

BAB V

PEMBAHASAN

5.1 Perhitungan Pelat Lantai Jembatan

1. Menghitung beban-beban yang bekerja dengan faktor beban

$$qD \text{ beton} = 0,22 \cdot 24 = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ aspal} = 0,05 \cdot 22,5 = 1,125 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ air} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$qD \text{ total} = 7,405 \text{ kN/m}^2$$

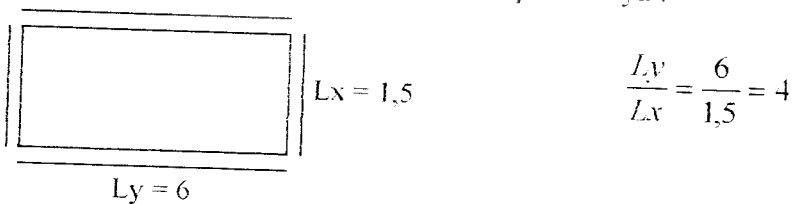
$$qL = 154,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \cdot qD + 1,6 \cdot qL$$

$$= 1,2 \cdot 7,405 + 1,6 \cdot 154,3$$

$$= 255,766 \text{ kN/m}^2$$

Pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya :



Gambar 5.1 Pelat lantai sebagai pelat satu arah

Koefisien momen (C) pada tabel 13.3.2 halaman 203 PBBI 1971 NI-2 Nilai koefisien momen untuk $l_y/l_x = 4$ adalah sebagai berikut :

Tabel 5.1 Nilai koefisien momen plat (C)

	Koefisien momen pelat (C)
$M_{lx} = -M_{tx}$	63
M_{ly}	13
$-M_{ty}$	38

Digunakan tulangan pokok D16 mm.

Penutup beton (Pb) digunakan 20 mm.

Tinggi manfaat tulangan pelat lantai :

$$\begin{aligned} \text{Arah } x ; dx &= h - Pb - 1/2.D_{tul} \\ &= 200 - 20 - 1/2.16 \\ &= 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah } y ; dy &= h - Pb - D_{tulx} - 1/2.D_{tuly} \\ &= 200 - 20 - 16 - 1/2.12 \\ &= 158 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen-momen yang bekerja pada pelat :

$$\begin{aligned} M_{ulx} = -M_{utx} &= 0,001.q_u.lx^2.63 \\ &= 0,001.255,766.1,5^2.63 = 36,255 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perencanaan tulangan l_x dan t_x

$$M_{ulx} = -M_{utx} = 36,255 \text{ kNm}$$

$$M_u/\phi = 36,255/0,8 = 45,318 \text{ kNm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 20 \cdot 0,93}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,024$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{45,318 \cdot 10^6}{1000 \cdot (172)^2} = 1,532 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 20} = 23,529$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{23,529} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 23,529 \cdot 1,532}{400}} \right]$$

$$= 0,004 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,004$$

$$A_{sp} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \geq 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,004 \cdot 1000 \cdot 172 \geq 0,002 \cdot 1000 \cdot 200$$

$$= 691,46 \geq 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{dipakai } A_{sp} = 691,46 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan pokok D16 mm.

$$\text{sehingga } A_{D16} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{D16} \cdot b}{A_{sp}}$$

$$= \frac{200,96 \cdot 1000}{691,46} = 290,63 \text{ mm} \approx 280 \text{ mm}$$

dipakai s = 300, maka tulangan pokok = D16-280

$$A_{s_{ada}} = \frac{M_{D, b}}{s} = \frac{200,96 \cdot 1000}{280} = 717,714 \text{ mm}^2$$

Kontrol kapasitas lentur pelat (arah x)

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{717,719 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 1000} = 16,89 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s_{ada}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi}$$

$$= 717,714 \cdot 400 \cdot \left(172 - \frac{16,89}{2} \right) \geq 45,318 \text{ kNm}$$

$$= 46,954 \geq 45,318 \text{ kNm} \dots \text{Ok}$$

dipakai tulangan pokok D16-280

- Perencanaan Tulangan Susut :

$$A_{s_{susut}} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 200 = 400 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan susut Ø12 mm, sehingga :

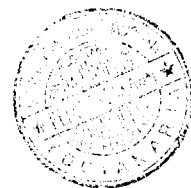
$$A_1 \phi = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan susut (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_{s_{susut}}}$$

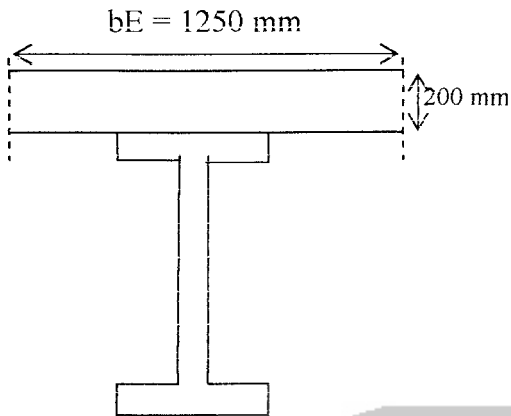
$$= \frac{113,097 \cdot 1000}{400} = 282,7425 \text{ mm}$$

dipakai s susut = 280 mm.

dipakai tulangan susut Ø12-280



5.2 Perhitungan Gelagar Memanjang



Profil W10x112

$$A_s = 21225,764 \text{ mm}^2$$

$$d = 288,544 \text{ mm}$$

$$t_f = 31,75 \text{ mm}$$

$$t_w = 19,177 \text{ mm}$$

$$b_f = 264,541 \text{ mm}$$

$$F_y = 344,75 \text{ Mpa}$$

$$F_c' = 34,475 \text{ MPa}$$

$$b_E \leq L/4 = 6/4 = 1,5 \text{ m}$$

$$b_E \leq b_o = 1,5 \text{ m}$$

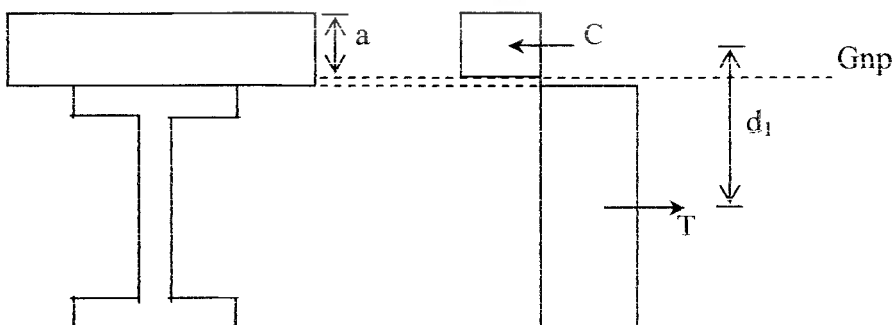
$$b_E \leq \frac{1}{2} b_o + b_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 + 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

$$b_E = 1250 \text{ mm}$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{288,544 - 2 \cdot 31,75}{19,177} = 11,735 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{344,75}} = 34,468$$

$M_n \rightarrow$ dicari dengan distribusi tegangan plastis dengan $\phi_b = 0,85$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot F_c' \cdot b_E} = \frac{21225,764 \cdot 344,75}{0,85 \cdot 34,475 \cdot 1250} = 199,772 \text{ mm} < t_s, \text{ gnp berada di beton.}$$



Gaya desak = $C = 0,85 \cdot F_c' \cdot A_c = 0,85 \cdot 34,475 \cdot (1250 \cdot 199,722) = 7317582,139 \text{ N}$

$M_n = C \cdot d_i = 7317582,139 \cdot 244,411$

$= 1788497568 \text{ Nmm.}$

$\phi M_n = 0,85 \cdot 1788497568 = 1520222933 \text{ Nmm} = 1520,223 \text{ kNm.}$

Untuk perhitungan M_u diperoleh dengan program SAP 2000 Tabel 5.4 Lampiran I,

nilai $M_u = 421,063 \text{ kNm.}$

$M_u < M_n = 421,063 \text{ kNm} < 1520,223 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{Aman!}$

Tabel.5.1 Momen Ultimate pada Gelagar Memanjang dengan Kombinasi beban $q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L$

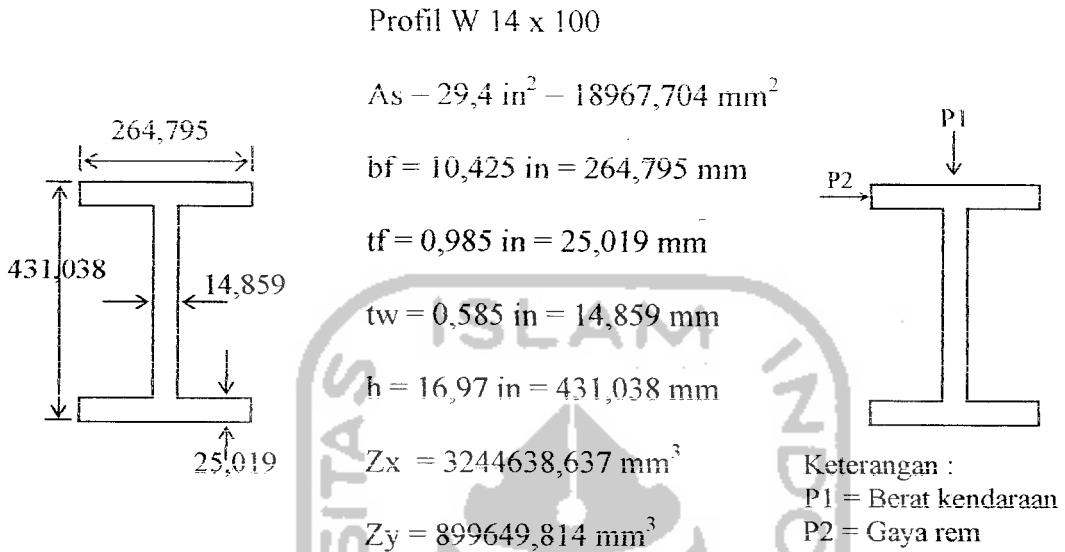
Elemen	LOAD	STATION	V2	V3	M2	M3
1	COMB1	0	-388.033	5.17E-14	2.62E-14	4.97E-15
1	COMB1	1.5	-57.4134	1.16E-14	-1.4E-14	276.0849
1	COMB1	3	41.20639	-3.2E-16	-2.3E-14	288.2401
1	COMB1	4.5	139.8261	-1.2E-14	-1.3E-14	152.4657
1	COMB1	6	470.4459	-5.2E-14	4.78E-14	-409.638
2	COMB1	0	-262.83	2.88E-14	3.64E-14	-409.638
2	COMB1	1.5	-164.21	1.69E-14	2.07E-15	-89.3578
2	COMB1	3	-65.5907	4.94E-15	-1.4E-14	82.99315
2	COMB1	4.5	89.029	-1.4E-14	-3.3E-15	29.01447
2	COMB1	6	187.6487	-2.6E-14	2.64E-14	-178.494
3	COMB1	0	-195.371	2.38E-14	2.31E-14	-178.494
3	COMB1	1.5	-96.7508	1.19E-14	-3.7E-15	40.59724
3	COMB1	3	1.868904	-8.3E-17	-1.3E-14	111.7587
3	COMB1	4.5	100.4886	-1.2E-14	-3.4E-15	34.99053
3	COMB1	6	199.1084	-2.4E-14	2.36E-14	-189.707
4	COMB1	0	-187.756	2.35E-14	2.35E-14	-189.707
4	COMB1	1.5	-89.1361	1.15E-14	-2.7E-15	17.96173
4	COMB1	3	9.483628	-4.2E-16	-1.1E-14	77.7011
4	COMB1	4.5	108.1034	-1.2E-14	-1.4E-15	-10.4892
4	COMB1	6	206.7231	-2.4E-14	2.61E-14	-246.609
5	COMB1	0	-461.946	5.65E-14	3.34E-14	-246.609
5	COMB1	1.5	-131.326	1.65E-14	-3.1E-15	47.54486
5	COMB1	3	-32.7063	4.56E-15	-1.9E-14	170.5691
5	COMB1	4.5	297.9135	-3.5E-14	-1.4E-14	122.4637
5	COMB1	6	396.5332	-4.7E-14	4.82E-14	-398.371
6	COMB1	0	-313.191	3.73E-14	4.6E-14	-398.371
6	COMB1	1.5	-214.571	2.54E-14	-1.1E-15	-2.54979
6	COMB1	3	-59.9514	6.67E-15	-2.8E-14	228.5421
6	COMB1	4.5	270.6684	-3.3E-14	-6.7E-15	58.90435
6	COMB1	6	369.2881	-4.5E-14	5.23E-14	-421.063

7	COMB1	0	-377.582	4.51E-14	4.96E-14	-421.063
7	COMB1	1.5	-278.963	3.31E-14	-9E-15	71.3457
7	COMB1	3	51.65714	-6.9E-15	-2.2E-14	183.8248
7	COMB1	4.5	150.2769	-1.9E-14	-2.3E-15	32.37425
7	COMB1	6	248.8966	-3.1E-14	3.49E-14	-267.006
8	COMB1	0	-271.909	3.15E-14	2.81E-14	-267.006
8	COMB1	1.5	-117.289	1.27E-14	-2E-15	-0.30755
8	COMB1	3	-18.6693	7.94E-16	-1.2E-14	101.6612
8	COMB1	4.5	79.95049	-1.1E-14	-4.3E-15	55.70026
8	COMB1	6	178.5702	-2.3E-14	2.13E-14	-138.19
9	COMB1	0	-156.189	2.21E-14	2.12E-14	-138.19
9	COMB1	1.5	-57.5695	1.01E-14	-2.9E-15	22.12879
9	COMB1	3	41.05025	-1.8E-15	-9.1E-15	34.51822
9	COMB1	4.5	139.67	-1.4E-14	2.53E-15	-101.022
9	COMB1	6	238.2897	-2.6E-14	3.21E-14	-384.492



5.3 Perhitungan Lenturan Biaksial (*Biaxial Bending*)

Gelagar melintang menerima gaya akibat beban gravity dan beban lateral (gaya rem) yang saling tegak lurus maka terjadi lenturan dua arah (*Biaxial Bending*).



Urutan perhitungan Biaxial Bending adalah sebagai berikut :

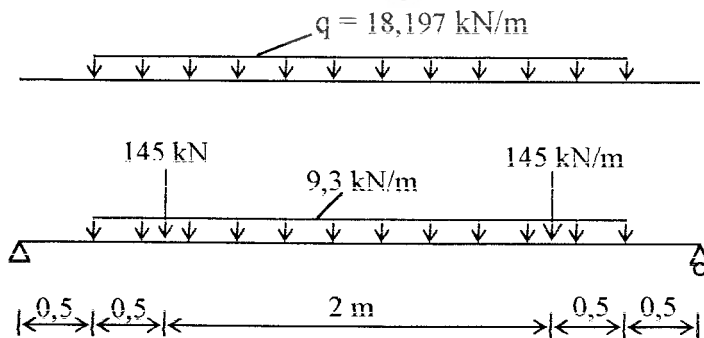
- Mencari Mn (momen nominal) dimana penempatan beban seperti pada gambar

Slab : $6 \times (2400 \text{ kg/m}^3 \times 2 \times 2) \times 0,22 = 12,672 \text{ kN/m}$

Aspal : $6 \times (2250 \text{ kg/m}^3 \times 2 \times 2) \times 0,05 = 2,7 \text{ kN/m}$

Girder : $189,677 \cdot 10^{-4} \times 148,95 \text{ kg/m} = 2,825 \text{ kN/m}$

Total (q) = 18,197 kN/m



Gambar 5.2 Penempatan beban slab, aspal, girder dan kendaraan pada gelagar

$$\sum F_y = 145 + 145 + 9,3 \cdot 3 + 18,197 \cdot 3 = 372,491 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = \frac{372,491}{2} = 186,246 \text{ kN}$$

Momen tengah atau Momen nominal

$$= R_A(0,5 + 1,5) - 145 \cdot 1 - \frac{1}{2} \cdot 9,3 \cdot 1,5^2 - \frac{1}{2} \cdot 18,197 \cdot 1,5^2$$

$$= 196,558 \text{ kNm}$$

- Cek klasifikasi tampang :

1. kelangsingan badan

$$\frac{h}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{431,04 - 2.25,02}{14,86} \right) \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$25,639 \leq 35,618 \dots \dots \dots \text{OK}$$

2. kelangsingan sayap untuk daerah tekan

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{264,8}{2.25,019} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$5,254 \leq 13,387 \dots \dots \dots \text{OK}$$

3. kelangsingan sayap untuk pengaku pada daerah tekan

$$L_b \leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{M}{M_p} \right) \right] \left[\left(\frac{r_y E}{F_y} \right) \right]$$

$$L_b \leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{0}{0} \right) \right] \left[\left(\frac{63,75 \cdot 200000}{350} \right) \right]$$

$$1500 \leq 4517,143 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sehingga klasifikasi tampang termasuk tampang kompak dimana :

$$M_n = M_p$$

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y$$

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y$$

Dari tabel AISC diperoleh nilai Z_x dan Z_y :

$$Z_x = 198 \text{ in}^3 = 3244638,637 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = 54,9 \text{ in}^3 = 899649,814 \text{ mm}^3$$

$$M_{px} = Z_x \cdot F_y$$

$$= 3244638,637 \cdot 350$$

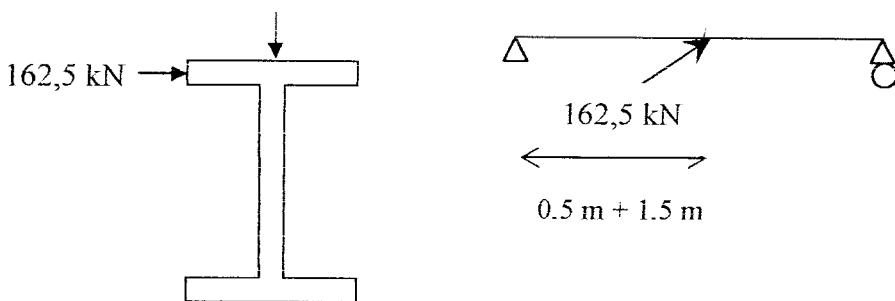
$$= 1135623536 \text{ Nmm} = 1135,624 \text{ kNm}$$

$$M_{py} = Z_y \cdot F_y$$

$$= 899649,814 \cdot 350$$

$$= 314877434,900 \text{ Nmm} = 314,877 \text{ kNm}$$

$$141,142 \text{ kNm}$$



Gambar 5.3 Momen dan gaya rem lenturan dua arah pada gelagar melintang.

Dari nilai hasil perhitungan momen nominal ditengah bentang gelagar melintang dan gaya rem lalu dikontrol terhadap syarat keamanan *biaksial bending* dengan perhitungan sebagai berikut :

- Momen tengah bentang ($M1$) = 141,142 kNm
- Momen horizontal ($M2$)

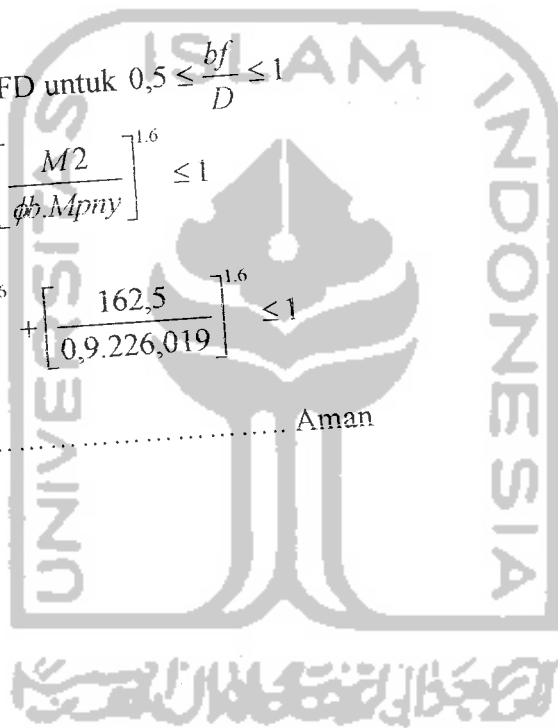
$$M2 = \frac{162,5}{2} \cdot (0,5 + 1,5) = 162,5 \text{ kNm}$$

Menurut metode LRFD untuk $0,5 \leq \frac{bf}{D} \leq 1$

$$\left[\frac{M1}{\phi_b \cdot M_{pnx}} \right]^{1,6} + \left[\frac{M2}{\phi_b \cdot M_{pny}} \right]^{1,6} \leq 1$$

$$\left[\frac{141,142}{0,9 \cdot 1779,97} \right]^{1,6} + \left[\frac{162,5}{0,9 \cdot 226,019} \right]^{1,6} \leq 1$$

$$0,7186 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Aman}$$



5.4 Perencanaan Rangka Jembatan Menurut AASTHO LRFD

5.4.1 Pembebanan Menurut AASTHO LRFD Bridge Specification

1. Perhitungan Beban Hidup

a. Mencari gaya batang pada rangka utama struktur jembatan rangka baja dilakukan dengan cara mengalikan beban rencana kendaraan (truk, tendem rencana dan jalur rencana) dengan ordinat garis pengaruh. Pada rangka utama arah horisontal dibagi menjadi 10 segmen, panjang tiap segmennya sebesar 6 m. Garis pengaruh diperoleh dengan menggunakan program SAP 2000 dan dapat dilihat di lampiran 1, sedangkan hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.2.

b. Mencari gaya batang akibat beban merata

Gaya batang akibat beban merata di peroleh dengan cara mengalikan beban merata dengan luasan bidang garis pengaruh (lihat garis pengaruh lampiran 1).

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.2 berikut:

Tabel 5.2 Gaya Batang Rangka Jembatan Akibat beban bergerak dan Merata (Hidup)

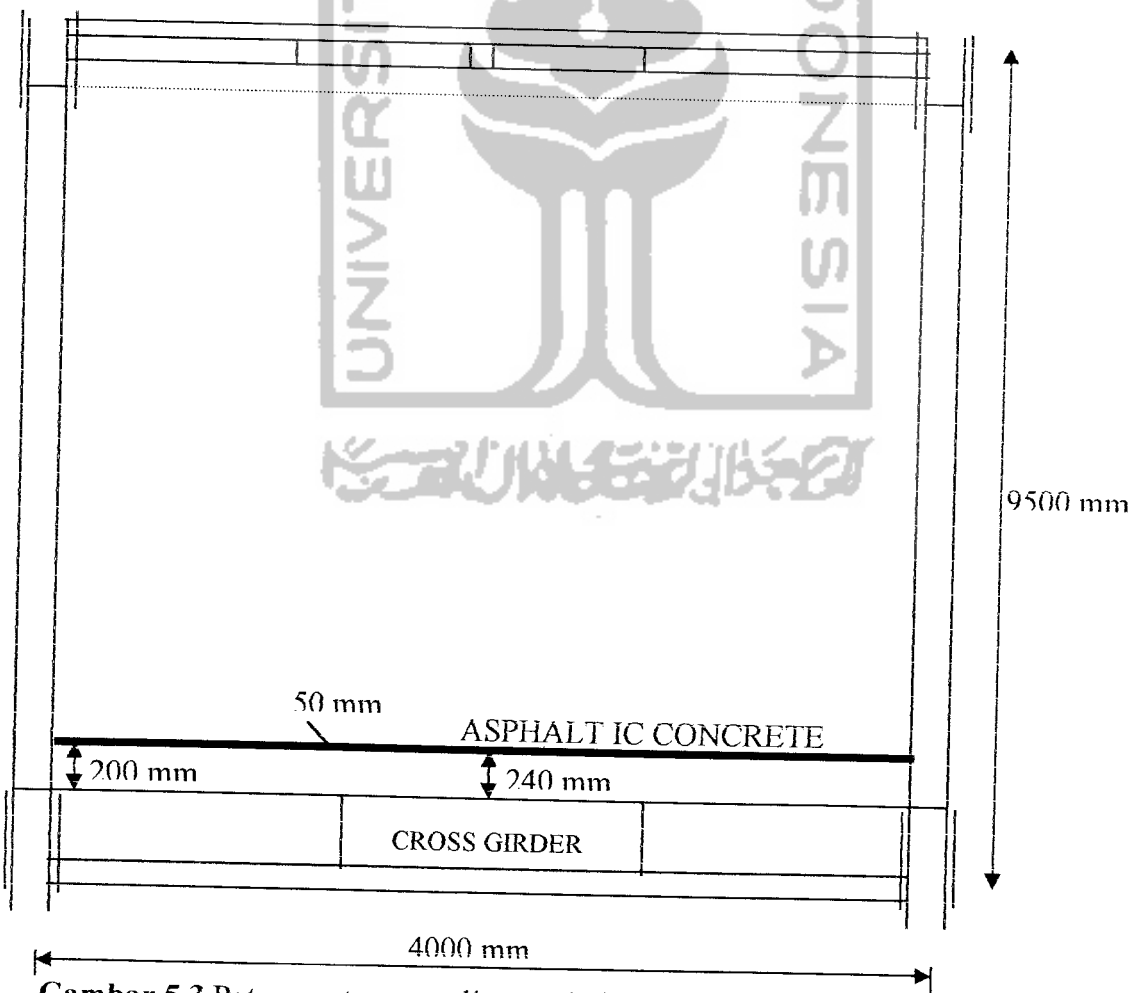
No	Batang	Gaya Batang (KN)			
		Truck Rencana (KN)	Tendem Rencana (KN)	Jalur Rencana (KN)	Beban Merata (KN)
1	1=10	292.6	408	614.62	371.80005
2	2=9	320.76	448.455	660.04	407.8999
3	3=8	334.95	457.76	677.96	433.008
4	4=7	343.64	471.235	691.745	438.8596
5	5=6	345.62	421.07	660.655	439.146
6	12=15	205.48	201.57	201.57	48.46137
7	17=20	170.632	200.4585	200.4585	57.7474
8	21=24	155.65	189.935	189.935	66.5508
9	25=28	145.09	183.8125	183.8125	88.773
10	29	40.755	56.085	70.6671	51.984
11	13=14	94.82	119.336	166.8795	95.35476
12	18=19	117.682	88.99	155.077	84.05526
13	22=23	-159.3	-131.78	-159.3	-61.047525
14	26=27	144.296	111.375	157.77955	78.275775
15	11=16	-444.725	-353.43	-738.74	-450.864
16	30=31	-484.865	-355.5365	-703.5359	-453.374535
17	32=33	-491.4257	-353.276	-679.7418	-448.353

18	34=35	-479.7975	-348.04	-617.2372	-443.61
19	36=37	-468.63595	-346.412	-533.59711	-439.704

Dari tabel 5.2 dapat dilihat bahwa gaya batang maksimum terbesar untuk beban hidup adalah yang diakibatkan oleh beban jalur rencana. Maka dalam analisis untuk batang tekan dan tarik digunakan beban hidup akibat jalur rencana dan beban merata.

2. Perhitungan Beban Mati

Perhitungan beban mati adalah beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan non struktur seperti berat slab, berat aspal dan berat elemen struktur jembatan rangka baja yang dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 5.3 Potongan tampak lintang dari jembatan rangka baja

Perhitungan beban mati struktur rangka baja terpasang :

- a. Berat Slab Beton permeter Panjang

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang Slab beton} &= 2 \times \left(\frac{200\text{mm} + 240\text{mm}}{2} \times 2000\text{mm} \right) \\ &= 880.000 \text{ mm}^2 = 0,88 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Slab beton per meter panjang} = 0,88 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2112 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Slab beton per meter panjang untuk satu sisi rangka} &= \frac{2112\text{kg}}{2} \\ &= 1056 \text{ kg} \\ &= 10,3559\text{kN} \end{aligned}$$

- b. Berat Aspal per meter panjang

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang aspal} &= 2 \times 2000,3996 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \\ &= 0,20003996 \text{ mm}^2 = 0,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Aspal per meter panjang} = 0,2 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2250 \text{ kg/m}^3 = 450 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Aspal per meter panjang untuk satu sisi rangka} &= \frac{450\text{kg}}{2} \\ &= 225 \text{ kg} = 2,207 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Berat gelagar

$$\text{Gelagar memanjang} = 0,020645 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 = 1,6206 \text{ kN}$$

$$\text{Gelagar melintang} = 0,01878 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 = 1,4742 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah berat gelagar} = 3,0948 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gelagar parameter panjang untuk satu sisi rangka} = \frac{3,0948}{2} = 1,5474\text{kN}$$

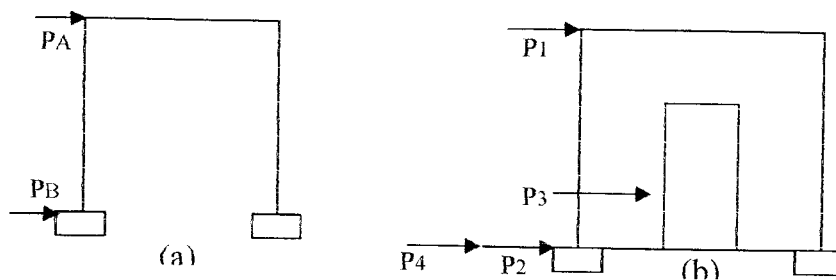
Perhitungan gaya batang akibat mati dilakukan dengan program SAP 2000 dan hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.3 halaman sebagai berikut :

Tabel 5.3 Gaya Batang Rangka Jembatan Akibat Beban Mati

Batang	G.BTG	Batang	G.BTG
1	1876.312	23	55.94386
2	1887.203	24	199.3187
3	2111.241	25	237.1005
4	2187.420	26	20.43241
5	2219.258	27	20.43241
6	2219.258	28	237.1005
7	2187.420	29	252.3687
8	2111.241	30	-2274.79
9	1887.203	31	-2274.79
10	1876.312	32	-2275.68
11	-2259.329	33	-2275.68
12	263.680	34	-2252.47
13	270.665	35	-2252.47
14	270.665	36	-2233.54
15	263.680	37	-2233.54
16	-2259.329		
17	135.891		
18	113.203		
19	113.203		
20	135.891		
21	199.319		
22	55.944		

3. Perhitungan Beban Angin

Perhitungan beban angin adalah pada rangka atas pengekang angin (*top Chord*) dan rangka bawah pengekang angin (*Bottom Chord*) yang menerima beban lateral akibat angin. Beban angin yang bekerja dapat dilihat pada Gambar:



Gambar 5.5 Gaya Angin rangka pada kondisi *unloaded* (a) dan *loaded* (b)

Dengan perencanaan awal beban angin sebagai berikut:

- a. Dengan menghitung nilai kecepatan angin pada ketinggian 10 m, dengan angka konstanta Von Karman's = 0,4 berdasarkan nilai V_0 dan Z_0 pada tabel 5.4 berikut:

Condition	Open Country	Sub Urban	City
V_0 (Km/h)	13,2	15,2	25,3
Z_0 (mm)	70	300	800

Tabel 5.4 Nilai V_0 dan Z_0 untuk variasi kondisi muka hulu

(berdasarkan Tabel 4.8 dari *Design of Highway Bridges*, John Willey and Sons)

Dengan rumus untuk masing-masing kondisi sebagai berikut :

$$V_0 = \left[\frac{k}{\ln(10000 / Z_0)} \right] V_{10} \longrightarrow V_{10} = \frac{V_0}{\left(\frac{k}{\ln(10000 / Z_0)} \right)}$$

Pada perencanaan ini diambil kondisi open country karena letak jembatan berada di daerah pedesaan, nilai kecepatan angina pada ketinggian elemen rangka dapat dilihat di tabel

- b. Menghitung tekanan angin pada elemen rangka, beban angin pada *Windward* dan *leeward*, dengan tekanan angina dasar (V_B) = 160 Km/h. V_{DZ} = adalah kecepatan angina rencana pada elevasi elemen (km/h), Z adalah elevasi / ketinggian elemen (m), P_B = adalah tekanan dasar berdasar komponen struktur pada tabel 5.5berikut:

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$Plc \text{ (batang 13)} = 7,213 \times 0,3 \times 2,193 = 4,746 \text{ kN}$$

4. Beban angin *top Gusset*

$$Plc = 0,5 \times 1,760 = 0,880 \text{ kN}$$

5. Beban angin *Bottom gusset*

$$Plc = 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ kN}$$

b. Beban angin pada *leeward girder*

1. Beban angin pada batang atas pengaku angin

$$Plc \text{ (batang 30)} = 6,464 \times 0,4 \times 1,097 = 2,835 \text{ kN}$$

2. Beban angin pada batang bawah pengaku angin

$$Plc \text{ (batang 1)} = 6 \times 0,4 \times 1,2 = 2,88 \text{ kN}$$

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$Plc \text{ (batang 13)} = 7,213 \times 0,3 \times 1,097 = 2,373 \text{ kN}$$

4. Beban angin *top Gusset*

$$Plc = 0,5 \times 0,880 = 0,440 \text{ kN}$$

5. Beban angin *Bottom Gusset*

$$Plc = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ kN}$$

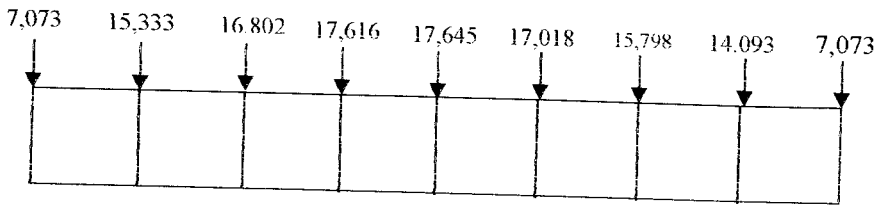
Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.5)

$$Pa = P_{btg \text{ atas}} + (0,25 P_{btg \text{ diagonal}}) + P_{top \text{ Gusset}}$$

$$Pa_{windward} = (0,5 \cdot 5,111) + (0,25 \cdot 4,746) + 0,880 = 4,622 \text{ KN}$$

$$Pa_{Leeward} = (0,5 \cdot 2,835) + (0,25 \cdot 2,373) + 0,440 = 2,451 \text{ KN}$$

$$Pa_{total} = 4,622 + 2,451 = 7,073 \text{ KN}$$



Gambar 5.6 Gaya Angin yang bekerja pada rangka atas pengaku angin (Unloaded)

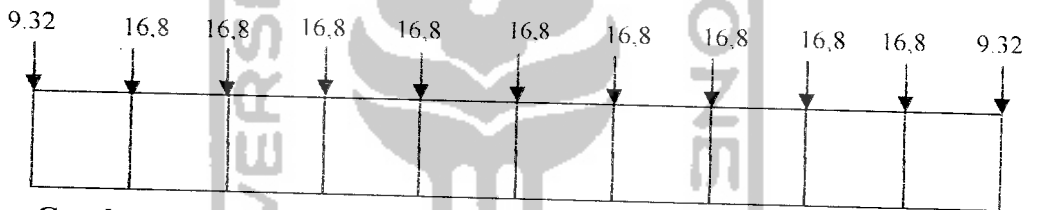
Beban angin yang bekerja pada batang bawah (gambar 5.6)

$$P_b = P_{btg \text{ bawah}} + 0,5 P_{btg \text{ diagonal}} + P_{bottom \text{ Gusset}}$$

$$P_{b_{windward}} = (0,5 \cdot 5,76) + (0,25 \cdot 8,534) + 1,2 = 6,213 \text{ KN}$$

$$P_{b_{leeward}} = (0,5 \cdot 2,88) + (0,25 \cdot 8,534) + 0,6 = 3,107 \text{ KN}$$

$$P_b = 6,213 + 3,107 = 9,320 \text{ KN}$$



Gambar.5.7 Gaya angin pada rangka bawah pengaku angin (Unloaded)

Perhitungan gaya batang batang akibat beban angin dilakukan dengan program SAP 2000, dengan hasil gaya batang pada rangka atas tak terbebani (unloaded) pada tabel 5.6.

Tabel 5.6 Gaya Batang akibat Pengaku atas tak terbebani (Unloaded)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	5.317	23	8.955	45	1.566	65	-30.555
2	87.567	24	16.377	46	-45.617	66	-31.608
3	147.781	25	-38.280	47	-4.010	67	-83.266
4	183.639	26	76.825	48	-25.079	68	-64.181
5	194.016	27	-7.840	49	-8.471	69	-41.677
6	178.927	28	63.012	50	-2.579	70	-17.355
7	139.371	29	-1.726	51	-11.666	71	7.796
8	77.387	30	45.399	52	21.006	72	32.843
9	83.060	31	3.863	53	-13.522	73	57.407

10	63.954	32	24.866	54	45.092	74	77.037
11	41.532	33	8.334	55	-14.285	75	-5.029
12	17.204	34	2.378	56	68.504	76	-87.258
13	-7.940	35	11.537	57	-10.763	77	-147.568
14	-32.931	36	-21.192	57	-10.763	78	-183.431
15	-56.845	37	13.351	57	-10.763	79	-193.819
16	-78.369	38	-45.287	58	-8.410	80	-178.742
17	-63.607	39	13.433	59	10.925	81	-139.102
18	-26.151	40	-69.772	60	3.822	82	-76.186
19	-20.422	41	10.587	61	-3.590		
20	-13.860	42	-77.122	62	-10.926		
21	-6.552	43	7.669	63	-17.999		
22	1.139	44	-63.328	64	-24.742		

Hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi tak terbebani (unloaded) pada tabel 5.7. berikut :

Tabel 5.7 Gaya Batang akibat angin pada Pengaku bawah tak terbebani (*Unloaded*)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	59.458	23	26.452	45	-56.554	67	-301.188
2	155.181	24	-18.526	46	31.791	68	-276.514
3	229.334	25	40.471	47	-43.169	69	-227.162
4	278.677	26	-34.494	48	15.840	70	-153.274
5	303.351	27	54.175	49	-29.139	71	-51.555
6	303.351	28	-50.774	50	0.363		
7	278.677	29	63.584	51	-14.630		
8	229.334	30	-70.922	52	-14.630		
9	155.181	31	-44.177	53	0.363		
10	59.458	32	-5.079	54	-29.139		
11	-70.922	33	-6.866	55	15.840		
12	63.584	34	-6.798	56	-43.169		
13	-50.774	35	-6.800	57	31.791		
14	54.175	36	-6.800	58	-56.554		
15	-34.494	37	-6.800	59	48.444		
16	40.471	38	-6.798	60	-73.112		
17	-18.526	39	-6.866	61	61.082		
18	26.452	40	-5.079	62	-51.555		
19	-3.050	41	-44.177	63	-153.274		
20	11.943	42	61.082	64	-227.162		
21	11.943	43	-73.112	65	-276.514		
22	-3.050	44	48.444	66	-301.188		

2) Saat jembatan dalam kondisi terbebani (loaded)

Tekanan angin $1,46 \text{ N/m}^2 = 1,46 \text{ kN/m}^2$

a. Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.7)

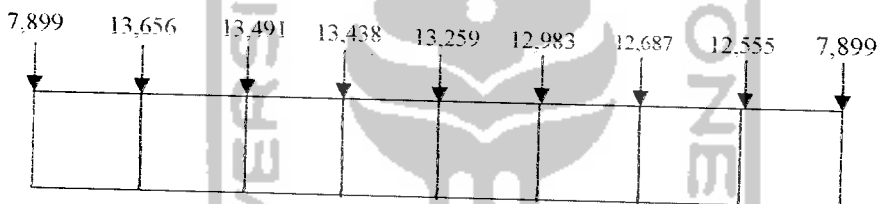
$P_a \text{ total} = P_a \text{ windward} + P_a \text{ leeward}$

$$P1'c = \left(\frac{P_a \times \text{Tekanan angin}}{P_D} \right)$$

$$P1'c_{\text{windward}} = \left(\frac{4,621 \times 1,46}{1,760} \right) = 3,833 \text{ kN}$$

$$P1'c_{\text{leeward}} = \left(\frac{2,451 \times 1,46}{0,880} \right) = 4,066 \text{ kN}$$

$$P1'c = 3,833 + 4,066 = 7,899 \text{ KN}$$



Gambar 5.8 Gaya angin pada rangka atas kondisi terbebani (loaded)

Hasil gaya batang pengaku atas kondisi terbebani (loded) pada tabel 5.8 berikut:

Tabel 5.8 Gaya Batang akitab angin Pada Pengaku atas (loaded)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	4.290	23	6.755	45	1.070	67	-67.0452
2	70.400	24	12.599	46	-34.910	68	-49.8224
3	117.023	25	-32.936	47	-3.295	69	-31.6961
4	144.146	26	61.877	48	-19.215	70	-13.1306
5	151.847	27	-6.267	49	-6.680	71	5.779739
6	140.393	28	49.041	50	-2.303	72	24.9014
7	110.237	29	-1.186	51	-9.086	73	44.40178
8	62.161	30	34.748	52	15.675	74	61.80075
9	66.846	31	3.186	53	-10.532	75	-4.03994
10	49.635	32	19.056	54	34.676	76	-70.1572
11	31.586	33	6.574	55	-11.266	77	-116.864
12	13.021	34	2.147	56	54.950	78	-143.989
13	-5.883	35	8.978	57	-8.650	79	-151.694
14	-24.954	36	-15.827	58	-8.975	80	-140.239

15	-43.931	37	10.373	59	7.529	81	-109.991
16	-62.950	38	-34.859	60	2.540	82	-61.1259
17	-53.428	39	10.530	61	-2.749		
18	-21.084	40	-56.043	62	-8.154		
19	-15.869	41	8.498	63	-13.661		
20	-10.563	42	-62.137	64	-19.292		
21	-4.980	43	6.135	65	-25.217		
22	0.799	44	-49.291	66	-27.575		

b. Beban angin yang bekerja pada batang bawah

$$P2'c = \left(\frac{P_b \times \text{Tekanan angin}}{P_D} \right)$$

$$P2'c_{\text{windward}} = \left(\frac{6,213 \times 1,46}{2,4} \right) = 3,779 \text{ kN}$$

$$P2'c_{\text{leeward}} = \left(\frac{3,107 \times 1,46}{1,2} \right) = 3,779 \text{ kN}$$

$$P2'c_{\text{total}} = 3,779 + 3,779 = 7,559 \text{ kN}$$

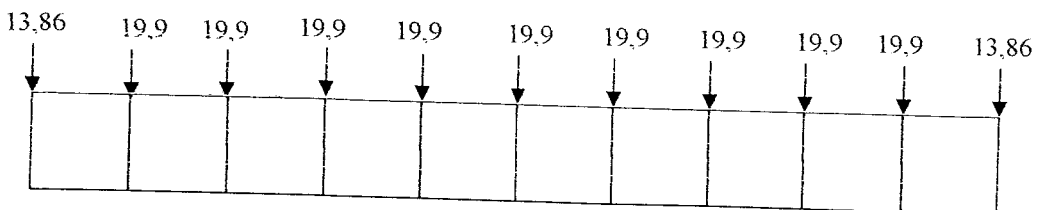
c. Beban angin pada saat truk bergerak melewati jembatan

$P3'$ = Beban angin btlg bawah *leeward* x tekanan angin x 3

$$P3'c (\text{batang 1a}) = (2,88 \times 0,5) \times 1,46 \times 3 = 6,307 \text{ kN}$$

d. Beban angin yang bekerja pada batang bawah saat truk lewat
(Gambar 5.10)

$$P4'(\text{batang 1}) = P2' + P3' = 7,559 + 6,307 = 13,867 \text{ kN}$$



Gambar 5.9 gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengaku angin (*loaded*)

Hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi terbebani (*loaded*) pada tabel 5.9 berikut :

Tabel 5.9 Gaya Batang akibat angin pada Pengaku Bawah Terbebani (*Loaded*)

BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang	BTG	G.Batang
1	70.634	23	31.333	45	-66.979	67	-356.765
2	183.807	24	-21.945	46	37.657	68	-327.538
3	271.652	25	47.938	47	-51.136	69	-269.079
4	330.100	26	-40.860	48	18.763	70	181.566
5	359.326	27	64.182	49	-34.515	71	-60.8642
6	359.326	28	-60.130	50	0.430		
7	330.100	29	75.073	51	-17.329		
8	271.652	30	-84.265	52	-17.329		
9	183.807	31	-54.993	53	0.430		
10	70.634	32	-5.894	54	-34.515		
11	-84.265	33	-8.138	55	18.763		
12	75.073	34	-8.052	56	-51.136		
13	-60.130	35	-8.054	57	37.657		
14	64.182	36	-8.054	58	-66.979		
15	-40.860	37	-8.054	59	57.396		
16	47.938	38	-8.052	60	-86.847		
17	-21.945	39	-8.138	61	72.097		
18	31.333	40	-5.894	62	-60.864		
19	-3.613	41	-54.993	63	-181.566		
20	14.146	42	72.097	64	-269.079		
21	14.146	43	-86.847	65	-327.538		
22	-3.613	44	57.396	66	-356.765		

4. Perhitungan Gaya Rem

Gaya rem yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja merupakan gaya tekan yang akan ditransfer ke batang tepi atas pada rangka utama (Gambar 5.15).

Besar gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

P = Gaya rem

W = Berat kendaraan

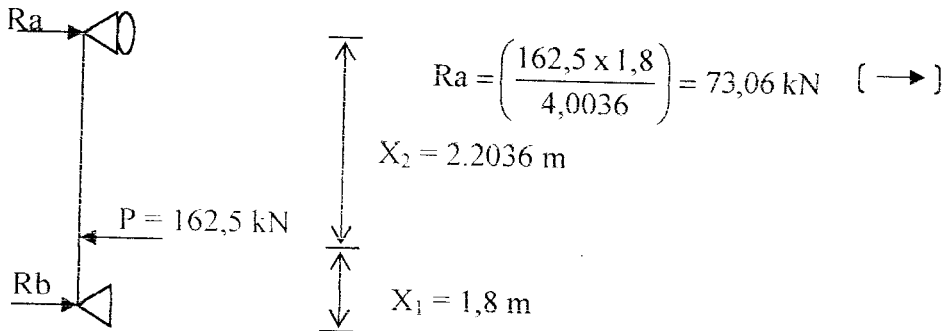
B = Faktor gaya rem terhadap kendaraan sebesar 0,25

$$W = 145 + 145 + 35 + 145 + 35 = 650 \text{ kN}$$

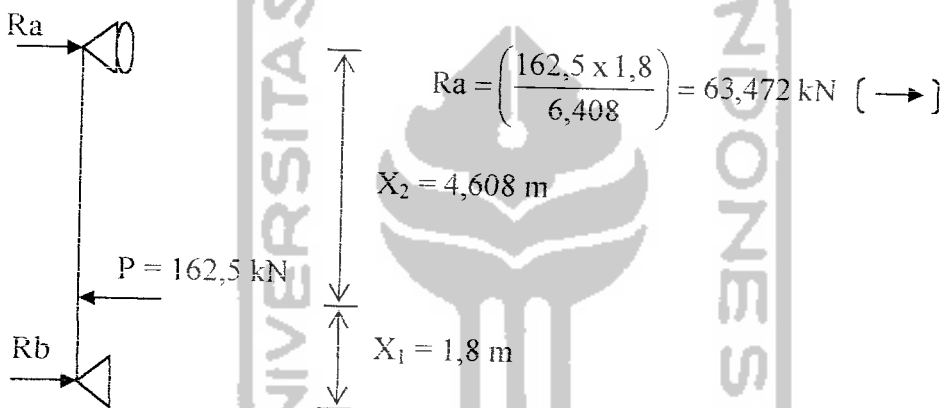
$$P = b. W = 0,25. 650 = 162,5 \text{ kN}$$

Dengan gaya untuk masing-masing batang tepi atas:

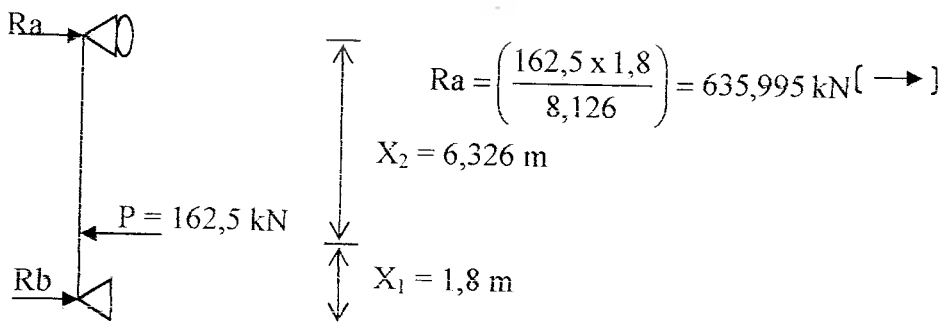
a. Batang 12 dan 15



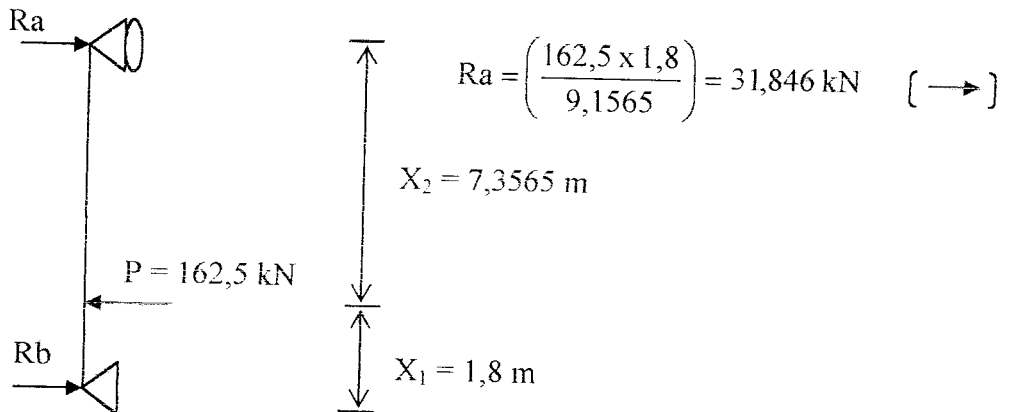
b. Batang 17 dan 20



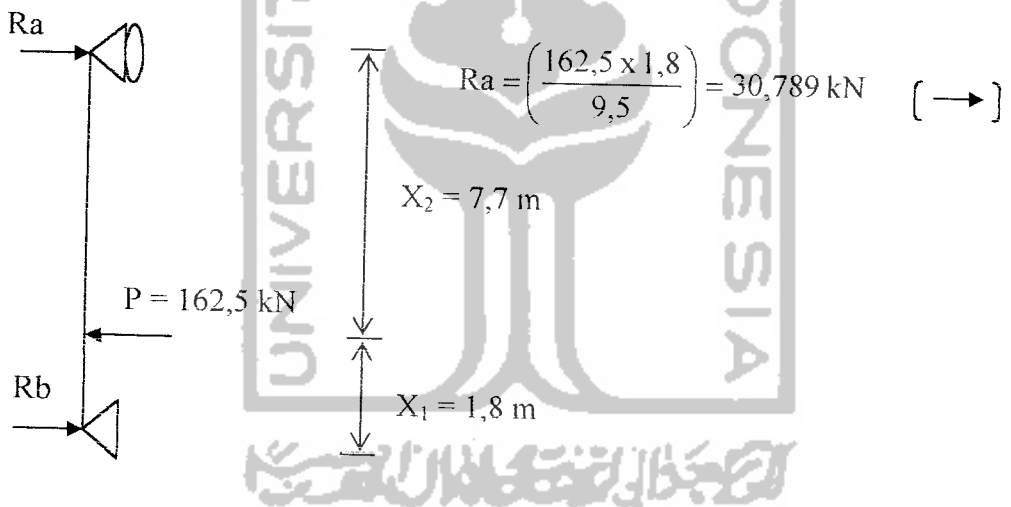
c. Batang 21 dan 24



d. Batang 25 dan 28



e. Batang 29



5.4.2. Perhitungan Kombinasi Beban Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994.

Untuk menentukan gaya batang terbesar gaya batang terbesar sebagai dasar perencanaan desain profil yang akan digunakan, digunakan kombinasi gaya batang akibat beban DC, beban jalur, gaya rem, impact dan gaya angin.

Kombinasi pembebanan untuk variasi kombinasi beban tetap (*Permanent loads*) dan beban bergerak (*Transient load*) berdasarkan kondisi elemen rangka, ditentukan sebagai berikut :

1. Kondisi Batas Kekuatan (*Strength Limit State*)

$$\text{Strength V : } P_u = \eta (DC + 1,35 LL + 1,35 IM + 0,4 WL + 1,35 BR)$$

2. Kondisi Batas Layan (*Service Limit State*)

$$\text{Service II : } P_u = \eta (DC + 1,3 LL + 1,3 IM + 1,3 BR)$$

3. Kondisi Batas Gagal dan Patah (*Fatigue and Fracture Limit State*)

$$\text{Fatigue : } P_u = \eta (0,75 LL + IM)$$

4. Kondisi Beban Ekstrim (*Extreme Event Limit State*)

$$\text{Exteme event I : } P_u = \eta (1,25 DC + 0,5 (LL + IM) + 0,5 BR)$$

Dengan nilai η untuk masing-masing kondisi pada tabel 5.18 berikut :

Kondisi	Strength V	Service II	E.Event	Fatigue
η	1	1	1	0,95

Secara lengkap hasil kombinasi pembebanan rangka jembatan dapat ditulis di tabel 5.35 lampiran 3.

5.4.3 Perencanaan Batang Tekan

Rumus AASHTO-LRFD digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan pada jembatan jalan raya. Dengan perhitungan salah satu batang tekan pada rangka utama sebagai berikut :

1. Setelah nilai P_u diperoleh dari kombinasi pembebanan, maka diperoleh gaya tekan maksimal rencana (P_u), dengan panjang L (mm), tegangan leleh (F_y), serta elastisitas (E)

2. Menganalisa kuat tekan rencana, dengan menentukan :

- a. Gaya nominal yang terjadi (P_n), pada batang
- b. Menentukan i minimum perlu ($i_{xmin} = i_{ymn}$)

$$i_{min} = \frac{L1}{200} = \frac{7213,1}{200} = 36,065mm = 1,419in$$

3. Memilih Profil yang memiliki i minimum $>$ i perlu

Dipilih profil W14x176 dengan i min = 4,02 in = 102,108 mm

Cek kestabilan elemen :

$$\lambda = \frac{L}{i_{min}} = \frac{7213,1}{102,108} = 70,641 \leq 120 \dots\dots\dots(OK)$$

Tabel 5.7 Analisis Kuat Tekan Rencana

Batang	L(mm)	Pu(KN)	Pn Perlu	L pakai(mm)	i.min(mm)	i.min(inc)
11=16	7213.1	4493.902	4044.512	7213.1	36.066	1.420
30=31	6464	4575.919	4118.327	6464	32.320	1.272
32=33	6241	4477.359	4029.623	6241	31.205	1.229
34=35	6088	4299.854	3869.869	6088	30.440	1.198
36=37	6009.8	4077.593	3669.834	6009.8	30.049	1.183

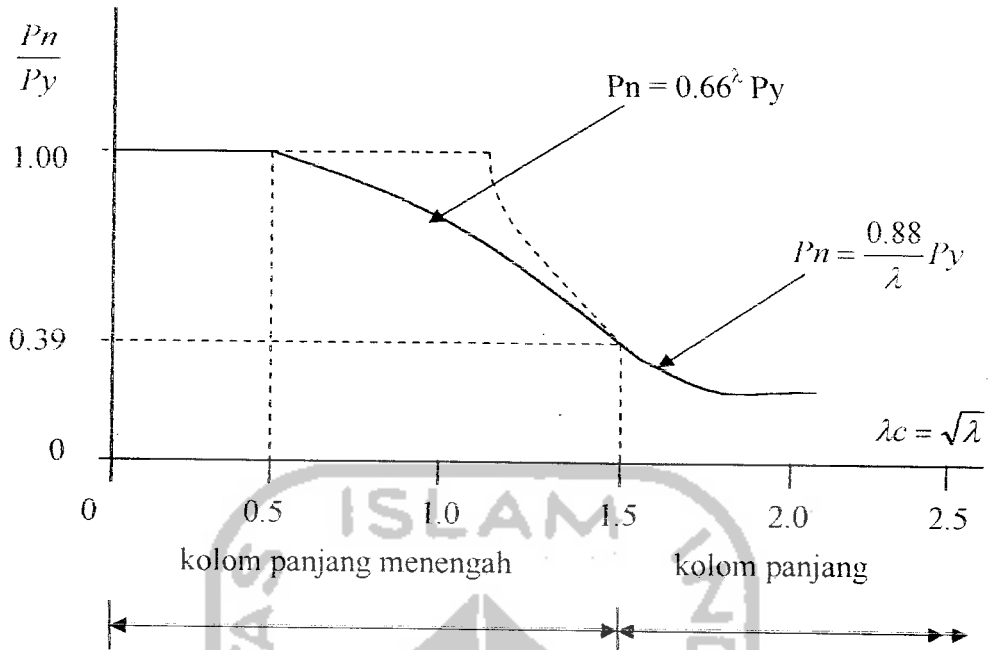
4. Menentukan k (Faktor Panjang Efektif), ditentukan nilai $k = 1$

5. Untuk kriteria tekuk keseluruhan digunakan fungsi kerampingan λ_c sebagai parameter kerampingan, sebagai berikut :

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{\pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1.7213,1}{3,14.102,108}\right) \frac{350}{200000} = 0,886$$

Dengan $r = 102,108$ mm; $A_s = 33419,288$ mm²

6. Menghitung Kekuatan nominal



Dengan nilai $\lambda = 0,886$, termasuk kolom panjang menengah ($\lambda < 2,25$) dengan P_n :

$$P_n = 0,66^2 F_y A_s = 8095,231 \text{ KN}$$

7. Menghitung kekuatan tekan dari elemen

$$P_r = \phi_c P_n = 0,9 \cdot 8095,231 = 7285,708 \text{ KN}$$

8. Cek rasio kuat tekan rencana dengan kuat tekan elemen yang terjadi

$$\text{Rasio} = \frac{P_u}{P_r} = \frac{4493,902}{7285,708} = 0,617 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

9. Cek kriteria tekuk lokal dengan profil W14x176:

$$\frac{b}{t} \leq K1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{397,51}{33,27} \leq 1,40 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 11,947 < 13,387 \dots\dots \text{Aman}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq K2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{320,04}{21,082} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 15,181 < 35,618 \dots \text{Aman}$$

10. Cek rasio kelangsingan :

$$a. \text{ Batang utama} = \frac{KL}{r} = \frac{1.7213.1}{102,108} = 70,642 \leq 120 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

$$b. \text{ Batang pengaku } (KL/r) < 140$$

5.4.4 Perencanaan Batang Tarik

Setelah diperoleh gaya batang maksimum pembebanan menurut AASHTO-LRFD *Bridge Specification*, dilanjutkan dengan analisis kuat tarik dengan tahapan analisis sebagai berikut :

1. Mencari beban maksimal dari kombinasi pembebanan yang ada (N_u), pada elemen-elemen tarik, didapat nilai maksimum gaya batang 5 = 4459,021 kN
2. Mencari nilai i min, A_g perlu, dan luas efektif (A_e perlu), berikut :

$$a. i \text{ min perlu} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm, dengan } F_u = 36 \text{ Ksi} = 455 \text{ Mpa}$$

$$b. A_g \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_y} = \frac{4459,021 \cdot 1000}{0,9 \cdot 350} = 8754,527 \text{ mm}^2$$

$$c. A_e \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_u} = \frac{4459,021 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 7996,924 \text{ mm}^2$$

Dengan hasil perhitungan i min, A_g perlu, dan A_e perlu keseluruhan pada tabel 5.11 berikut :

Tabel 5.11 Analisis Kuat Tarik Rencana Pada Rangka Utama (*Main Truss*)

BTG	L (mm)	Gaya Batang (KN)	i.min perlu (mm)	i.min perlu (inc)	A_g Perlu (mm ²)	A_g Perlu (inc ²)	A_e Perlu (mm ²)	A_e Perlu (inc ²)
1=10	6000	3699.465	42.857	1.687	11126.211	17.246	10163.366	15.753
2=9	6000	3940.284	42.857	1.687	11850.479	18.368	10824.956	16.779
3=8	6000	4306.378	42.857	1.687	12951.514	20.075	11830.710	18.338
4=7	6000	4460.932	42.857	1.687	13416.336	20.795	12255.307	18.996
5=6	6000	4459.021	42.857	1.687	13410.590	20.786	12250.058	18.988
12=15	4003.6	712.612	28.597	1.126	2143.193	3.322	1957.724	3.034
17=20	6408.3	599.500	45.774	1.802	1803.008	2.795	1646.978	2.553

21=24	8125.9	659.839	58.042	2.285	1984.478	3.076	1812.744	2.810
25=28	9156.5	726.528	65.404	2.575	2185.046	3.387	1995.955	3.094
29	9500	472.589	67.857	2.672	1421.319	2.203	1298.321	2.012
13=14	7213	741.507	51.521	2.028	2230.095	3.457	2037.106	3.158
18=19	8779	542.565	62.707	2.469	1631.773	2.529	1490.562	2.310
22=23	10101	479.781	72.150	2.841	1442.951	2.237	1318.080	2.043
26=27	10974	444.270	78.386	3.086	1336.150	2.071	1220.521	1.892

- Memilih profil yang memiliki $(i \text{ min, } A_g, A_e) > (i \text{ min rencana, } A_g \text{ perlu, } A_e \text{ perlu})$, dipilih profil W14x90.
- Cek rasio kelangsingan batang dengan ketentuan sebagai berikut:

$$d. \text{ Komponen utama} = \text{Rasio} = \frac{L}{r} \leq 140 = \frac{6000}{93,980} \leq 63,843 \leq 140 \dots \text{Ok!}$$

$$e. \text{ Komponen Sekunder} = \text{Rasio} = \frac{L}{r} \leq 240 \text{ (untuk pengaku angin)}$$

5.4.5 Perhitungan Sambungan Baut

Pada elemen tarik penggunaan sambungan baut digunakan pada perencanaan ini. Dengan tahapan sebagai berikut :

Mencari gaya yang paling menentukan dari kombinasi pembebanan yang ada (N_u), diperoleh kombinasi gaya batang berdasarkan AASTHO-LRFD 1994, misal pada batang 5, didapat nilai batang = 4459,021 kN

- Mencari $i\eta$ (i minimum) perlu

$$i\eta = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm}$$

- Mencari luas (A_g) perlu : $A_g \text{ perlu} = 10605.417 \text{ mm}^2$
- Mencari luas efektif (A_e) perlu : $A_e \text{ perlu} = 9687.640 \text{ mm}^2$ (perhitungan pada perencanaan batang tarik).

4. Pilih profil yang memiliki $(I_y, A_g, A_e) \geq (I_y, A_g, A_e)$ perlu
Pakai profil 1 dengan keterangan properties pada lampiran 3.
5. Perhitungan kekuatan baut :

- a. Kekuatan geser desain (tanpa ulir pada bidang geser)

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f f_u^b m A_b, \quad A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (25,54)^2 = 506,451 \text{ mm}^2$$

$$V_d = 0,8 \cdot 1034,25 \cdot 1 \cdot 506,451 = 765771,552 \text{ N} = 419,037 \text{ kN}$$

- b. Kekuatan tumpu desain

$$R_d = \phi_t R_n = 2,4 \phi_t d_b t_p f_u \quad ; \quad F_u \text{ plat} = 65 \text{ ksi} = 455 \text{ Mpa}, \quad t_p = 25,4 \text{ mm}$$

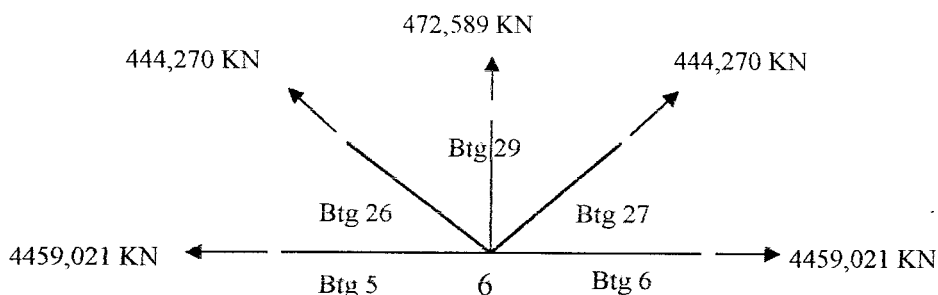
$$R_d = 2,4 \cdot 0,8 \cdot 25,4 \cdot 25,4 \cdot 455 = 563,612 \text{ kN}$$

Dipakai desain kekuatan baut yang terlemah = 419,037 kN, dan untuk penggunaan baut diameter $1 \frac{1}{2}$ dapat dilihat pada tabelk 5.33 sebagai berikut:

Diameter	Mutu Baut	Fu	Vd (kN)	Rd (kN)
1	A490	840	419,037	563,612
$\frac{1}{2}$	A490	840	101,811	281,806

Tabel 5.12 Tabel kekuatan geser tumpu dan tumpu desain dengan variasi diameter baut.

6. Perhitungan sambungan pada joint (Joint 6)



Gambar 5.10 Joint 6

$$P_{sayap} = \frac{A_{g\ sayap}}{A_{g\ total}} \times P_u\ tarik = \frac{10,3092}{26,5} \times 4459,021 = 1734,6769\ kN$$

$$\text{- Banyak baut badan (n)} = \frac{1734,677}{Rd} = \frac{1734,677}{419,037} = 4,19, \text{ pakai 6 buah}$$

$$P_{badan} = \frac{A_{g\ Badan}}{A_{g\ total}} \times 4459,021 = \frac{5,544}{26,5} \times 4459,021 = 932,8608\ kN$$

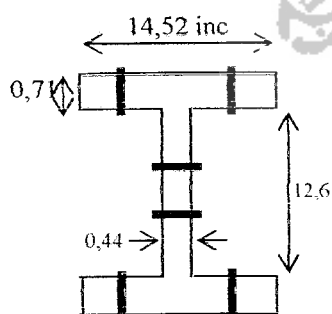
$$\text{- Banyak baut badan (n)} = \frac{932,8608}{Rd} = \frac{932,8608}{419,037} = 2,22; \text{ pakai 4 buah}$$

Untuk perhitungan keseluruhan penggunaan baut pada masing-masing elemen pada rangka utama serta rangka pengaku angin dapat dilihat pada tabel 5.53, 5.60 dan 5.63 pada lampiran 3.

Penentuan jarak baut pada rangka utama, dalam bentuk tabel 5.56 - 5.57 untuk kelengkapan gambar detail joint, keseluruhan jumlah sambungan baut pada rangka utama serta rangka pengaku angin lengkap dengan mutu baut, diameter pada tabel 5.56- 5.57 (lampiran 3).

7. Perhitungan luas efektif (A_e) pada batang 5 (n baut sayap 1 sisi = 8 buah)

a. Pada Sayap :



Profil W14x90 :

$$A_{g\ sayap} = 14,52 \times 0,71 = 10,309\ in^2 = 6651,083\ mm^2$$

$$A_{g\ badan} = 12,6 \times 0,44 = 5,544\ in^2 = 3576,7670\ mm^2$$

$$A_u = A_g - n \cdot d \cdot t = 10,3092 - \{2(1 + 0,125)0,710\} = 8,7117\ inc^2 = 5620,4404\ mm^2$$

$A_{nt} = 5620,4404 \text{ mm}^2$ (untuk satu sisi), U untuk profil I digunakan $U = 0,9$ dan untuk profil berdasarkan AISC digunakan :

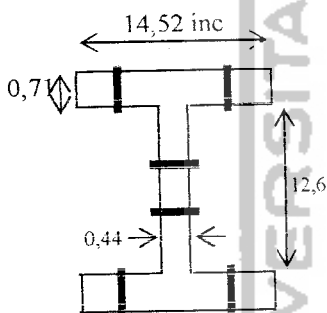
$$U = 1 - \left(\frac{x}{L} \right), \text{ dan untuk batang 5 dipakai } U = 0,9$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 0,9 \cdot 5620,4404 = 5058,39636 \text{ mm}^2 \geq A_e \text{ perlu} = 4765,5961 \text{ mm}^2$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{P_{sayap} \cdot 1000}{\phi \cdot F_y} \quad P_{sayap} = \frac{10,3092}{26,5} \times 4459,021 = 1734,6769 \text{ kN}$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{1734,6769 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 4765,5961 \text{ mm}^2$$

a. Pada badan



Profil W14x90 :

$$A_g \text{ sayap} = 14,52 \times 0,71 = 10,309 \text{ in}^2 = 6651,083 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ badan} = 12,6 \times 0,44 = 5,544 \text{ in}^2 = 3576,7670 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_g - n \cdot d \cdot t = 5,544 - \{2 \cdot (1 + 0,125) \cdot 0,44\} = 2938,0586 \text{ mm}^2$$

$A_{nt} = 2938,0586 \text{ mm}^2$ (untuk satu sisi), U untuk profil I digunakan $U = 0,9$ dan untuk profil berdasarkan AISC digunakan :

$$U = 1 - \left(\frac{x}{L} \right), \text{ dan untuk batang 5 dipakai } U = 0,9$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 0,9 \cdot 2938,0586 = 2644,2527 \text{ mm}^2 \geq A_e \text{ perlu} = 2562,8045 \text{ mm}^2$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{P_{badan} \cdot 1000}{\phi \cdot F_y} \quad P_{badan} = \frac{5,544}{26,5} \times 4459,021 = 932,8608 \text{ kN}$$

$$A_e \text{ perlu} = \frac{932,8608 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 2562,8045 \text{ mm}^2$$

8. Cek kapasitas profil pada sayap batang 5:

a. Kriteria leleh : $\phi.Pn = \phi.Ag.Fy$

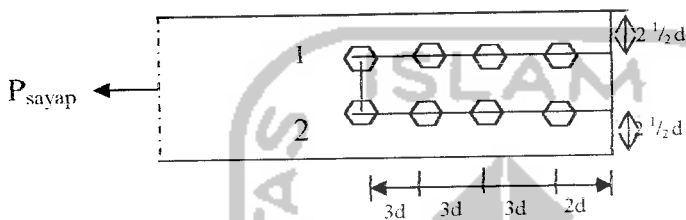
$$\phi.Pn = 0,95.6651,083.350. = 2211,485\text{kN} \geq Pu \text{ perlu}$$

b. Kriteria fracture : $\phi.Pn = \phi.Ae.Fu$

$$\phi.Pn = 0,8.5058,3963.455 = 1841,2562 \text{ kN} \geq Pu \text{ perlu}$$

Dipakai $\Phi.Pn = 1841,2562 \text{ kN}$ (penggunaan 18 baut, untuk 2 sisi sayap&badan)

9. Perhitungan Blok Geser pada sayap



Reaksi nominal 1 baris :

Diameter lubang = 1" = 25,4mm.

A_{gv} = Luasan pelelehan geser

$$= 279,4 (18,043) = 5038,7 \text{ mm}^2$$

A_{gt} = Luas leleh tarik

$$= 241,81 (18,034) = 4360,8 \text{ mm}^2$$

A_{nt} = Luas fraktur tarik

$$= (241,81 - 1,5(25,4)) \cdot 18,034 = 3673,67 \text{ mm}^2$$

A_{ns} = Luas fraktur geser

$$= (279,4 - (2,5 \cdot 25,4)) \cdot 18,034 = 3893,541 \text{ mm}^2$$

Reaksi nominal :

1. $0,6 F_u.A_{ns} > F_u.A_{nt}$; terjadi pelelehan tarik dan patah geser

$$\phi R_n = 0,8(0,6 F_u.A_{nv} + F_y A_{gt}) = 2261,185\text{KN} \dots\dots\dots \text{Menentukan !}$$

2. $0,6 F_u.Ans < F_u.Ant$; terjadi pelepasan geser dan patah tarik

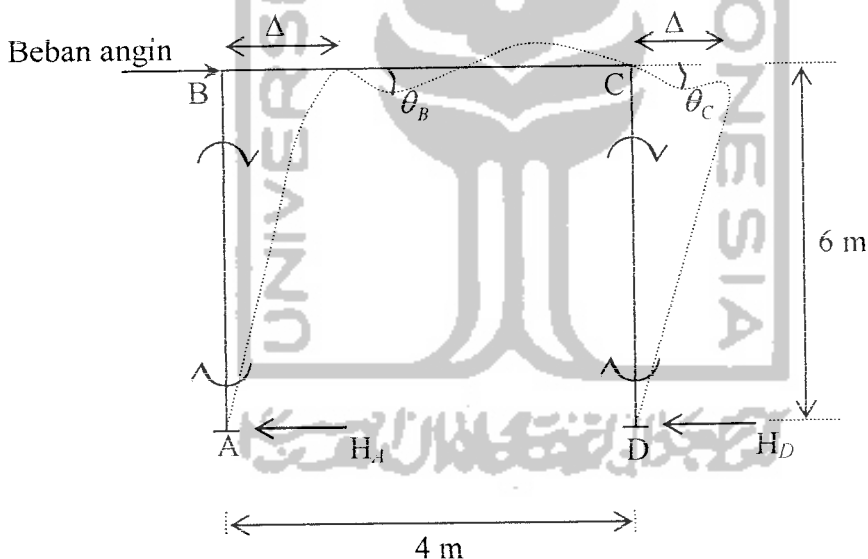
$$\theta R_n = 0,8 (0,6 F_y.Agv + F_u. Ant) = 2183,717KN$$

$$\Phi R_n = 2261,185 KN > P_u \text{ Sayap Batang } 5 = 1734,677KN \dots\dots\dots AMAN !$$

Untuk keterangan keseluruhan perhitungan sambungan terhadap sambungan dan blok geser, dengan jarak baut tertentu pada tabel 5.53-5.65, serta gambar keseluruhan joint dapat dilihat pada lampiran 4

5.4.6 Perhitungan Kapasitas Ujung Jembatan Rangka Baja

Portal ujung jembatan menerima gaya lateral akibat beban angin (nilai P_a pada perhitungan beban angin) yang bekerja pada batang atas pada saat *Unloaded* Gambar (5.10).

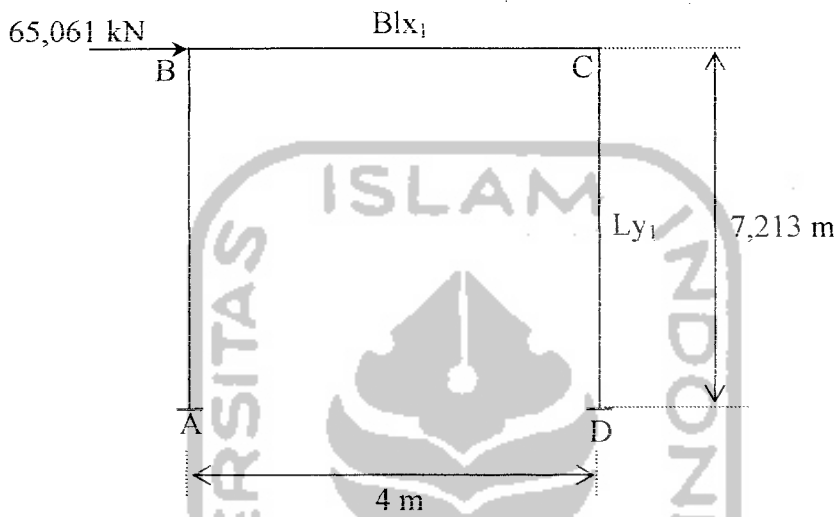


Gambar 5.10 Penempatan gaya yang bekerja pada Portal Ujung Struktur Jembatan Rangka Baja

Dengan adanya beban lateral akibat beban angin maka portal ujung terjadi momen. Dengan perhitungan portal ujung menggunakan program SAP 2000 serta gaya batang dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.66.

5.4.7 Perhitungan Kapasitas Profil Pada Portal

Kapasitas profil pada portal dihitung dengan metode “Balok-Kolom” yaitu untuk mengontrol kapasitas profil dalam menahan gaya aksial dan momen (Gambar 5.11).



Gambar 5.11 Portal I struktur jembatan rangka baja

1. Kapasitas aksial

- Batang Ly 1

$$\lambda = \left(\frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1.7213}{3,14.102,108} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,885 \leq 2,25, \text{ maka } P_n :$$

$$P_n = 0,66^2 \cdot F_y \cdot A_s = 0,66^{0,885} \cdot 350 \cdot 33419,288 = 8097,698 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot P_n = P_r = 0,9 \cdot 8097,698 = 7287,928 \text{ kN}$$

$$P_r = 7287,928 \text{ kN} > P_u \text{ Batang 11} = 4493,902 + 53,382 = 4547,284 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

- Batang Blx 1

$$\lambda = \left(\frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1.4000}{3,14.53,848} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,979 \leq 2,25, \text{ maka } P_n :$$

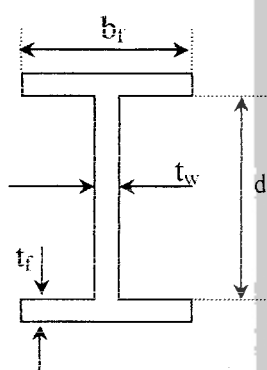
$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s = 0,66^{0,979} \cdot 350 \cdot 12709,652 = 2961,660 \text{ kN}$$

$$\phi.P_n = P_r = 0,9 \cdot 2961,660 = 2665,494 \text{ kN}$$

$$P_r = 2665,494 \text{ kN} > P_u \text{ batang angin atas (btg 58)} = 636,07 + 32,721 = 668,791 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

2. Kapasitas Momen

- Batang Ly 1 dengan L = 7213 mm



W14 x 176, keterangan properties :

$$b_f = 397,51 \text{ mm} \quad t_w = 21,082 \text{ mm}$$

$$t_f = 33,274 \text{ mm} \quad r_y = 102,108 \text{ mm}$$

$$d = 386,588 \text{ mm} \quad A_s = 33419,28 \text{ mm}^2$$

$$Z_x = 5243860,48 \text{ mm}^3$$

Cek kriteria kompak pada sayap :

$$\lambda = 5,973 \leq \lambda_p = 13,487 \dots\dots\dots \text{(Ok)}$$

Cek kriteria kompak pada badan :

$$\lambda = \frac{d}{t_w} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \lambda = \frac{386,588}{21,082} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda = 18,337 \leq \lambda_p = 35,618, \dots\dots\dots \text{(Ok)}$$

Penampang Kompak : $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = 5243860,48 \cdot 350 = 1835351168 \text{ Nmm} = 1835,351 \text{ kNm}$$

Dari Tabel hasil perhitungan portal ujung jembatan didapat $M_{ux} = 169,0864$ kNm.

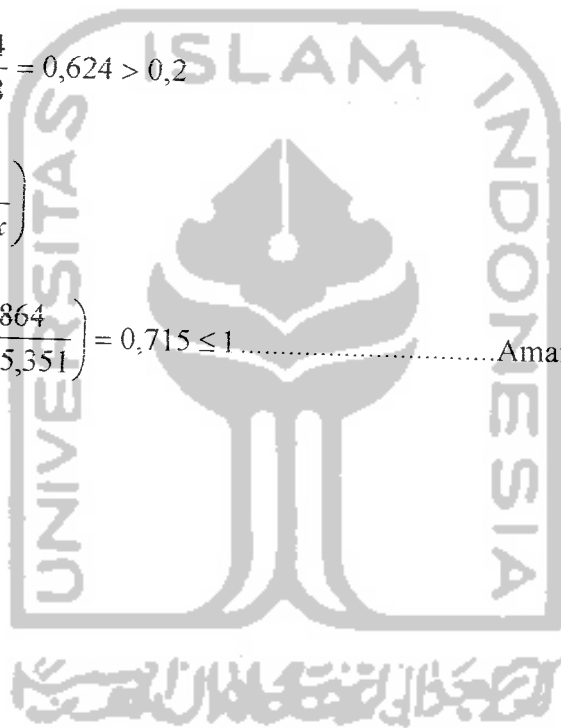
$M_{nx} = 1835,351$ kNm, $P_u = 4547,284$ kN dan $\phi_b P_n = 7287,928$ kN,

perhitungan Balok-Kolom batang 11 dengan metode LRFD :

$$\frac{P_u}{\phi_b P_n} = \frac{4547,284}{7287,928} = 0,624 > 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi_b P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right)$$

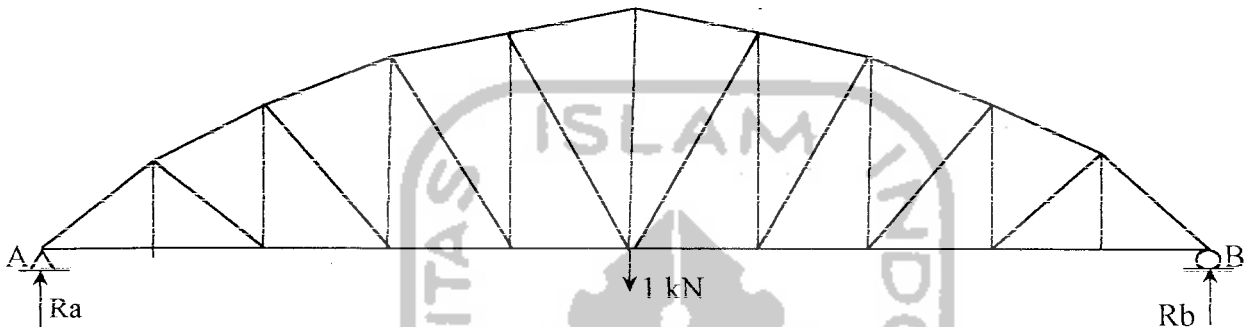
$$0,624 + \frac{8}{9} \left(\frac{169,0864}{0,9 \cdot 1835,351} \right) = 0,715 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Aman.}$$



5.4.8 Perhitungan Defleksi dengan Metode Virtual Work

Keadaan batas layan (service limit) adalah mengontrol lendutan atau defleksi pada batang tengah. Contoh perhitungan defleksi dengan metode Virtual Work adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban sebesar 1 kN ditengah bentang rangka (Gambar 5.12)



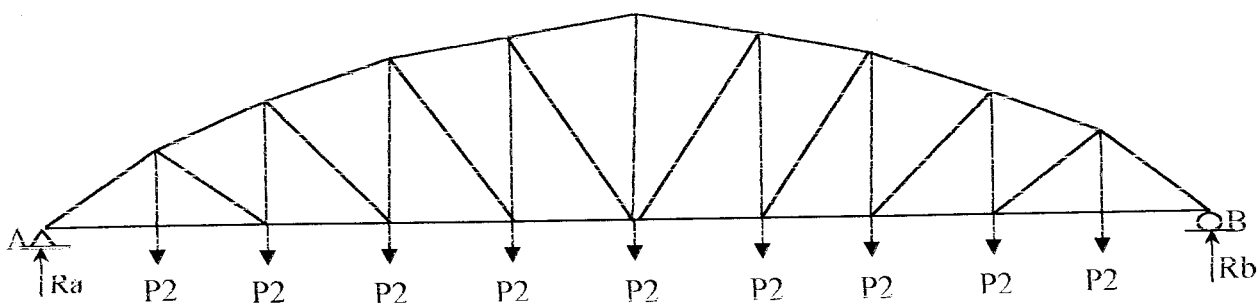
Gambar 5.12 Penempatan beban 1 kN ditengah bentang

Dengan nilai $R_a = R_b = \frac{1}{2}$ kN, maka akan diperoleh besarnya gaya batang.

2. Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban mati pada tiap joint (Gambar 5.13).
3. Perhitungan defleksi akibat beban mati, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} \text{ dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan n = banyaknya elemen, L = panjang bentang, S = gaya batang maksimum karena beban mati, U = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang, A = luasan profil yang digunakan, E = elastisitas baja.



Gambar 5.13 Penempatan Beban Mati Pada Tiap Joint

Ketentuan aman : $\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} < (\delta) = \frac{L}{800}$

4. Perhitungan defleksi akibat beban hidup, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u.S.L}{A.E} \text{ dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan n = banyaknya elemen, L = panjang bentang, S = gaya batang maksimum karena jalur rencana, U = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang, A = luasan profil yang digunakan, E = elastisitas baja.

Perhitungan defleksi secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.69

Tabel 5.69 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat beban Hidup

Batang	A(mm ²)	L(mm)	U(KN)	S(KN)	U.S.L/A	N	n.U.S.L/A
1=10	17096.740	6000	0.738	986.420	255.538	2	511.075
2=9	17096.740	6000	0.744	1067.940	278.768	2	557.536
3=8	17096.740	6000	0.935	1110.968	364.566	2	729.132
4=7	17096.740	6000	1.107	1130.605	439.257	2	878.514
5=6	17096.740	6000	1.311	1099.801	506.107	2	1012.213
12=15	17096.740	4003.6	-0.006	250.031	-0.358	2	-0.717
17=20	17096.740	6408.3	-0.125	258.206	-12.075	2	-24.150
21=24	17096.740	8125.9	-0.181	256.486	-22.108	2	-44.216
25=28	17096.740	9156.5	-0.266	272.586	-38.784	2	-77.569
29	17096.740	9500	0.186	122.651	12.675	2	25.351
13=14	17096.740	7213	0.228	262.234	25.260	2	50.519
18=19	17096.740	8779	0.249	239.132	30.575	2	61.150
22=23	17096.740	10101	0.338	236.055	47.172	2	94.343
26=27	17096.740	10974	0.479	236.055	72.514	2	145.028
11=16	33419.288	7213.1	-0.889	-1189.604	228.213	2	456.425
30=31	33419.288	6464	-1.006	-1156.910	225.138	2	450.277
32=33	33419.288	6241	-1.150	-1128.095	242.327	2	484.654

34=35	33419.288	6088	-1.329	-1060.847	256.740	2	513.480
36=37	33419.288	6009.8	-1.576	-973.301	275.874	2	551.749
	TOTAL	136277			TOTAL		6374.797

$$\delta = \sum N \frac{u.S.L}{A.E} = \frac{6374,797.10^3}{200.10^3} = 31.873 \text{ mm}$$

$$L/800 = 60000/800 = 75 \text{ mm}$$

Defleksi = 31.873 mm lebih kecil dibanding L/800, maka rangka aman!

Tabel 5.70 Tabel Defleksi Pada Rangka dengan Metode Virtual Work Akibat beban mati

Batang	A(mm ²)	L(mm)	U(KN)	S(KN)	U.S/L/A	N	n.U.S/L/A
1=10	17096.740	6000	0.738	1876.312	486.069	2	972.138
2=9	17096.740	6000	0.744	1887.203	492.623	2	985.247
3=8	17096.740	6000	0.935	2111.241	692.807	2	1385.615
4=7	17096.740	6000	1.107	2187.420	849.846	2	1699.693
5=6	17096.740	6000	1.311	2219.258	1021.258	2	2042.517
12=15	17096.740	4003.6	-0.006	263.680	-0.378	2	-0.756
17=20	17096.740	6408.3	-0.125	135.891	-6.355	2	-12.710
21=24	17096.740	8125.9	-0.181	199.319	-17.180	2	-34.361
25=28	17096.740	9156.5	-0.266	237.1005	-33.735	2	-67.471
29	17096.740	9500	0.186	252.3687	26.081	2	52.162
13=14	17096.740	7213	0.228	270.665	26.072	2	52.143
18=19	17096.740	8779	0.249	113.203	14.474	2	28.948
22=23	17096.740	10101	0.338	55.944	11.179	2	22.359
26=27	17096.740	10974	0.479	20.43241	6.277	2	12.553
11=16	33419.288	7213.1	-0.889	-2259.329	433.428	2	866.856
30=31	33419.288	6464	-1.006	-2274.79	442.682	2	885.364
32=33	33419.288	6241	-1.150	-2275.68	488.841	2	977.681
34=35	33419.288	6088	-1.329	-2252.47	545.130	2	1090.260
36=37	33419.288	6009.8	-1.576	-2233.54	633.080	2	1266.159
	TOTAL	136277.2			Total		12224.397

$$\delta = \sum N \frac{u.S.L}{A.E} = \frac{12224.397.10^3}{200.10^3} = 61.122 \text{ mm}$$

$$L/800 = 60000/800 = 75 \text{ mm}$$

Defleksi = 61.122 mm lebih kecil dibanding L/800, maka rangka aman!

5.4.9 Perhitungan Beban Rangka Jembatan

Setelah didesain berdasarkan pembebanan AASHTO-LRFD 1994, telah diperoleh dimensi penampang elemen rangka. Selanjutnya perhitungan beban rangka, agar beban yang diakibatkan rangka melebihi batas asumsi pada perencanaan. Perhitungan beban dijelaskan pada tabel 5.71 berikut :

Tabel 5.71. Tabel Perhitungan Beban Rangka

Jenis Btg	BTG	L(m)	A(m ²)	V(m ³)	Bj(Kg/m ³)	W(Kg)	W(KN)	Profil	W(KN/m)
B.Bawah	1s/d 10	60.000	0.017	1.026	7850	8052.565	78.915	W14x90	1.315
B.Diagonal	13=14	7.213	0.017	0.123	7850	968.052	9.487	W14x90	1.315
	18=19	8.779	0.017	0.150	7850	1178.224	11.547	W14x90	1.315
	22=23	10.101	0.017	0.173	7850	1355.649	13.285	W14x90	1.315
	26=27	10.974	0.017	0.188	7850	1472.814	14.434	W14x90	1.315
B.Vertikal	12=15	4.004	0.017	0.068	7850	537.321	5.266	W14x90	1.315
	17=28	6.408	0.017	0.110	7850	860.054	8.429	W14x90	1.315
	21=24	8.126	0.017	0.139	7850	1090.572	10.688	W14x90	1.315
	25=28	9.157	0.017	0.157	7850	1228.888	12.043	W14x90	1.315
	29	9.500	0.017	0.162	7850	1274.989	12.495	W14x90	1.315
B.Atas	11=16	7.213	0.033	0.241	7850	1892.295	18.544	W14x176	2.571
	30=31	6.464	0.033	0.216	7850	1695.775	16.619	W14x176	2.571
	32=33	6.241	0.033	0.209	7850	1637.273	16.045	W14x176	2.571
	34=35	6.088	0.033	0.203	7850	1597.135	15.652	W14x176	2.571
	36=37	6.010	0.033	0.201	7850	1576.619	15.451	W14x176	2.571
BottomCord	ALL	144.220	0.004	0.535	7850	4199.818	41.158	L 6x6x1/2	0.285
Top Cord	ALL	192.501	0.004	0.714	7850	5605.804	54.937	L 6x6x1/2	0.285
								Berat Total	26.578

Dengan total berat rangka (tanpa berat alat sambung) = 26.5782 kN/m

Berat rangka asumsi = 30 kN/m

Total berat rangka = 30kN/m < 26.578 kN/m(OK)

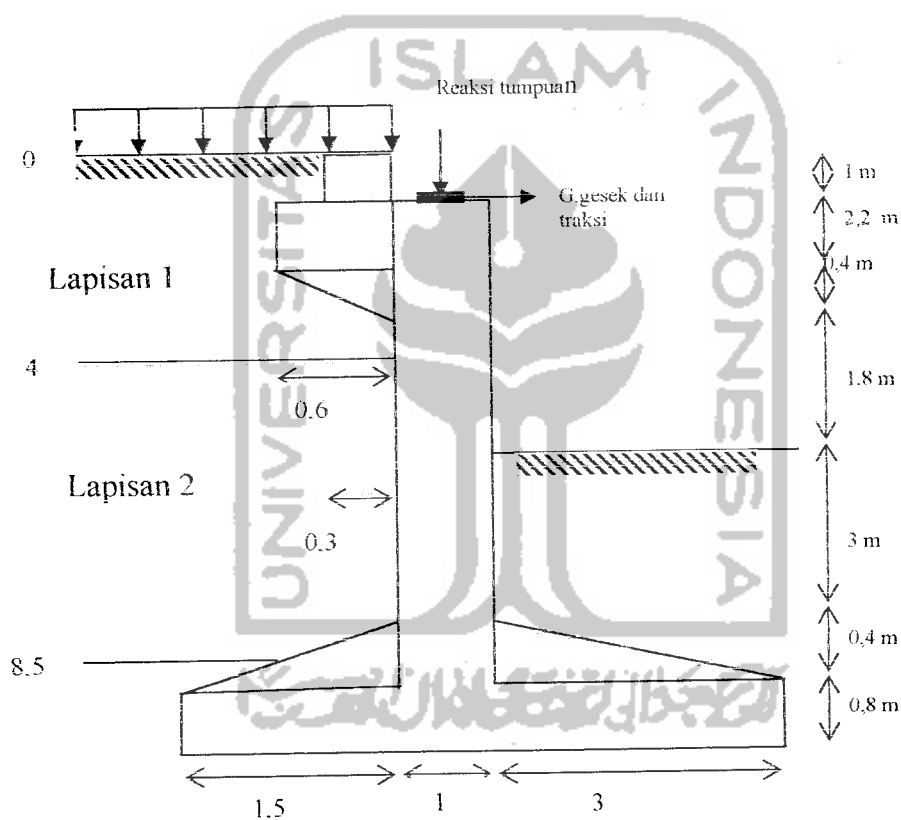
5.5 Perhitungan Konstruksi Bagian Bawah

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan.

Konstruksi bagian bawah terdiri :

1. Pangkal jembatan.
2. Pondasi.

5.5.1 Perhitungan Kepala Jembatan (Abutment) :



Gambar 5.14. Abutment dan Kondisi Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah diperoleh:

Lapisan I

$$G_s = 2.987$$

$$\phi = 0$$

$$C = 3.4 \text{ t/m}^2$$

$$\partial b = 1.96$$

$$K_{d1} = \text{tg}^2 \left(45 - \phi/2 \right)$$

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

$$= 1$$

$$K_{p1} = \text{tg}^2 \left(45 - \phi/2 \right)$$

$$= 1$$

Lapisan II

$$G_s = 2.450$$

$$\phi = 12^\circ$$

$$C = 2.7 \text{ t/m}^2$$

$$\partial b = 1.298 \text{ t/m}^2$$

$$\partial k = \frac{\partial b}{1+w} = \frac{1,298}{1+0,15} = 1,128 \text{ t/m}^3$$

$$n = \left(1 - \frac{1,128}{2,450} \right) \cdot 100\%$$

$$= 53,93 \%$$

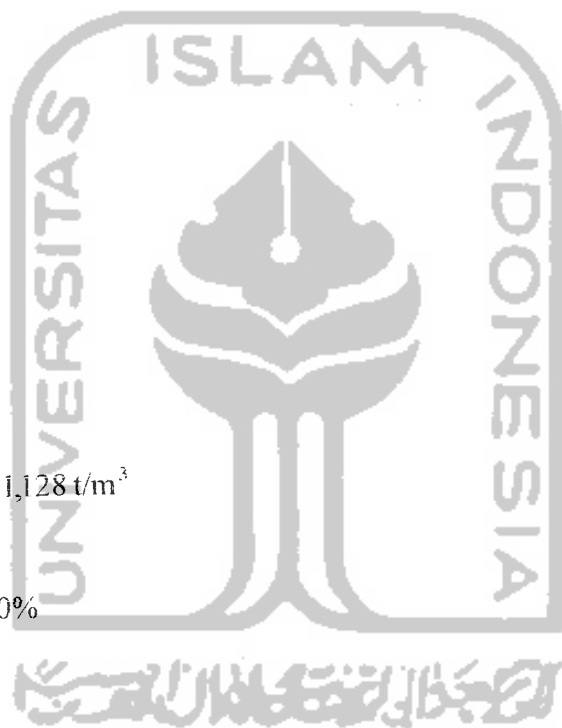
$$\partial sat = \partial k + n = 1,128 + 0,5393$$

$$= 1,667 \text{ t/m}^3$$

$$\partial' = \partial sat - 1 = 1,667 - 1 = 0,667 \text{ t/m}^2$$

$$K_{a2} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{12}{2} \right)$$

$$= 0,6557$$



Gaya-gaya yang bekerja dipandang sepanjang 1 meter

1. Akibat berat sendiri abutment

Tabel 5.72 Gaya- gaya yang bekerja pada abutment akibat berat sendiri abutment

Bagian	Gaya vertical = V_a (ton)	X	Y	M_x
1	$0,3 \cdot 1 \cdot 2,4$	1,4	9,1	1,008
2	$0,6 \cdot 2,2 \cdot 2,4$	1,55	7,8	4,9104
3	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 2,4$	1,45	6,266	0,417
4	$7,8 \cdot 1 \cdot 2,4$	0,75	4,7	14,04
5	$0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 2,4$	1,75	0,933	1,26
6	$0,5 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 2,4$	1,75	0,933	-2,52
7	$5,5 \cdot 0,8 \cdot 2,4$	0	0,4	0
				$\sum M_x = 19,116$

$$\Sigma v_a = 35,616 \text{ ton}$$

Jarak terhadap titik tangkap = 0

$$X_1 = \frac{\sum M_x}{\sum V_a} = \frac{19,116}{35,616} = 0,536m$$

2. Akibat berat tanah isian

Tabel 5.73 Gaya- gaya yang bekerja pada abutment akibat tanah isian

Bagian	Gaya vertical = V_t (ton)	X	Y	M_x
8	$1 \cdot 0,3 \cdot 1,96 = 0,588$	1,7	9,1	0,999
9	$3,6 \cdot 0,9 \cdot 1,96 = 6,350$	2,3	7,8	14,606

10	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 1,96 = 0,235$	1,65	6,133	0,388
11	$0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,96 = 1,176$	2	6,2	2,352
12	$1,5 \cdot 4,4 \cdot 1,298 = 8,567$	2	3,4	17,1336
13	$0,1 \cdot 4,4 \cdot 1,298 = 0,146$	2,187	1,15	0,319
14	$0,1 \cdot 0,5 \cdot 0,375 \cdot 1,298 =$	1,5	1,166	0,036
15	0,024	2,375	1	0,267
16	$0,5 \cdot 0,125 \cdot 0,3 \cdot 0,667 =$	-1,75	2,7	-20,443
17	0,112	-1,75	1	-1,363
	$3 \cdot 3 \cdot 0,1298 = 11,682$			$\sum Mx = 14,295$
	$3 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,298 = 0,778$			

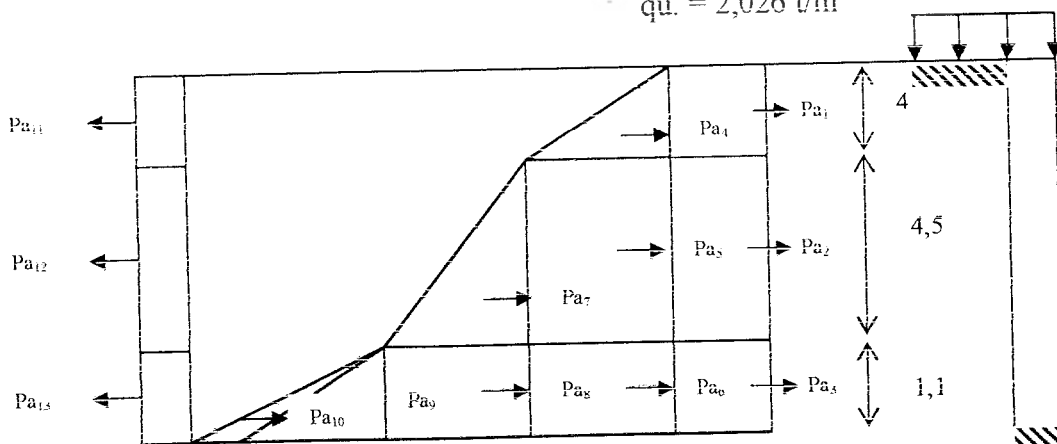
Jarak terhadap titik tangkap = 0

$$X_2 = \frac{\sum Mx}{\sum Vt} = \frac{14,295}{29,66} = 0,482m$$

3. Akibat tekanan Tanah

Tekanan tanah yang pasif diabaikan untuk memperbesar angka aman akibat muatan lalu lintas diatas abutment.

$$q_u = 2,026 \text{ t/m}$$



Gambar 5.15 Diagram Tekan Tanah

- a. Akibat beban terbagi merata (q) :

$$Pa_1 = 2,026 \cdot 1 \cdot 4 = 8,104 \text{ t/m}$$

$$Pa_2 = 2,026 \cdot 0,656 \cdot 4,5 = 5,98 \text{ t/m}$$

$$Pa_3 = 2,026 \cdot 0,656 \cdot 1,1 = 1,462 \text{ t/m}$$

- b. Akibat tekanan tanah

$$Pa_4 = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 1,96 \cdot 1 = 15,68 \text{ t/m}$$

$$Pa_7 = \frac{1}{2} \cdot 4,5^2 \cdot 1,298 \cdot 0,656 = 8,6213 \text{ t/m}$$

$$Pa_9 = \frac{1}{2} \cdot 4,1^2 \cdot 0,667 \cdot 0,656 = 0,265 \text{ t/m}$$

- c. Akibat beban air

$$Pa_{10} = \frac{1}{2} \cdot 1,1^2 \cdot 1 = 0,605 \text{ t/m}$$

- d. Akibat beban lapisan tanah I terhadap lapisan tanah II dan lapisan II terhadap lapisan III

$$Pa_5 = 4 \cdot 1,96 \cdot 1 \cdot 4,5 = 35,28 \text{ t/m}$$

$$Pa_6 = 4 \cdot 1,298 \cdot 1,1 \cdot 0,656 = 3,746 \text{ t/m}$$

$$Pa_8 = 4,5 \cdot 1,298 \cdot 1,1 \cdot 0,656 = 4,215 \text{ t/m}$$

- e. Akibat tanah kohesif

$$Pa_{11} = 2 \cdot C_1 \cdot \sqrt{ka_1} \cdot H_1 = 2 \cdot 3,4 \cdot \sqrt{1} \cdot 4 = 27,2 \text{ t}$$

$$Pa_{12} = 2 \cdot C_2 \cdot \sqrt{ka_2} \cdot H_2 = 2 \cdot 2,7 \cdot \sqrt{0,656} \cdot 4,5 = 19,68 \text{ t}$$

$$Pa_{13} = 2 \cdot C_1 \cdot \sqrt{ka_3} \cdot H_3 = 2 \cdot 2,7 \cdot \sqrt{0,656} \cdot 1,1 = 4,811 \text{ t}$$

Tabel 5.74 Gaya-gaya horizontal yang bekerja pada abutment akibat tekanan tanah

Berat Ta (ton)	Jarak Y	My
$Pa_1 = 8,104$	7,6	61,59
$Pa_2 = 5,98$	3,35	20,033
$Pa_3 = 2,206$	0,55	1,114
$Pa_4 = 15,68$	6,933	108,709
$Pa_7 = 8,6213$	3,35	28,881
$Pa_8 = 4,215$	0,55	2,318
$Pa_9 = 0,265$	0,366	0,096
$Pa_{10} = 0,605$	0,366	0,221
$Pa_5 = 35,28$	3,35	118,188
$Pa_6 = 3,476$	0,55	1,9118
$Pa_{11} = -27,2$	7,6	-206,72
$Pa_{12} = -19,68$	3,35	-65,928
$Pa_{13} = -4,811$	0,55	-2,405
$\sum Ta = 32,561$		$\sum Ya = 68,011$

$$Y_3 = \frac{\sum My}{\sum Ta} = \frac{68,011}{32,561} = 2,088 \text{ m}$$

4. Akibat beban mati (beban mati jembatan)

Dari hasil perhitungan reaksi tumpuan rangka jembatan dengan SAP 2000

diperoleh (lihat dilampiran). Reaksi tumpuan rangka jembatan = 2 .130,118T

= 260,236 ton

5. Akibat beban hidup

Dari hasil perhitungan reaksi tumpuan rangka jembatan akibat beban hidup (beban jalur) dengan SAP 2000 diperoleh lihat dilampiran). Reaksi tumpuan rangka jembatan akibat beban hidup = $2 \times 89,809T = 179,618 \text{ ton}$

6. Gaya rem

$$P = b \cdot W$$

P = gaya rem

b = Faktor gaya rem terhadap kendaraan = 0,25

$$W = 145 + 145 + 35 + 145 + 145 + 35 = 650 \text{ KN (jalur rencana)} = 65 \text{ T}$$

$$P = 0,25 \cdot 65 = 16,25 \text{ Ton}$$

7. Gaya gesekan pada tumpuan (Gg)

Digunakan tumpuan karet dengan baja / beton.

$$Gg = 15 \% \cdot \text{Beban mati} = 0,15 \times 260,236 = 39,035 \text{ ton}$$

Gaya-gaya dan momen-momen yang bekerja pada abutment sepanjang 4,5 m

1. Gaya vertical

a. Beban kepala jembatan / abutment (V_a) :

$$V_a = 35,616 \cdot 4,5 = 160,272 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap A} = 0,536 + 2,75 = 3,286 \text{ m}$$

$$MV_a = 160,272 \cdot 3,286 = 526,65 \text{ ton}$$

b. Beban tanah isian (V_t) :

$$V_t = 29,66 \cdot 4,5 = 133,47 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap A} = 0,482 + 2,75 = 3,232 \text{ m}$$

$$MV_t = 133,47 \cdot 3,232 = 431,375 \text{ ton}$$

c. Beban mati dan beban hidup :

$$V_{mh} = 260,236 + 179,618 = 439,852 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja terhadap A} = 0,75 + 2,75 = 3,5$$

$$M_{mh} = 439,852 \cdot 3,5 = 1539,482 \text{ ton}$$

Total beban vertical:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V_a + V_t + V_{mh} = 160,272 + 133,47 + 439,852 \\ &= 733,594 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen vertical :

$$\begin{aligned} \Sigma M_v &= M_{va} + M_{vt} + M_{mh} = 526,65 + 431,375 + 1539,482 \\ &= 2497,507 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Gaya horizontal

a. Gaya tekanan tanah (H_t) :

$$H_t = 32,561 \cdot 4,5 = 146,524 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja (} Y_1 \text{)} = 2,088 \text{ m}$$

$$M_{Ht} = 146,524 \cdot 2,088 = 305,942 \text{ ton}$$

b. Gaya rem dan traksi (H_r) :

$$H_r = 16,25 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja (} Y_2 \text{)} = 1,8 + 9,6 = 11,4 \text{ ton}$$

$$M_{Hr} = 16,25 \cdot 11,4 = 185,25 \text{ ton}$$

c. Gaya gesekan tumpuan (H_f) :

$$H_f = 39,035 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan kerja (} Y_3 \text{)} = 9,6 \text{ m}$$

$$M_{Hf} = 39,035 \cdot 9,6 = 374,736$$

Beban horizontal :

$$\Sigma H = H_t + H_f + H_r = 146,524 + 16,25 + 39,035 = 201,809 \text{ ton}$$

Elemen horizontal :

$$\begin{aligned} \Sigma MH &= MH_t + MH_f + MH_r = 305,947 + 374,736 + 185,25 \\ &= 865,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

1. Keamanan terhadap penggilingan

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum \text{momen_penahanan}(\sum M_v)}{\sum \text{momen_penggiling}(\sum MH)} = \frac{2497,507}{865,96} \\ &= 2,884 > 1,5 ; \text{ maka aman} \end{aligned}$$

2. Keamanan terhadap geser

$$\Sigma M_v = 733,594 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{8 \cdot \frac{2}{3} c + \sum W \tan \phi}{\sum H} \\ &= \frac{5,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,7 + 733,594 \tan 12}{201,809} \\ &= \frac{9,9 + 354,3}{201,809} \\ &= 1,963 > 1,5 ; \text{ maka aman} \end{aligned}$$

3. Tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - \frac{\sum M_v - \sum MH}{\sum M_v} < \frac{8}{6} \\ &= \frac{5,5}{2} - \frac{(1397,87 - 865,96)}{733,594} \\ &= 0,526 < 0,916 \end{aligned}$$

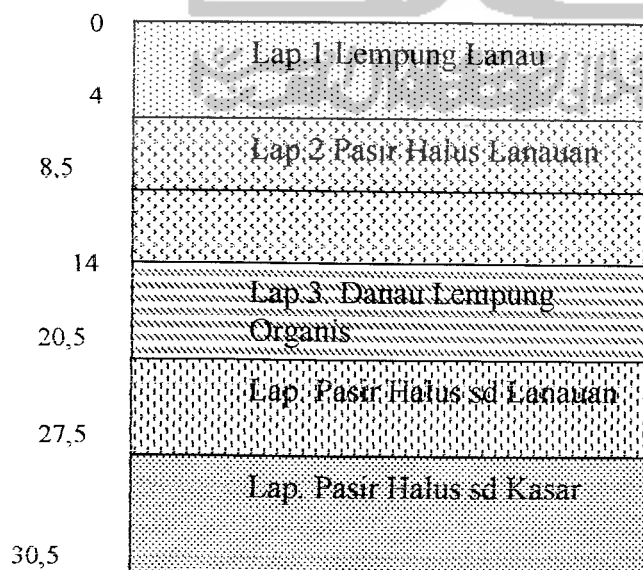
$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sum V}{A} \left(V + \frac{6.e}{b} \right) \\ &= \frac{733,594}{5,5 \cdot 4,5} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,526}{5,5} \right) \\ &= 31,213 \text{ T/m}^2 < 36 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

Kesimpulan :

1. Dari semua control kestabilan konstruksi terlihat bahwa baik keamanan terhadap penggulingan dan penggeseran semuanya aman. Pada pemeriksaan tegangan yang timbul pada dasar abutment sebesar t/m^2 lebih kecil dari tegangan yang ada yaitu sebesar t/m^2 , jadi semuanya memenuhi syarat.
2. Disini akan dipakai konstruksi pondasi tiang pancang beton bertulang (concrete pile foundation bored pile).
3. Bentuk dan ukuran abutment dapat dipergunakan .

5.5.2 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Data Tanah dan Data Pondasi Tiang



Adapun data-data tanah tiap lapis diatas adalah sebagai berikut :

Lapisan 1 :

$$C = 3,4 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,96$$

$$P_o = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,987$$

Lapisan 2:

$$C = 2,7 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 12^\circ$$

$$\gamma_b = 1,298 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 0,43$$

$$P_o = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 0,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,450$$

$$\gamma_k = 1,128 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,667 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 0,667 \text{ t/m}^3$$

Lapisan 3:

$$C = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 16^\circ 30'$$

$$\gamma_b = 1,465 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 3,32$$

$$P_o = 0,817 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 0,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,756$$

$$\gamma_k = 1,270 \text{ t/m}^3$$

Lapisan 4 :

$$C = 10,41 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,77 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,065$$

$$P_o = 1,056 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 1,836 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,477$$

$$\gamma_k = 1,539 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,917 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma = 0,917 \text{ t/m}^3$$

Lapisan 5 :

$$C = 3,4 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,96$$

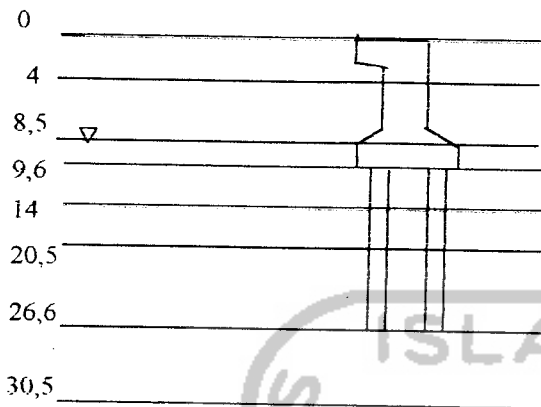
$$P_o = 0,263 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = 3,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gs = 2,987$$

Data Pondasi Tiang Pancang :

Dalam perhitungan ini direncanakan menggunakan tiang pancang dengan bentuk segiempat dan berukuran tampang $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$, sepanjang 17 m.



A. Estimasi Kapasitas Tiang Tunggal :

Menentukan kapasitas izin tiang tunggal (Q_{all}) dengan menggunakan data laboratorium dan data lapangan.

1. Point Bearing (End Bearing) Piles.

a. Data Laboratorium

Digunakan persamaan untuk tanah lempung menurut Meyerhorf

$$Q_p = A_p (C \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*)$$

Tanah lempung $\phi = 0^\circ$; $q' \cdot N_q^* = 0$; $N_c^* = 9$; $C = 10,4 \text{ t/m}^2$

$$Q_p = A_p \cdot N_c^* \cdot C$$

$$= (0,4 \times 0,4) \cdot 9 \cdot 10,4 = 14,976 \text{ Ton}$$

b. Data Lapangan N-SPT dan CPT

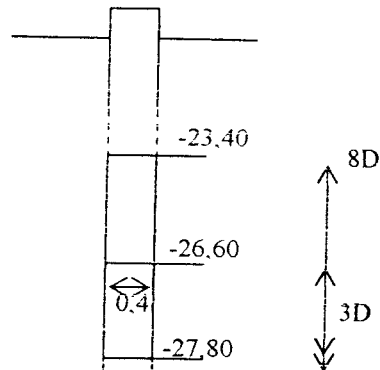
$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$8D = 8 \cdot 0,4 = 3,2 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

Tabel 5.75 Nilai N (SPT) dan qc (CPT)

Dept(m)	N-value	qc (Kg/cm ²)
23,40	9	64
23,80	10	64
24,20	11	66
24,60	12	67
25,00	13,5	70
25,40	15	70
25,80	16,5	70
26,20	20	70
26,60	26	70
27,00	32	70
27,40	31	70
27,80	30	70

**Metode CPT**

$$Q_c \text{ rata-rata} = \frac{64 + 64 + 66 + 67 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70 + 70}{12}$$

$$= 68,416 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot q_c = (40 \times 40) \text{ cm}^2 \cdot 68,416 \text{ kg/cm}^2 = 109,465 \text{ ton}$$

Metode SPT

$$N \text{ value rata}^2 = \frac{9 + 10 + 11 + 12 + 13,5 + 15 + 16,5 + 20 + 26 + 32 + 31 + 30}{12}$$

$$Q_p = A_p \cdot q_L = A_p \cdot (40N) \cdot \frac{L_b}{D} \leq A_p (400N) \dots \text{Dalam KN}$$

$$= (0,4,0,4) (40 \cdot 19) \cdot \frac{17}{0,4} \leq 0,4 \cdot 0,4 (400 \cdot 19)$$

$$= 5168 \text{ KN} > 1216 \text{ KN}$$

$$Q_p = 1216 \text{ KN} = 123997,46 \text{ kg} = 123,997 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan data laboratorium (Mayerhoff) dan data lapangan (N-SPT&CPT), karena hasil laboratorium berbeda jauh dari perhitungan data lapangan. Maka Q_p (End Bearing) yang dipakai = 109,465 ton

2. Daya Dukung Gesekan Tiang Sepanjang Badan (friction)

a. Data Laboratorium

1. Cara α (Tom Linson,1971)

$$f = \alpha \cdot C_u \quad ; \quad \alpha = \text{faktor adhesi (grafik)}$$

$$= \alpha \cdot S_u \quad ; \quad C_u = \text{kohesi Undrained}$$

$$S_u = \text{Undrained Shear Strength}$$

$$Q_s \text{ cara } \alpha = A_s \cdot f = A_s \cdot \alpha \cdot C_u \text{ (KN)}$$

Tabel 5.76 Adhesi Ultimit (f) untuk tiang pancang dalam tanah lempung (Tom Linson,1963)

Bahan tiang	Kohesi (Cu); K/ft ²	Adhesi Ultimit (f), K/ft ²
Beton&Kayu	0 - 0,75	0 - 0,7
	0,75 - 1,5	0,7 - 1,0
	1,5 - 3,0	1,0 - 1,3
Baja	0 - 0,75	0 - 0,7
	0,75 - 1,5	0,7 - 1,0
	1,5 - 3,0	1,0 - 1,3

$$1 \text{ k/ft}^2 = 0,488 \text{ kg/cm}^2 = 47,8 \text{ KN/m}^2$$

Hubungan faktor Adhesi dan Kohesi (Grafik 2 Lampiran)

Perhitungan ditabelkan :

Depth (m)	$A_s = P \cdot \Delta L$ (m ²)	A	C_u (KN/m ²)	$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u$ (KN)
9.6-12.00	$1,6 \cdot 2,4 = 3,84$	0,9	27	93,312
12.00-14.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	0,9	27	77,76
14.00-16.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	1	25	80
16.00-18.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	1	25	80
18.00-20.50	$1,6 \cdot 2,5 = 4$	1	25	100
20.50-23.00	$1,6 \cdot 2,5 = 4$	0,48	104,1	199,872
23.00-25.00	$1,6 \cdot 2 = 3,2$	0,48	104,1	159,897

25.00-26.60	1,6 . 1,6 = 2,56	0,48	104,1	127,918
				ΣQs=918,75 KN

P = keliling tiang = 40 cm x 4 = 160 cm = 1,6 m.

α didapat dari grafik 4 Lampiran, berdasarkan Cu = Su (garis A)

Qs = 918,75 KN = 91,875 ton (Metode α)

2. Cara λ (Vijayvergiya dan Focht,1972)

$$f_{av} = \lambda (\bar{\sigma}' + 2\bar{C}u) \text{ atau } \bar{f}_s = \lambda (\bar{\sigma}' + 2.S\bar{u})$$

\bar{f}_s = unit friksi rata - rata

λ = koefesien kapasitas friksi

dimana : $\bar{\sigma}'$ = tegangan efektif rata - rata

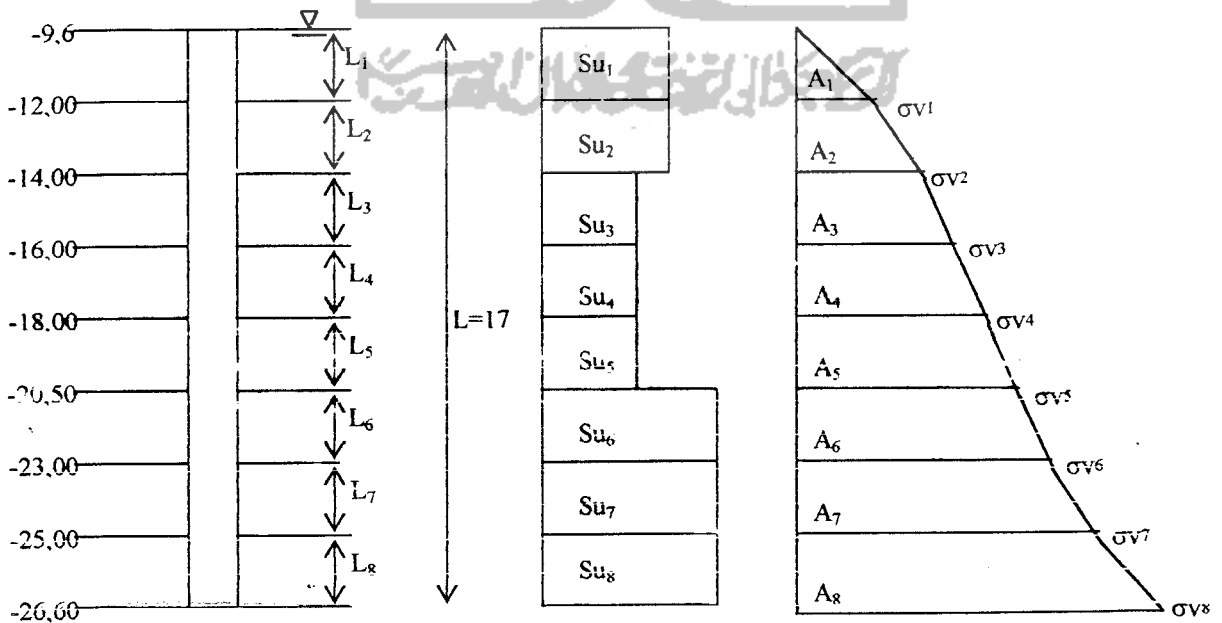
S \bar{u} = Undrained Shear Strength rata - rata

C \bar{u} = Undrained Cohesion

$$S\bar{u} = \frac{Su_1.L_1 + Su_2.L_2 + \dots}{L}$$

$$(C\bar{u} = S\bar{u})$$

$$\bar{\sigma}' = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L}$$



$$\bar{S}_u = \frac{2,7.2,4 + 2,7.2 + 2,5.2 + 2,5.2 + 2,5.2,5 + 2,5.10,41 + 2,0.10,41 + 1,6.10,41}{17} = 5,390 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{v1} = 2,4.0,667 \text{ t/m}^3 = 1,601 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v2} = 1,601 + 2,0.667 \text{ t/m}^3 = 2,935 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v3} = 2,935 + 2,0.809 \text{ t/m}^3 = 4,553 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v4} = 4,553 + 2,0.809 \text{ t/m}^3 = 6,171 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v5} = 6,171 + 2,5.0,809 \text{ t/m}^3 = 8,193 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v6} = 8,193 + 2,5.0,917 \text{ t/m}^3 = 10,486 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v7} = 10,486 + 2,0.917 \text{ t/m}^3 = 12,319 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{v8} = 12,319 + 1,6.0,917 \text{ t/m}^3 = 13,787 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,601 \cdot 2,4 = 1,92 \text{ t/m (luas segitiga)}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot (1,601 + 2,935) \cdot 2 = 4,536 \text{ t/m (luas trapezium)}$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot (2,935 + 4,553) \cdot 2 = 7,488 \text{ t/m}$$

$$A_4 = \frac{1}{2} \cdot (4,553 + 6,171) \cdot 2 = 10,724 \text{ t/m}$$

$$A_5 = \frac{1}{2} \cdot (6,171 + 8,193) \cdot 2,5 = 17,955 \text{ t/m}$$

$$A_6 = \frac{1}{2} \cdot (8,193 + 10,486) \cdot 2,5 = 23,349 \text{ t/m}$$

$$A_7 = \frac{1}{2} \cdot (10,486 + 12,319) \cdot 2 = 11,402 \text{ t/m}$$

$$A_8 = \frac{1}{2} \cdot (12,319 + 13,787) \cdot 1,6 = 20,885 \text{ t/m}$$

$$\underline{\sum A_t = 76,339 \text{ t/m}}$$

$$\bar{\sigma}_{v'} = \frac{\sum A_t}{L} = \frac{96,339 \text{ t/m}}{17} = 5,66 \text{ t/m}^2$$

Mencari λ : Dari grafik hubungan Koefisien Gesek Dinding (λ) dengan kedalaman penetrasi tiang (Vijay Vergiya dan Facht, 1972)

Didapat dengan $L = 17 \rightarrow \lambda = 0,185$

$$\begin{aligned}
 \bar{f}_s &= \lambda (\bar{\sigma}_v + 2.S\bar{u}) \\
 &= 0,185 (5,66 + 2 \cdot 5,390) \\
 &= 4,503 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$Q_s = P \cdot \Delta L \cdot \bar{f}_s = (0,4 \cdot 4) \cdot 17 \cdot 4,503 = 122,482 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan dengan Metode α dan λ maka daya dukung Gesekan tiang sepanjang badan (friction) $Q_s = 122,482 \text{ ton}$.

$$Q_u = Q_p + Q_s = 109,465 \text{ ton} + 122,482 \text{ ton} = 231,947 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{\text{SF}(2,5)} = \frac{231,947}{2,5} = 92,779 \text{ ton}$$

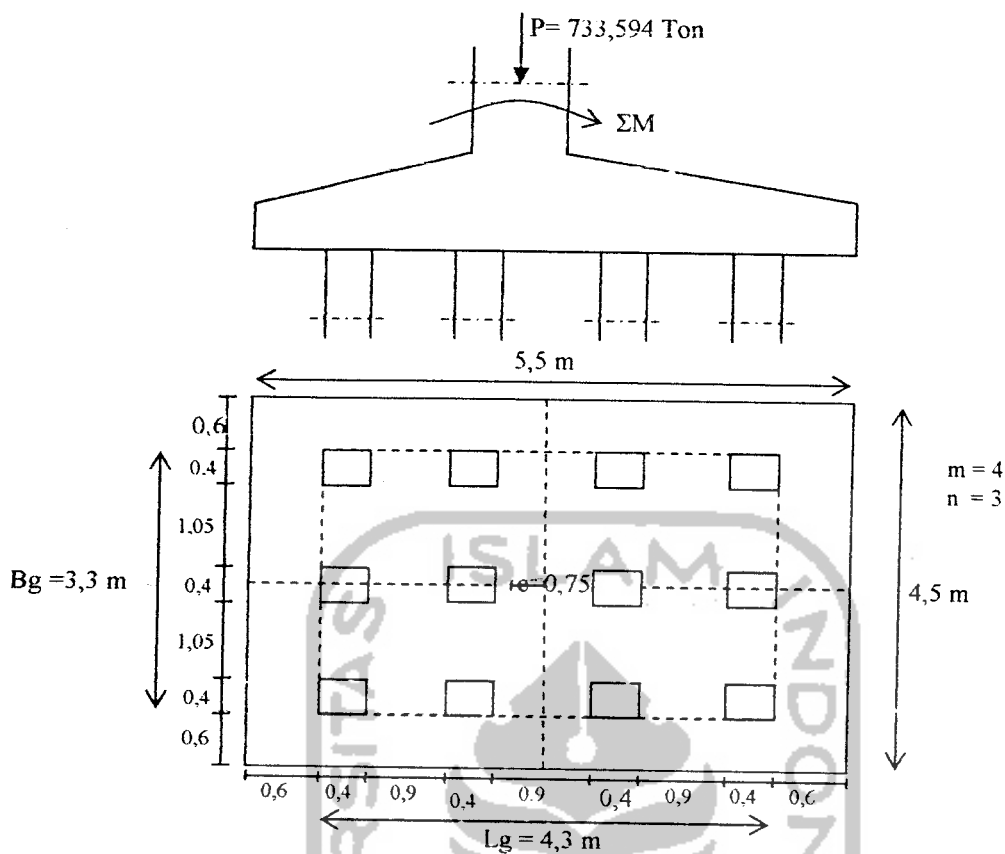
B. Estimasi Kapasitas Tiang Kelompok

Berdasarkan Kapasitas Tiang Tunggal, maka jumlah tiang yang dibutuhkan :

$$n = \frac{\sum V}{Q_{\text{all}}} = \frac{733,594 \text{ ton}}{92,779 \text{ ton}} = 7,9068 \approx 12 \text{ buah tiang}$$

Gambar Rencana penempatan tiang dalam pile cap

1. Susunan tiang dibuat simetris sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat pile cap terletak pada suatu garis .
2. Jarak minimum antara tiang $2D = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ m} \approx 0,9 \text{ m}$
3. Jarak tiang ketepi poer $1,25 D = 1,25 \cdot 0,4 = 0,5 \text{ m}$.



Gambar.5.16 Penempatan Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas Kelompok Tiang

1. Jumlah Total Kapasitas Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}\sum Q_{u_g} &= m.n(Q_p + Q_s) \\ &= m.n(9.C_u.A_p + \alpha.C_u.A_p.\Delta L)\end{aligned}$$

m = jumlah tiang dalam kolom A_p = keliling tiang

dimana : n = jumlah tiang dalam baris C_u = kohesi tanah

ΔL = panjang segmen

α , C_u , ΔL data diambil di kedalaman 26,6 m

$$\begin{aligned}\sum Q_{u_g} &= 4.3(9.10,41 + 1.10,41.1,6.17) \\ &= 4522,104 \text{ ton}\end{aligned}$$

2. Blok berukuran $L_6 \times B_6 \times \Delta L$

$$\sum Qu_g = L_6 \times B_6 \times Cu \cdot Nc^* + \sum 2(L_6 + B_6) \cdot Cu \cdot \Delta L$$

$$\frac{L_6}{B_6} = \frac{17}{3,3} = 5,15$$

$$\frac{L_6}{B_6} = \frac{4,3}{3,3} = 1,303$$

Dari Grafik lampiran 2 didapat nilai $Nc^* = 6,7$

$$\sum Qu_g = 4,3 \cdot 3,3 \times 10,41 \cdot 6,7 + 2 \cdot (4,3 + 3,4) \cdot 10,41 \cdot 17 = 3715,047 \text{ ton}$$

Dipakai $Qu_g = 3715,047 \text{ ton}$

$$Q_{all_g} = \frac{Qu_g}{SF} = \frac{3715,047}{2,5} = 1486,019 \text{ ton}$$

$$Q_{all_g} = 1486,019 \text{ ton} > P(\text{Strength I}) = 733,594 \text{ ton} \Rightarrow \text{Aman!!!}$$

3. Pondasi tiang pancang yang menahan momen satu arah dan gaya vertikal.

$$P = \frac{\sum V}{n} + \frac{\sum M \cdot d_1}{\sum d_2}$$

$$\begin{aligned} \sum d^2 &= 6(d_1^2 + d_2^2) \\ &= 6(1,95^2 + 0,65^2) \\ &= 25,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap titik berat

Pondasi (titik o)

$$\sum M = \sum MH + \sum MV$$

$$= -865,96 + (160,72 \cdot 0,536)$$

$$+ 133,47 \cdot 0,482 + 439,852 \cdot 0,75$$

$$= -385,833 \text{ Ton m (arah ke kanan)}$$

$$P = \frac{733,594}{12} + \frac{385,833 \cdot 1,95}{25,35}$$

$$P_{\max} = 90,81 \text{ ton}$$

$$P = \frac{733,594}{12} - \frac{385,833 \cdot 1,95}{25,35}$$

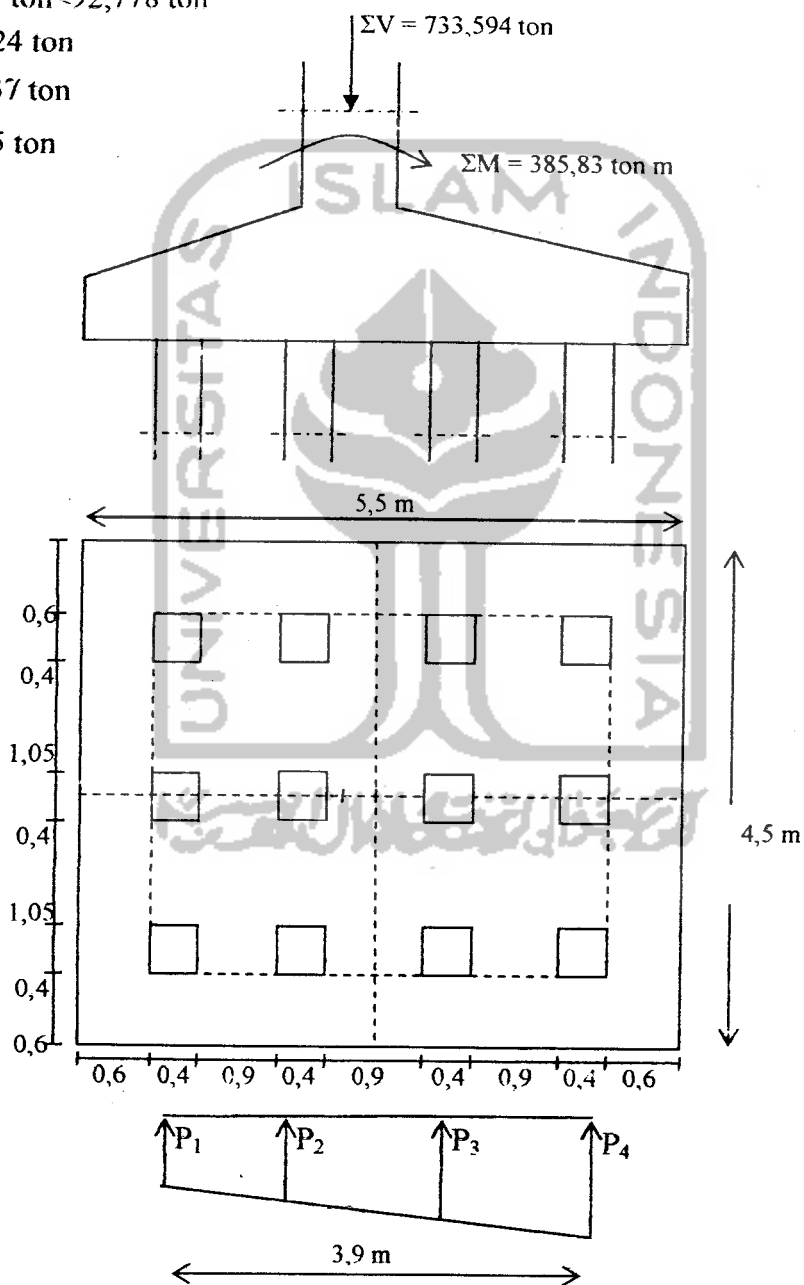
$$P_{\min} = 31,45 \text{ ton}$$

$$P_4 = 90,81 \text{ ton} < 92,778 \text{ ton}$$

$$P_3 = 71,024 \text{ ton}$$

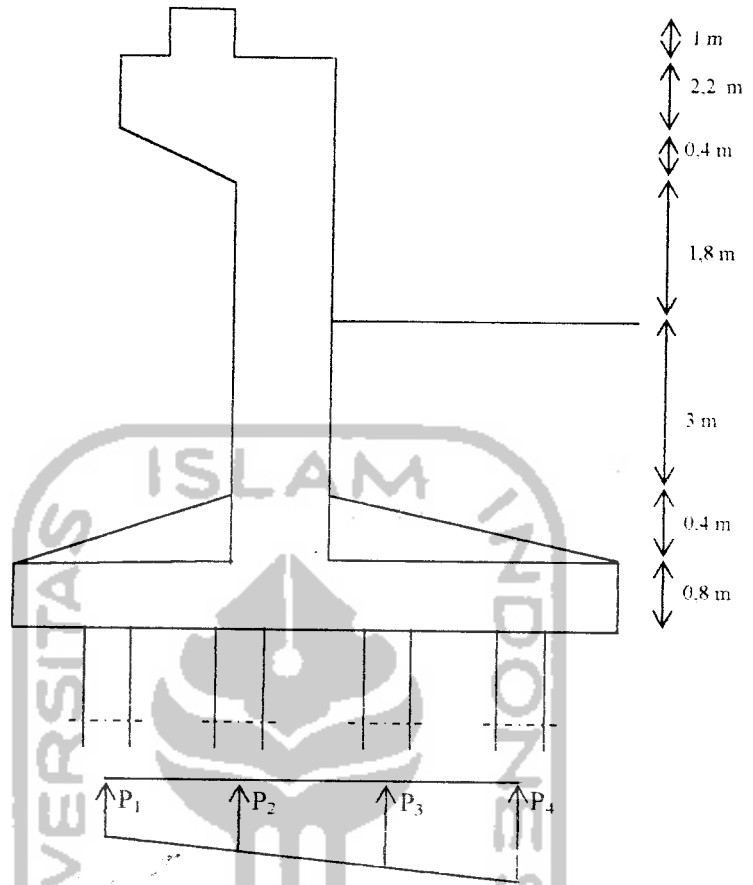
$$P_2 = 51,237 \text{ ton}$$

$$P_1 = 31,45 \text{ ton}$$



Gambar 5.17 Daya Dukung Tiang Karena Beban aksial dan Momen

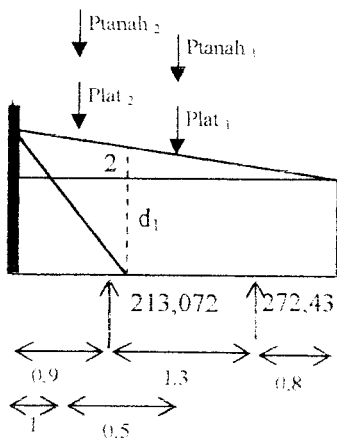
5.5.3. Perencanaan Penulangan Abutment



Perencanaan penulangan plat dasar abutment :

1. Perencanaan telapak (Toe) :

Beban terpusat diatas telapak selebar 4,5 m (untuk momen)



$$P \text{ plat 1} = 0,8 \times 3 \times 4,5 \times 2,4 = 25,92 \text{ ton}$$

$$P \text{ plat 2} = 0,5 \times 3 \times 0,4 \times 4,5 \times 2,4 = 6,48 \text{ ton}$$

$$P \text{ tanah}_1 = 3 \times 4,5 \times 3 \times 1,298 = 52,569 \text{ ton}$$

$$P \text{ tanah}_2 = 0,5 \times 0,4 \times 3 \times 4,5 \times 1,298 = 3,505 \text{ ton}$$

Beban merata untuk telapak selebar 4,5 m

$$q \text{ tanah} = 3 \times 4,5 \times 1,298 + 0,5 \times 0,4 \times 4,5 \times 1,298$$

$$= 18,691 \text{ ton}$$

$$q \text{ plat} = 0,5 \times 0,4 \times 4,5 \times 2,4 + 4,5 \times 0,8 \times 2,4$$

$$= 10,8 \text{ ton}$$

$$q \text{ total} = 10,8 \text{ ton} + 18,691 \text{ ton}$$

$$= 29,49 \text{ ton}$$

Kontrol Geser:

Dari SFD diperoleh $V_u \text{ max} = 248,838 \text{ ton}$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c \cdot b \cdot d_1} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20 \cdot 4500 \cdot 1040}$$

$$= 3488266,045 \text{ N} = 3488,266 \text{ KN}$$

$$= 348,826 \text{ ton}$$

$$O \quad V_c = 0,6 \cdot 348,826 = 209,295 > V_u$$

$$V_u = 248,838 \text{ ton}$$

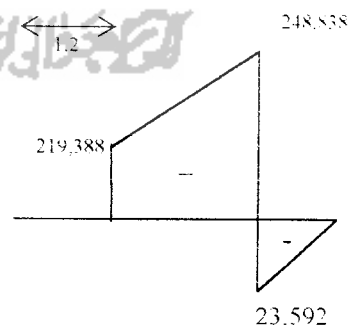
(Sehingga tidak perlu tulangan geser)

Perhitungan penulangan karena lentur

Momen sepanjang 4,5 m :

$$M = 213,072 \cdot 0,9 + 272,43 \cdot 2,2 - 25,92 \cdot 1,5 - 6,48 \cdot 1 - 6,48 \cdot 1 - 52,569 \cdot 1,5 - 3,505 \cdot 1$$

$$= 663,393 \text{ Tm.}$$



Momen selebar 1 m (b = 1000 m)

$$Mu = \frac{663,393}{4,5} = 184,272 \text{ Tm} \quad d = h - 25 - 75 = 1100$$

$$\frac{Mu}{\phi} = 184,272 \text{ Tm} \quad \partial d = 0,9 \cdot d = 990$$

$$As \text{ perlu} = \frac{Mu / \phi}{\partial d} = \frac{184,272 \cdot 10^7}{990 \cdot 350} = 5850,024 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{fy} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{350} \cdot 1000 \cdot 1100 = 4400 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $D_{25} \Rightarrow A_{D_{25}} = 490,625$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{D_{25}} \cdot b}{As \text{ perlu}} = \frac{490,625 \cdot 1000}{5850,024} = 83,867 \approx 80 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{A_{D_{25}} \cdot b}{s} = \frac{490,625 \cdot 1000}{80} = 6132,813 \text{ mm}$$

Kontrol Mn :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{6132,813 \cdot 350}{0,85 \cdot 20 \cdot 1000} = 126,264 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn &= As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6132,813 \cdot 350 \left(1100 - \frac{126,264}{2} \right) \\ &= 222,562 \text{ Tm} > \frac{Mu}{\phi} = 184,272 \text{ Tm} \dots \dots \text{ Aman} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D_{25} -80 mm

Tulangan susut :

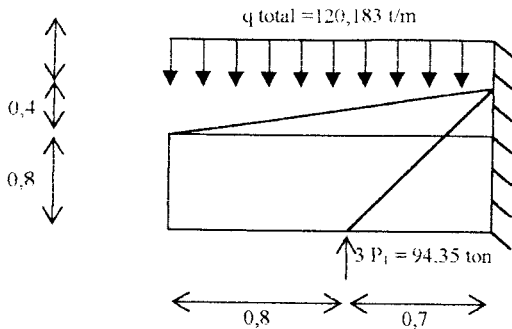
$$As \text{ tulangan} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1200 = 2400 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut $D_{19} = A_{\phi 19} = 283,385 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{\phi 19} \cdot b}{As} = \frac{283,385 \cdot 1000}{2400} = 118,07 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{A_{\phi 19} \cdot b}{s} = \frac{283,385 \cdot 1000}{110} = 2580,45 \text{ mm}^2 > 2400 \text{ mm}^2 \dots \dots (ok)$$

2. Perencanaan tumit (Heel)



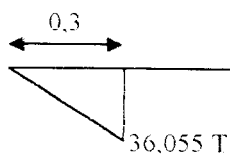
beban merata tanah sepanjang 4,5 m :

$$\begin{aligned}
 q_{\text{tanah}} &= 1,4,5 \cdot 1,96 + 3,6 \cdot 4,5 \cdot 1,96 + 0,5 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 1,96 + 0,44 \cdot 5 \cdot 1,96 \\
 &\quad + 4,4 \cdot 4,5 \cdot 1,298 + 0,1 \cdot 4,5 \cdot 1,298 + 0,1 \cdot 0,5 \cdot 1,298 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,5 \cdot 0,667 \\
 &= 72,663 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{beton}} &= 1,4,5 \cdot 2,4 + 2,2 \cdot 4,5 \cdot 2,4 + 0,5 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 2,4 + 0,4 \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 2,4 - 0,8 \cdot 4,5 \cdot 2,4 \\
 &= 47,52 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

$$q_{\text{total}} = 120,183 \text{ ton/m}$$

Kontrol Geser :



Dari SFD diperoleh $V_u = 36,055 \text{ ton}$

(tidak perlu ada tulangan geser)

Perencanaan tulangan Lentur :

Momen untuk selebar 4,5 m =

$$M_u \text{ max} = 94,35 \cdot 1,5 - \frac{1}{2} \cdot 120,183 \cdot 1,5^2 = 6,319 \text{ Ton m}$$

Momen untuk selebar 1 m ($b = 1000 \text{ mm}$)

$$M_u = \frac{6,319}{4,5} = 1,404 \text{ Tm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{1,404}{0,8}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \cdot \frac{\phi}{\rho d \cdot f_y} = \frac{1,755 \cdot 10^7}{990 \cdot 350} = 50,658 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{350} \cdot 1000 \cdot 1100 = 4400 \text{ mm}^2$$

Dipakai $A_s \text{ min} = 4400 \text{ mm}^2$

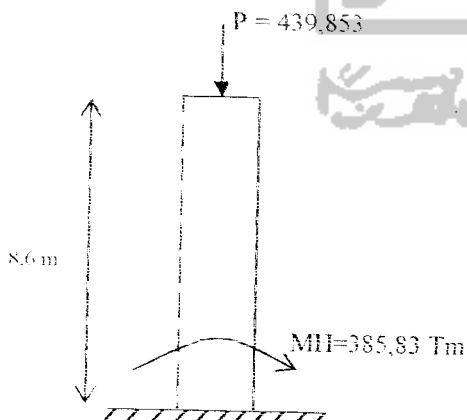
Dipakai tulangan $A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan} = s = \frac{490,625 \cdot 1000}{4400} = 111,505 \approx 80 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ baru} = \frac{A_{\phi 25} \cdot b}{s} = \frac{490,625 \cdot 1000}{80} = 6132,812 \text{ mm}^2$$

Sehingga untuk tulangan pokok dipakai $D_{25}-80$

3. Perencanaan penulangan badan abutment :



$K=2$ (jepit bebas)

Cek kelangsingan :

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 4500 \cdot 1000^3$$

$$= 375 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$A = 4500 \cdot 1000 = 45 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{375 \cdot 10^9}{45 \cdot 10^5}} = 288,675 \text{ mm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{2.8600}{288,675} = 59,583 < 100 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{F_c'} = 4700 \sqrt{20} = 21019,039 \text{ Mpa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_y^{2,5}}{1 + \beta \cdot d} = \frac{21019,039 \cdot (450 \cdot 10^9)^{2,5}}{1 + 0,25} = 3,026 \cdot 10^{15}$$

Kolom bergoyang $C_m = 1,0$

$$S_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{439,853}{0,65 \cdot 11,118 \cdot 10^4}} = 1,01$$

$$M_c = S_b \cdot M_u = 1,01 \cdot 385,83 = 389,688 \text{ Tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi} = \frac{439,853}{0,65} = 676,696 \text{ T}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{385,83}{0,65} = 593,585 \text{ T}$$

$$e = \frac{593,583}{676,696} = 0,877 \text{ m} = 877 \text{ mm}$$

Dari grafik M_n - P_n untuk beban Abutment (4500x1000) lampiran

Maka diperoleh persentase tulangan yang dibutuhkan sebesar 1 % dari luas bruto :

$$A_s = 0,01 \times 4500 \times 1000 = 45000 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kapasitas:

Termasuk patah tarik digunakan persamaan Whitney :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \cdot \left\{ (-\rho) + 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2\rho \left((m-1) \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e'}{d} \right)} \right\}$$

$$e' = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1344,5 \text{ mm} \quad d' = 100$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{45000}{4500 \cdot 967,5} = 0,01$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{350}{0,85 \cdot 20} = 20,588$$

$$P_n = 0,85 \cdot 20 \cdot 4500 \cdot 967,5 \left\{ (-0,01) + 1 - \frac{1344,5}{967,5} + \sqrt{\left(1 - \frac{1344,5}{967,5}\right)^2 + 2 \cdot 0,01 (20,588 - 1) \left(1 - \frac{100}{967,5}\right) + \frac{1344,5}{967,5}} \right\}$$

$$= 7224 \text{ KN} > \frac{P_u}{\phi} = 676,697 \text{ ton} = 6766,97 \text{ KN} \dots \text{OK!}$$

Dipakai tulangan $D_{25} \Rightarrow A_{D_{25}} = 490,625 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_{D_{25}}} = \frac{45000}{490,625} = 91,719 \text{ batang} \approx 92 \text{ batang}$$

$$\text{Untuk jumlah tulangan 1 sisi} = \frac{92}{2} = 46 \text{ batang sepanjang } 9600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan} = s = \frac{4500}{46} = 97,826 \text{ mm} \approx 95 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan tumpuan / pokok = 46 D_{25} -95 mm (1 sisi)

Perencanaan tulangan susut :

$$A_s \text{ tulangan susut} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 4500 = 9000 \text{ mm}^2$$

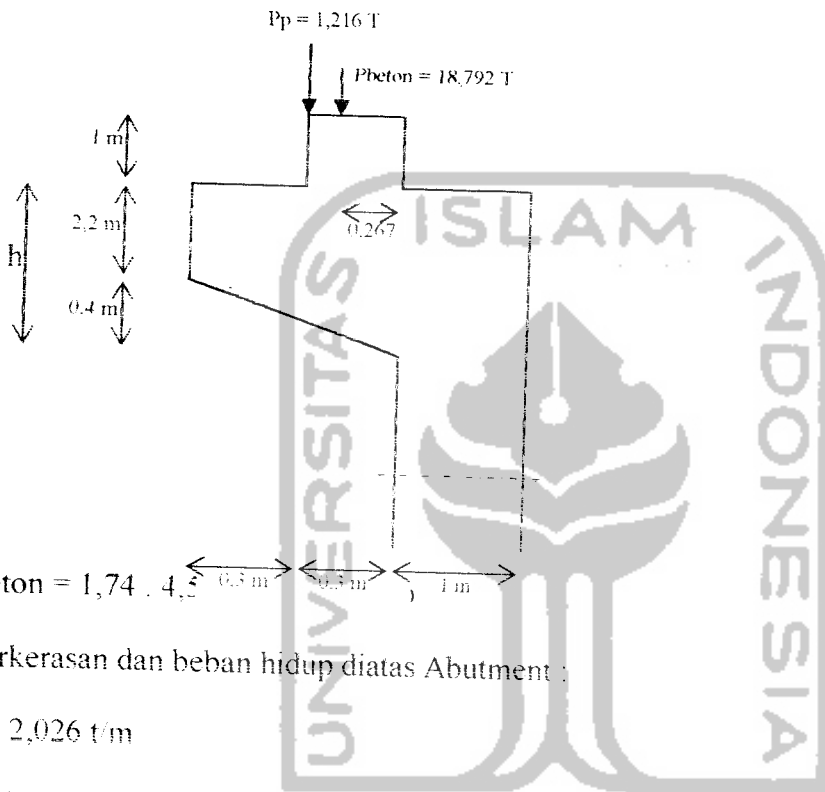
$$\text{Dipakai tulangan } \emptyset_{14} \Rightarrow A_{\emptyset_{14}} = 153,86 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{A_{\emptyset_{14}} \cdot 9600}{9000} = \frac{153,86 \cdot 9600}{9000} = 164,117 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

$$As \text{ baru} = \frac{A\phi_{14} \cdot 9600}{160} = \frac{153,86 \cdot 9600}{160} = 9231,6 \text{ mm}^2$$

As baru = 9231,6 mm² > As tulangan susut perlu = 9000 mm² ...OK

4. Perencanaan Ujung (konsul) abutment :



$$P \text{ beton} = 1,74 \cdot 4,5 \cdot 0,3 \text{ m} = 2,295 \text{ T}$$

q perkerasan dan beban hidup diatas Abutment :

$$qu = 2,026 \text{ t/m}$$

$$P \text{ perkerasan (Pp)} = 2,026 \cdot 0,6 = 1,216 \text{ ton}$$

$$Pu = 18,792 + 1,216 = 20,01 \text{ ton}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

$$d = h - 100 = 2600 - 100 = 2500 \text{ mm}$$

$$Vu = 20,01 \text{ ton}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{20,01}{0,6} = 33,35 \text{ ton}$$

$$Vc = 0,20 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,2 \cdot 20 \cdot 600 \cdot 2500 \cdot 10^{-3}$$

$$= 6000 \text{ KN} = 600 \text{ Ton} > V_n = 33,35 \text{ ton}$$

Menentukan tulangan geser friksi :

Hubungan Konsul dengan badan pondasi monolit, beton normal maka : $\eta = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \eta} = \frac{33,35 \cdot 10^4}{350(1,4)} = 680,612 \text{ mm}^2$$

Hubungan Konsul dengan badan abutment non monolit, maka $\eta = 1$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \eta} = \frac{33,35 \cdot 10^4}{350(1,0)} = 952,857 \text{ mm}^2$$

dipakai nilai A_{vf} terbesar = 952,857 mm²

Menentukan tulangan lentur :

Karena gaya horisontal N_{uc} tidak ada ketentuannya, digunakan N_{uc} min.

$$N_{uc} \text{ min} = 0,2 \cdot 20 \cdot 0,1 = 4,002 \text{ Ton}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y \cdot x(\text{lengan})} = \frac{V_u \cdot a + N_{uc}(h - d)}{\phi f_y \cdot x(\text{lengan})}$$

$$A_f = \frac{1,216 \cdot 10^4 \cdot 300 + 18,792 \cdot 10^4 \cdot 267 + 4,002 \cdot 10^4 + 100}{0,65 \cdot 350(0,85 \cdot 2500)} = 119,611 \text{ mm}^2$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{4,002 \cdot 10^4}{0,65 \cdot 350} = 175,912 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok A_s :

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} \cdot 952,857 + 175,912$$

$$= 811,15 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_f + A_n = 175,912 + 119,611 = 295,523 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,004 \frac{f_c'}{f_y} \cdot b \cdot d = 0,04 \cdot \frac{20}{350} \cdot 600 \cdot 2500 = 6000 \text{ mm}^2$$

Dipakai $A_s = 6000 \text{ mm}^2$

$$A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n) = \frac{1}{2}(6000 - 175,912) = 2912,044 \text{ mm}^2$$

Menentukan diameter tulangan :

$A_s \text{ perlu} = 6000 \text{ mm}^2$; digunakan 17 D₂₂ = 6458,98 mm²

$A_h \text{ perlu} = 2912,044 \text{ mm}^2$; digunakan 17 D₁₆ = 3416,32 mm²

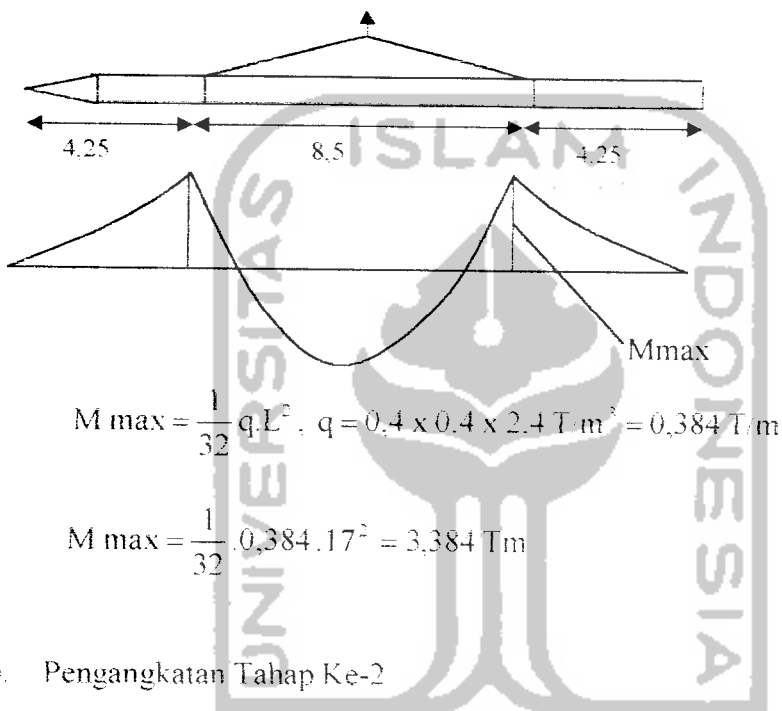


5.5.4. Perencanaan Penulangan Tiang Pancang

1 Berdasarkan Pengangkatan

a. Pengangkatan Tahap Pertama

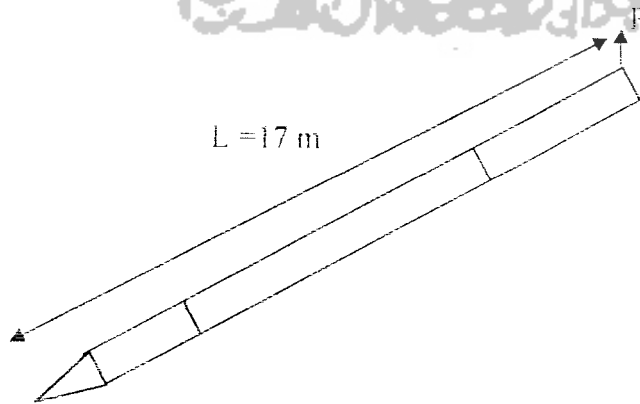
Diangkat pada jarak 0,25 l. dari ujung. (l = 17)



$$M_{max} = \frac{1}{32} q \cdot L^2, \quad q = 0,4 \times 0,4 \times 2,4 \text{ T} \cdot \text{m}^2 = 0,384 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{32} 0,384 \cdot 17^2 = 3,384 \text{ Tm}$$

b. Pengangkatan Tahap Ke-2



$$M_{max} = \frac{1}{8} q \cdot L^2 = \frac{1}{8} 0,384 \cdot 17^2 = 13,872 \text{ Tm}$$

2. Berdasarkan Pemancangan

Dari data tanah nilai C_u pada kedalaman pondasi tiang = $10,41 \text{ T/m}^2$

$$C_r = 0,5 \cdot C_u = 5,205 \text{ T/m}^2 = 5205 \text{ kg/m}^2$$

$$H_0 = \frac{201,809 \text{ Ton}}{12} = 16,817 \text{ Ton} = 16,817 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$\frac{H_0}{C_r \cdot D^2} = \frac{16,817 \cdot 10^3}{5205 \cdot 0,4^2} = 8,077$$

Dengan $e/D = 0$ dan ujung atas ditahan

Dari gambar B-3 Tiang Panjang, Pedoman Perencanaan Untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang Untuk Gedung 1983, diperoleh:

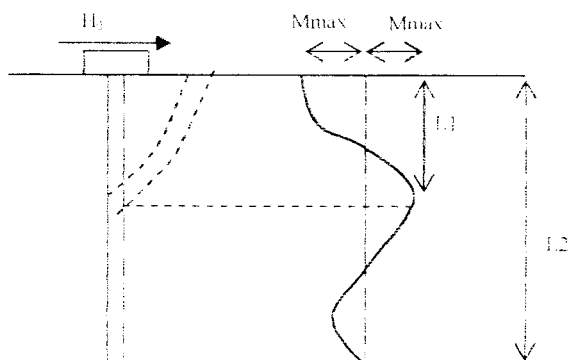
$$\frac{M_0}{C_r \cdot D^2} = 8$$

$$M_0 = 8 \cdot C_r \cdot D^2 = 8 \cdot 5205 \cdot 0,4^2 = 6662,4 \text{ kgm} = 6,6624 \text{ Tm}$$

$$f = \frac{H_0}{9C_r \cdot D} = \frac{16,817 \cdot 10^3}{9 \cdot 5205 \cdot 0,4} = 0,897 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1,5 D = 0,897 + 1,5 \cdot 0,4 = 1,497 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2 L_1 = 3,294 \text{ m}$$



Momen dan gaya aksial rencana:

$$P_u = 90,81 \text{ Ton}$$

$$M_u = 13,872 \text{ Tm}$$

$$e = \frac{13,872 \cdot 10^3}{90,81} = 152,758 \text{ mm}$$

Ukuran tiang pancang 400 mm x 400 mm dengan jumlah penulangan 2 %

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,01 \text{ dengan } d' = 70 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 0,01 \cdot (400) \cdot (330) \text{ mm} = 1320 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan 3 D25 pada masing-masing sisi kolom ($A_s = 1472,6 \text{ mm}^2$)

$$\rho = \frac{1472,6}{400(330)} = 0,0112$$

Pemeriksaan P_u terhadap beban seimbang, P_{ub} :

$$d = 400 - 70 = 330 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \cdot (330)}{600 + 350} = 208,421 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(20 - 30) = 0,93$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = 0,93 (208,421) = 193,831 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{208,421 - 70}{208,421} (0,003) = 0,0019 < f_y/E_s$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y)$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \cdot (0,85 \cdot 20 \cdot 193,831 \cdot 400 + 1472,6(387,9) - 1472,6 \cdot 350) \cdot 10^{-3}$$

$$= 1107,194 \text{ KN} > P_u = 90,81 \text{ Ton} = 908,1 \text{ KN} \dots\dots \text{Aman}$$

Memeriksa Kekuatan Penampang

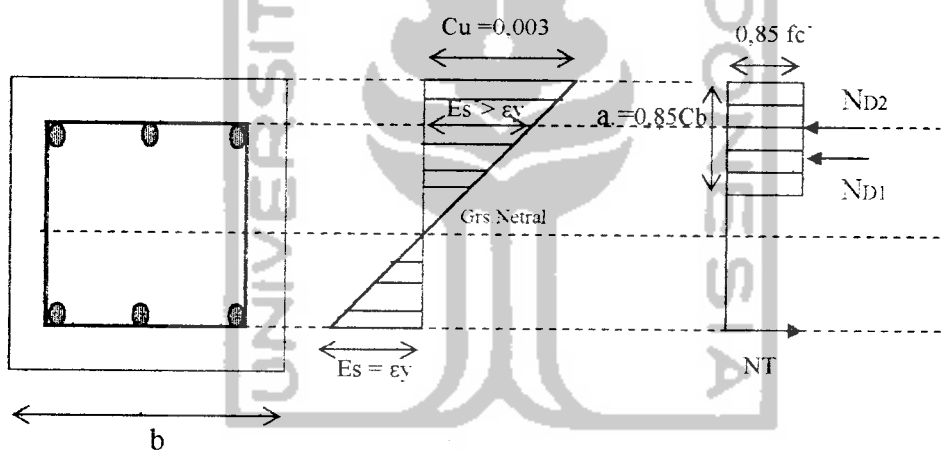
$$P_n = \frac{A_s' \cdot F_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,50} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18}$$

$$P_n = \frac{1472,6 \cdot 350}{\frac{152,758}{(330-70)} + 0,50} + \frac{400 \cdot 400 \cdot 20}{\frac{3 \cdot 400 \cdot 152,758}{330^2} + 1,18}$$

$$= 473926,8208 + 1117597,934 \text{ N} = 1591524,755 \text{ N}$$

$$= 1591,524 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 1591,524 = 1034,491 \text{ KN} > P_u = 908,1 \text{ KN} \dots \dots \text{Aman!}$$



Merencanakan sengkang:

Dengan menggunakan batang tulangan $\Phi 10$, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut :

- 16 kali diameter tulangan pokok (D_{25}) = 400 mm
- 48 kali diameter tulangan sengkang (D_{10}) = 480 mm
- dimensi terkecil tiang = 400 mm

maka digunakan batang tulangan sengkang $\Phi 10 - 400$ mm