIER HEAD

Gaya geser ultimit,		$V_u =$	2926070	N
Faktor reduksi kekuatan geser,		$\phi =$	0.60	
Kapasitas geser ultimit,		$V_{ucmax} = 0.5 * \phi * (\sqrt{f'_c}) * b * d =$	4060604	N
	$V_u < V_{ucmax}$	Dimensi aman thd geser		
		$V_c = 1/6 * (\sqrt{f'_c}) * b * d =$	2255891	N

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\phi.V_c = 1353535 \text{ N}$$

$$V_u > \phi.V_c$$

Perlu tulangan geser

$$\phi.V_s = V_u - \phi.V_c = 1572535 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser,

$$V_s = 2620892 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang,

$$4 \text{ D } 16$$

Luas tulangan geser,

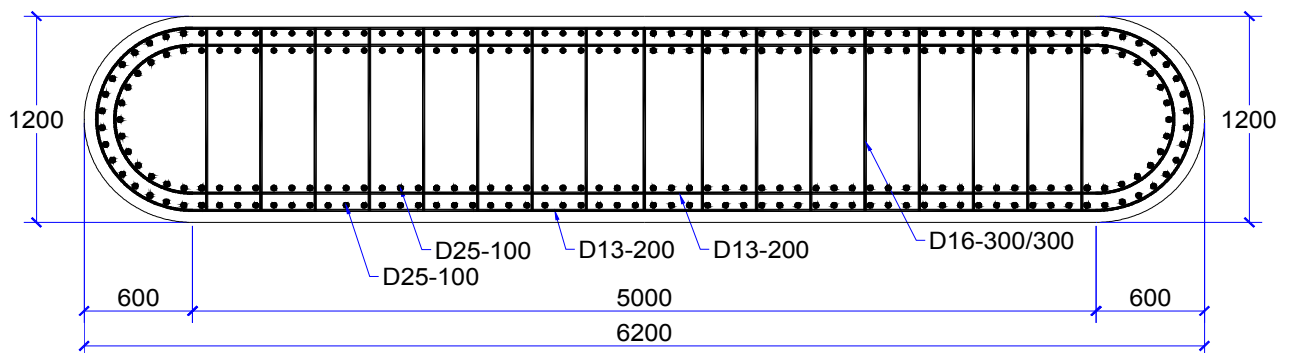
$$A_v = \pi / 4 * D^2 * n = 804.25 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan :

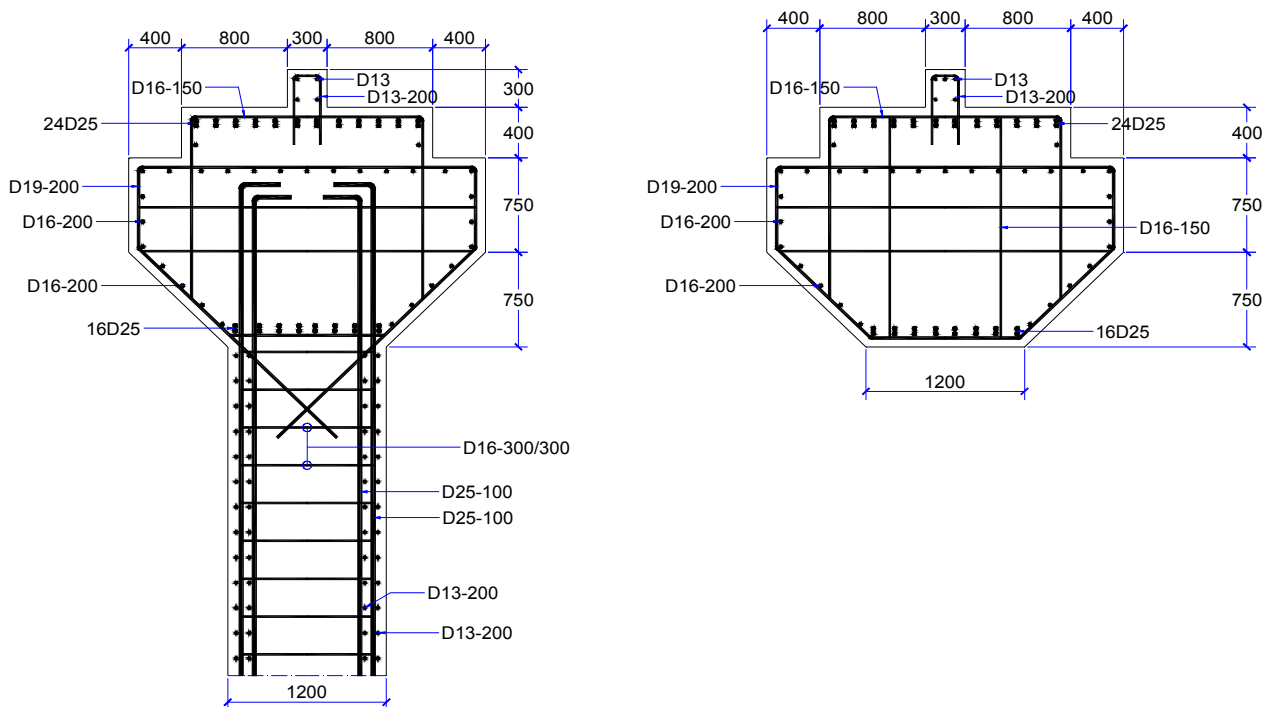
$$s = A_v * f_y * d / V_s = 209.43 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang,

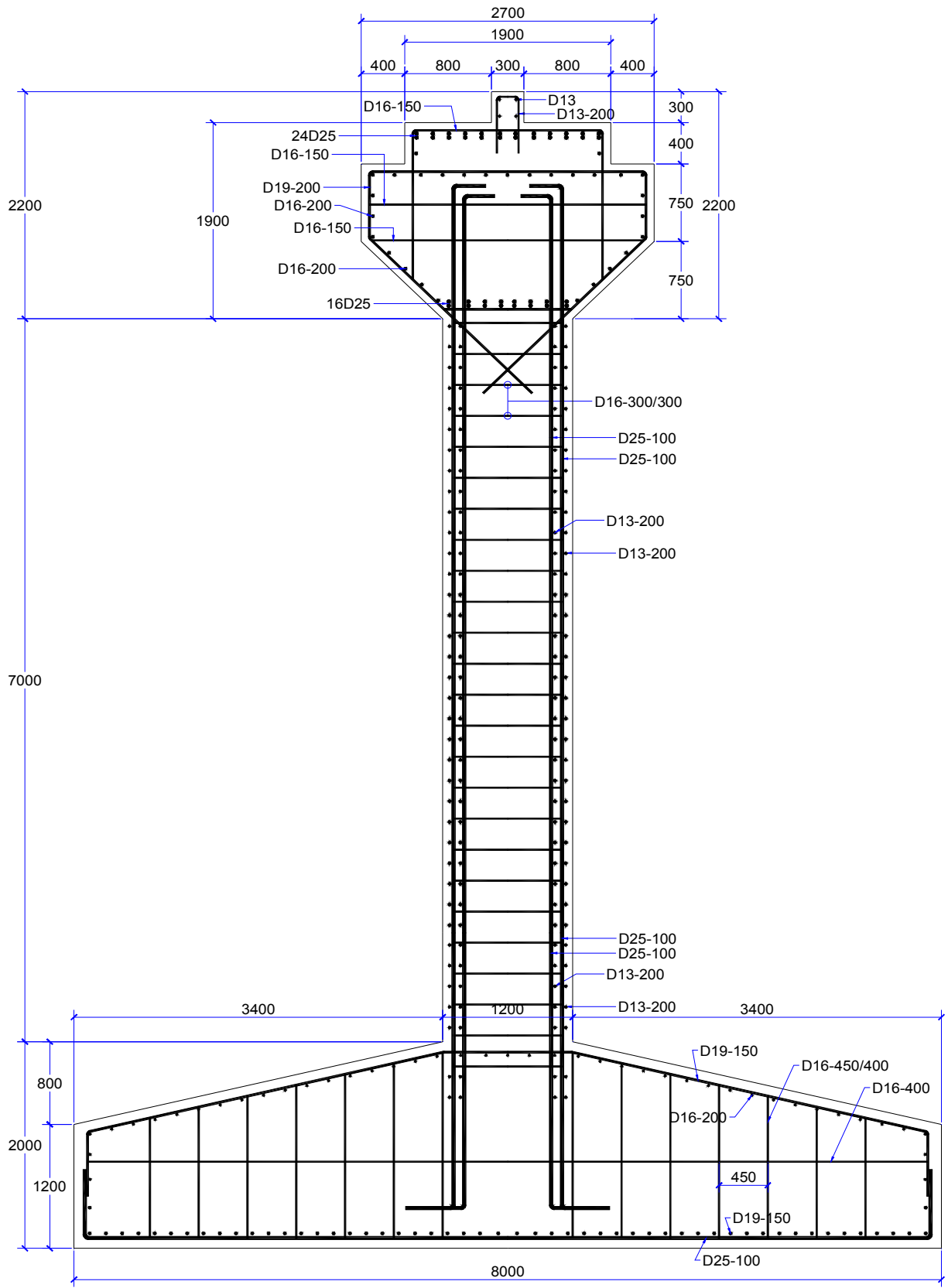
$$4 \text{ D } 16 - 150$$



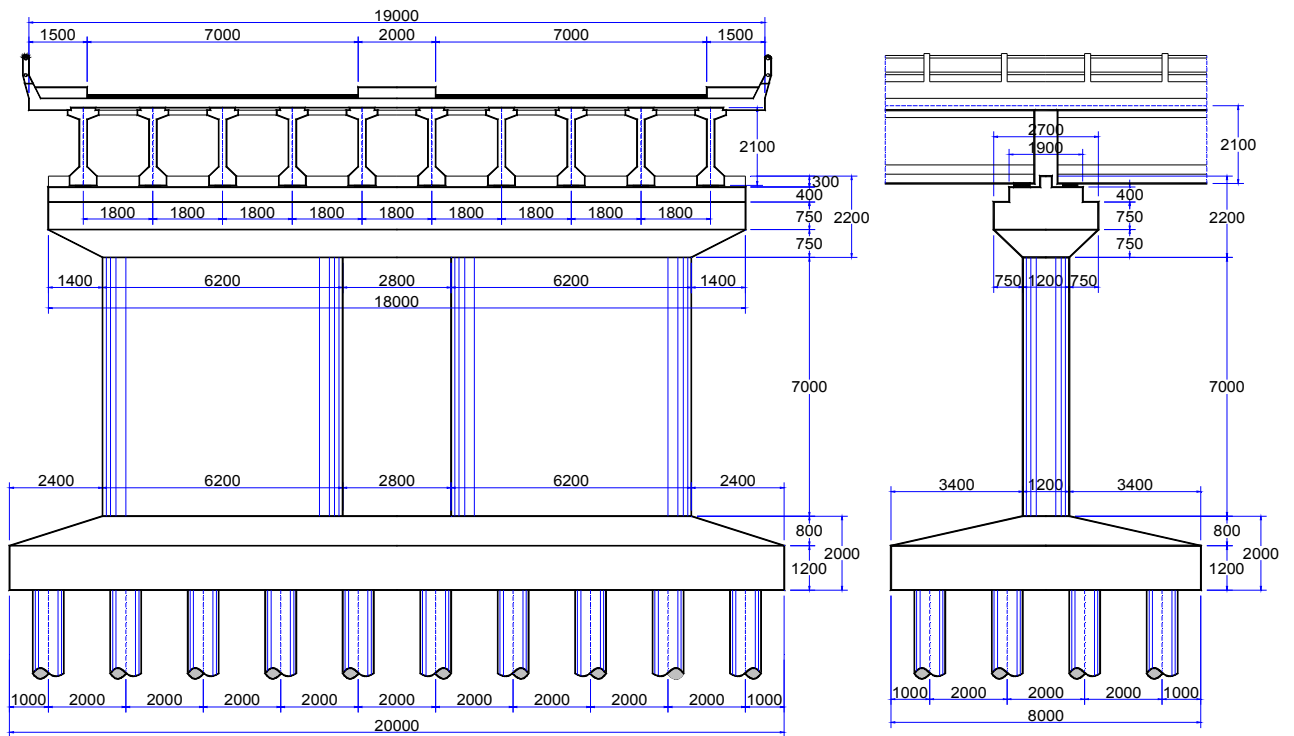
PEMBESIAN DINDING PIER



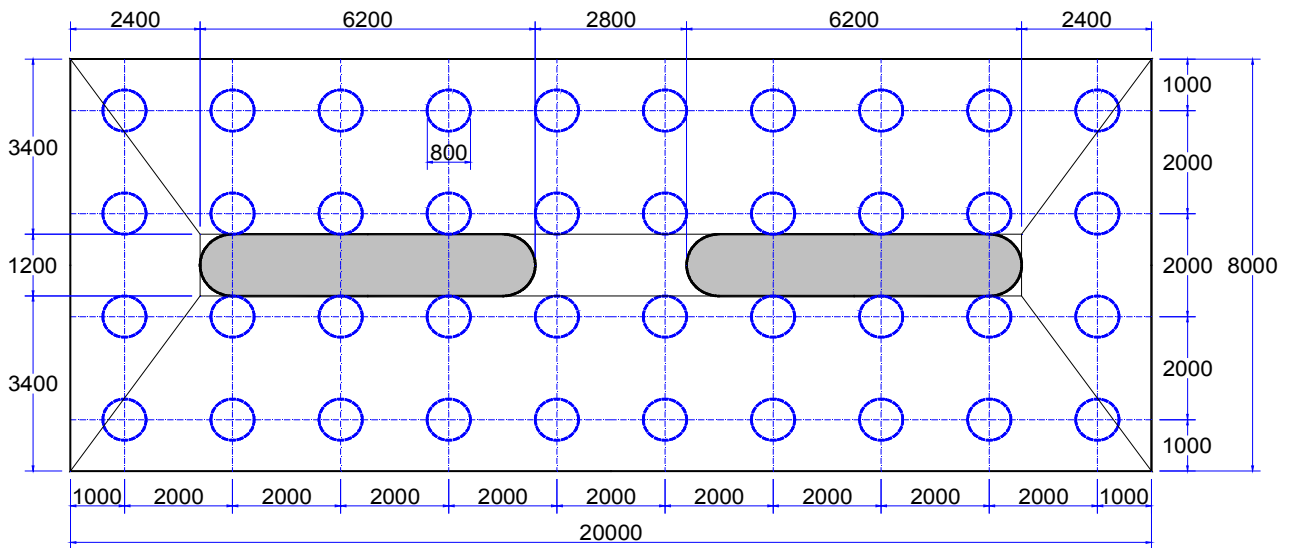
PEMBESIAN PIER HEAD DAN CORBEL



PEMBESIAN PIER



DIMENSI PIER



DENAH FONDASI BORE PILE