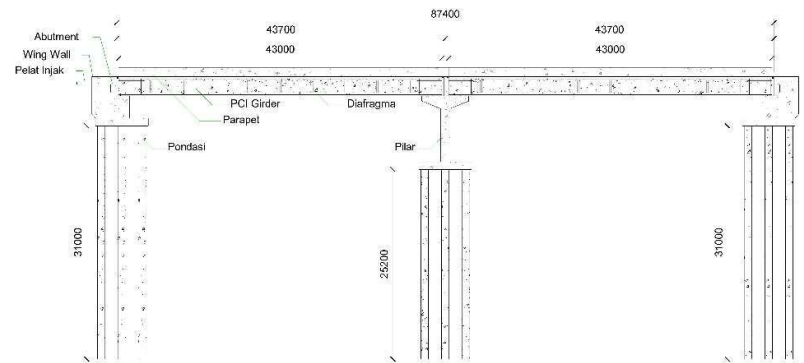


- | | |
|--------------------------------------|-----------------|
| 1) Nilai SPT tanah | : N= 60 |
| 2) Tanah keras pada kedalaman | : 21 Meter |
| 3) Elevasi <i>eksisting</i> abutment | :+38.174 |
| 4) Dimensi abutment | |
| • Pilecap: | L : 5,5 meter |
| | P : 16,99 meter |
| • Badan abutment: | t : 2,93 meter |
| | L : 1,55 meter |
| 5) Panjang total jembatan | : 86,930 meter |
| 6) Jumlah bentang | : 4 bentang |
| 7) Jumlah abutment | : 2 buah |
| 8) Jumlah pilar | : 3 buah |

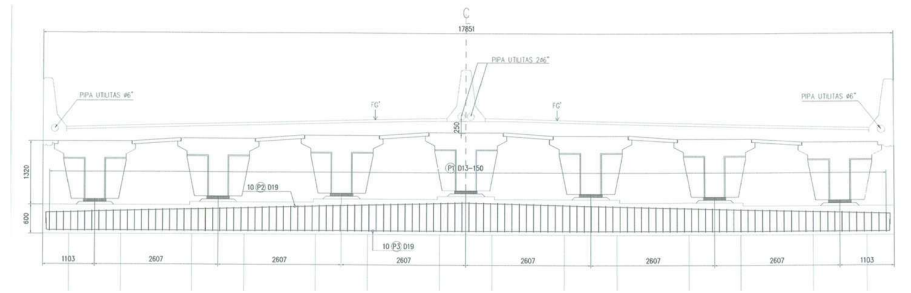
4.1.2.2 Desain Rencana



Gambar 4. 2 Potongan Memanjang Desain Rencana
Sumber: Penulis

- 1) Nilai SPT tanah : N= 60
- 2) Tanah keras pada kedalaman : 21 Meter
- 3) Elevasi rencana abutment : +40.274
- 4) Dimensi abutment
 - Pilecap: L : 7 meter
P : 18 meter
 - Badan abutment: t : 3 meter
L : 2 meter
- 5) Dimensi pilar
 - Pilecap: L : 7 meter
P : 18 meter
 - Badan pilar t : 7,1 meter
L : 1,25 meter
- 6) Panjang total jembatan : 87,4 meter
- 7) Jumlah bentang : 2 bentang
- 8) Jumlah abutment : 2 buah
- 9) Jumlah pilar : 1 buah

4.1.2.3 Perhitungan PC U- Girder Jembatan Eksisting



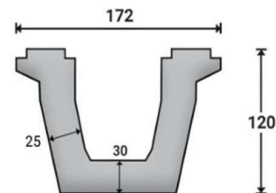
Gambar 4. 3 Desain Gelagar Eksisting

Sumber: Dokumen Proyek

Berikut merupakan perhitungan momen PC U-Girder jembatan eksisting:

Tabel 4. 1 Data Jembatan Eksisting

Uraian	Notasi	Dimensi
Panjang balok prategang	L	21.6 m
Jarak antar balok	s	2.6 m
Tebal pelat jembatan	h_0	0.25 m
Tebal aspal	h_a	0.05 m
Genangan air hujan	t_h	0.05 m



PC U H-120

Area : 8.356 cm²

Inertia : 11.702.976 cm⁴

Gambar 4. 4 Gambar PC U-Girder

Sumber : PT. Wakita Karya Beton

$$\text{Area} = 0.8354 \text{ m}^2$$

$$\text{Inersia} = 0.11703 \text{ m}^4$$

a. Berat Sendiri (MS)

1. Berat Balok

$$\text{Panjang balok} = 21.6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang (A)} &= 0.8354 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat balok (W)} &= A \times L \times W \\
 &= 0.8354 \times 21.6 \times 25 \\
 &= 451.2 \text{ kN} \\
 \text{Q balok} &= W / L \\
 &= 451.2 / 21.6 \\
 &= 20.890 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Gaya geser dan momen akibat beban sendiri (MS)

Tabel 4. 2 Gaya Geser dan Momen Akibat Beban Sendiri (MS)

No.	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q _{MS}	V _{MS}	M _{MS}
		(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ³)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Balok					20.890	225.612	1218.305
2	Pelat lantai	2.60	0.25	0.650	25.00	16.250	175.500	947.700
3	Deck slab	2.27	0.07	0.159	25.00	3.973	42.903	231.676
Total						41.113	444.015	2397.681

Rumus perhitungan gaya geser dan momen pada berat sendiri (MS)

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times Q_{MS} \times L \text{ (kN)}$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times Q_{MS} \times L^2 \text{ (kNm)}$$

b. Beban mati tambahan (MA)

Tabel 4. 3 Gaya Geser dan Momen Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

No.	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q _{MA}	V _{MA}	M _{MA}
		(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ³)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Aspal + overlay	2.60	0.05	0.13	22.000	2.860	30.888	166.795
2	Air hujan	2.60	0.05	0.13	9.800	1.274	13.759	74.300
Total						4.134	44.647	241.095

Rumus perhitungan gaya geser dan momen pada berat sendiri (MS)

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \times Q_{MA} \times L \text{ (kN)}$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \times Q_{MA} \times L^2 \text{ (kNm)}$$

c. Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur terdiri dari beban lajur terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Perhitungan beban lajur sebagai berikut:

1. Beban terbagi rata (BTR)

$$(1) q = 8.0 \text{ kPa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$(2) q = 8.0 \times \left(0.5 + \frac{15}{L} \right) \text{ untuk } L > 30 \text{ m}$$

perhitungan beban terbagi rata pada perencanaan ini menggunakan rumus 2 dikarenakan panjang dari jembatan lebih dari 30 m.

$$q = 8.0 \times \left(0.5 + \frac{15}{L} \right) \\ = 9.56 \text{ kPa}$$

$$QTD = q \times \text{jarak antar girder} \\ = 9.56 \times 2.6 \\ = 24.84 \text{ kN/m}$$

2. Beban garis terpusat (BGT)

Menurut SNI 1725 : 2016 beban garis terpusat sebesar $p = 49 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis untuk beban garis terpusat sebagai berikut:

Tabel 4. 4 Beban Garis Terpusat (BGT)

DLA = 0,4	untuk $L \leq 50 \text{ m}$
DLA = $0,4 - 0,0025 \times (L - 50)$	untuk $50 < L < 90 \text{ m}$
DLA = 0,3	untuk $L \geq 90 \text{ m}$

Sumber: SNI 1725 - 2016

Perhitungan factor beban dinamis (DLA)

$$DLA = 0.40$$

$$PTD = (1 + DLA) \times p \times s \\ = 178.96 \text{ kN}$$

3. Gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat beban lajur (TD):

$$V_{TD} = 1/2 \times Q_{TD} \times L + 1/2 \times P_{TD} = 357.5 \text{ kN}$$

$$NM_{TD} = 1/8 \times Q_{TD} \times L^2 + 1/4 \times P_{TD} \times L = 2412.07 \text{ kNm}$$

d. Beban akibat gaya rem (TB)

Beban gaya rem dihitung sebagai gaya dalam arah horizontal yang bekerja pada jarak 1.8 meter diatas permukaan jembatan berikut merupakan perhitungan besar gaya rem:

Tabel 4. 5 Beban Akibat Gaya Rem (TB)

Gaya rem, $H_{TB} =$	250 kN	untuk $L_t < 80$ 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 $L_t > 180$ m

Sumber: SNI 1725 - 2016

Karena jembatan memiliki bentang kurang dari 80 m untuk besarnya gaya rem adalah 250 kN

1. Gaya rem untuk $L < 80$ m

$$T_{TB} = H_{TB} / n_{\text{balok}} = 35.71 \text{ kN}$$

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

$$P_{TD} = p \times \text{jarak antar girder} = 127.4 \text{ kN}$$

$$T_{TB} = 0,05 * (Q_{TB} * L + P_{TB}) = 33.2 \text{ kN}$$

Diambil nilai terbesar yaitu 35.71 kN

3. Beban momen akibat gaya rem

$$\begin{aligned} y &= 1.80 + h_0 + h_a + y_{ac} \\ &= 3.02 \text{ m} \end{aligned}$$

4. Gaya geser dan momen maksimum akibat gaya rem

$$M = T_{TB} \times y = 107.83 \text{ kNm}$$

$$V_{TB} = M / L = 4.99 \text{ kN}$$

$$M_{TB} = 1/2 * M = 53.91 \text{ KNm}$$

e. Beban Angin (EW)

Beban angin adalah beban garis merata arah horizontal pada permukaan lantai kendaraan akibat angin yang meniup. Perhitungan beban angin sebagai berikut:

$$T_{EW} = 0,0012 * C_w * (V_w)^2$$

Tabel 4. 6 Beban Angin

C_w = koefisien seret	= 1.20
V_w = kecepatan angin rencana	= 35 m/dt

$T_{EW} = 0,0012 * C_w * (V_w)^2 =$	$= 1.76 \text{ kN/m}$
-------------------------------------	-----------------------

Sumber: SNI 1725 – 2016

Bidang vertikal tinggi 2m diatas lantai jembatan $h = 2 \text{ m}$
 Jarak antar roda kendaraan $= 1.75 \text{ m}$
 Transfer beban angin ke lantai jembatan $Q_{EW} = 1.006 \text{ kN/m}$
 Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin

$$\begin{aligned} V_{EW} &= 1/2 * Q_{EW} * L \\ &= 1/2 * 1.006 * 21.6 \\ &= 21.623 \text{ kN} \\ M_{EW} &= 1/8 * Q_{EW} * L^2 \\ &= 1/8 * 1.006 * 21.6^2 \\ &= 232.45 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Beban gempa

Beban gempa adalah beban dengan gaya vertikal pada balok prategang dengan perhitungan sebagai berikut:

Berat total yang bekerja berupa berat sendiri dan berat mati tambahan

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 41.113 \text{ kNm} \\ \text{Beban mati tambahan} &= 4.134 \text{ kNm} \\ \text{Total berat} &= (\text{Beban sendiri} + \text{beban tambahan}) * L \\ &= (41.113 + 4.113) * 21.6 \\ &= 977.32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia balok prategang} &= 0.058 \text{ m}^4 \\ \text{Modulus elastisitas} &= 29725410 \text{ MPa} \\ \text{Kekakuan balok prategang} &= 8199 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar

$$\begin{aligned} T &= 2 * \pi * \sqrt{W_t / (g * K_p)}^{1/2} \\ &= 2 * 3.14 * \sqrt{977.32 / (9.81 * 8199)}^{1/2} \\ &= 0.6927 \text{ detik} \end{aligned}$$

Nilai C untuk daerah kabupaten majalengka adalah 0.125

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh dengan $F = 1.25 - 0,0225 * n$

Untuk $n = 1$

$$F = 1,25 - 0,025 * n = 1.225$$

$$\text{Faktor tipe untuk strukur } S = 1.3 \times F = 1.5925$$

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal } K_h = C \times S = 0.1991$$

$$\text{Koefisien beban gempa vertikal } K_v = 50\% \times K_h = 0.0995 < 0.10$$

Maka diambil $K_v = 0.10$

a Gaya gempa vertikal

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_v * W_t \\ &= 0.10 \times 977.32 \\ &= 97.732 \text{ kN} \end{aligned}$$

b Beban gempa vertikal

$$\begin{aligned} Q_{EQ} &= T_{EQ} / L \\ &= 977.32 / 21.6 \\ &= 4.5247 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c Gaya geser

$$\begin{aligned} V_{EQ} &= 1/2 * Q_{EQ} * L \\ &= \frac{1}{2} \times 4.525 \times 21.6 \\ &= 48.866 \text{ kN} \end{aligned}$$

d Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= 1/8 * Q_{EQ} * L^2 \\ &= 1/8 \times 4.525 \times 21.6^2 \\ &= 263.88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 4. 7 Resume Gaya yang Bekerja pada Balok

No	Jenis beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)	M (kNm)	Keterangan
1	Berat balok	balok	20.890	-	-	Beban merata Q_{balok}
2	Berat pelat	pelat	16.250	-	-	Beban merata Q_{pelat}
3	Berat sendiri	MS	41.113	-	-	Beban merata Q_{MS}
4	Beban mati tambahan	MA	4.134	-	-	Beban merata Q_{MA}
5	Lajur "D"	TD	24.84	178.36	-	Beban Q_{TD} dan P_{TD}
6	Gaya rem	TB	-	-	107.83	Beban merata Q_{TB}
7	Angin	EW	1.006	-	-	Beban merata Q_{EW}
8	Gempa	EQ	4.525	-	-	Beban merata Q_{EQ}

a Momen maksimum akibat berat balok:

$$\begin{aligned} M_{\text{balok}} &= 1/8 * Q_{\text{balok}} * L^2 \\ &= 1/8 \times 20.890 \times 21.6^2 \\ &= 1218.3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b Momen maksimum akibat berat plat :

$$\begin{aligned} M_{\text{pelat}} &= 1/8 * Q_{\text{pelat}} * L^2 \\ &= 1/8 \times 16.250 \times 21.6^2 \\ &= 947.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c Momen pada balok

Tabel 4. 8 Momen pada Balok

Jarak	Momen pada balok akibat beban						
x (m)	Berat Balok (kN/m)	Berat Sendiri MS (kNm)	Mati tambahan MA (kNm)	Lajur "D" TD (kNm)	Rem TB (kNm)	Angin EW (kNm)	Gempa EQ (kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	215.17	423.46	42.58	345.08	4.99	10.36	46.60
2.0	409.44	805.81	81.03	665.31	9.98	19.71	88.68
3.0	582.83	1147.04	115.34	960.70	14.98	28.06	126.24
4.0	735.33	1447.16	145.52	1231.24	19.97	35.40	159.27
5.0	866.94	1706.17	171.56	1476.94	24.96	41.74	187.77
6.0	977.65	1924.07	193.47	1697.80	29.95	47.07	211.75
7.0	1067.48	2100.85	211.25	1893.81	34.94	51.39	231.21
8.0	1136.42	2236.52	224.89	2064.98	39.94	54.71	246.14
9.0	1184.46	2331.08	234.40	2211.30	44.93	57.02	256.55
10.0	1211.62	2384.53	239.77	2332.78	49.92	58.33	262.43
10.8	1218.30	2397.68	241.09	2412.07	53.91	58.65	263.88
11.0	1217.89	2396.86	241.01	2429.41	54.91	58.63	263.79
12.0	1203.26	2368.08	238.12	2501.20	59.90	57.93	260.62
13.0	1167.75	2298.19	231.09	2548.14	64.90	56.22	252.93
14.0	1111.35	2187.19	219.93	2570.24	69.89	53.50	240.71
15.0	1034.06	2035.07	204.63	2567.50	74.88	49.78	223.97
16.0	935.87	1841.84	185.20	2539.91	79.87	45.06	202.70
17.0	816.80	1607.50	161.64	2487.48	84.87	39.32	176.91
18.0	676.84	1332.05	133.94	2410.20	89.86	32.59	146.60
19.0	515.98	1015.48	102.11	2308.08	94.85	24.84	111.76
20.0	334.24	657.80	66.14	2181.11	99.84	16.09	72.39
21.0	131.61	259.01	26.04	2029.30	104.83	6.34	28.51
21.6	0.00	0.00	0.00	1926.29	107.83	0.00	0.00

d. Kombinasi momen pada balok

Tabel 4. 9 Kombinasi Momen pada Balok

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	1265.78	819.22	746.09	1032.33
2.0	2425.13	1568.04	1427.07	1973.58
3.0	3478.04	2246.47	2042.92	2823.74
4.0	4424.52	2854.51	2593.65	3582.82
5.0	5264.57	3392.16	3079.25	4250.82
6.0	5998.18	3859.41	3499.74	4827.73
7.0	6625.36	4256.27	3855.10	5313.56
8.0	7146.10	4582.74	4145.34	5708.31
9.0	7560.41	4838.81	4370.46	6011.97
10.0	7868.28	5024.49	4530.46	6224.55
10.8	8037.95	5122.36	4611.56	6329.04
11.0	8069.72	5139.78	4625.33	6346.05
12.0	8164.73	5184.68	4655.08	6376.47
13.0	8153.30	5159.19	4619.71	6315.80
14.0	8035.44	5063.30	4519.22	6164.04
15.0	7811.14	4897.02	4353.61	5921.21
16.0	7480.41	4660.34	4122.87	5587.29
17.0	7043.24	4353.28	3827.01	5162.28
18.0	6499.64	3975.82	3466.03	4646.20
19.0	5849.61	3527.97	3039.93	4039.03
20.0	5093.14	3009.72	2548.71	3340.77
21.0	4230.24	2421.09	1992.36	2551.44
21.6	3661.41	2034.12	1627.29	2034.12

Tabel 4. 10 Hasil Kombinasi Terbesar Momen pada Balok

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
12.0	8164.73	5184.68	4655.08	6376.47

Kombinasi momen maksimal U-Girder eksisting pada Proyek Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074 adalah kondisi Kombinasi Kuat 1 pada Jarak 12 meter sebesar 8164,73 kNm.

e. Gaya geser pada balok

Tabel 4. 11 Gaya Geser pada Balok

Jarak	Momen pada balok akibat beban						
	Berat	Berat Sendiri	Mati tambah	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.0	225.61	444.02	44.65	357.50	4.99	10.86	48.87
1.0	204.72	402.90	40.51	332.66	4.99	9.86	44.34
2.0	183.83	361.79	36.38	307.81	4.99	8.85	39.82
3.0	162.94	320.68	32.25	282.97	4.99	7.84	35.29
4.0	142.05	279.57	28.11	258.12	4.99	6.84	30.77
5.0	121.16	238.45	23.98	233.28	4.99	5.83	26.24
6.0	100.27	197.34	19.84	208.43	4.99	4.83	21.72
7.0	79.38	156.23	15.71	183.59	4.99	3.82	17.19
8.0	58.49	115.12	11.58	158.74	4.99	2.82	12.67
9.0	37.60	74.00	7.44	133.90	4.99	1.81	8.14
10.0	16.71	32.89	3.31	109.06	4.99	0.80	3.62
10.8	0.00	0.00	0.00	89.18	4.99	0.00	0.00
11.0	-4.18	-8.22	-0.83	84.21	4.99	-0.20	-0.90
12.0	-25.07	-49.34	-4.96	59.37	4.99	-1.21	-5.43
13.0	-45.96	-90.45	-9.09	34.52	4.99	-2.21	-9.95
14.0	-66.85	-131.56	-13.23	9.68	4.99	-3.22	-14.48
15.0	-87.74	-172.67	-17.36	-15.17	4.99	-4.22	-19.00
16.0	-108.63	-213.79	-21.50	-40.01	4.99	-5.23	-23.53
17.0	-129.52	-254.90	-25.63	-64.86	4.99	-6.24	-28.05
18.0	-150.41	-296.01	-29.76	-89.70	4.99	-7.24	-32.58
19.0	-171.30	-337.12	-33.90	-114.54	4.99	-8.25	-37.10
20.0	-192.19	-378.24	-38.03	-139.39	4.99	-9.25	-41.63
21.0	-213.08	-419.35	-42.17	-164.23	4.99	-10.26	-46.15
21.6	-225.61	-444.02	-44.65	-179.14	4.99	-10.86	-48.87

f. Kombinasi pembebanan gaya geser pada balok prategang

Tabel 4. 12 Kombinasi Gaya Geser pada Balok

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 +TB*1,8	MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3	MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8	MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1

(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	1319.00	854.41	778.66	1077.87
1.0	1212.57	784.02	713.53	986.79
2.0	1106.13	713.63	648.41	895.71
3.0	999.70	643.23	583.29	804.62
4.0	893.26	572.84	518.17	713.54
5.0	786.83	502.45	453.05	622.46
6.0	680.39	432.06	387.92	531.37
7.0	573.96	361.66	322.80	440.29
8.0	467.53	291.27	257.68	349.21
9.0	361.09	220.88	192.56	258.12
10.0	254.66	150.49	127.44	167.04
10.8	169.51	94.17	75.34	94.17
11.0	148.22	80.09	62.31	75.96
12.0	41.79	9.70	-2.81	-15.13
13.0	-64.65	-60.69	-67.93	-106.21
14.0	-171.08	-131.08	-133.05	-197.29
15.0	-277.51	-201.48	-198.17	-288.38
16.0	-383.95	-271.87	-263.30	-379.46
17.0	-490.38	-342.26	-328.42	-470.54
18.0	-596.82	-412.66	-393.54	-561.63
19.0	-703.25	-483.05	-458.66	-652.71
20.0	-809.69	-553.44	-523.79	-743.79
21.0	-916.12	-623.83	-588.91	-834.88
21.6	-979.98	-666.07	-627.98	-889.53

Tabel 4. 13 Hasil Kombinasi Gaya Geser Terbesar pada Balok

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 +TB*1,8	MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3	MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8	MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	1319.00	854.41	778.66	1077.87

Kombinasi Gaya Geser maksimal U-Girder eksisting pada Proyek Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074 adalah kondisi Kombinasi Kuat 1 pada Jarak 0 meter sebesar 1319,00 kNm.

4.1.3 Standar Desain

Standar desain dalam perencanaan ulang Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074 adalah gambar DED yang telah diperoleh sebagai acuan utama dalam proses

perencanaan ulang oleh penulis. Serta standar yang dijadikan acuan dalam melakukan perencanaan jembatan sebagai berikut:

- a Standar Pembebanan Jembatan
Standar pembebanan jembatan didasarkan pada SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan.
- b Standar Pembebanan terhadap Gempa
Standar perencanaan struktur jembatan terhadap beban gempa didasarkan SNI 2833:2016
- c Standar Perencanaan Struktur Beton
Standar perencanaan struktur beton didasarkan pada SNI T-12-2004 tentang struktur beton untuk jembatan
- d Standar Perencanaan Geoteknik untuk Jembatan
Standar geoteknik untuk jembatan didasarkan pada SNI 8460:2017 tentang stabilitas tanah, daya dukung tanah, dan perencanaan pondasi abutment

4.1.4 Analisis Struktur

Dalam melakukan perencanaan struktur suatu bangunan dilakukan perhitungan Analisa dari struktur bagian atas lalu dilanjutkan systruktur dibawahnya. Jembatan IC AKses Kertajati STA. 3+074 terdiri dari beberapa struktur sebagai berikut:

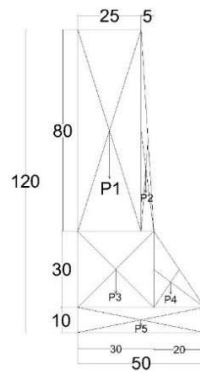
4.1.4.1 Parapet

Dalam melakukan perhitungan suatu struktur sebelumnya perencana harus menentukan parameter sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c' 25 \text{ MPa}$
- BJbeton = 2500 kg/m^3
- Mutu baja = $f_y 400 \text{ MPa}$
- Koef. Red = 1.3 (SNI 1725-2016)
- Selimut beton = 25 mm
- Lebar (b) = 1000 mm
- T efektif = 200 mm

Beban yang bekerja pada struktur parapet, terdiri beban mati dan beban hidup akibat tumbukan kendaraan. Perhitungan pembebanan mengacu pada peraturan di dalam SNI 1725:2016.

a Beban mati



Gambar 4. 5 Parapet

Sumber: Penulis

$$\begin{aligned}
 \text{Bagian 1} &= A \times \text{BJ Beton} \\
 &= (0.8 \times 0.25) \times 25 \\
 &= 5 \\
 \text{Bagian 2} &= A \times \text{BJ Beton} \\
 &= (0.5 \times 0.05 \times 0.8) \times 25 \\
 &= 0.5 \\
 \text{Bagian 3} &= A \times \text{BJ Beton} \\
 &= (0.3 \times 0.3) \times 25 \\
 &= 2.25 \\
 \text{Bagian 4} &= A \times \text{BJ Beton} \\
 &= (0.5 \times 0.2 \times 0.3) \times 25 \\
 &= 0.75 \\
 \text{Bagian 5} &= A \times \text{BJ Beton} \\
 &= (0.1 \times 0.5) \times 25 \\
 &= 1.25
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 14 Beban Mati Parapet

Beban (kN)	Faktor Beban	Beban Ultimit (kN)	Momen Ultimit (kNm)
5	1.3	6.5	0.8125
0.3	1.3	0.65	0.65
2.25	1.3	2.925	0.438
0.75	1.3	0.975	0.39
1.25	1.3	1.625	0.406
Jumlah		12.675	2.22625

Keterangan :

$$\text{Beban (P)} = A \times \text{BJBeton}$$

$$\text{Momen} = P \times \text{Jarak ke tumpuan}$$

b Beban hidup

Beban hidup pada struktur parapet diperhitungkan akibat tumbukan kendaraan mobil yakni sebesar 15kN karena parapet mewakili fungsi kerb sebagai struktur penahan dan menjaga agar kendaraan tidak keluar dari jembatan (Ali, 2016)

Faktor beban ulimit untuk beban kendaraan sebesar = 1

$$q_{TC} = 15 \text{ kN (Tabel 2.8)}$$

$$q_u = 15 \times \text{Faktor Beban}$$

$$M_{TC} = 15 \times l \times h$$

$$= 15 \times 1 \times 0.55$$

$$= 8.25 \text{ kNm}$$

Setelah perhitungan pembebanan selesai kemudian dilakukan perhitungan tulangan pada struktur parapet sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{2.225 + 9}{0.8} \\ &= 114.031 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{14.031 \times 10^6}{1000 \times 200^2} \\ &= 0.974 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \end{aligned}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.764$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.764 \times 0.974}{420}} \right)$$

$$= 0.002$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$A_{s\min \text{ Tul. Utama}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

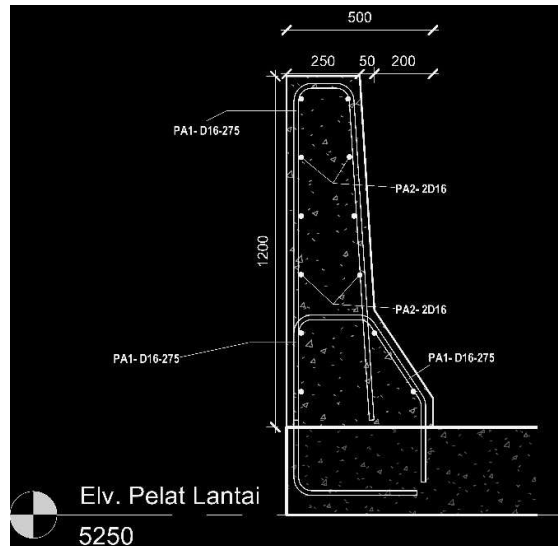
$$= 0.003 \times 200 \times 1000$$

$$= 666.7 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D16-275 (731 mm}^2\text{)}$$

$$A_{s\min \text{ Tul. Bagi}} = 0.5 A_{s\min \text{ Tul. Utama}}$$

$$= 0.5 \times 666.7$$

$$= 333.3 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai 2D16 (402 mm}^2\text{)}$$



Gambar 4. 6 Penulangan Parapet
Sumber: Penulis

4.1.4.2 Plat Lantai

Perhitungan plat lantai dilakukan dengan menghitung beban mati yaitu berat plat lantai sendiri dan beban mati tambahan yang terdiri dari beban aspal dan parapet. Selain beban mati plat lantai juga menahan beban hidup yaitu dari beban lalu lintas dan beban angin. Sebelum melakukan perhitungan terlebih dahulu menentukan parameter perhitungan sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c'25$
- BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = $f_y 420$ MPa
- Koef. Red = 1.3 (SNI 1725-2016)
- Selimut beton = 35 mm
- Lebar total jembatan = 17.85 m
- Tebal plat lantai = 0.3 m
- Panjang bentang = 43 m
- Tebal aspal = 0.05 m
- Jarak antar girder = 1.85 m

Setelah menentukan parameter perhitungan dilanjutkan untuk melakukan perhitungan analisa beban plat lantai jembatan sebagai berikut:

a Beban mati akibat berat sendiri

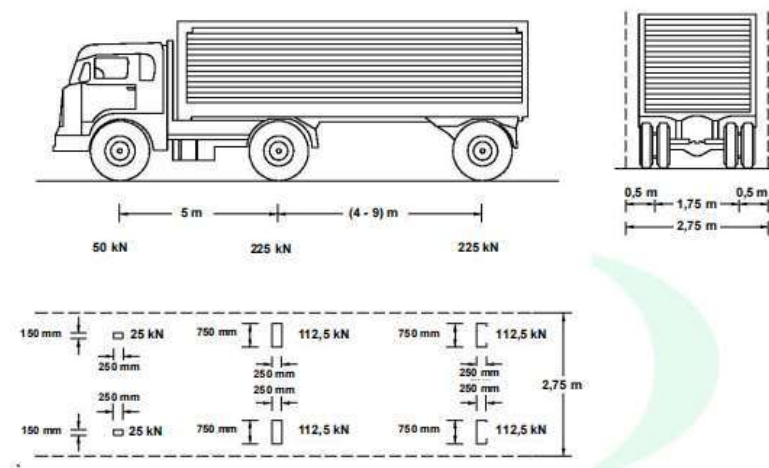
$$\begin{aligned}
 Q &= b \times h \times BJ \\
 &= 1 \times 0.3 \times 25 \\
 &= 7.5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b Beban mati tambahan

Tabel 4. 15 Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

No	JENIS	TEBAL	BERAT	BEBAN
		(m)	(kN/m ³)	kN/m
1.	Lapisan aspal	0.05	22.00	1.10
2.	Air hujan	0.05	9.80	0.49
Beban mati tambahan				1.59

c Beban lalu lintas truk



Gambar 4. 7 Beban Lalu Lintas Truk

Sumber: SNI 1725-2016

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya $T = 125 \text{ kN}$

Faktor beban batas layan ultimit $y_U = 1.8$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil, $DLA = 0.30$

Beban truk "T"

$$\begin{aligned}
 PTT &= T \times (1 + DLA) \times y_U \\
 &= 125 \times (1 + 0.30) \times 1.8 \\
 &= 292.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d Beban angin

$$\text{Faktor beban ultimit } E_w = 1.46 \text{ kN/m}$$

Beban angin kendaraan diterapkan tegak lurus terhadap arah beban kendaraan dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Tekanan angin diterapkan sebagai beban merata sebesar 1,46 kN/m

$$C_w = 1.2$$

$$LT1 = \text{Lebar tangkapan angin gandar depan} = 4 \text{ m}$$

$$LT2 = \text{Lebar tangkapan angin gandar tengah} = 4.5 \text{ m}$$

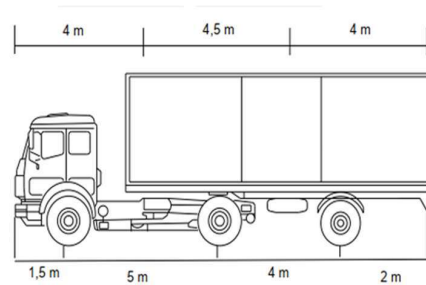
$$LT3 = \text{Lebar tangkapan angin gandar belakang} = 4 \text{ m}$$

$$T_{EW} = E_w \times LT$$

$$T_{EW1} = 5.84$$

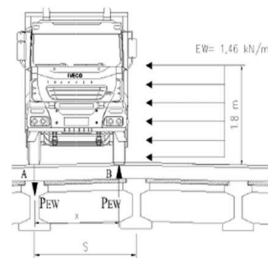
$$T_{EW2} = 6.57$$

$$T_{EW3} = 5.84$$



Gambar 4. 8 Pembagian Beban Truk

Sumber: Penulis



Gambar 4. 9 Gaya Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sumber: SNI 1725-2016

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan

dengan tinggi 2,00 m diatas lantai jembatan, $h = 1.8 \text{ m}$

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

Transfer beban angin ke lantai jembatan

$$P_{EW} = \left[\left(\frac{h}{x} \right) T_{EW} \right]$$

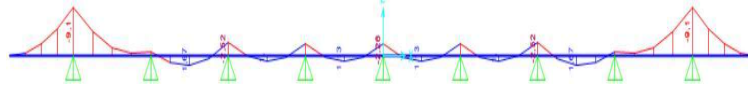
$$P_{EW} = 6.76 \text{ kN}$$

e Beban terpusat barrier

Berasal dari beban parapet = 9.75 kN

Setelah seluruh beban dihitung dilanjutkan melakukan perhitungan momen plat lantai kendaraan menggunakan aplikasi SAP2000 sebagai berikut:

1. Momen beban mati beban sendiri



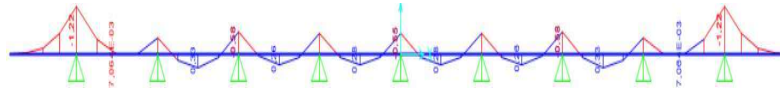
Gambar 4. 10 Momen Beban Mati Sendiri

Sumber: Penulis

$$\text{Momen tumpuan} = 9.100 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan} = 1.670 \text{ kNm}$$

2. Momen beban mati tambahan



Gambar 4. 11 Momen Beban Mati Tambahan

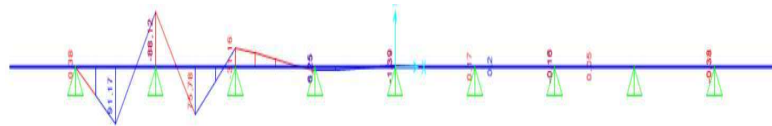
Sumber: Penulis

$$\text{Momen tumpuan} = 1.220 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan} = 0.330 \text{ kNm}$$

3. Momen beban Truk

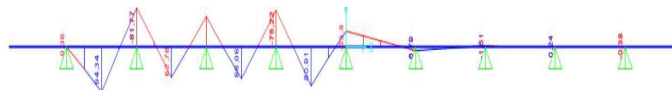
a Beban truk kondisi 1



Gambar 4. 12 Beban Truk Kondisi 1

Sumber: Penulis

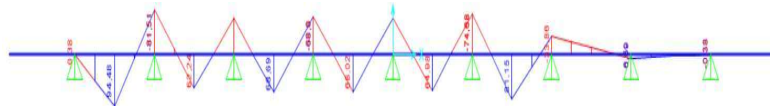
b Beban truk kondisi 2



Gambar 4. 13 Beban Truk Kondisi 2

Sumber: Penulis

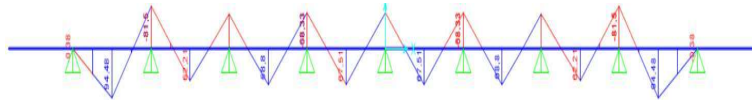
c Beban truk kondisi 3



Gambar 4. 14 Beban Truk Kondisi 3

Sumber: Penulis

d Beban truk kondisi 4



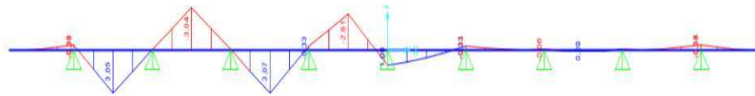
Gambar 4. 15 Beban Truk Kondisi 4

Sumber: Penulis

Momen tumpuan = 88.12 kNm

Momen lapangan = 94.48 kNm

4. Momen beban angin



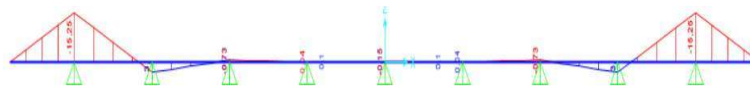
Gambar 4. 16 Momen Beban Angin

Sumber: Penulis

Momen tumpuan = 3.040 kNm

Momen lapangan = 3.050 kNm

5. Momen akibat barrier



Gambar 4. 17 Momen Akibat Beban Barrier

Sumber: Penulis

Momen tumpuan = 15.250 kNm

Momen lapangan = 3.000 kNm

Tabel 4. 16 Jenis Beban yang Diterima Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	K_{MS}	9.100	1.670
2	Beban mati tambahan	K_{MA}	16.470	0.330
3	Beban truk "T"	K_{TT}	88.120	94.480
4	Beban angin	K_{EW}	3.040	3.050
5	Beban Terpusat Barrier	K_{br}	15.250	3.000

Setelah dilakukan perhitungan momen selanjutnya dilakukan perhitungan pembebanan menggunakan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan peraturan SNI 1725:2016 sebagai berikut

1. Kombinasi beban layan I

Tabel 4. 17 Kombinasi Beban Layan I

No	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.00	9.100	1.670	9.100	1.670
2	Beban mati tambahan	1.00	16.470	0.330	16.470	0.330
3	Beban truk "T"	1.00	88.120	94.480	88.120	94.480
4	Beban angin	0.30	3.040	3.050	0.912	0.915
5	Beban Barrier	1.00	15.250	3.000	15.250	3.000
Total momen ultimit pelat, M _u =					114.602	97.395

2. Kombinasi beban layan II

Tabel 4. 18 Kombinasi Beban Layan II

No	Jenis Beban			Faktor	M tumpuan	M lapangan	M _u tumpuan	M _u lapangan
				Beban	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri			1.00	9.100	1.670	9.100	1.670
2	Beban mati tambahan			1.00	16.470	0.330	16.470	0.330
3	Beban truk "T"			0.80	88.120	94.480	70.496	75.584
4	Beban angin			0.00	3.040	3.050	0.000	0.000
5	Beban Barrier			1.00	15.250	3.000	15.250	3.000
Total momen ultimit pelat, M _u =							96.066	77.584

3. Kombinasi beban kuat I

Tabel 4. 19 Kombinasi Beban Kuat I

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)	M _u tumpuan (kNm)	M _u lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	9.100	1.670	11.830	2.171
2	Beban mati tambahan	2.00	16.470	0.330	32.940	0.660
3	Beban truk "T"	1.80	88.120	94.480	158.616	170.064
4	Beban angin	0.00	3.040	3.050	0.000	0.000
5	Beban Barrier	2.00	15.250	3.000	30.500	6.000
Total momen ultimit pelat, M _u =					203.386	172.895

4. Kombinasi beban kuat II

Tabel 4. 20 Kombinasi Beban Kuat II

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)	M _u tumpuan (kNm)	M _u lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	9.100	1.670	11.830	2.171
2	Beban mati tambahan	2.00	16.470	0.330	32.940	0.660
3	Beban truk "T"	1.40	88.120	94.480	123.368	132.272
4	Beban angin	0.00	3.040	3.050	0.000	0.000
5	Beban Barrier	2.00	15.250	3.000	30.500	6.000
Total momen ultimit pelat, M _u =					168.138	135.103

Setelah melakukan perhitungan momen dan perhitungan pembebanan pada plat lantai, selanjutnya melakukan perhitungan penulangan untuk plat lantai dengan langkah sebagai berikut:

a. Penulangan lentur negatif (Tumpuan)

Kombinasi Pembebanan yang digunakan adalah Kuat I

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{203.386}{0.8} \\
 &= 254.233 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{254.233 \times 10^6}{1000 \times 265^2}$$

$$= 3.620 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.764$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.764 \times 3.620}{420}} \right)$$

$$= 0.009$$

$\rho_{min} < \rho$, maka dipakai ρ

$$\begin{aligned} A_{smin} \text{ Tul. Utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0.009 \times 265 \times 1000 \\ &= 2552 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D22-150 (2535 mm}^2\text{)} \\ A_{smin} \text{ Tul. Bagi} &= 0.5 A_{smin} \text{ Tul. Utama} \\ &= 0.5 \times 2552 \\ &= 1261 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D16 - 150 (1341 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

b. Penulangan lentur positif (Lapangan)

Kombinasi Pembebanan yang digunakan adalah Kuat I

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{172.89}{0.8} \\ &= 216.119 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{216.119 \times 10^6}{1000 \times 265^2} \\ &= 3.077 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0.025 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{420} \\ &= 0.003 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.764$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.764 \times 3.077}{420}} \right)$$

$$= 0.007$$

$\rho_{\min} < \rho$, maka dipakai ρ

$$A_{\text{Smin Tul. Utama}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

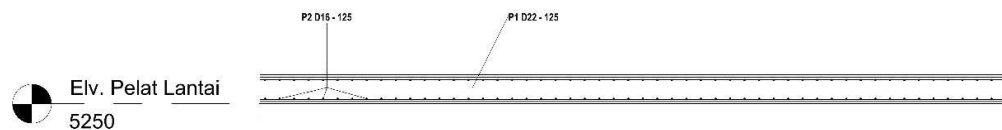
$$= 0.007 \times 265 \times 1000$$

$$= 2108 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D22-150 (2535 mm}^2\text{)}$$

$$A_{\text{Smin Tul. Bagi}} = 0.5 A_{\text{Smin Tul. Utama}}$$

$$= 0.5 \times 2108$$

$$= 1054 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D16 - 150 (1341 mm}^2\text{)}$$



Gambar 4. 18 Penulangan Pelat Lantai

4.1.4.3 Diafragma

Perhitungan diafragma dilakukan dengan menghitung berat diafragma itu sendiri dan tidak menahan beban apapun di atasnya. Dalam melakukan perhitungan ini hal yang dilakukan pertama adalah menentukan parameter perhitungannya terlebih dahulu.

- Mutu beton = $f_c' 25$
- Mutu baja = $f_y 420$ MPa
- Selimut beton = 25 mm
- Tebal diafragma = 0.2 m
- b diafragma = 1.650 m
- BJbeton = 2500 kg/m³
- Koef. Red = 1.3 (SNI 1725-2016)
- h diafragma = 1.645 m
- h efektif = 1.595 m
- b efektif = 1.600 m

$$\begin{aligned}
 Q &= 1.3 \times h \times t \times BJ \\
 &= 1.3 \times 1.645 \times 0.2 \times 25 \\
 &= 10.693 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian dilanjutkan untuk perhitungan tulangan diafragma sebagai berikut:

Penulangan Arah X

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times Q_{\text{diafragma}} \times \frac{1}{2} L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 10.693 \times 0.825^2 \\
 &= 0.910 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nx} &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{0.910}{0.8} \\
 &= 1.137 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1.137 \times 10^6}{200 \times 1000^2} \\
 &= 0.006 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.765$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 1.137}{420}} \right)$$

$$= 0.00005$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

Asmin Tul. Utama Arah X = $\rho_{\min} \times t \times b_{ef}$

$$= 0.003 \times 200 \times 1600$$

$$= 1067 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D16-175 (1149 mm}^2\text{)}$$

Penulangan Arah Y

$$M_u = \frac{1}{8} \times Q_{\text{diafragma}} \times \frac{1}{2} L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 10.693 \times 0.8225^2$$

$$= 0.904 \text{ kN/m}$$

$$M_{nx} = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{0.904}{0.8}$$

$$= 1.130 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{1.130 \times 10^6}{200 \times 1000^2}$$

$$= 0.006 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

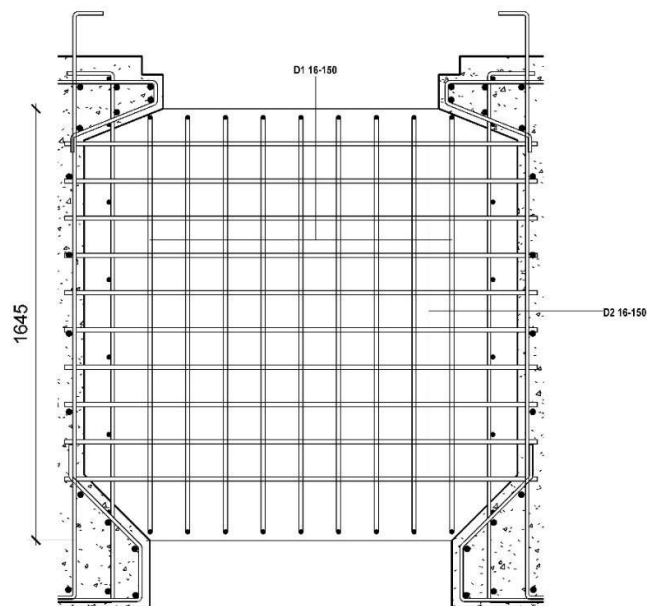
$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{420}{0.85 \times 25} \\
 &= 19.765 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 1.130}{420}} \right) \\
 &= 0.00005
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} > \rho$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin Tul. Utama Arah Y} &= \rho_{min} \times t \times b_{ef} \\
 &= 0.003 \times 200 \times 1595 \\
 &= 1063 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D16-175 (1149 mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 19 Penulangan Diafragma

4.1.4.4 Plat Deck

Untuk melakukan perhitungan plat deck, hal yang dilakukan adalah menentukan parameter untuk pembebanan plat deck sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c' 25 \text{ MPa}$
- BJbeton = 2500 kg/m^3
- Mutu baja = $f_y 420 \text{ MPa}$
- Lebar plat deck (L) = 1210 mm
- Selimut beton = 30 mm
- Panjang plat deck (P) = 1000 mm
- Tebal diafragma = 70 mm
- tebal efektif = 40 mm

Perhitungan beban hidup plat deck diasumsikan orang dan beban mati yaitu beban plat lantai dan beban plat deck sendiri, seperti perhitungan yang berada dibawah:

Tabel 4. 21 Beban yang Bekerja pada Pelat Deck

Beban	Tebal (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	γ	q (kN/m)
Beban Hidup				
Orang			1	1
			qDTOTAL	1
Beban mati				
Plat lantai	0.30	25	1.3	9.75
Air Hujan	0.05	0.99	0.99	0.0490
Plat Deck	0.07	25	1.3	2.275
			qDTOTAL	12.0740

Setelah menghitung beban dilanjutkan perhitungan momen di arah x dan arah y, dengan langkah – langkah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{a } M_u &= \frac{1}{8} q_{\text{tot}} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 12.074 \times 0.6^2 \\
 &= 0.543 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b Inersia Diafragma

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1210 \times 0.07^2
 \end{aligned}$$

$$= 0.0000345 \text{ kN/m}$$

c Modulus Elastisitas Beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \sqrt{25} \\ &= 235000000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d Lendutan Maksimal

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{maks}} &= \frac{1}{300} b \\ &= \frac{1}{300} \times 1200 \\ &= 0.004 \text{ m} \\ &= 4 \text{ mm} \end{aligned}$$

e Lendutan Ijin

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{M \times L^2}{6 \times E_c \times I} \\ &= \frac{0.543 \times 1.2^2}{6 \times 235000000 \times 0.0000343} \\ &= 0.0000665 \text{ m} \\ &= 0.066 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\Delta < \Delta_{\text{maks}}$ OK, plat dek mampu menahan lendutan akibat beban-beban diatasnya.

Setelah dilakukan perhitungan lendutan dilanjutkan perhitungan plat lantai sebagai berikut:

Penulangan Arah X

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times Q_{\text{tot}} \times \frac{1}{2} L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 12.074 \times 0.6^2 \end{aligned}$$

$$= 0.543 \text{ kN/m}$$

$$M_{nx} = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{0.543}{0.8}$$

$$= 0.679 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{0.679 \times 10^6}{1000 \times 40^2}$$

$$= 0.354 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.765$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 0.351}{420}} \right) \\ &= 0.00008\end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned}\text{Asmin Tul. Utama Arah X} &= \rho_{\min} \times t_{\text{ef}} \times L \\ &= 0.003 \times 40 \times 1210 \\ &= 161.33 \text{ mm}^2 \text{ Dipakai D10-250 (314 mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

$$\begin{aligned}M_u &= \frac{1}{8} \times Q_{\text{tot}} \times \frac{1}{2} L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 12.074 \times 0.5^2 \\ &= 0.377 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nx} &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{0.377}{0.8} \\ &= 0.472 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{0.472 \times 10^6}{1000 \times 40^2} \\ &= 0.295 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.765$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 0.295}{420}} \right)$$

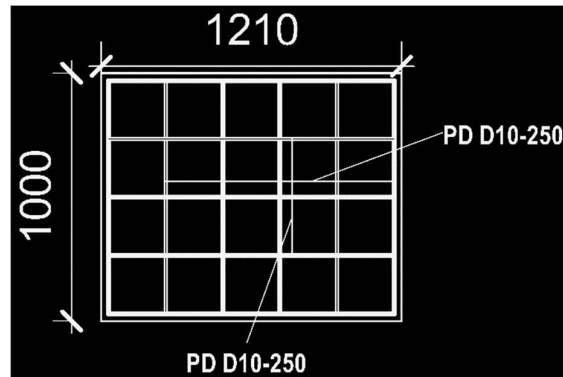
$$= 0.00007$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$\text{Asmin Tul. Utama Arah Y} = \rho_{\min} \times t_{\text{ef}} \times p$$

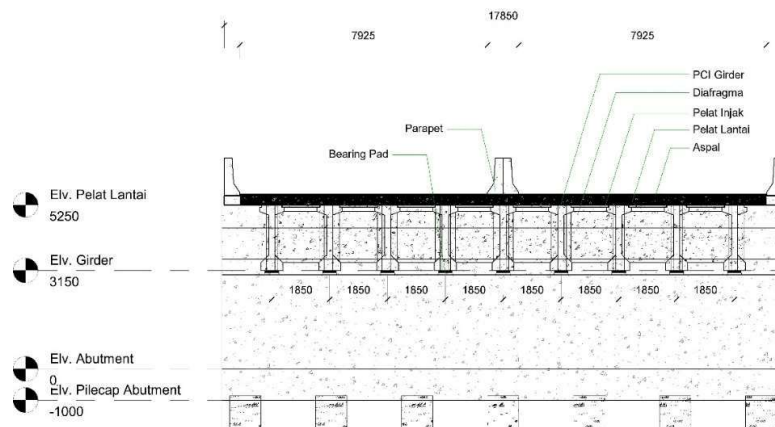
$$= 0.003 \times 40 \times 1000$$

$$= 133.33 \text{ mm}^2 \text{ Dipakai D10-250 (314 mm}^2\text{)}$$



Gambar 4. 20 Penulangan Pelat Deck

4.1.4.5 PCI Girder



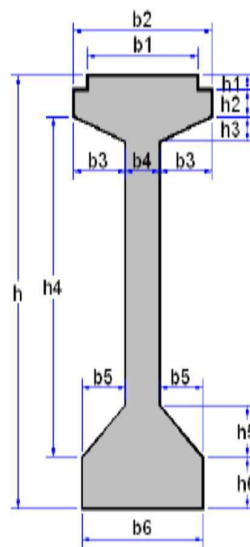
Gambar 4. 21 Potongan Melintang Jembatan

Sebelum melakukan perencana PCI Girder, perencana menetapkan parameter untuk menjadi acuan dalam perhitungan perencanaan sebagai berikut:

- L Jembatan = 17850 mm
- fc' gelagar stressing = 40 MPa
- Bentang Jembatan = 43000 mm
- Ec gelagar 28 hari = 33234 MPa
- H girder = 2100 mm
- Ec prestressing = 29725.41 MPa
- BJ Beton = 25 kN/m³
- fc' gelagar 28 hari = 50 MPa
- Jarak Girder = 1850 mm

Parameter tersebut mengacu pada spesifikasi produk PT. Wijaya Karya Beton. Dalam melakukan perhitungan perencanaan gelagar, dilakukan dalam

dua kondisi yaitu kondisi non-komposit dan kondisi komposit, seperti dijelaskan sebagai berikut:



Gambar 4. 22 Gelagar Non-Komposit

Tabel 4. 22 Dimensi I-Girder

Kode	Lebar (m)	Kode	Lebar (m)
b_1	0.64	h_1	0.07
b_2	0.80	h_2	0.13
b_3	0.30	h_3	0.12
b_4	0.20	h_4	1.645
b_5	0.25	h_5	0.25
b_6	0.70	h_6	0.255
h		2.100	m

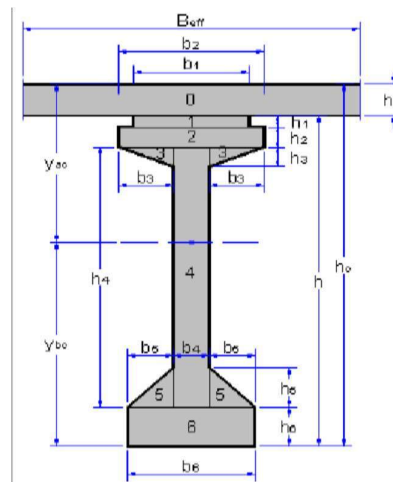
Tabel 4. 23 Propertis I-Girder Non Kompsit

No	Dimensi		Luas Tampang (A) (m ²)	Jarak thd Alas y (m)	Statis Momen A * y (m ³)	Inertia Momen A * y ² (m ⁴)	Inersia Momen I _o (m ⁴)
	Lebar (b) (m)	Tinggi (h) (m)					
1	0.64	0.07	0.0448	2.065	0.09251	0.19104	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.965	0.20436	0.40157	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.860	0.06696	0.12455	0.00003
4	0.20	1.65	0.3290	1.078	0.35450	0.38197	0.07419

No	Dimensi		Luas Tampang (A) (m ²)	Jarak thd Alas y (m)	Statis Momen A * y (m ³)	Inertia Momen A * y ² (m ⁴)	Inersia Momen Io (m ⁴)
	Lebar (b) (m)	Tinggi (h) (m)					
5	0.25	0.25	0.0625	0.338	0.02115	0.00715	0.00022
6	0.70	0.26	0.1785	0.128	0.02276	0.00290	0.00097
Total			0.7548		0.76223	1.10918	0.07557

- a Luas Penampang balok prategang (A) = 0.7548 m²
- b Letak titik berat dari sisi bawah gelagar (yb) = $\frac{\sum Axy}{\sum A}$
= $\frac{0,762}{0,754}$
= 1.010 m
- c Jarak titik berat dari sisi atas gelagar (ya) = h – yb
= 2,1 – 1,010
= 1,090 m
- d Modulus penampang gelagar sisi atas (Sa) = $\frac{Ix}{Ya}$
= 0,3806 m³
- e Modulus penampang gelagar sisi bawah (Sb) = $\frac{Ix}{Yb}$
= 0,4109 m³
- f Momen inersia terhadap alas balok (Ib) = 1.18475 m⁴
- g Momen inersia terhadap titik berat balok(Ix) = 0.41500 m⁴

Setelah perhitungan balok non-komposit dilanjutkan melakukan perhitungan kondisi gelagar prategang komposit atau kondisi ketika plat deck dan plat lantai sudah sesuai dengan kuat rencana. Perhitungan balok prategang komposit seperti dibawah ini:



Gambar 4. 23 Gelagar Komposit
Sumber: Penulis

Tabel 4. 24 Propertis I-Girder Komposit

No	Dimensi		Luas	Jarak	Statis	Inertia	Inersia
	Lebar	Tinggi	Tampang	thd	Momen	Momen	Momen
	(b)	(h)	(A _c)	Alas	A _c * y	A _c * y ²	I _{co}
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
0	1.31	0.30	0.3917	2.250	0.88123	1.98277	0.00294
1	0.64	0.07	0.0448	2.065	0.09251	0.19104	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.965	0.20436	0.40157	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.860	0.06696	0.12455	0.00003
4	0.20	1.65	0.3290	1.078	0.35450	0.38197	0.07419
5	0.25	0.25	0.0625	0.338	0.02115	0.00715	0.00022
6	0.70	0.26	0.1785	0.128	0.02276	0.00290	0.00097
Total			1.1465		1.64347	3.09195	0.07851

- a Tinggi gelagar komposit (h_{cg}) = h_{gelagar} + h_{plat}
= 2,1 + 0,3
= 2,4 m
- b Lebar plat efektif balok komposit (B_e) = Jarak antar gelagar
= 1,85 m

- c Luas Penampang balok prategang (A) = 1.1465 m²
- d Letak titik berat dari sisi bawah gelagar (ybc) = $\frac{\sum Axy}{\sum A}$
 $= \frac{1.643}{1.1465}$
 $= 1.434 \text{ m}$
- e Jarak titik berat dari sisi atas gelagar (yac) = $h_{\text{GELAGAR}} - ybc$
 $= 1.310 \text{ m}$
 $= 2,1 - 1.434$
 $= 0.966 \text{ m}$
- f Lebar plat ekivalen balok komposit (B_{eff}) = 1.310 m
- g Momen inersia terhadap alas balok (I_{bc}) = 3.17045 m⁴
- h Momen inersia terhadap titik berat balok komposit (I_{xc}) = 0.8145 m⁴
- i Tahanan momen sisi atas pelat (W_{ac}) $W_{ac} = I_{xc} / y_{ac} = 0.84277 \text{ m}^3$
- j Tahanan momen sisi atas balok (W'_{ac}) $W'_{ac} = I_{xc} / (y_{ac} - h_0) = 1.22212 \text{ m}^3$
- k Tahanan momen sisi bawah balok (W_{bc}) = 0.56820 m³

Setelah melakukan perhitungan komponen gelagar, selanjutnya dilakukan perhitungan pembebanan yang ditumpu gelagar. Beban tersebut terdiri dari beban hidup dan beban mati, seperti dijelaskan sebagai berikut:

g. Berat sendiri (MS)

1. Berat balok prategang

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok prategang} &= 43.00 \text{ m} \\ \text{Luas penampang (A)} &= 0.755 \text{ m}^2 \\ \text{Berat balok prategang (W)} &= A \times L \times W \\ &= 0.755 \times 43 \times 25 \\ &= 811.4 \text{ kN} \\ Q \text{ balok} &= W / L \\ &= 811.4 / 43 \\ &= 18.870 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 4. 25 Beban Sendiri (MS)

No.	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q_{MS}	V_{MS}	M_{MS}
		(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ³)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Balok prategang					18.870	405.705	4361.329
2	Pelat lantai	1.85	0.30	0.555	25.00	13.875	298.313	3206.859
3	Deck slab	1.21	0.07	0.085	25.00	2.118	45.526	489.407
4	Diafragma					4.388	94.341	1014.163
Total						39.250	843.885	9071.758

Rumus perhitungan gaya geser dan momen pada berat sendiri (MS)

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times Q_{MS} \times L \text{ (kN)}$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times Q_{MS} \times L^2 \text{ (kNm)}$$

h. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah beban yang ditumpu suatu struktur dalam hal ini girder yang merupakan beban elemen non struktural dan besarnya mungkin dapat berubah selama masa umur jembatan. Perhitungan beban mati girder sebagai berikut:

Tabel 4. 26 Beban Mati Tambahan (MA)

No.	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q_{MA}	V_{MA}	M_{MA}
		(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ³)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Aspal + overlay	1.85	0.05	0.0925	22.000	2.035	43.753	470.339
2	Air hujan	1.85	0.05	0.0925	9.800	0.907	19.490	209.515
Total						2.942	63.242	679.854

Rumus perhitungan gaya geser dan momen pada berat sendiri (MS)

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \times Q_{MA} \times L \text{ (kN)}$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \times Q_{MA} \times L^2 \text{ (kNm)}$$

i. Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur terdiri dari beban lajur terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Perhitungan beban lajur sebagai berikut:

4. Beban terbagi rata (BTR)

$$(3) q = 8.0 \text{ kPa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$(4) q = 8.0 \times \left(0.5 + \frac{15}{L} \right) \text{ untuk } L > 30 \text{ m}$$

perhitungan beban terbagi rata pada perencanaan ini menggunakan rumus 2 dikarenakan panjang dari jembatan lebih dari 30 m.

$$q = 8.0 \times \left(0.5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$= 6.79 \text{ kPa}$$

$$QTD = q \times \text{jarak antar girder}$$

$$= 12.56 \text{ kN/m}$$

5. Beban garis terpusat (BGT)

Menurut SNI 1725 : 2016 beban garis terpusat sebesar $p = 49 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis untuk beban garis terpusat sebagai berikut:

Tabel 4. 27 Beban Garis Terpusat (BGT)

DLA = 0,4	untuk $L \leq 50 \text{ m}$
DLA = $0,4 - 0,0025 \times (L - 50)$	untuk $50 < L < 90 \text{ m}$
DLA = 0,3	untuk $L \geq 50 \text{ m}$

Sumber: SNI 1725 - 2016

Perhitungan factor beban dinamis (DLA)

$$DLA = 0.40$$

$$PTD = (1 + DLA) \times p \times s$$

$$= 126.91 \text{ kN}$$

6. Gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat beban lajur (TD):

$$V_{TD} = 1/2 \times Q_{TD} \times L + 1/2 \times P_{TD} = 333.56 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = 1/8 \times Q_{TD} \times L^2 + 1/4 \times P_{TD} \times L = 4267.86 \text{ kNm}$$

j. Beban akibat gaya rem (TB)

Beban gaya rem dihitung sebagai gaya dalam arah horizontal yang bekerja pada jarak 1.8 meter diatas permukaan jembatan berikut merupakan perhitungan besar gaya rem:

Tabel 4. 28 Beban Akibat Gaya Rem (TB)

Gaya rem, $H_{TB} =$	250 kN	untuk $L_t < 80 \text{ m}$
Gaya rem, $H_{TB} =$	$250 + 2,5 \times (L_t - 80) \text{ kN}$	untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$

Gaya rem, $H_{TB} =$	500 kN	untuk $L_t > 180$ m
----------------------	--------	---------------------

Sumber: SNI 1725 - 2016

Karena jembatan memiliki bentang kurang dari 80 m untuk besarnya gaya rem adalah 250 kN

1. Gaya rem untuk $L < 80$ m

$$T_{TB} = H_{TB} / n_{\text{balok}} = 27.78$$

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

$$P_{TD} = p \times \text{jarak antar girder} = 90.65 \text{ kN}$$

$$T_{TB} = 0,05 * (Q_{TB} * L + P_{TB}) = 31.54 \text{ kN}$$

Diambil nilai terbesar yaitu 31.54 kN

3. Beban momen akibat gaya rem

$$y = 1.80 + h_0 + h_a + y_{ac}$$

$$= 3.12 \text{ m}$$

4. Gaya geser dan momen maksimum akibat gaya rem

$$M = T_{TB} \times y = 98.30 \text{ kNm}$$

$$V_{TB} = M / L = 2.29 \text{ kN}$$

$$M_{TB} = 1/2 * M = 49.15 \text{ kNm}$$

k. Beban Angin (EW)

Beban angin adalah beban garis merata arah horizontal pada permukaan lantai kendaraan akibat angin yang meniup. Perhitungan beban angin sebagai berikut:

$$T_{EW} = 0,0012 * C_w * (V_w)^2$$

Tabel 4. 29 Beban Angin

C_w = koefisien seret	= 1.20
V_w = kecepatan angin rencana	= 35 m/dt
$T_{EW} = 0,0012 * C_w * (V_w)^2 =$	= 1.76 kN/m

Sumber: SNI 1725 – 2016

Bidang vertikal memiliki tinggi 2m diatas lantai jembatan $h = 2$ m

Jarak antar roda kendaraan = 1.75 m

Transfer beban angin ke lantai jembatan Q_{ew} = 1.006 kN/m

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin

$$V_{EW} = 1/2 * Q_{EW} * L = 21.623 \text{ kN}$$

$$M_{EW} = 1/8 * Q_{EW} * L^2 = 232.45 \text{ kNm}$$

1. Beban gempa

Beban gempa adalah beban dengan gaya vertikal pada balok prategang dengan perhitungan sebagai berikut:

Berat total yang bekerja berupa berat sendiri dan berat mati tambahan

$$\text{Berat sendiri} = 39.25 \text{ kNm}$$

$$\text{Beban mati tambahan} = 2.942 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat} &= (\text{Beban sendiri} + \text{beban tambahan}) \times L \\ &= (39.925 + 2.942) \times 43 \\ &= 1814.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen inersia balok prategang} = 0.815 \text{ m}^4$$

$$\text{Modulus elastisitas} = 33234 \text{ MPa}$$

$$\text{Kekakuan balok prategang} = 16343 \text{ kN/m}$$

Waktu getar

$$\begin{aligned} T &= 2 * \pi * \sqrt{W_t / (g * K_p)} \\ &= 2 * 3.14 * \sqrt{1814.25 / (9.81 * 16343)}^{1/2} \\ &= 0.6685 \text{ detik} \end{aligned}$$

Nilai C untuk daerah kabupaten majalengka adalah 0.125

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh dengan $F = 1.25 - 0.0225 \times n$

Untuk $n = 1$

$$F = 1.25 - 0.025 * n = 1.225$$

$$\text{Faktor tipe untuk struktur } S = 1.3 \times F = 1.5925$$

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal } K_h = C \times S = 0.1991$$

$$\text{Koefisien beban gempa vertikal } K_v = 50\% \times K_h = 0.0995 < 0.10$$

Maka diambil $K_v = 0.10$

e Gaya gempa vertikal

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_v * W_t \\ &= 0.10 \times 1814.25 \\ &= 181.4254 \text{ kN} \end{aligned}$$

f Beban gempa vertikal

$$\begin{aligned} Q_{EQ} &= T_{EQ} / L \\ &= 181.4254 / 43 \\ &= 4.219 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

g Gaya geser

$$\begin{aligned} V_{EQ} &= 1/2 * Q_{EQ} * L \\ &= 1/2 * 4.219 * 43 \\ &= 90.713 \text{ kN} \end{aligned}$$

h Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= 1/8 * Q_{EQ} * L^2 \\ &= 1/8 * 4.219 * 43^2 \\ &= 975.16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Resume momen dan gaya geser pada balok prategang

Tabel 4. 30 Resume Momen dan Gaya Geser pada Balok Pretegang

No	Jenis beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)	M (kNm)	Keterangan
1	Berat balok prategang	balok	18.870	-	-	Beban merata Q_{balok}
2	Berat pelat	pelat	13.875	-	-	Beban merata Q_{pelat}
3	Berat sendiri	MS	39.250	-	-	Beban merata Q_{MS}
4	Beban mati tambahan	MA	2.942	-	-	Beban merata Q_{MA}
5	Lajur "D"	TD	12.56	126.9	-	Beban Q_{TD} dan P_{TD}
6	Gaya rem	TB	-	-	98.30	Beban merata Q_{TB}
7	Angin	EW	1.006	-	-	Beban merata Q_{EW}
8	Gempa	EQ	4.219	-	-	Beban merata Q_{EQ}

d Momen maksimum akibat berat balok:

$$\begin{aligned} M_{balok} &= 1/8 * Q_{balok} * L^2 \\ &= 1/8 * 18.870 * 43^2 \\ &= 4361.33 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e Momen maksimum akibat berat plat :

$$\begin{aligned} M_{pelat} &= 1/8 * Q_{pelat} * L^2 \\ &= 1/8 * 13.875 * 43^2 \\ &= 3206.86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f Momen pada balok prategang

Tabel 4. 31 Momen pada Balok Prategang

Jarak	Momen pada balok prategang akibat beban						
	Berat	Brk Sendiri	Mati tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN/m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	396.27	824.26	61.77	327.27	2.29	21.12	88.60
2.0	773.67	1609.27	120.60	641.98	4.57	41.23	172.99
3.0	1132.20	2355.03	176.49	944.13	6.86	60.34	253.15
4.0	1471.86	3061.53	229.44	1233.72	9.14	78.45	329.10
5.0	1792.65	3728.79	279.44	1510.74	11.43	95.54	400.82
6.0	2094.57	4356.80	326.51	1775.20	13.72	111.63	468.33
7.0	2377.62	4945.56	370.63	2027.10	16.00	126.72	531.62
8.0	2641.80	5495.06	411.81	2266.43	18.29	140.80	590.69
9.0	2887.11	6005.32	450.05	2493.20	20.57	153.87	645.54
10.0	3113.55	6476.32	485.35	2707.41	22.86	165.94	696.17
11.0	3321.12	6908.08	517.70	2909.06	25.15	177.01	742.58
12.0	3509.82	7300.58	547.12	3098.14	27.43	187.06	784.77
13.0	3679.65	7653.84	573.59	3274.66	29.72	196.11	822.74
14.0	3830.61	7967.84	597.12	3438.62	32.01	204.16	856.50
15.0	3962.70	8242.59	617.72	3590.01	34.29	211.20	886.03
16.0	4075.92	8478.10	635.36	3728.84	36.58	217.23	911.35
17.0	4170.27	8674.35	650.07	3855.11	38.86	222.26	932.44
18.0	4245.75	8831.35	661.84	3968.82	41.15	226.29	949.32
19.0	4302.36	8949.10	670.66	4069.96	43.44	229.30	961.98
20.0	4340.10	9027.60	676.55	4158.54	45.72	231.31	970.41
21.0	4358.97	9066.85	679.49	4234.56	48.01	232.32	974.63
21.5	4361.33	9071.76	679.85	4267.86	49.15	232.45	975.16
22.0	4358.97	9066.85	679.49	4298.01	50.29	232.32	974.63
23.0	4340.10	9027.60	676.55	4348.91	52.58	231.31	970.41
24.0	4302.36	8949.10	670.66	4387.24	54.87	229.30	961.98
25.0	4245.75	8831.35	661.84	4413.00	57.15	226.29	949.32
26.0	4170.27	8674.35	650.07	4426.21	59.44	222.26	932.44
27.0	4075.92	8478.10	635.36	4426.85	61.72	217.23	911.35
28.0	3962.70	8242.59	617.72	4414.93	64.01	211.20	886.03
29.0	3830.61	7967.84	597.12	4390.44	66.30	204.16	856.50
30.0	3679.65	7653.84	573.59	4353.39	68.58	196.11	822.74
31.0	3509.82	7300.58	547.12	4303.78	70.87	187.06	784.77
32.0	3321.12	6908.08	517.70	4241.61	73.15	177.01	742.58
33.0	3113.55	6476.32	485.35	4166.88	75.44	165.94	696.17

34.0	2887.11	6005.32	450.05	4079.58	77.73	153.87	645.54
35.0	2641.80	5495.06	411.81	3979.72	80.01	140.80	590.69
36.0	2377.62	4945.56	370.63	3867.29	82.30	126.72	531.62
37.0	2094.57	4356.80	326.51	3742.30	84.59	111.63	468.33
38.0	1792.65	3728.79	279.44	3604.76	86.87	95.54	400.82
39.0	1471.86	3061.53	229.44	3454.64	89.16	78.45	329.10
40.0	1132.20	2355.03	176.49	3291.97	91.44	60.34	253.15
41.0	773.67	1609.27	120.60	3116.73	93.73	41.23	172.99
42.0	396.27	824.26	61.77	2928.93	96.02	21.12	88.60
43.0	0.00	0.00	0.00	2728.57	98.30	0.00	0.00

g Kombinasi momen pada balok prategang

Tabel 4. 32 Kombinasi Momen pada Balok Prategang

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 +TB*1,8	MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3	MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8	MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	1788.29	1221.93	1149.68	1613.24
2.0	3497.05	2388.80	2247.11	3152.80
3.0	5126.30	3500.61	3292.31	4618.66
4.0	6676.02	4557.37	4285.26	6010.83
5.0	8146.22	5559.07	5225.97	7329.31
6.0	9536.90	6505.71	6114.44	8574.10
7.0	10848.06	7397.30	6950.66	9745.20
8.0	12079.70	8233.83	7734.65	10842.61
9.0	13231.81	9015.31	8466.39	11866.33
10.0	14304.40	9741.72	9145.89	12816.35
11.0	15297.47	10413.09	9773.14	13692.69
12.0	16211.02	11029.39	10348.16	14495.34
13.0	17045.05	11590.64	10870.93	15224.29
14.0	17799.56	12096.83	11341.46	15879.56
15.0	18474.54	12547.97	11759.75	16461.13
16.0	19070.01	12944.05	12125.80	16969.02
17.0	19585.95	13285.07	12439.60	17403.21
18.0	20022.37	13571.04	12701.16	17763.72
19.0	20379.27	13801.95	12910.48	18050.53
20.0	20656.65	13977.80	13067.56	18263.65
21.0	20854.50	14098.60	13172.39	18403.08
21.5	20923.61	14138.35	13205.22	18445.16
22.0	20972.84	14164.34	13224.99	18468.82

23.0	21011.65	14175.03	13225.34	18460.87
24.0	20970.94	14130.66	13173.44	18379.23
25.0	20850.71	14031.23	13069.31	18223.90
26.0	20650.96	13876.74	12912.94	17994.88
27.0	20371.68	13667.20	12704.32	17692.17
28.0	20012.89	13402.60	12443.46	17315.77
29.0	19574.57	13082.95	12130.35	16865.68
30.0	19056.73	12708.24	11765.01	16341.89
31.0	18459.37	12278.47	11347.42	15744.42
32.0	17782.49	11793.65	10877.59	15073.25
33.0	17026.08	11253.77	10355.52	14328.40
34.0	16190.16	10658.83	9781.21	13509.85
35.0	15274.71	10008.84	9154.65	12617.62
36.0	14279.74	9303.79	8475.86	11651.69
37.0	13205.25	8543.69	7744.82	10612.07
38.0	12051.24	7728.52	6961.54	9498.76
39.0	10817.71	6858.31	6126.01	8311.77
40.0	9504.65	5933.03	5238.25	7051.08
41.0	8112.08	4952.70	4298.24	5716.70
42.0	6639.98	3917.31	3305.99	4308.63
43.0	5088.36	2826.87	2261.49	2826.87

Tabel 4. 33 Hasil Kombinasi Terbesar Momen pada Balok Prategang

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
23.0	21011.65	14175.03	13225.34	18460.87

Kombinasi momen maksimal I-Girder desain pada Proyek Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074 adalah kondisi Kombinasi Kuat 1 pada Jarak 23 meter sebesar 21011,65 kNm.

h Gaya geser pada balok prategang

Tabel 4. 34 Gaya Geser pada Balok Prategang

Jarak	Momen pada balok prategang akibat beban						
	Berat	Brk Sendiri	Mati tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.0	405.71	843.88	63.24	333.56	2.29	21.62	90.71
1.0	386.84	804.63	60.30	320.99	2.29	20.62	86.49
2.0	367.97	765.38	57.36	308.43	2.29	19.61	82.27
3.0	349.10	726.13	54.42	295.87	2.29	18.61	78.06

4.0	330.23	686.88	51.48	283.30	2.29	17.60	73.84
5.0	311.36	647.63	48.53	270.74	2.29	16.59	69.62
6.0	292.49	608.38	45.59	258.18	2.29	15.59	65.40
7.0	273.62	569.13	42.65	245.62	2.29	14.58	61.18
8.0	254.75	529.88	39.71	233.05	2.29	13.58	56.96
9.0	235.88	490.63	36.77	220.49	2.29	12.57	52.74
10.0	217.01	451.38	33.83	207.93	2.29	11.57	48.52
11.0	198.14	412.13	30.89	195.36	2.29	10.56	44.30
12.0	179.27	372.88	27.94	182.80	2.29	9.55	40.08
13.0	160.40	333.63	25.00	170.24	2.29	8.55	35.86
14.0	141.53	294.38	22.06	157.68	2.29	7.54	31.64
15.0	122.66	255.13	19.12	145.11	2.29	6.54	27.42
16.0	103.79	215.88	16.18	132.55	2.29	5.53	23.21
17.0	84.92	176.63	13.24	119.99	2.29	4.53	18.99
18.0	66.05	137.38	10.30	107.42	2.29	3.52	14.77
19.0	47.18	98.13	7.35	94.86	2.29	2.51	10.55
20.0	28.31	58.88	4.41	82.30	2.29	1.51	6.33
21.0	9.44	19.63	1.47	69.74	2.29	0.50	2.11
21.5	0.00	0.00	0.00	63.46	2.29	0.00	0.00
22.0	-9.44	-19.63	-1.47	57.17	2.29	-0.50	-2.11
23.0	-28.31	-58.88	-4.41	44.61	2.29	-1.51	-6.33
24.0	-47.18	-98.13	-7.35	32.05	2.29	-2.51	-10.55
25.0	-66.05	-137.38	-10.30	19.49	2.29	-3.52	-14.77
26.0	-84.92	-176.63	-13.24	6.92	2.29	-4.53	-18.99
27.0	-103.79	-215.88	-16.18	-5.64	2.29	-5.53	-23.21
28.0	-122.66	-255.13	-19.12	-18.20	2.29	-6.54	-27.42
29.0	-141.53	-294.38	-22.06	-30.77	2.29	-7.54	-31.64
30.0	-160.40	-333.63	-25.00	-43.33	2.29	-8.55	-35.86
31.0	-179.27	-372.88	-27.94	-55.89	2.29	-9.55	-40.08
32.0	-198.14	-412.13	-30.89	-68.45	2.29	-10.56	-44.30
33.0	-217.01	-451.38	-33.83	-81.02	2.29	-11.57	-48.52
34.0	-235.88	-490.63	-36.77	-93.58	2.29	-12.57	-52.74
35.0	-254.75	-529.88	-39.71	-106.14	2.29	-13.58	-56.96
36.0	-273.62	-569.13	-42.65	-118.71	2.29	-14.58	-61.18
37.0	-292.49	-608.38	-45.59	-131.27	2.29	-15.59	-65.40
38.0	-311.36	-647.63	-48.53	-143.83	2.29	-16.59	-69.62
39.0	-330.23	-686.88	-51.48	-156.39	2.29	-17.60	-73.84
40.0	-349.10	-726.13	-54.42	-168.96	2.29	-18.61	-78.06
41.0	-367.97	-765.38	-57.36	-181.52	2.29	-19.61	-82.27
42.0	-386.84	-804.63	-60.30	-194.08	2.29	-20.62	-86.49
43.0	-405.71	-843.88	-63.24	-206.65	2.29	-21.62	-90.71

i Kombinasi gaya geser pada balok prategang

Tabel 4. 35 Kombinasi Gaya Geser pada Balok Prategang

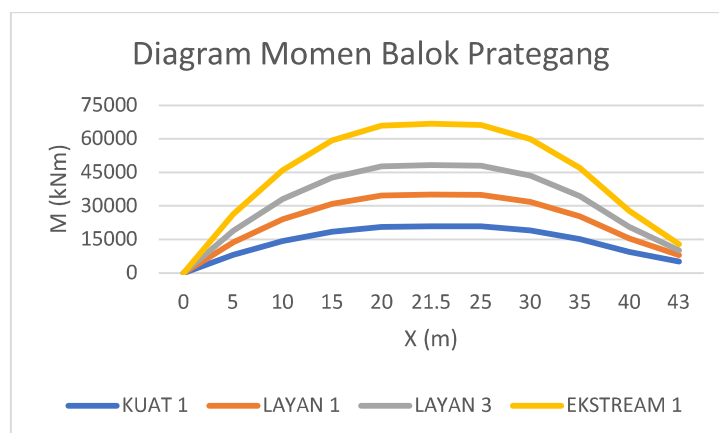
Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	1828.05	1249.45	1175.80	1650.09
1.0	1748.53	1194.40	1123.56	1576.40
2.0	1669.01	1139.34	1071.32	1502.71
3.0	1589.48	1084.29	1019.07	1429.02
4.0	1509.96	1029.23	966.83	1355.33
5.0	1430.44	974.17	914.59	1281.64
6.0	1350.92	919.12	862.35	1207.94
7.0	1271.40	864.06	810.10	1134.25
8.0	1191.88	809.00	757.86	1060.56
9.0	1112.35	753.95	705.62	986.87
10.0	1032.83	698.89	653.38	913.18
11.0	953.31	643.83	601.14	839.49
12.0	873.79	588.78	548.89	765.80
13.0	794.27	533.72	496.65	692.11
14.0	714.75	478.66	444.41	618.42
15.0	635.22	423.61	392.17	544.73
16.0	555.70	368.55	339.92	471.04
17.0	476.18	313.50	287.68	397.35
18.0	396.66	258.44	235.44	323.66
19.0	317.14	203.38	183.20	249.97
20.0	237.62	148.33	130.96	176.28
21.0	158.09	93.27	78.71	102.59
21.5	118.33	65.74	52.59	65.74
22.0	78.57	38.21	26.47	28.90
23.0	-0.95	-16.84	-25.77	-44.79
24.0	-80.47	-71.90	-78.01	-118.49
25.0	-159.99	-126.96	-130.25	-192.18
26.0	-239.51	-182.01	-182.50	-265.87
27.0	-319.03	-237.07	-234.74	-339.56
28.0	-398.56	-292.13	-286.98	-413.25
29.0	-478.08	-347.18	-339.22	-486.94
30.0	-557.60	-402.24	-391.47	-560.63
31.0	-637.12	-457.30	-443.71	-634.32
32.0	-716.64	-512.35	-495.95	-708.01
33.0	-796.16	-567.41	-548.19	-781.70
34.0	-875.69	-622.46	-600.43	-855.39

35.0	-955.21	-677.52	-652.68	-929.08
36.0	-1034.73	-732.58	-704.92	-1002.77
37.0	-1114.25	-787.63	-757.16	-1076.46
38.0	-1193.77	-842.69	-809.40	-1150.15
39.0	-1273.29	-897.75	-861.65	-1223.84
40.0	-1352.82	-952.80	-913.89	-1297.53
41.0	-1432.34	-1007.86	-966.13	-1371.22
42.0	-1511.86	-1062.92	-1018.37	-1444.92
43.0	-1591.38	-1117.97	-1070.61	-1518.61

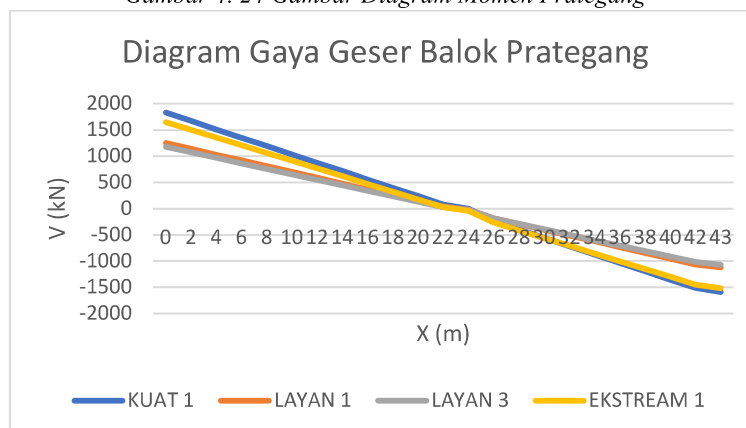
Tabel 4. 36 Hasil Kombinasi Terbesar Gaya Geser pada Balok Prategang

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	1828.05	1249.45	1175.80	1650.09

Kombinasi Gaya Geser maksimal I-Girder eksisting pada Proyek Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074 adalah kondisi Kombinasi Kuat 1 pada Jarak 0 meter sebesar 1828,05 kN.



Gambar 4. 24 Gambar Diagram Momen Prategang



Gambar 4. 25 Gambar Diagram Gaya Geser Balok Prategang

Setelah menghitung momen dan gaya geser pada balok prategang, selanjutnya dilanjutkan perhitungan jumlah tendon sebagai berikut:

Tabel 4. 37 Data Strands Cable Standar VSL

Data strands cable - Standart VSL			
Jenis strands	Uncoate 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270		
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1676	MPa
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860	MPa
Diameter nominal strand		15.24	mm (=0,6 ")
Luas tampang nominal satu strand	$A_{st} =$	146.0	mm ²
Beban putus minimal satu strand	$P_{bs} =$	260.7	kN
Jumlah kawat untai (strands cable)		22	kawat untai / tendon
Diameter selubung ideal		110	mm
Luas tampang strands		9498.5	mm ²
Beban putus satu tendon	$P_{bl} =$	4953	kN
Modulus elastis strands	$E_s =$	193000	MPa
Tipe dongkrak		VSL-19	

a Perkiraan gaya prategang dan luas tendon

Jumlah strand prategang yang diperlukan biasanya ditentukan berdasarkan tegangan tarik pada serat bawah gelagar akibat kombinasi pembebanan Kuat 1 dimana besarnya tegangan tarik pada sisi bawah tersebut akibat kombinasi beban Kuat 1 adalah:

$$f_{bserv} = \frac{(M_{MS_G} + M_{MS_S} + M_{MS_D}) \cdot y_b}{I} + \frac{(M_{h_{TD}} + M_{h_{TB}} + M_{h_{ew}} \cdot M_{Eq}) \cdot y_{bcg}}{I_{cg}}$$

$$f_{bserv} = \frac{(4361,33 + 9071,76 + 679,85) \cdot 1,010}{0,415}$$

$$+ \frac{(4267,8 + 49,15 + 232,45 + 975,16) \cdot 1,434}{0,814}$$

$$F_{bserv} = 37.072 + 9.72$$

$$= 46.8 \text{ MPa}$$

Batasan tegangan yang terjadi pada saat beban layan , yaitu:

Tegangan izin saat kondisi beban layan

$$F_{allow\text{servis}} = 3.536 \text{ MPa}$$

Dengan demikian, besar tegangan pratekan yang dibutuhkan, f_{pb} , pada bagian bawah

$$\begin{aligned} f_{pb} &= f_{b\text{serv}} - f_{allow\text{servis}} \\ &= 46.8 - 3.536 \\ &= 43.260 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lokasi pusat gaya prategang diasumsikan sekitar 5-15 persen dari tinggi gelagar yang diukur:

Jarak pusat penampang prategang ke sisi terbawah gelagar

$$y_{bs} = 10\% \times h_g = 0.21 \text{ m}$$

$$e_c = y_b - y_{bs} = 0.8 \text{ m}$$

Tegangan pada dasar gelagar akibat gaya prategang efektif, P_e , bisa ditentukan dengan persamaan berikut:

$$P_e = \frac{f_{pb} \cdot A_g \cdot S_b}{S_b + e_c \cdot A_g}$$

Keterangan:

$$P_e = 13224.647 \text{ kN}$$

$$\text{Losses} = 22 \%$$

Catatan: *losses* adalah kehilangan gaya prategang Diasumsikan kehilangan prategang sebesar 22% dan tegangan prategang awal adalah $0.75f_{pu}$ sehingga prategang efektif adalah 53%.

Untuk perhitungan awal nilai f_{pi} yang digunakan sama dengan nilai f_{pbt} , namun setelah jumlah strand diketahui digunakan nilai f_{pi} sebenarnya

Gaya prategang akhir di tiap strand

$$\begin{aligned} P_{e_strand} &= A_{strand} \cdot f_{pbt} \cdot (1 - \text{losses}) \\ &= 158.83 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jumlah strand yang diperlukan adalah

$$P_e / P_{e_strand} = 13224.647 / 158.83$$

$$= 83.247 \text{ kN}$$

Jumlah strand yang diperlukan

$$n = 88 \text{ buah}$$

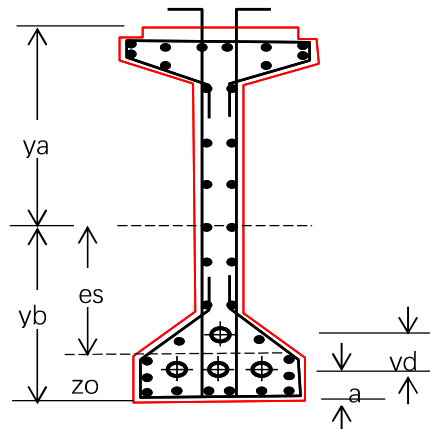
Luas baja prategang yang digunakan

$$A_{ps} = n_{strand} \times A_{strand}$$

$$= 88 \times 146$$

$$= 12847 \text{ mm}^2$$

b Posisi tendon pada tengah bentang



Gambar 4. 26 Denah Tendon

Tabel 4. 38 Jumlah Tendon pada Tengah Bentang

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1				a =	0.10	m	
Jumlah tendon baris ke-1	$N_{t1} =$	3	tendon	22	strands/tdn	66	strands
Jumlah tendon baris ke-2	$N_{t2} =$	1	tendon	22	strands/tdn	22	strands
$N_t =$		4	tendon		$N_s =$	88	strands

$$y_d = \text{jarak vertikal antara as ke as tendon} = 0.150 \text{ m}$$

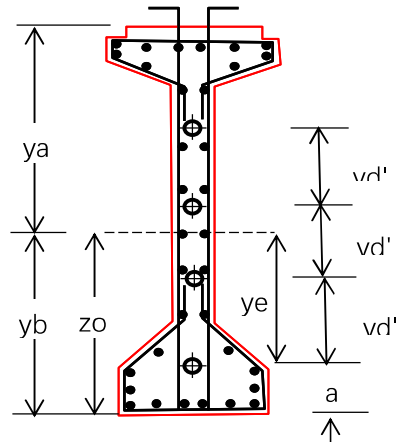
$$e_{mid} = \frac{A_{ps1} \cdot e_{c1} + A_{ps2} \cdot e_{c2} + A_{ps3} \cdot e_{c3} + A_{ps4} \cdot e_{c4}}{A_{ps_tot}}$$

$$= 0.8973 \text{ m}$$

$$y_{mid} = \frac{c_1 \cdot A_{ps1} + c_2 \cdot A_{ps2} + c_3 \cdot A_{ps3} + c_4 \cdot A_{ps4}}{A_{ps_tot}}$$

$$= 0.1125 \text{ m}$$

c Posisi tendon pada tumpuan



Gambar 4. 27 Denah Posisi Tendon Tumpuan

Tabel 4. 39 Jumlah Tendon pada Tumpuan Bentang

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4				$a' = 0.35 \text{ m}$					
Jumlah tendon bari ke-1	$N_{t1} =$	1	tendon	22	strands/tdn	22	strands	3211.936802	mm2
Jumlah tendon bari ke-2	$N_{t2} =$	1	tendon	22	strands/tdn	22	strands	3211.936802	mm2
Jumlah tendon bari ke-3	$N_{t3} =$	1	tendon	22	strands/tdn	22	strands	3211.936802	mm2
Jumlah tendon bari ke-4	$N_{t4} =$	1	tendon	22	strands/tdn	22	strands	3211.936802	mm2
Jumlah strands =						88		12847.74721	mm2

$y_e =$ Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah=

1.010 m

Letak titik berat penampang balok terhadap alas

Momen statis terhadap pusat tendon terbawah ;

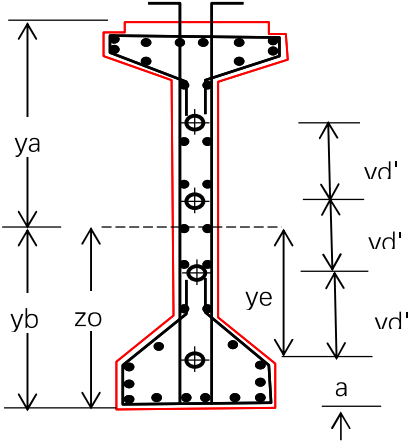
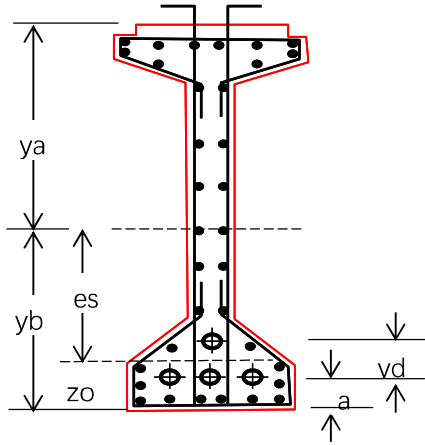
Tabel 4. 40 Momen Statis Terhadap Pusat Tendon Terbawah

n_i	$y_{d'}$	$n_i * y_{d'}$
22	0	0
22	1	22
22	2	44
22	3	66
$\sum n_i * y_{d'} =$		132

d Eksentrisitas masing masing tendon

Tabel 4. 41 Eksentrisitas pada Tendon

No	Posisi tendon ditumpuan	z_r	No	Posisi tendon ditumpuan	z_i	$f_1 = z_r - z_i$
Tnd	$x = 0$ mm	(m)	Tnd	$x = 21.5$ mm	(m)	(m)
1	$z_1' = a' + 3 * y_{d'}$	1.670	1	$z_1 = a + y_d$	0.150	1.520
2	$z_2' = a' + 2 * y_{d'}$	1.230	2	$z_2 = a$	0.100	1.130
3	$z_3' = a' + 1 * y_{d'}$	0.790	3	$z_3 = a$	0.100	0.690
4	$z_4' = a'$	0.350	4	$z_4 = a$	0.100	0.250

Koordinat tendon pada masing-masing jarak dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$y_i = c_{en} - \frac{4 \cdot (c_{en} - c_n) \cdot X_i (L_b - X_i)}{(L_b)^2}$$

Keterangan,

C_{en} = Jarak pusat penampang tendon n ke serat terbawah gelagar pada tumpuan

C_n = Jarak pusat penampang tendon n ke serat terbawah gelagar bentang

e Koordinat tendon n di jarak X

Tabel 4. 42 Koordinat tendon n di Jarak X

X _i (mm)	Y _i (mm)			
	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
0	1.670	1.230	0.790	0.350
4.3	1.123	0.823	0.542	0.260
8.6	0.697	0.507	0.348	0.190
12.9	0.393	0.281	0.210	0.140
17.2	0.211	0.145	0.128	0.110
21.5	0.150	0.100	0.100	0.100
25.8	0.211	0.145	0.128	0.110
30.1	0.393	0.281	0.210	0.140
34.4	0.697	0.507	0.348	0.190
38.7	1.123	0.823	0.542	0.260
43	1.670	1.230	0.790	0.350

f Eksentrisitas tengah tendon n di jarak X

$$y_b = 1.010 \text{ m}$$

Tabel 4. 43 Eksentrisitas Tengah Tendon n di Jarak X

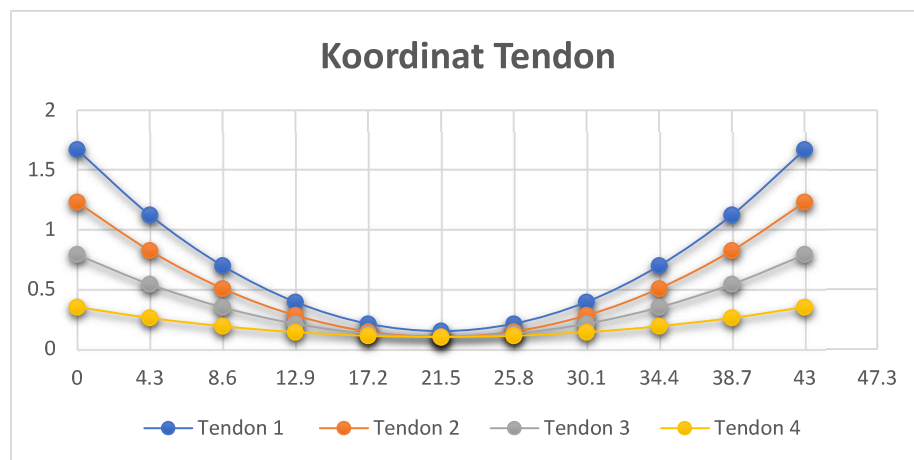
X _i (mm)	e _{cpi} (mm)			
	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
0	-0.660	-0.220	0.220	0.660
4.3	-0.113	0.187	0.468	0.750
8.6	0.313	0.503	0.661	0.820
12.9	0.617	0.729	0.799	0.870
17.2	0.799	0.865	0.882	0.900
21.5	0.860	0.910	0.910	0.910
25.8	0.799	0.865	0.882	0.900
30.1	0.617	0.729	0.799	0.870
34.4	0.313	0.503	0.661	0.820
38.7	-0.113	0.187	0.468	0.750
43	-0.660	-0.220	0.220	0.660

g Eksentrisitas rata – rata tendon di jarak X

Tabel 4. 44 Eksentrisitas rata – rata Tendon di Jarak X

X _i (mm)	e _{xi} (mm)
0	0.000
4.3	0.323

X_i (mm)	e_{xi} (mm)
8.6	0.574
12.9	0.754
17.2	0.861
21.5	0.897
25.8	0.861
30.1	0.754
34.4	0.574
38.7	0.323
43	0.000



Gambar 4. 28 Koordinat Tendon

h Kehilangan gaya prategang

- Akibat perpendekan elastis

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$= 5.807$$

$$P_i = A_{st} \times 0.75 p_u \times n_{st} \times N_t$$

$$= 17922607.35 \text{ N}$$

$$f_c = \frac{P_i}{A_c}$$

$$= 23.745 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = 0.5 n \times f_c$$

$$= 68.947 \text{ MPa}$$

- Akibat susut pada gelagar

- 1) Rasio volume terhadap luas permukaan

$$\begin{aligned}
 r_{vs} &= \frac{V_g}{A_{surfg}} \\
 &= \frac{A \times L}{K_g \times L + 2A} \\
 &= 102.430 \text{ mm} \\
 &= 4.026 \text{ inch}
 \end{aligned}$$

- 2) Susut efektif

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{SH} &= 8,2 \times 10^{-6} \times (1 - 0,06r_{vs})(100 - RH) \\
 &= 0.000124384 \text{ inch}
 \end{aligned}$$

- 3) Menentukan koefisien susut Ksh

Tabel 4. 45 Koefisien Susut Ksh

Selisih Waktu	Koefisien Susut (KSH)
1 Hari	0.92
3 Hari	0.85
5 Hari	0.8
7 Hari	0.77
10 Hari	0.73
20 Hari	0.64
30 Hari	0.58
60 Hari	0.45

- 4) Kehilangan prategang akibat susut

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pSH} &= \varepsilon_{SH} \times E_s \times K_{sh} \\
 &= 0.000124384 \times 193000 \times 0.64 \\
 &= 15.364 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

- Akibat rangkai pada gelagar

$$\begin{aligned}
 W &= \frac{1}{6} \times A g^2 \\
 &= 95861760000 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$f_{ci} = \frac{P}{A} + \frac{P_i \times e}{W}$$

$$= 16.963 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = \frac{Es}{Ec} \times f_{ci} \times 1.6$$

$$= 157.61 \text{ MPa}$$

- Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

$$\Delta f_{pR} = 8 \text{ MPa} \quad (\text{Menurut AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c})$$

Setelah menghitung seluruh gaya kehilangan prategang, selanjutnya rekap keseluruhan gaya kehilangan prategangnya dan hitung gaya prategang efektif setelah kehilangan prategang (P_{ef}):

Tabel 4. 46 Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Tendon

Akibat Kehilangan Gaya Prategang	Kehilangan Gaya Prategang	%Kehilangan Gaya Prategang
Perpendekan Elastis	68.947	3.71%
Susut	15.364	0.83%
Rangkak	157.6175854	8.47%
Relaksasi	8.000	0.43%
Total	249.928	13.44%

$$\begin{aligned}
 P_{ef} &= (0,75 f_{pu} - \Sigma f_p) \times \Sigma A_{TENDON} \\
 &= (0,75 \times 1860 - 249.928) \times 7584 \\
 &= 8684.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah kehilangan gaya pra tegang = 7517064.364 N

a Kontrol tegangan

1. Kontrol gaya prategang efektif maksimum

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &\leq f_{pe \text{ max}} \\
 0,75 f_{pu} - \Sigma f_p &\leq 0,8 f_{py} \\
 1145.072 &\leq 1340.8 \text{ (ok)}
 \end{aligned}$$

2. Kontrol tegangan saat jacking dan konstruksi

$$\begin{aligned}
 P_{JACKING} &= 0,75 \times f_{pu} \times \Sigma A_{TENDON} \\
 &= 10579680 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$P_{TRANSFER} = P_{JACKING} - (\Sigma fp \times \Sigma A_{TENDON})$$

$$= 8684224.081 \text{ N}$$

$$A_g = 754800 \text{ mm}^2$$

$$e_{c'} = 800 \text{ mm}$$

$$S_a = 122211500.295 \text{ mm}^3$$

$$S_b = 568198317.94 \text{ mm}^3$$

$$M_{gelagar} = 392504419 \text{ Nmm}$$

$$\text{Teg. Izin Tekan (sci)} = -0,6 \times f_{ci}$$

$$= -0,6 \times 40$$

$$= -24 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. Izin Tekan (sci)} = 0,25 \times \sqrt{f_{ci}}$$

$$= 0,25 \times \sqrt{40}$$

$$= 1,581 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. Izin Tekan (sci)} = -0,6 \times f_{c'}$$

$$= -0,6 \times 50$$

$$= -30 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. Izin Tekan (sci)} = 0,5 \times \sqrt{f_{c'}}$$

$$= 0,5 \times \sqrt{50}$$

$$= 1,768 \text{ MPa}$$

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Tegangan pada Saat Transfer dan Konstruksi

Kondisi	Lokasi	P Transfer/Ag	Ptransfer x ec/S	Mg/S	F	Kontrol Izin	Ket.
Transfer	Sisi Atas Gelagar	11.505	56.847	1.606	-1.781	≤ -24	OK
	Sisi Bawah Gelagar	11.505	12.227	0.345	0.399	$\leq 1,581$	OK
Konstruksi	Sisi Atas Gelagar	9.959	49.207	3.212	-3.561	≤ -30	OK
	Sisi Bawah Gelagar	9.959	10.584	0.691	0.678	$\leq 1,768$	OK

Dari seluruh perhitungan kontrol diatas, tegangan girder pada saat *transfer* dan konstruksi tidak melebihi batas tegangan Tarik dan tekan. Menjadikan tegangan yang ada pada girder dinyatakan aman.

b Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 \text{Lendutan izin} &= \frac{L}{300} \\
 &= \frac{43}{300} \\
 &= 0.143 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek Lendutan} = \frac{5}{48} ((M \times \gamma)(L^2/(E_c \times I_o)))$$

Keterangan :

L = Panjang Bentang

M = Momen

γ = Daya Layan

E_c = Modulus Elastisitas Beton

I_o = Luas Penampang

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Lendutan Kuat 1} &= \frac{5}{48} ((9071.76 \times 1,3)((43000)^2/(33234,02 \times 75568006181)) \\
 &= 0,090 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Lendutan Layan 1} &= \frac{5}{48} ((9071.76 \times 1,3)((43000)^2/(33234,02 \times 75568006181)) \\
 &= 0,070 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Lendutan Layan 3} &= \frac{5}{48} ((9071.76 \times 1,3)((43000)^2/(33234,02 \times 75568006181)) \\
 &= 0,070 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Lendutan Ekstrem 1} &= \frac{5}{48} ((9071.76 \times 1,3)((43000)^2/(33234,02 \times 75568006181)) \\
 &= 0,090 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 48 Kombinasi Pembebanan

Jenis Beban	Momen	Lendutan Pada kondisi			
		KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	EKSTREM 1
MS	9071.76	0.090	0.070	0.070	0.090
MA	679.85	0.007	0.005	0.005	0.007
TD	4267.86	0.043	0.033	0.026	0.033
TB	49.15	0.000	0.000	0.000	0.000
Total		0.140	0.108	0.101	0.130
Cek terhadap izin		oke	oke	oke	oke

Setelah melakukan perhitungan kontrol dan dipastikan gelagar memenuhi syarat, proses selanjutnya adalah melakukan perhitungan tulangan pada PCI Girder. Dalam melakukan perencanaan penulangan dilakukan dalam beberapa bagian yaitu tulangan pokok, tulangan utama, tulangan *bursting zone*, dan tulangan *shear connector*. Berikut merupakan tahapan dalam perhitungan tulangan pada gelagar :

Tabel 4. 49 Distribusi Beban

Parameter	1/4L = 10.75	1/2 = 21.5
Mu (kNm)	5230.90	10461.80
Vu (kN)	457.01	914.02
Mn	6538.63	13077.26
Vn	609.35	1218.70
Rn	2266.71	4533.43

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$Mn_{1/4} = \frac{5230,90}{0,8} = 6538,63 \text{ kN/m}^2$$

$$Mn_{1/2} = \frac{10461,80}{0,8} = 13077,26 \text{ kN/m}^2$$

$$Vn = \frac{Vu}{0,8}$$

$$Vn_{1/4} = \frac{457,01}{0,8} = 609.35 \text{ kN/m}$$

$$Vn_{1/2} = \frac{914,02}{0,8} = 1218,70 \text{ kN/m}$$

$$Rn = Mn/(b \times d^2)$$

$$Rn_{1/4} = 6538,63/(0,7 \times (2,1 - 0,07)^2) = 2266.71 \text{ N/mm}^2$$

$$Rn_{1/2} = 13077.26/(0,7 \times (2,1 - 0,07)^2) = 4533.43 \text{ N/mm}^2$$

a. Tulangan pokok

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.054 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{400}$$

$$= 0.004$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.054$$

$$= 0.041$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{400}{0.85 \times 50}$$

$$= 9.412$$

Untuk penulangan $\frac{1}{4}$ L

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9.412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.412 \times 2.266}{400}} \right)$$

$$= 1.097$$

Untuk penulangan $\frac{1}{2}$ L

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9.412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.412 \times 4.533}{400}} \right)$$

$$= 1.552$$

Didapatkan hasil A_s minimum seperti pada tabel berikut:

Tabel 4. 50 Hasil A_s Minimum

Nilai	Dengan jarak	
	1/2 L_b	1/4 L_b
ρ_{req}	1.097	1.552
ρ_{min}	0.004	0.004
ρ_{max}	0.041	0.041
ρ_{use}	0.041	0.041
$A_{s_{use}}$	58888.27	58888.27
$A_{s_{use}}$ per mm ²	1369.49	1369.49

Jadi digunakan tulangan:

1. Pada $\frac{1}{2}$ bentang
22 D13 ($A_s = 2920.11037 \text{ mm}^2$)
2. Pada $\frac{1}{4}$ bentang
22 D13 ($A_s = 2920.11037 \text{ mm}^2$)
- b. Tulangan Geser

Faktor reduksi tulangan geser $\phi_v = 0.75$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_{cg}} \times b \times d$$

$$= 1.675 \text{ kN}$$

- 1) Cek gaya geser pada $\frac{1}{2} L$ bentang

$$V_u < \phi_v \times V_c$$

$$914.02 < 1255.998 \text{ (dipakai Sengkang praktis)}$$

$$D_v = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c$$

$$\text{Dipakai D 13 - 200 (} A_s = 664 \text{ m}^2 \text{)}$$

- 2) Cek gaya geser pada $\frac{1}{2} L$ bentang

$$V_u < \phi_v \times V_c$$

$$457.01 < 1255.998 \text{ (dipakai Sengkang praktis)}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c$$

Dipakai D 13 – 200 ($A_s = 664 \text{ mm}^2$)

c. Tulangan *bursting zone*

$$P_{\text{jacking}} = 10579.68 \text{ kN}$$

Tabel 4. 51 Perencanaan Tulangan Bursting zone

Tendon	Jumlah Strand (nst)	Pj (kN)
1	22	2644.92
2	22	2644.92
3	22	2644.92
4	22	2644.92
Total	88	10579.68

Diameter tulangan geser Bursting (D_v) = 13 mm

Luas penampang sengkang (A_s) = 132.732 mm²

Tegangan leleh baja (f_y) = 400 MPa

Tegangan ijin baja Sengkang (f_s) = 231.2 MPa

Tabel 4. 52 Perencanaan Tulangan Bursting Zone

Tendon	P_j (kN)	a_1 (mm)	a (mm)	γ_a -	P_{bt} (kN)	A_{γ_a} (mm ²)	n_{req} buah	n_{use} buah
1	2644.92	200	330	0.606	312.581	1590.583	5.992	6
2	2644.92	200	330	0.606	312.581	1590.583	5.992	6
3	2644.92	200	330	0.606	312.581	1590.583	5.992	6
4	2644.92	200	330	0.606	312.581	1590.583	5.992	6

Keterangan

1) Rasio perbandingan diameter *anchor blok* dengan sengkang merupakan hasil dari ($\gamma = a_1 - a$)

a. a_1 adalah diameter anchor block

b. a adalah lebar Sengkang yang digunakan

2) Besarnya gaya yang diterima area *bursting zone* merupakan persamaan

$$P_{bt} = (0.30) \times (1 - r) \times P_i$$

3) Luas tulangan sengkang yang diperlukan merupakan hasil dari

$$A_r = \frac{P_{bt}}{0.85 \cdot f_s}$$

4) Jumlah sengkang yang dibutuhkan menggunakan persamaan

$$n_{req} = A_Y / A_s$$

d. *Shear connector*

Jarak yang digunakan pada penentuan *shear connector* didasarkan pada gaya yang bekerja pada penampang gelagar komposit pada kondisi Kuat I, beban yang bekerja adalah beban sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), dan beban lalu lintas (TD)

Tabel 4. 53 Perencanaan Tulangan Shear Connector

Lebar efektif pelat lantai	b_{eff}	=	1305.529	mm
Tebal pelat lantai	t_s	=	300	mm
Jarak serat atas pelat lantai terhadap garis netral penampang komposit	y_{td}	=	966.48	mm
Momen statis pelat lantai efektif terhadap garis netral penampang komposit	S_x	=	319783251.99	mm ³
Letak bidang gesek (panjang kontak pelat terhadap gelagar)	b_v	=	200	mm
Momen inersia penampang komposit	I_{xc}	=	785054455948.24	mm ⁴
Diameter shear conector yang digunakan	D_{sc}	=	13	mm
Jumlah shear connector yang digunakan	n_{sc}	=	2	buah
Luas shear connector yang digunakan	A_{sc}	=	265.4645792	mm ²
Mutu baja shear connector	f_y	=	400	Mpa
Tegangan izin baja shear connector	f_s	=	231.2	Mpa
Koefisien gesek	k_t	=	1.4	
Mutu beton gelagar	f_{cg}	=	50.00	Mpa
Tegangan izin beton	f_{cit}	=	15	Mpa
Tegangan izin geser	f_{vi}	=	4.50	Mpa
	L_b	=	43.00	m
Statis Momen pelat lantai terhadap sumbu netral penampang komposit	S_x	=	319783252	m ³

Tabel 4. 54 Kombinasi Kuat I

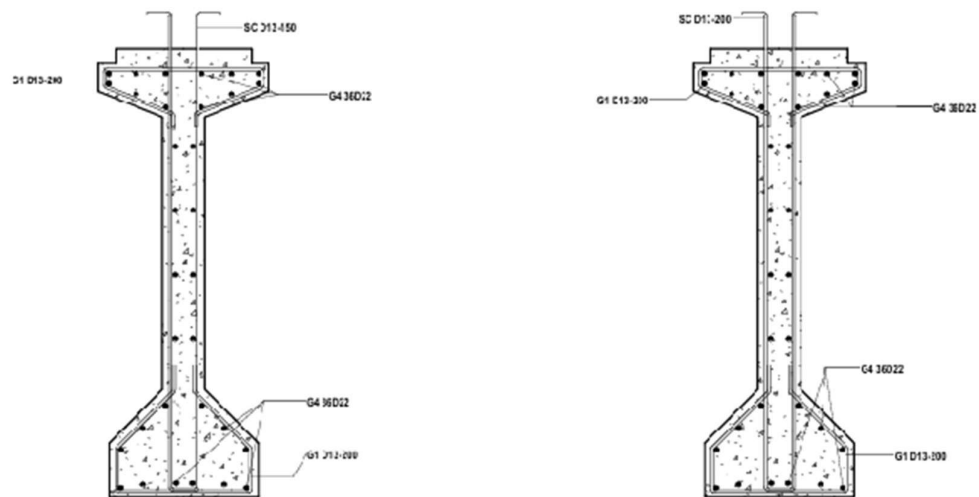
Jarak	Komb Kuat 1
x	$MS*1,3 + MA*2 +$ $TD*1,8 + TB*1,8$
(m)	(kNm)
0.0	1828.05
1.0	1748.53
2.0	1669.01
3.0	1589.48
4.0	1509.96
5.0	1430.44
6.0	1350.92
7.0	1271.40
8.0	1191.88
9.0	1112.35
10.0	1032.83
11.0	953.31
12.0	873.79
13.0	794.27
14.0	714.75
15.0	635.22
16.0	555.70
17.0	476.18
18.0	396.66
19.0	317.14
20.0	237.62
21.0	158.09
21.5	118.33
22.0	78.57
23.0	-0.95
24.0	-80.47
25.0	-159.99
26.0	-239.51
27.0	-319.03
28.0	-398.56
29.0	-478.08
30.0	-557.60
31.0	-637.12
32.0	-716.64
33.0	-796.16
34.0	-875.69
35.0	-955.21

36.0	-1034.73
37.0	-1114.25
38.0	-1193.77
39.0	-1273.29
40.0	-1352.82
41.0	-1432.34
42.0	-1511.86
43.0	-1591.38

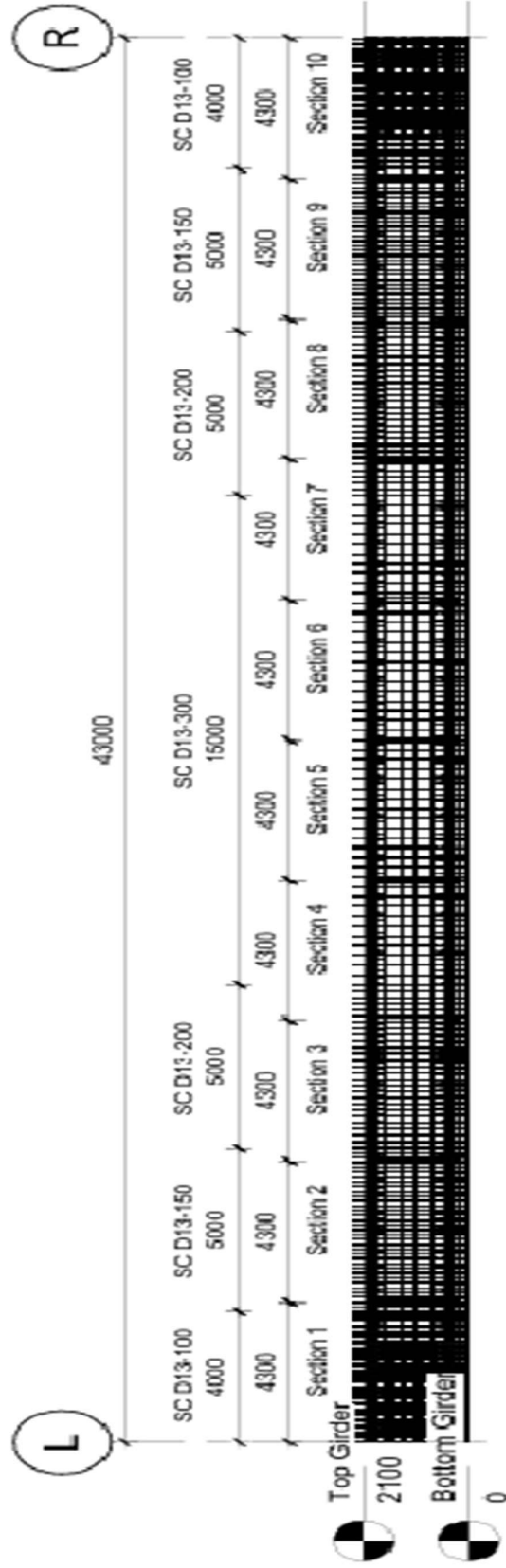
Tabel 4. 55 Tulangan Shear Connector pada Jarak X

Jarak	Gaya Geser	Tegangan geser horizontal	Tegangan izin geser	Jarak maximum yang dibutuhkan	Digunakan Jarak
(x)	(vi)	(fv)	(fvi > fv)	(as)	(s)
m	kN	Mpa		mm	mm
0.0	1828.05	3.723	OKE	115.39	100
1.0	1748.53	3.561	OKE	120.64	100
2.0	1669.01	3.399	OKE	126.39	100
3.0	1589.48	3.237	OKE	132.71	100
4.0	1509.96	3.075	OKE	139.70	100
5.0	1430.44	2.913	OKE	147.47	150
6.0	1350.92	2.751	OKE	156.15	150
7.0	1271.40	2.589	OKE	165.91	150
8.0	1191.88	2.427	OKE	176.98	150
9.0	1112.35	2.266	OKE	189.64	150
10.0	1032.83	2.104	OKE	204.24	200
11.0	953.31	1.942	OKE	221.27	200
12.0	873.79	1.780	OKE	241.41	200
13.0	794.27	1.618	OKE	265.58	200
14.0	714.75	1.456	OKE	295.13	200
15.0	635.22	1.294	OKE	332.08	300
16.0	555.70	1.132	OKE	379.60	300
17.0	476.18	0.970	OKE	442.99	300
18.0	396.66	0.808	OKE	531.80	300
19.0	317.14	0.646	OKE	665.15	300
20.0	237.62	0.484	OKE	887.75	300
21.0	158.09	0.322	OKE	1334.29	300
21.5	118.33	0.241	OKE	1782.61	300
22.0	78.57	0.160	OKE	2684.68	300
23.0	-0.95	0.002	OKE	222411.01	300
24.0	-80.47	0.164	OKE	2621.39	300

25.0	-159.99	0.326	OKE	1318.47	300
26.0	-239.51	0.488	OKE	880.72	300
27.0	-319.03	0.650	OKE	661.19	300
28.0	-398.56	0.812	OKE	529.27	300
29.0	-478.08	0.974	OKE	441.23	200
30.0	-557.60	1.136	OKE	378.31	200
31.0	-637.12	1.298	OKE	331.09	200
32.0	-716.64	1.460	OKE	294.35	200
33.0	-796.16	1.622	OKE	264.95	200
34.0	-875.69	1.784	OKE	240.89	150
35.0	-955.21	1.945	OKE	220.84	150
36.0	-1034.73	2.107	OKE	203.86	150
37.0	-1114.25	2.269	OKE	189.31	150
38.0	-1193.77	2.431	OKE	176.70	150
39.0	-1273.29	2.593	OKE	165.67	100
40.0	-1352.82	2.755	OKE	155.93	100
41.0	-1432.34	2.917	OKE	147.27	100
42.0	-1511.86	3.079	OKE	139.53	100
43.0	-1591.38	3.241	OKE	132.55	100



Gambar 4. 29 Penulangan PCI-Girder



Gambar 4. 30 Potongan Memanjang Penulangan PCI-Girder

4.1.4.6 Bearing Pad

Perencanaan bearing pad meliputi perhitungan beban yang bekerja baik beban horizontal maupun beban vertical. Beban vertikal yang bekerja pada bearing pad dijelaskan sebagai berikut:

Tabel 4. 56 Beban yang Bekerja pada Bearing Pad

Beban	q (kN)
Parapet	272.5125
Plat Lantai	120.9375
Plat Deck	28.21875
Diafragma	92.5
Gelagar	407.43
Aspal	17.7375
Air Hujan	7.90125
Lalu lintas	164.26
Total (kN)	1111.493
Total (N)	1111493

Keterangan :

$$q_{\text{PARAPET}} = V_{\text{parapet}} \times B_{\text{beton}} \times \frac{1}{2}L$$

$$q_{\text{PLAT}} = h_{\text{plat}} \times 0.75 \times B_{\text{beton}} \times \frac{1}{2}L$$

$$q_{\text{ASPAL}} = h_{\text{aspal}} \times 0.75 \times B_{\text{aspal}} \times \frac{1}{2}L$$

$$q_{\text{HUJAN}} = h_{\text{hujan}} \times 0.75 \times B_{\text{hujan}} \times \frac{1}{2}L$$

$$q_{\text{LL}} = \sum q_{\text{LL}} \times \frac{1}{2}L \quad q_{\text{diafragma}} = q_{\text{DIA}} \times n_{\text{DIA}}$$

$$q_{\text{GELAGAR}} = q_{\text{gelagar}} \times B_{\text{beton}} \times \frac{1}{2}L$$

Untuk beban horizontal yang bekerja pada bearing pad sebagai berikut:

$$T = 292.5 \text{ kN}$$

$$q_{\text{Rem}} = 25\% \times \text{Beban } T$$

$$= 25\% \times 292.5$$

$$= 73.13 \text{ kN}$$

Tabel 4. 57 Beban Horizontal yang Bekerja pada Parapet

Beban	q (kN)
Rem	73.13

Beban	q (kN)
Total (N)	73130.000

Keterangan :

$$q_{REM} = q_{REM} \times n_{GELAGAR}$$

untuk selanjutnya direncanakan dimensi dari bearing pad dengan berpedoman kepada BMS BDM pada pasal 7.1.1. dalam perencanaan ini penulis memilih bearing pad dengan dimensi 480 x380 mm.

Plan Size 480 mm x 380 mm									
Steel Plate Thickness 5		Side Cover Thickness 10				Top and Bottom Cover Thickness 6			
Number of Internal Rubber Layers	Height Overall mm	Calc Comp Stiffness at Zero Shear 10 ³ kN/m	Mean Shear Stiffness 10 ³ kN/m	Calc Rotation Stiffness kNm/rad	Shear Deflection Capacity mm	Rated Load at Zero Rotation at Max Shear kN	Rated Load at Zero Rotation at Zero Shear kN	Rated Load at Max Rotation at Max Shear kN	Rated Load at Max Rotation at Zero Shear kN
Internal Rubber Thickness 9									
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1166	1562
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1518
10	157	661	1.23	2605	51.3	2484	2484	1255	1594
Internal Rubber Thickness 12									
3	68	976	2.62	3620	33.6	2133	2484	1004	1353
5	102	641	1.75	2358	44.6	2129	2484	1012	1341
7	136	477	1.31	1748	50.6	2066	2404	1036	1335
10	187	344	0.95	1260	66.0	1428	1748	1018	1331
Internal Rubber Thickness 15									
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157
5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1136
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	868	1126
9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1256	848	1120

Gambar 4. 31 Spesifikasi Elastomer Bearing Pad

Sumber: BMS BDM

Tabel 4. 58 Propertis Bering Pad

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
Kekerasan Karet	IHRD	53	
Modulus Geser	G	0.69	Mpa
Modulus Total	B	2000	MPa
p Bearing Pad	b	480	Mm
I Bearing Pad	d	380	Mm
h selimut sisi	hc	10	Mm
h selimut sisi ef	hcef = 1.4 x hc	14	Mm
h selimut atas bawah	htb	6	Mm
n karet	nr	3	Buah
h lapis dalam karet	hi	36	Mm
h lapis dalam karet ef	hief	36	Mm
h plat baja	hp	5	Mm
n plat baja	np	4	Buah
h total	h	68	Mm
Luas total	A = b x d	182400	mm ²

Sumber: BMS BDM

Untuk memastikan elastomer bearing pad sesuai dilakukan pemeriksaan control sesuai dengan yang telah ditetapkan pada BMS BDM pasal 7.1.1 sebagai beriku:

a Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{qH \times h}{A \times G} \\
 &= \frac{73130.00 \times 68}{182400 \times 0,69} \\
 &= 0,039 \\
 A_{eff} &= A \left(1 - \frac{\delta}{b} - \frac{\delta}{d} \right) \\
 &= 182400 \times \left(1 - \left(\frac{0,039}{480} - \frac{0,039}{380} \right) \right) \\
 &= 182366.46 \\
 \frac{A_{eff}}{0,8A} &\geq 1 \\
 \frac{182366.46}{0,8 \times 182400} &\geq 1 \\
 1,250 &\geq 1
 \end{aligned}$$

b Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{b} \\
 &= \frac{6-0}{480} \\
 &= 0,013 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

α = nilai mutlak perputaran sudut lapisan atas dan bawah untuk ketebalan karet ≥ 5 mm

Hmax = toleransi ketebalan maksimum (Tabel)

Hmin = toleransi ketebalan minimum (Tabel)

Tabel 4. 59 Dimensi Vertikal dan Horizontal

Uraian	Dimensi (mm)
Dimensi vertikal keseluruhan:	
Tebal 32 mm atau kurang	-0, +3
Tebal lebih dari 32 mm	-0, +6
Dimensi horizontal keseluruhan:	
Untuk pengukuran 914 mm atau kurang	-0, +6
Untuk pengukuran lebih dari 914 mm	-0, +12

Sumber: BMS BDM

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\alpha \times b^2 + \alpha \times d^2}{2 \times h_i \times h}$$

$$= \frac{0,013 \times 480^2 + 0,013 \times 380^2}{2 \times 36 \times 68}$$

$$= 0,996$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 \times S \times V}{3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)}$$

$$= \frac{6 \times 7,176 \times 1111,493}{3 \times 182366,46 \times 0,69 \times (1 + 2 \times 7,176^2)}$$

$$= 1,220$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{2 \times A_{eff}}{A} - 1,1$$

$$= \frac{2 \times 182366,46}{182400} - 1,1$$

$$= 0,9$$

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh}$$

$$= 0,996 + 1,220 + 0,9$$

$$= 3,116$$

$$\varepsilon_{total} \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$3,116 \leq \frac{2,6}{\sqrt{0,69}}$$

$$3,116 \leq 3,130 \quad (\text{OK})$$

c Pemeriksaan terhadap batas leleh

$$V = 1111,493 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 164.26 \text{ kN}$$

$$\frac{1,4 \times V}{\varepsilon_{SC} \times V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \times 1111.493}{1,099 \times 164.26} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$7.760 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

d Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata – rata

$$\frac{15 \times A}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 182400}{1111.493} \geq 1,0$$

$$2.462 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

e Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum

$$EH = A \times G \times \frac{1}{\frac{b}{d} + \frac{d}{b}}$$

$$= 182400 \times 0,69 \times \frac{1}{\frac{480}{380} + \frac{380}{480}}$$

$$= 99359,551$$

$$C = 4 + \frac{b}{d} \times 6 \times \frac{3,3b}{d}$$

$$= 4 + \frac{480}{380} \times 6 \times \frac{3,3 \times 480}{380}$$

$$= 35,592$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75d}}$$

$$= 99359,551 + \frac{35,592 \times 0,69 \times 7,176^2}{1 + \frac{35,592 \times 0,69 \times 7,176^2}{0,75 \times 380}}$$

$$= 99592.021$$

$$dc = \text{hief} \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$= 36 \times \frac{1111493 \times 10^3}{99592.021 \times 182400}$$

$$= 2.203$$

$$\frac{\alpha \times b + \alpha \times d}{4 \times d_c} \geq 1,0$$

$$\frac{0,013 \times 480 + 0,013 \times 380}{4 \times 12.203} \geq 1,0$$

$$1.267 \geq 1.0 \quad (\text{OK})$$

f Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan

$$\frac{2 \times d \times G \times S \times A_{eff}}{1000 \times V} \geq 1,0$$

$$\frac{2 \times 380 \times 0,69 \times 7,176 \times 182366.460}{1000 \times 1111493} \geq 1,0$$

$$617.424 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

g Pemeriksaan terhadap tebal plat baja minimum

$$\frac{h_p}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{5}{3} \geq 1,0$$

$$1,667 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

$$\frac{h_p \times A \times f_y \text{ plat baja}}{3000 \times V \times h_i} \geq 1,0$$

$$\frac{5 \times 182400 \times 950}{3000 \times 1111493 \times 36} \geq 1,0$$

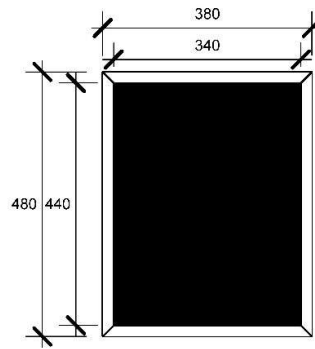
$$7.216 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

h Pemeriksaan terhadap geseran

$$\frac{0,1 \times V + (3000 \times A_{eff})}{H} \geq 1,0$$

$$\frac{0,1 \times 1111493 + (3000 \times 182366.460)}{73130} \geq 1,0$$

$$749.64 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$



Gambar 4. 32 Gambar Rencana Elastomer Bearing Pad

4.1.4.7 Plat Injak

Dalam melakukan perencanaan plat injak yang harus diperhitungkan adalah beban plat injak itu sendiri, beban aspal dan beban tanah diatas struktur plat injak. Sebelum merencanakan hal yang perlu diperhatikan adalah penentuan parameter terkait perhitungan plat injak seperti dibawah ini:

- Mutu beton = $f_c' 25 \text{ MPa}$
- BJbeton = 2500 kg/m^3
- Mutu baja = $f_y 420 \text{ MPa}$
- Koef. Red = 1.3
- Selimut beton = 25 mm
- Panjang plat = 5 m
- Tebal plat = 300 mm
- lebar plat = 17.85 m

Beban yang diterima oleh plat injak sebagai berikut:

Tabel 4. 60 Beban yang Diterima Plat Injak

Beban	Tebal (m)	BJ	Faktor	q_u (kN/m)	M_u (kNm)
Plat Injak	0.3	25	1.3	9.75	24.375
Timbunan	0.3	17.2	2	10.32	25.8
Agregat Kelas A	0.2	22.7	2	9.08	22.7
AC Base	0.1	22	2	4.4	11
AC -- BC	0.08	22	2	3.52	8.8
AC - WC	0.05	22	2	2.2	5.5
BTR				126.36	315.9
				165.63	414.075

Setelah melakukan perhitungan beban yang diterima plat injak dilanjutkan untuk merencanakan tulangan untuk plat injak sebagai berikut:

Penulangan Arah X

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= \frac{1}{8} \times Q_{tot} \times \frac{1}{2} L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 165.63 \times 2.5^2
 \end{aligned}$$

$$= 129.4 \text{ kN/m}$$

$$= \frac{129.4}{L}$$

$$= 25.88 \text{ kN/m}$$

$$M_{nx} = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{25.88}{0.8}$$

$$= 32.350 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{32.350 \times 10^6}{1000 \times 250^2}$$

$$= 0.444 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{420}{0.85 \times 25} \\
&= 19.765 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 0.444}{420}} \right) \\
&= 0.001
\end{aligned}$$

$\rho_{min} > \rho$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned}
\text{Asmin Tul. Utama Arah X} &= \rho_{min} \times t \times h_{ef} \\
&= 0.003 \times 1000 \times 250 \\
&= 883 \text{ mm}^2 \text{ Dipakai D16-200 (1005 mm}^2\text{)}
\end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

$$\begin{aligned}
M_u &= \frac{1}{8} \times Q_{tot} \times \frac{1}{2} L^2 \\
&= \frac{1}{8} \times 165.63 \times 8.925^2 \\
&= 1649.170 \text{ kN/m} \\
&= \frac{1649.17}{b} \\
&= 92.390 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nx} &= \frac{M_u}{\phi} \\
&= \frac{92.390}{0.8} \\
&= 115.488 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
&= \frac{115.488 \times 10^6}{17850 \times 250^2}
\end{aligned}$$

$$= 1.584 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0.025\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{420} \\ &= 0.003\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75\rho_b \\ &= 0.75 \times 0.025 \\ &= 0.02\end{aligned}$$

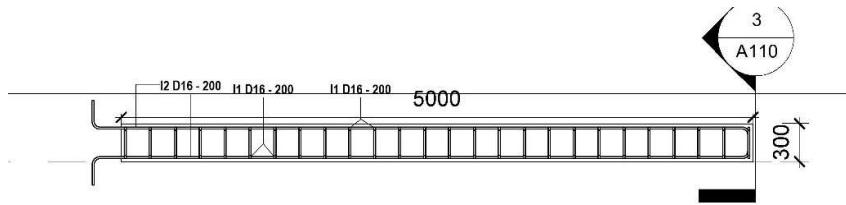
$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0.85f_c} \\ &= \frac{420}{0.85 \times 25} \\ &= 19.765 \\ \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 1.584}{420}} \right) \\ &= 0.004\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho$, maka dipakai ρ

$$\text{Asmin Tul. Utama Arah Y} = \rho_{\min} \times t \times \text{hef}$$

$$= 0.004 \times 1000 \times 250$$

$$= 1000 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D16-200 (1005 mm}^2\text{)}$$



Gambar 4. 33 Detail Penulangan Pelat Injak

4.1.4.8 Expansion Joint

Dalam perhitungan sambungan siar muai hal yang dilakukan adalah penentuan parameter untuk menentukan jenis sambungan dan perhitungan celah sambungan. Parameter dalam penentuan sambungan siar muai sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c' 25$
- Suhu maksimum = 40°C
- Beban maksimum = 112,5 kN
- Suhu minimum = 27°C

Setelah penentuan parameter dilanjutkan perhitungan sambungan siar muai sebagai berikut:

- a perubahan panjang akibat rangkak (creep)

Rangkak merupakan regangan jangka panjang yang tergantung pada suatu kondisi tegangan tetap. Perhitungan creep (RSNI T-12-2004):

$$\Delta L_{cr} = \epsilon_{cc} \cdot t \cdot L$$

$$\Phi_{cc}(t) = (t/0.6 / (10 + t/0.6)) \cdot C_u$$

$$\Phi_{cc}(t) = (3650.6 / (10 + 3650.6)) \cdot 2.5$$

$$\Phi_{cc}(t) = 2.3301$$

$$\epsilon_e = 0.7 \sqrt{f_c'} / 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$\epsilon_e = 0.0001489$$

$$\Delta_{cr} = 2.295 \cdot 0.0001489 \cdot 43000$$

$$\Delta_{cr} = 14.919$$

Keterangan:

E_e = adalah regangan elastis sesaat akibat bekerjanya tegangan tetap.

t = adalah umur rencana pembebanan (10 tahun atau 3650 hari).

C_u = adalah koefisien rangkai maksimum. Diasumsikan pada suatu kondisi standar. Untuk $f_c' = 25$ MPa, nilai $C_u = 2.5$ (RSNI T-12-2004).

L = adalah Panjang bentang = 43000 mm

Tabel 4. 61 Koefisien Rangkai Beton

Kekuatan karakteristik f_c' [MPa]	20	25	30	35	40 – 60
Koef. Rangkai maksimum C_u	2,8	2,5	2,3	2,15	2,0

Sumber: Permen PUPR

- b Perubahan panjang akibat shrinkage (susut beton)

Perhitunganshrinkage:

$$\Delta L_{sh} = \epsilon_{cs} \cdot t \cdot L$$

$$\epsilon_{cs} \cdot t = (t / (35 + t)) \cdot \epsilon_{cs} \cdot u$$

$$\epsilon_{cs} \cdot t = (50 / (35 + 50)) * 0.00017$$

$$\epsilon_{cs} \cdot t = 0.0001$$

$$\Delta L_{sh} = 0.0001 * 43000$$

$$\Delta L_{sh} = 4.3 \text{ mm}$$

- c Perubahan panjang akibat temperature

$$\Delta L_{temp} = L \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = (T_{max} - T_{min}) / 2 = 6.5^\circ\text{C}$$

$$\Delta L_{temp} = 43000 * 10 * 10^{-6} * 6.5$$

$$\Delta L_{temp} = 2.795 \text{ mm}$$

- d Perhitungan celah sambungan siar muai

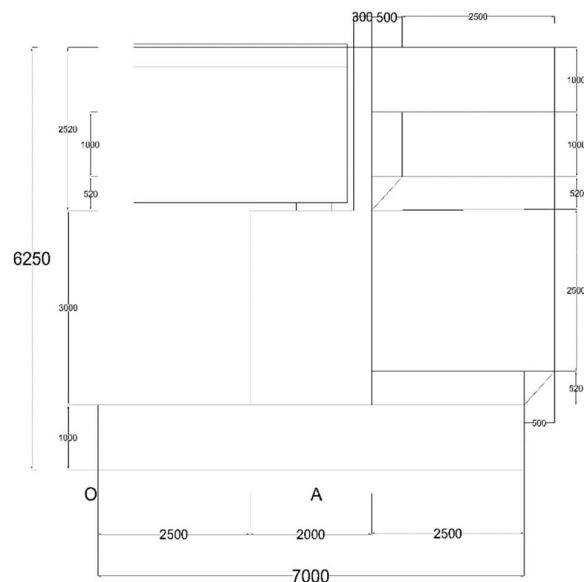
$$\Delta L_{sambungan \text{ siar muai}} = (\Delta L_{cr} + \Delta L_{sh} + \Delta L_{Temp}) / 2$$

$$\Delta L_{sambungan \text{ siar muai}} = (14.919 + 4.3 + 2.795) / 2$$

$$\Delta L_{sambungan \text{ siar muai}} = 11.007 \text{ mm}$$

Jenis sambungan siar muai atau *Expansion joint* pada Pembangunan Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074 adalah jenis *Asphaltic Plug*.

4.1.4.9 Abutment



Gambar 4. 34 Gambar Rencana Dimensi Abutment

Sebelum merencanakan sebuah abutment perencana harus menentukan dimensi serta parameter yang terkait dalam perencanaan abutment, sebagai berikut:

Tabel 4. 62 Propertis Abutment

Mutu Beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa
Tebal Selimut Beton (s)	= 75 mm
Tinggi Abutment (h)	= 6.25 m
Lebar Pile-Cap (b_p)	= 18 m
Tinggi Pile-Cap (h_p)	= 1 m
Panjang Pile-Cap (d_p)	= 7 m
Lebar Dinding Abutment (b_d)	= 2 m
Tinggi Dinding Abutment (h_d)	= 3 m
Panjang Dinding Abutment (d_d)	= 18 m

Setelah penentuan dimensi serta parameter kemudian menganalisa beban yang bekerja pada abutment sebagai berikut:

a Beban mati akibat abutment sendiri

Tabel 4. 63 Beban Mati Sendiri

Bag. Struktur	h (m)	b (m)	Luas (m ²)	BJ (kn/m ³)	Beban (kN)	Jarak ke A	Momen (kNm)
Kepala 1	2.52	0.3	0.756	25	18.9	0.75	14.175
Kepala 2	1	0.5	0.5	25	12.5	1.25	15.625
Kepala 3	0.52	0.5	0.13	25	3.25	1.125	3.656
Dinding 1	3	2	6	25	150	0	0.000
Wingwall 1	1	2.5	2.5	25	62.5	2.5	156.250
Wingwall 2	1	2	2	25	50	2.7	135.000
Wingwall 3	0.52	2	1.04	25	26	2.7	70.200
Wingwall 4	0.52	0.5	0.13	25	3.25	1.125	3.656
Wingwall 5	2.5	2.5	6.25	25	156.25	2.5	390.625
Wingwall 6	0.52	2.5	1.3	25	32.5	2.25	73.125
Wingwall 7	0.52	0.5	0.13	25	3.25	3.625	11.781
Pile-Cap 1	1	7	7	25	175	0	0.000
Total			27.736		693.4		874.094

Sumber: Penulis

Setelah melakukan perhitungan beban dilanjutkan identifikasi momen abutment pada titik O:

$$\text{Jarak terhadap titik O} = \frac{874.094}{693.4} = 1.261 \text{ m}$$

$$\text{Momen terhadap titik O} = 693.4 \times 1.261 = 874.094 \text{ kNm}$$

Beban mati akibat struktur atas

$$\text{Jarak ke titik O} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Berat Jenis Beton} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Tabel 4. 64 Analisa Beban Mati Struktur Atas

No	Jenis Beban	b	h	L	γ	1/ 2 P	Momen
		m	m	m	kN/m ³	kN	kNm
1	Plat lantai	17.85	0.3	43	25	66.9375	234.2813
2	plat deck	0.847		43	25	10.5875	37.05625
3	Diafragma	0.542			25	12.60465116	44.11628
4	PCI girder	0.758		43	25	85.275	298.4625
Jumlah						175.4046512	613.9163
1	Aspal	17.85	0.05	43	22	9.8175	34.36125
2	Parapet	0.465		43	25	5.8125	20.34375

No	Jenis Beban	b	h	L	γ	1/ 2 P	Momen
		m	m	m	kN/m3	kN	kNm
Jumlah						15.63	54.705

Sumber: Penulis

b Beban hidup akibat beban D

Beban hidup dibagi menjadi 2 yaitu Beban Terbagi Rata (BTR) dan Beban Gaya Terpusat (BGT). Hal tersebut dijelaskan seperti berikut:

1) Beban terbagi rata (BTR)

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{L} \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{43} \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 3.82
 \end{aligned}$$

$$M_{BTR} = 3.82 \times 3.5 = 13.37 \text{ kNm}$$

2) Beban garis terpusat (BGT)

$$\begin{aligned}
 q_{BGT} &= (1 + DLA) \times P \\
 &= \frac{(1 + 40\%) \times 49}{2} \\
 &= 34.40
 \end{aligned}$$

$$M_{BGT} = 34.40 \times 3.5 = 120.05$$

c Beban hidup akibat beban rem

Menurut SNI 1725:2016 beban rem diambil beban terbesar dari persamaan berikut:

$$(1) \quad 25\% \text{ Beban T} = 25\% \times 295.5 = 73.125$$

$$(2) \quad 5\% (\text{Beban T} + \text{BTR}) = 5\% (292.5 + 7.64) = 15$$

Persamaan terbesar adalah persamaan nomer satu. Pada perhitungan abutment diasumsikan abutment menopang $\frac{1}{2}$ beban struktur atas. Beban tersebut adalah termasuk beban akibat rem, sehingga beban akibat rem pada abutment adalah 36.5625 kN. Pada SNI 1725:2016 perhitungan beban rem bekerja pada 1.8 meter dari atas perkerasan dikarenakan beban rem bekerja pada arah horizontal maka lengan gaya adalah jarak dengan titik A abutment. Sehingga perhitungan momen beban rem dapat dihitung

sebagai berikut:

$$\text{Lengan Gaya} = H_{\text{abutemt}} + H_{\text{Pilecap}} + 1.8 = 8.050 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 8.050 \times 36.5625 = 294.3 \text{ kNm}$$

d. Beban akibat gempa

Untuk menghitung perencanaan struktur jembatan akibat beban gempa didasarkan pada peraturan SNI 20833:2016. Sebelum melakukan perhitungan terlebih dahulu menganalisa lokasi rencana pembangunannya. Pada perencanaan ini jembatan akan dibangun pada Kabupaten Majalengka Provinsi Jawa Barat. Maka ditentukan parameter sebagai berikut sesuai dengan peraturan yang ada di SNI 20833:2016.

Tabel 4. 65 Parameter Perencanaan Beban Gempa pada Jembatan

Parameter	Sumber	Nilai
Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA)	Peta Gempa SNI 2833 2016	0.25
Respons Spektra Percepatan Gempa 0.2 Detik (S_s)	Peta Gempa SNI 2833 2016	0.5
Respons Spektra Percepatan Gempa 1 Detik (S_1)	Peta Gempa SNI 2833 2016	0.25
Faktor Situs (F_a /FPGA)	Tabel 3 SNI 2833 2016	1.3
Faktor Amplifikasi 1 Detik (F_v)	Tabel 4 SNI 2833 2016	2.56
Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah (A_s)	FPGA x PGA	0.325
Nilai Spektra Muka Tanah 0.2 Detik (SDS)	$F_a \times S_s$	0.65
Nilai Spektra Muka Tanah 1 Detik (SD1)	$F_v \times S_1$	0.64
(T_s)	$D1 / SD$	0.985
(T_0)	$0.2T_s$	0.197
(T)	Gambar 4 SNI 2833 2016	0.2
Koefisien Respon Elastik (C_{sm})	Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, maka $C_{sm} = SDS$	0.65

Sumber: SNI 2833-2016

Setelah menentukan nilai nilai tersebut dilanjutkan untuk menghitung beban akibat gempa pada jembatan sebagai berikut:

1. Beban gempa akibat struktur atas

$$W_t = \text{Beban struktur atas}$$

$$= 191.03 \text{ kN}$$

$$R = 0.8 \text{ (Tabel 7 SNI 2833 2016)}$$

$$E_{Q-SA} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.65}{0.8} \times 191.03$$

$$= 155.22 \text{ kN/m}$$

$$ME_{Q-SA} = 155.22 \times 3.5$$

$$= 543.25 \text{ kN}$$

2. Beban gempa akibat struktur bawah

$$W_t = \text{Beban struktur bawah}$$

$$= 693.4 \text{ kN}$$

$$R = 3 \text{ (Tabel 7 SNI 2833 2016)}$$

$$E_{Q-SA} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.65}{3} \times 693.4$$

$$= 150.24 \text{ kN/m}$$

$$ME_{Q-SA} = 150.24 \times 3.5$$

$$= 525.83 \text{ kNm}$$

- e. Beban akibat tekanan tanah aktif

Berikut ini merupakan parameter jenis tanah timbunan yang digunakan:

$$H \text{ timbunan} = 6.25 \text{ m}$$

$$BJ \text{ Tanah } (\gamma) = 17.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sudut geser } (\Theta) = 25^\circ$$

$$\text{Koheesi (c)} = 12$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25}{2} \right)$$

$$= 0.405$$

$$P_{TA-1} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H \times K_a$$

$$= \frac{1}{2} \times 17.2 \times 6.25 \times 0.405$$

$$= 21.769 \text{ Kn}$$

$$M_{TA-1} = \frac{1}{3} \times H \times P_{TA-1}$$

$$= \frac{1}{3} \times 6.25 \times 21.769$$

$$= 45.352 \text{ kNm}$$

$$P_{TA-2} = \gamma \times H \times K_a$$

$$= 17.2 \times 6.25 \times 0.405$$

$$= 43.538 \text{ Kn}$$

$$M_{TA-2} = \frac{1}{2} \times H \times P_{TA-2}$$

$$= \frac{1}{2} \times 6.25 \times 43.538$$

$$= 136.035 \text{ kNm}$$

Setelah seluruh beban dihitung, kemudian rekapitulasi hasil pembebanan berdasarkan arah gaya:

Tabel 4. 66 Rekapitulasi Beban Abutment

Jenis Beban	Beban (kN)	Momen (kNm)
Momen Vertkal		
Abutment Sendiri	693.4	874.094

Struktur Atas	175.4046512	613.916279
Struktur Atas Tambahan	15.63	54.705
BTR	3.82	13.37
BGT	34.30	120.05
Jumlah	922.55	1676.1
Momen Horizontal		
Rem	36.5625	294.328
Gempa Akibat Struktur Bawah	150.24	525.83
Tek. Tanah	65.306	181.406
Gempa Akibat Struktur Atas	155.22	543.25
Jumlah	407.321	1544.817

Tabel 4. 67 Kombinasi Beban

Kondisi	Arah			
	q Vertikal (kN)	M Vertikal (kNm)	q Horizontal (kN)	M Horizontal (kNm)
Ekstrem 1	884.43	3347.66	357.70	1214.21
Kuat 1	953.05	3352.27	147.45	674.92
Kuat 2	937.80	3272.22	132.82	557.18

Setelah melakukan perhitungan kombinasi pembebanan selanjutnya di periksa terhadap stabilitas abutment:

$$\begin{aligned}
 SF &= 3 && \text{Nilai } N_c, N_q, \text{ dan } N_\gamma \text{ untuk sudut geser } 25^\circ \\
 \text{Kohesi (c)} &= 12 && \text{berdasarkan Tabel Terzaghi} \\
 \text{BJ Tanah} &= 17.2 \text{ kN/m}^2 && N_c = 25.1 \\
 \text{Sudut geser} &= 25^\circ && N_q = 12.7 \\
 D_f &= 2 && N_\gamma = 9.7 \\
 B &= 7
 \end{aligned}$$

$$q_u = cN_c + D_f\gamma N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

$$= 12 \times 25.1 + 2 \times 17.2 \times 12.7 + \frac{1}{2} \times 17.2 \times 7 \times 9.7$$

$$= 1326.94$$

$$q_{all} = \frac{1}{SF} \times q_u$$

$$= \frac{1}{3} \times 1326.94$$

$$= 442.313$$

Selanjutnya cek stabilitas abutment

Tabel 4. 68 Cek Stabilitas Abutment

Kondisi	Cek Stabilitas							
	Guling		Geser		Eksentrisitas		Daya Dukung Tanah	
Ekstrem I	2.757	≥ 1.5	1.62	≥ 1.5	1.088	< 1.17	30.89911	< 442.313
Kuat I	4.967	≥ 1.5	4.15	≥ 1.5	0.691	< 1.17	28.64481	< 442.313
Kuat II	5.873	≥ 1.5	4.56	≥ 1.5	0.605	< 1.17	27.48847	< 442.313

Untuk rencana dimensi abutment telah memenuhi cek stabilitas abutment terhadap guling, geser, eksentrisitas, dan daya dukung tanah kemudian direncanakan penulangan di setiap bagian abutment

1) Kepala Abutment

Sebelum melakukan perhitungan kepala abutment, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh kepala abutment sebagai berikut:

- 3. Mutu beton = $f_c' 35$
 - BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = $f_y 420$ MPa
 - $d = 800$ mm
- Selimut beton = 25 mm
 - $b = 1000$ mm
- d efektif = 750 mm

Setelah menentukan parameter serta dimensi kepala abutment, selanjutnya adalah perhitungan beban yang akan diterima oleh kepala abutment sebagai berikut:

a Beban mati akibat struktur sendiri

Tabel 4. 69 Beban Mati Struktur Sendiri

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
Kepala 1	18.9	4.35	82.215
Kepala 2	12.5	4.74	59.25
Kepala 3	3.25	4.83	15.6975
Jumlah	34.65		157.1625

b Beban mati akibat struktur diatasnya

Tabel 4. 70 Analisis Beban Mati Struktur Diatasnya

Beban	Tebal (m)	BJ	γ	qu (kN/m)	Lengan Gaya	Mu (kNm)
Plat Injak 1	0.3	25	1.3	9.75	0.15	1.4625
Timbunan	0.3	17.2	1.3	6.708	0.45	3.0186
Agregat Kelas A	0.2	22.7	2	9.08	0.55	4.994
AC Base	0.1	22	2	4.4	0.6	2.64
AC - BC	0.08	22	2	3.52	0.64	2.2528
AC - WC	0.05	22	2	2.2	0.624	1.3728
Jumlah				35.658		15.7407

c Beban hidup akibat beban terbagi rata (BTR)

$$q_{BTR} = 7.64 \text{ kN/m}$$

$$m_{BTR} = 3.82 \text{ kNm}$$

d Perencanaan tulangan kepala abutment

$$\begin{aligned} M_u &= m_{BTR} + M_S + M_A \\ &= 3.82 + 15.740 + 157.1625 \\ &= 36.0732 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{176.732}{0.8} \\ &= 220.90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{220.9 \times 10^6}{1000 \times 650^2} \\ &= 0.522 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 35}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \end{aligned}$$

$$= 0.035$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.035$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 35}$$

$$= 14.118$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0.029}{420}} \right)$$

$$= 0.001$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$ Asmin

$$\begin{aligned} \text{Tul. Utama} &= \rho_{\min} \times b \times d_f \\ &= 0.003 \times 1000 \times 750 \\ &= 2500 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D19-100 (2835 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asmin Tul. Bagi} &= 0.5 \text{Asmin Tul. Utama} \\ &= 0.5 \times 2500 \\ &= 1250 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D16-150 (1340 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

2) Badan Abutment

Sebelum melakukan perhitungan badan abutment, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh badan abutment sebagai berikut:

- 4. Mutu beton = $f_c'35$
 - BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = f_y 420 MPa
 - $d = 2000$ mm
- Selimut beton = 25 mm
 - $b = 1000$ mm
- d efektif = 1950 mm

Setelah menentukan parameter serta dimensi badan abutment, selanjutnya adalah perhitungan beban yang akan diterima oleh badan abutment sebagai berikut:

a Beban mati akibat struktur sendiri

Tabel 4. 71 Beban Mati Struktur Sendiri

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
Kepala 1	18.90	4.35	82.22
Kepala 2	12.50	4.74	59.25
Kepala 3	3.25	4.83	15.70
Dinding	150.00	3.50	525.00
Struktur Atas	191.03	3.50	668.62
Jumlah	375.68		1350.78

b Beban hidup yang bekerja pada dinding abutment

Tabel 4. 72 Beban Hidup yang Bekerja

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
BTR	3.82	3.50	13.37
BGT	34.30	3.50	120.05
Gempa Akibat Struktur Atas	155.22	4.00	620.86
Rem	36.56	0.00	0.00
Gempa Akibat Struktur Bawah	150.24	1.00	150.24
Tek. Tanah	65.31	1.00	65.31
Jumlah	445.44		969.83

c Perhitungan penulangan badan abutment

$$\begin{aligned} M_u &= MD + ML \\ &= 1350.78 + 969.83 \\ &= 2320.61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{2320.61}{0.8} \\ &= 2900.76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{2900.76 \times 10^6}{1000 \times 1950^2} \\ &= 0.763 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 35}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0.035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{420} \\ &= 0.003 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75\rho_b \\ &= 0.75 \times 0.035 \\ &= 0.02 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0.85f_c} \\
 &= \frac{420}{0.85 \times 35} \\
 &= 14.118 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0.763}{420}} \right) \\
 &= 0.001
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} > \rho$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned}
 1) \text{ Tul. Utama} &= \rho_{min} \times b \times d_{ef} \\
 &= 0.003 \times 1000 \times 1950 \\
 &= 6500 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D29-100 (6605 mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin Tul. Bagi} &= 0.5 \text{Asmin Tul. Utama} \\
 &= 0.5 \times 6500 \\
 &= 3250 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D29-200 (3303 mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

2) Tulangan susut

Tabel 4. 73 Tulangan Susut Badan Abutment

	Abutment	satuan
Tinggi abutmen (hi)	3000	mm
Lebar abutmen (b)	1000	mm
luas tulangan susut (Asst)	5400	mm ²

Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 16 \text{ mm} \quad (A_s = 201.062 \text{ mm}^2)$$

Jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}
 S_{abt} &= \frac{A_s \times h_i}{A_{sst}} \\
 &= \frac{201.062 \times 3000}{5400} \\
 &= 11.701 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut D16-100.

3) Wingwall

Sebelum melakukan perhitungan wingwall, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh wingwall sebagai berikut:

- 5. Mutu beton = $f_c'25$
 - BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = f_y 420 MPa
 - $d = 300$ mm
- Selimut beton = 25 mm
 - $b = 3000$ mm
- d efektif = 250 mm

Setelah menentukan parameter serta dimensi wingwall, selanjutnya adalah perhitungan beban yang akan diterima oleh wingwall sebagai berikut:

a beban mati akibat struktur sendiri

Tabel 4. 74 Beban Mati Struktur Sendiri

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
Wingwall 1	62.50	1.50	93.75
Wingwall 2	50.00	1.75	87.50
Wingwall 3	26.00	1.75	45.50
Wingwall 4	3.25	0.13	0.41
Wingwall 5	156.25	1.50	234.38
Wingwall 6	32.50	1.25	40.63
Wingwall 7	3.25	2.625	8.53
Jumlah	333.75		510.69

Sumber: Penulis

b Beban hidup yang diterima wingwall

Tabel 4. 75 Beban Hidup Wingwall

Bag. Struktur	Beban	Lengan	Momen
Tek. Tanah 1	21.769	3.4	74.01
Tek. Tanah 2	43.538	1.135	49.42
Jumlah	65.306		123.43

Sumber: Penulis

c Perhitungan penulangan

$$M_u = M_D + M_L$$

$$= 510.69 + 123.43$$

$$= 634.12 \text{ kNm}$$

Penulangan Arah X

$$M_{ux} = \frac{1}{8} \times M_u \times \frac{1}{2} l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 634.12 \times 1.5^2$$

$$= 178.345 \text{ kN/m}$$

$$M_{nx} = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{178.345}{0.8}$$

$$= 222.93 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{222.93 \times 10^6}{250 \times 3000^2}$$

$$= 0.0901 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.765$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 0.0901}{420}} \right)$$

$$= 0.0002$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$\text{Asmin Tul. Utama Arah X} = \rho_{\min} \times b \times h_{ef}$$

$$= 0.003 \times 1000 \times 250$$

$$= 833 \text{ mm}^2 \text{Dipakai D16-200 (1005 mm}^2\text{)}$$

Penulangan Arah Y

$$M_u = \frac{1}{8} \times M_u \times \frac{1}{2} l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 634.45 \times 2.760^2$$

$$= 603.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{nx} = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{603.8}{0.8}$$

$$= 754.76 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{754.76 \times 10^6}{250 \times 1000^2}$$

$$= 3.019 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.025$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 25}$$

$$= 19.765$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19.765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.765 \times 3.109}{420}} \right)$$

$$= 0.007$$

$\rho_{\min} < \rho$, maka dipakai ρ

$$\text{Asmin Tul. Utama Arah Y} = \rho_{\min} \times b \times h_{ef}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.007 \times 1000 \times 250 \\
 &= 1750 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D19-150 (1890 mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

4) Pilecap Abutment

Sebelum melakukan perhitungan Pilecap abutment, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh pilecap sebagai berikut:

- | | |
|-----------------------------|------------------------------------|
| 6. Mutu beton = $f_c'35$ | • BJbeton = 2500 kg/m ³ |
| • Mutu baja = f_y 420 MPa | • $h = 1000 \text{ mm}$ |
| • Selimut beton = 25 mm | • $b = 1000 \text{ mm}$ |
| • h efektif = 950 mm | |

Setelah menentukan parameter serta dimensi pilecap, selanjutnya adalah perhitungan tegangan pada dasar yang akan diterima oleh pilecap sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{M_u}{A} \\
 &= \frac{3347.66 + 1214}{126} \\
 &= 36.21 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

a Selanjutnya hitung momen ultimit yang bekerja pada arah x dan arah y

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= \frac{1}{8} \times \sigma \times \frac{1}{2} b^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 36.21 \times 3.5^2 \\
 &= 55.44 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{uy} &= \frac{1}{8} \times \sigma \times \frac{1}{2} d^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 36.21 \times 9^2 \\
 &= 366.57 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b Perencanaan tulangan

Tabel 4. 76 Perencanaan Tulangan Pilecap Abutment

Parameter	Tul. Atas X	Tul. Atas Y	Tul.Bawah X	Tul. Bawah Y
b	1000	1000	1000	1000
d ef	950	950	950	950
Mn	69.30	458.22	69.299	458.223
Rn	0.077	0.508	0.077	0.508
ρb	0.035	0.035	0.035	0.035
ρmin	0.0033	0.0033	0.003	0.003
ρmax	0.03	0.03	0.027	0.027
m	14.118	14.118	14.118	14.118
ρ	0.00008	0.0005	0.000	0.001
As minimum	3167	3167	3166.667	3166.667
As dipakai	3927	3927	3927.000	3927.000

Sumber: Penulis

$$\begin{aligned}
 M_{nx} &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\
 &= \frac{55.44}{0.8} \\
 &= 69.3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ny} &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\
 &= \frac{366.58}{0.8} \\
 &= 458.2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{nx} &= \frac{M_{nx}}{b \times d^2} \\
 &= \frac{69.3 \times 10^6}{1000 \times 950^2} \\
 &= 0.077 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{b \times d^2}$$

$$= \frac{458.2 \times 10^6}{1000 \times 950^2}$$

$$= 0.508 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 35}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.035$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.035$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 35}$$

$$= 14.118$$

$$\rho_x = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_{nx}}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0.077}{420}} \right)$$

$$= 0.00008$$

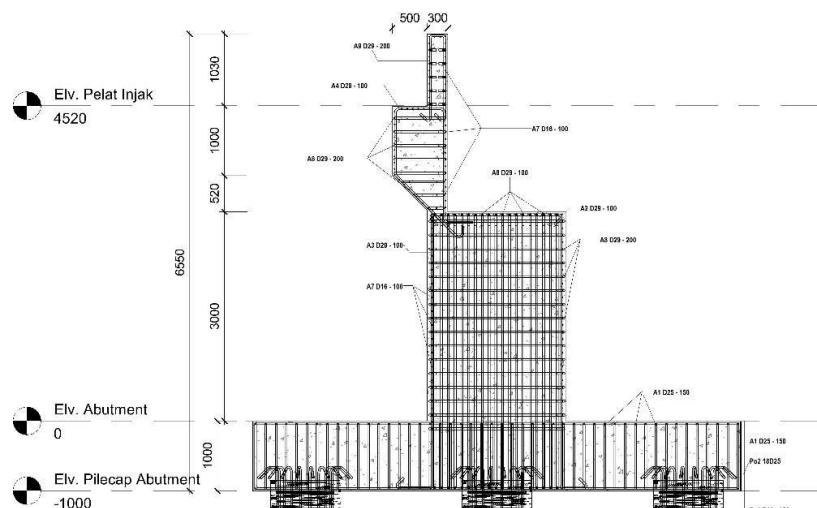
$$\begin{aligned}\rho_y &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_{ny}}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0.508}{420}} \right) \\ &= 0.0005\end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho$, maka dipakai ρ

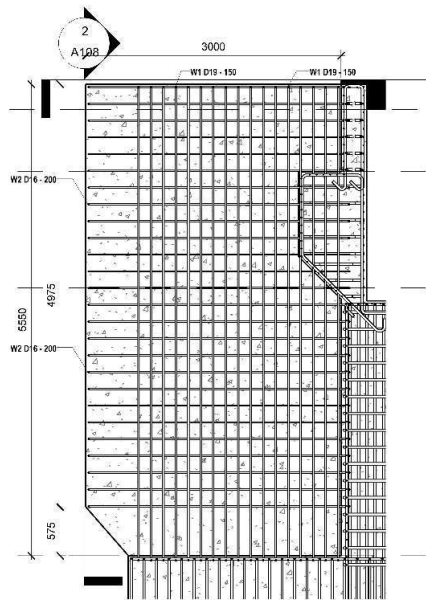
$$\begin{aligned}\text{Asmin Tul. Utama Arah X} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0.003 \times 1000 \times 950 \\ &= 3167 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D25-150 (3272 mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho$, maka dipakai ρ

$$\begin{aligned}\text{Asmin Tul. Utama Arah Y} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0.003 \times 1000 \times 925 \\ &= 3167 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D25-150 (3272 mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

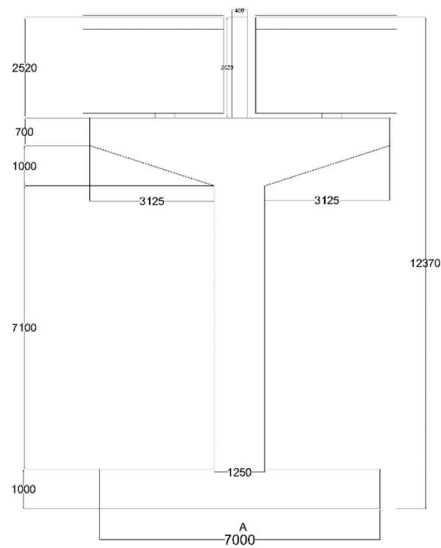


Gambar 4. 35 Detail Penulangan Abutment



Gambar 4. 36 Detail Penulangan Wing Wall

4.1.4.10 Pilar



Gambar 4. 37 Gambar Rencana Dimensi Pilar

Sumber: Penulis

Sebelum merencanakan sebuah pilar perencana harus menentukan dimensi serta parameter yang terkait dalam perencanaan pilar, sebagai berikut:

Tabel 4. 77 Propertis Pilar

Mutu Beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja Tulangan (f_y)	= 420 MPa
Tebal Selimut Beton (s)	= 75 mm
Tinggi Pilar (h)	= 12.37 m
Lebar Pile-Cap (b_p)	= 18 m
Tinggi Pile-Cap (h_p)	= 1 m
Panjang Pile-Cap (d_p)	= 7 m
Lebar Dinding Pilar (b_d)	= 1.25 m
Tinggi Dinding Pilar (h_d)	= 7.1 m
Panjang Dinding Pilar (d_d)	= 18 m

Setelah penentuan dimensi serta parameter kemudian menganalisa beban yang bekerja pada pilar sebagai berikut:

a Beban mati akibat struktur sendiri

Tabel 4. 78 Beban Mati Struktur Sendiri

Bag. Struktur	h (m)	b (m)	Luas (m ²)	BJ (kn/m ³)	Beban (kN)	Jarak ke A	Momen (kNm)
Kepala 1	2.55	0.4	1.02	25	25.5	0	0.000
Kepala 2	0.7	1.25	0.875	25	21.875	0	0.000
Kepala 3	1	1.25	1.25	25	31.25	2.25	70.313
Kepala 4	0.7	3	2.1	25	52.5	2.25	118.125
Kepala 5	0.7	3	2.1	25	52.5	2	105.000
Kepala 6	1	3.125	1.5625	25	39.0625	2	78.125
Kepala 7	1	3.125	1.5625	25	39.0625	0	0.000
Badan Pilar	7.1	1.25	8.875	25	221.875	0	0.000
Pile Cap	1	7	7	25	175	0	0.000
Jumlah					658.625		371.56

Setelah melakukan perhitungan beban dilanjutkan identifikasi momen struktur pada titik A:

Beban mati akibat struktur atas :

Jarak terhadap titik A ke kanan = 1.8 m

Jarak terhadap titik A ke kiri = - 1.8 m

Berat Jenis Beton = 25 kN/m³

b Analisa beban struktur atas dari arah kanan

Tabel 4. 79 Analisa Beban Struktur Atas dari Arah Kanan

No	Jenis Beban	b	h	L	γ	P	Momen
		m	m	m	kN/m3	kN	kNm
1	Plat lantai	17.85	0.3	43	25	66.9375	120.49
2	plat deck	0.847		43	25	10.5875	19.06
3	Diafragma	0.54285			25	12.6244186	22.72
4	PCI girder	0.758		43	25	85.275	153.50
Jumlah						175.4244186	315.76
1	Aspal	17.85	0.05	43	22	9.8175	17.67
2	Parapet	0.465		43	25	5.8125	10.46
Jumlah						15.63	28.13

c Analisa beban struktur atas dari arah kiri

Tabel 4. 80 Analisa Beban Struktur Atas dari Arah Kiri

No	Jenis Beban	b	h	L	γ	P	Momen
		m	m	m	kN/m3	kN	kNm
1	Plat lantai	17.85	0.3	43	25	66.9375	-120.49
2	plat deck	0.847		43	25	10.5875	-19.06
3	Diafragma	0.54285			25	12.62	-22.72
4	PCI girder	0.758		43	25	85.275	-153.50
Jumlah						175.42	-315.76
1	Aspal	17.85	0.05	43	22	9.8175	-17.67
2	Parapet	0.465		43	25	5.8125	-10.46
Jumlah						15.63	-28.134

d Beban hidup akibat beban D dari kanan

Beban hidup dibagi menjadi 2 yaitu Beban Terbagi Rata (BTR) dan Beban Gaya Terpusat (BGT). Hal tersebut dijelaskan seperti berikut:

1. Beban terbagi rata (BTR)

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{L} \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{43} \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 3.82
 \end{aligned}$$

$$M_{BTR} = 3.82 \times 1.8 = 6.876 \text{ kNm}$$

2. Beban garis terpusat (BGT)

$$\begin{aligned}
 q_{BGT} &= (1 + DLA) \times P \\
 &= \frac{(1 + 40\%) \times 49}{2} \\
 &= 34.40
 \end{aligned}$$

$$M_{BGT} = 34.40 \times 1.8 = 61.74$$

e Beban hidup akibat beban D dari kiri

1. Beban terbagi rata (BTR)

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{L} \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{43} \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 3.82
 \end{aligned}$$

$$M_{BTR} = 3.82 \times -1.8 = -6.876 \text{ kNm}$$

2. Beban garis terpusat (BGT)

$$\begin{aligned}
 q_{BGT} &= (1 + DLA) \times P \\
 &= \frac{(1 + 40\%) \times 49}{2} \\
 &= 34.40
 \end{aligned}$$

$$M_{BGT} = 34.40 \times -1.8 = 61.74$$

f Beban hidup akibat beban rem

Menurut SNI 1725:2016 beban rem diambil beban terbesar dari persamaan berikut:

- | | | |
|------------------------|---------------------|----------|
| (1) 25% Beban T | = 25% x 295.5 | = 73.125 |
| (2) 5% (Beban T + BTR) | = 5% (292.5 + 7.64) | = 15 |

Persamaan terbesar adalah persamaan nomer satu. Pada perhitungan abutment diasumsikan abutment menopang $\frac{1}{2}$ beban struktur atas. Beban tersebut adalah termasuk beban akibat rem, sehingga beban akibat rem pada abutment adalah 36.5625 kN. Pada SNI 1725:2016 perhitungan beban rem bekerja pada 1.8 meter dari atas perkerasan dikarenakan beban rem bekerja pada arah horizontal maka lengan gaya adalah jarak dengan titik A abutment. Sehingga perhitungan momen beban rem dapat dihitung sebagai berikut:

1. Beban gaya rem dari arah kanan

$$\text{Lengan Gaya} = H \text{ abutemt} + H \text{ Pilecap} + 1.8 = 14.170 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 14.170 \times 36.5625 = 518.09 \text{ kNm}$$

2. Beban gaya rem dari arah kiri

$$\text{Lengan Gaya} = H_{\text{abutment}} + H_{\text{Pilecap}} + 1.8 = 14.170 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 14.170 \times 36.5625 = 518.09 \text{ kNm}$$

g Beban akibat gempa

Untuk menghitung perencanaan struktur jembatan akibat beban gempa didasarkan pada peraturan SNI 20833:2016. Sebelum melakukan perhitungan terlebih dahulu menganalisa lokasi rencana pembangunannya. Pada perencanaan ini jembatan akan dibangun pada Kabupaten Majalengka Provinsi Jawa Barat. Maka ditentukan parameter sebagai berikut sesuai dengan peraturan yang ada di SNI 20833:2016.

Tabel 4. 81 Parameter Perencanaan Gempa pada Jembatan

Parameter	Sumber	Nilai
Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA)	Peta Gempa SNI 2833 2016	0.25
Respons Spektra Percepatan Gempa 0.2 Detik (Ss)	Peta Gempa SNI 2833 2016	0.5
Respons Spektra Percepatan Gempa 1 Detik (S1)	Peta Gempa SNI 2833 2016	0.25
Faktor Situs (Fa/FPGA)	Tabel 3 SNI 2833 2016	1.3
Faktor Amplifikasi 1 Detik (Fv)	Tabel 4 SNI 2833 2016	2.56
Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah (As)	FPGA x PGA	0.325
Nilai Spektra Muka Tanah 0.2 Detik (SDS)	Fa x Ss	0.65
Nilai Spektra Muka Tanah 1 Detik (SD1)	Fv x S1	0.64
(Ts)	$D1 / SD$	0.985
(T0)	$0.2T_s$	0.197
(T)	Gambar 4 SNI 2833 2016	0.2
Koefisien Respon Elastik (Csm)	Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, maka $C_{sm} = SDS$	0.65

Sumber: SNI 2833-2016

Setelah menentukan nilai nilai tersebut dilanjutkan untuk menghitung beban akibat gempa pada jembatan sebagai berikut:

- Beban gempa dari arah kanan pilar
- Beban gempa akibat struktur atas

$$W_t = \text{Beban struktur atas}$$

$$= 175.42 \text{ kN}$$

$$R = 1 \text{ (Tabel 7 SNI 2833 2016)}$$

$$E_{Q-SA} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.65}{1} \times 175.42$$

$$= 114.03 \text{ kN/m}$$

$$ME_{Q-SA} = 114.03 \times 2$$

$$= 228.05 \text{ kNm}$$

- Beban gempa akibat struktur bawah

$$W_t = \text{Beban struktur bawah}$$

$$= 658.625 \text{ kN}$$

$$R = 3 \text{ (Tabel 7 SNI 2833 2016)}$$

$$E_{Q-SA} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.65}{3} \times 658.6$$

$$= 142.7 \text{ kN/m}$$

$$ME_{Q-SA} = 142.7 \times 4.185$$

$$= 597.21 \text{ kNm}$$

- Beban gempa dari arah kiri pilar

- Beban gempa akibat struktur atas

$$W_t = \text{Beban struktur atas}$$

$$= 175.42 \text{ kN}$$

$$R = 0.8 \text{ (Tabel 7 SNI 2833 2016)}$$

$$E_{Q-SA} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.65}{1} \times 175.42$$

$$= 114.03 \text{ kN/m}$$

$$ME_{Q-SA} = 114.03 \times 2$$

$$= 228.05 \text{ kNm}$$

- Beban gempa akibat struktur bawah
 W_t = Beban struktur bawah
 $= 658.625 \text{ kN}$
 $R = 3$ (Tabel 7 SNI 2833 2016)

$$E_{Q-SA} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.65}{3} \times 658.6$$

$$= 142.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{E_{Q-SA}} = 142.7 \times 4.185$$

$$= 597.21 \text{ kNm}$$

h Beban hidup akibat tanah pasif

Berikut ini merupakan parameter jenis tanah timbunan yang digunakan:

$$H \text{ timbunan} = 2.5 \text{ m}$$

$$BJ \text{ Tanah } (\gamma) = 17.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sudut geser } (\Theta) = 25^\circ$$

$$\text{Koheresi } (c) = 12$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Theta}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25}{2} \right)$$

$$= 0.405$$

$$P_p = \gamma \times H \times K_p$$

$$= 17.2 \times 2.5 \times 0.405$$

$$= 17.415 \text{ Kn}$$

$$M_p = \text{jarak titik } A \times P_p$$

$$= 3.25 \times 17.415$$

$$= 56.6 \text{ kNm}$$

Setelah seluruh beban dihitung, kemudian rekapitulasi hasil pembebanan berdasarkan arah gaya:

i Pembebanan dari arah kanan pilar

Tabel 4. 82 Rekapitulasi Pembebanan dari Arah Kanan

Jenis Beban	Beban (kN)	Momen (kNm)
Momen Vertikal		
Pilar Sendiri	658.625	371.563
Struktur Atas	175.42	315.76
Struktur Atas Tambahan	15.63	28.13
BTR	3.82	6.876
BGT	34.30	61.74
Jumlah	8899.29	19329.2
Momen Horizontal		
Rem	36.5625	518.091
Gempa Akibat Struktur Bawah	142.70	597.21
Tek. Tanah	17.415	56.60
Gempa Akibat Struktur Atas	114.03	228.05
Jumlah	310.705	1399.949

j Pembebanan dari arah kiri pilar

Tabel 4. 83 Rekapitulasi Pembebanan dari Arah Kiri

Jenis Beban	Beban (kN)	Momen (kNm)
Momen Vertikal		
Struktur Atas	175.42	-315.76
Struktur Atas Tambahan	15.63	-28.13
BTR	3.82	-6.876
BGT	34.30	-61.74
Jumlah	8253.46	-18936.7
Momen Horizontal		
Rem	36.5625	518.091
Gempa Akibat Struktur Bawah	142.70	597.21
Gempa Akibat Struktur Atas	114.03	228.05
Jumlah	179.265	1115.299

Tabel 4. 84 Kombinasi Pembebanan

Kondisi	Arah			
	q Vertikal (kN)	M Vertikal (kNm)	q Horizontal (kN)	M Horizontal (kNm)
Ekstrem 1	1696.67	483.03	604.00	2743.30
Kuat 1	1757.66	483.03	149.04	1935.87
Kuat 2	1727.17	371.56	119.79	1092.78

Setelah melakukan perhitungan kombinasi pembebanan selanjutnya di periksa terhadap stabilitas abutment:

SF = 3	Nilai N_c , N_q , dan N_γ untuk sudut geser 25° berdasarkan Tabel Terzaghi
Kohesi (c) = 12	
BJ Tanah = 17.2 kN/m ²	$N_c = 25.1$
Sudut geser = 25°	$N_q = 12.7$
Df = 2.5	$N_\gamma = 9.7$
B = 7	

$$q_u = cN_c + Df\gamma N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

$$= 12 \times 25.1 + 2.5 \times 17.2 \times 12.7 + \frac{1}{2} \times 17.2 \times 7 \times 9.7$$

$$= 1389.53$$

$$q_{all} = \frac{1}{SF} \times q_u$$

$$= \frac{1}{3} \times 1389.53$$

$$= 463.18$$

Selanjutnya cek stabilitas pilar

Tabel 4. 85 Cek Stabilitas Pilar

Kondisi	Cek Stabilitas							
	Guling		Geser		Eksentrisitas		Daya Dukung Tanah	
Ekstrem 1	2.809	≥ 1.5	1.66	≥ 1.5	0.3440	< 1.167	16.57	< 463.18
Kuat 1	11.793	≥ 1.5	6.90	≥ 1.5	0.3299	< 1.167	16.27	< 463.18
Kuat 2	14.418	≥ 1.5	8.47	≥ 1.5	0.3290	< 1.167	15.11	< 463.18

Sumber: Penulis

1) Kepala Pilar

Sebelum melakukan perhitungan kepala pilar, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh kepala pilar sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c'35$
- BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = $f_y 420$ MPa
- d = 400 mm
- Selimut beton = 25 mm
- b = 1000 mm

- $d \text{ efektif} = 350 \text{ mm}$

Setelah menentukan parameter serta dimensi kepala pilar, selanjutnya adalah perhitungan beban yang akan diterima oleh kepala pilar sebagai berikut:

a Beban mati akibat struktur sendiri

Tabel 4. 86 Beban Mati Struktur Sendiri

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
Kepala 1	25.2	0	0

b Beban hidup akibat kendaraan

Tabel 4. 87 Beban Hidup Kendaraan

Beban	Beban	Lengan	Momen
Beban hidup terbagi rata (BTR)	7.64	0	0

Sumber: Penulis

c Perencanaan tulangan kepala abutment

$$\begin{aligned} M_u &= mBTR + MS \\ &= 0 + 0 \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{0}{0.8} \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{0 \times 10^6}{18000 \times 350^2} \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 35}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.035$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.035$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 35}$$

$$= 14.118$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0}{420}} \right)$$

$$= 0$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai

$\rho_{\min}$ Asmin Tul. Utama

$= \rho_{\min} \times b \times h_{ef}$

$= 0.003 \times 1000 \times 350$

$= 1167 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D16-150 (1340 mm}^2\text{)}$

Asmin Tul. Bagi = $0.5 \text{ Asmin Tul. Utama}$

$= 0.5 \times 1167$

$$= 583.3 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D13-200 (664 mm}^2\text{)}$$

2) Konsol Pilar

Sebelum melakukan perhitungan konsol pilar, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh kepala konsol pilar sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c'35$
- BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = $f_y 420 \text{ MPa}$
- $d = 1700 \text{ mm}$
- Selimut beton = 75 mm
- $b = 3000 \text{ mm}$
- $d \text{ efektif} = 1625 \text{ mm}$

Setelah menentukan parameter serta dimensi kepala konsol pilar, selanjutnya adalah perhitungan beban yang akan diterima oleh kepala konsol pilar sebagai berikut:

a beban mati akibat struktur sendiri

1. beban dari arah kanan

Tabel 4. 88 Beban Mati dari Arah Kanan

Bagian Struktur	Beban	momen
Kepala 1	25.50	0.000
Kepala 2	21.875	0.000
Kepala 3	31.25	70.313
Kepala 4	52.5	118.125
Kepala 5	52.5	105
Kepala 6	39.0625	78.125
Kepala 7	39.0625	0.000
Struktur Atas	175.42	315.764
Jumlah	200.92	687.33

2. beban dari arah kiri

Tabel 4. 89 Beban Mati dari Arah Kiri

Bagian Struktur	Beban	momen
Kepala 1	25.50	0
Kepala 2	21.875	0.000
Kepala 3	31.25	-70.313
Kepala 4	52.5	-118.125
Kepala 5	52.5	-105
Kepala 6	39.0625	-78.125

Bagian Struktur	Beban	momen
Kepala 7	39.0625	0.000
Struktur Atas	175.42	-315.76
Jumlah	200.92	-687.33

b Beban hidup

1. Beban dari arah kanan

Tabel 4. 90 Beban Hidup dari Arah Kanan

Bagian Struktur	Beban	momen
BTR	3.82	6.88
BGT	34.30	61.74
Rem	518.091	518.09
jumlah		586.71

2. Beban dari arah kiri

Tabel 4. 91 Beban Hidup dari Arah Kiri

Bagian Struktur	Beban	momen
BTR	3.82	-6.88
BGT	34.30	-61.74
Rem	518.091	518.09
jumlah		449.47

Sumber: Penulis

c Rekapitulasi beban

$$V_u = 0$$

$$M_u = 1036.19 \text{ kNm}$$

d Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{V_u}{\phi} \\
 &= \frac{0}{0.8} \\
 &= 0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

e Periksa dimensi konsol bendel

$$V_n < 0.2 \times f_c' \times b \times h_{eff}$$

$$0 < 61425000$$

$$V_n < 5.5 \times b \times h_{eff}$$

$$0 < 26812500$$

f Penentuan tulangan friksi

Konsol monolit = 1.4

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{V_n}{1.4 \times f_y} \\ &= \frac{0 \times 10^3}{1.4 \times 420} \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

g Menentukan luas tulangan Af dan An

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \times A + N_u (h - d) \\ &= 129522500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{M_u}{0.8 \times f_y \times 0.85 \times d} \\ &= \frac{129522500}{0.8 \times 420 \times 0.85 \times 1625} \\ &= 279.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_n &= \frac{H_u}{0.8 \times f_y} \\ &= \frac{1036.18 \times 10^3}{0.8 \times 420} \\ &= 3083.87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

h Menentukan tulangan pokok As dengan memilih persamaan yang terbesar dari perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} 1. \quad A_s &= \frac{2}{3} \times A_{vf} + A_n \\ &= \frac{2}{3} \times 0 + 3083.87 \\ &= 3083.87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad A_s &= A_f + A_n \\ &= 3362.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$3. \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0.04 \times f_c}{f_y \times b \times h_{eff}}$$

$$= 2400 \text{ mm}^2$$

Sehingga $A_s = 3362.96 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Dipakai D25-125 (3927 mm^2)

$$A_{s\text{min Tul. Bagi}} = 0.5 A_{s\text{min Tul. Utama}}$$

$$= 0.5 \times 3362.96$$

$$= 1681.48 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D19-150 (1890 mm}^2\text{)}$$

i Menentukan tulangan A_h

$$A_h = \frac{1}{2} \times A_s + A_n$$

$$= 139.55 \text{ mm}^2$$

Sehingga $A_h = 139.55 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Dipakai 3D13-900 (447 mm^2)

3) Badan Pilar

Sebelum melakukan perhitungan badan pilar, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh badan pilar sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c' 35$
- BJbeton = 2500 kg/m^3
- Mutu baja = $f_y 420 \text{ MPa}$
- $d = 1250 \text{ mm}$
- Selimut beton = 30 mm
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $d \text{ efektif} = 1190 \text{ mm}$

Setelah menentukan parameter serta dimensi badan pilar, selanjutnya adalah perhitungan beban yang akan diterima oleh badan pilar sebagai berikut:

a Beban mati akibat struktur sendiri

Tabel 4. 92 Beban Mati Struktur Sendiri

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
Kepala 1	25.50	0.00	0.00
Kepala 2	21.88	0.00	0.00
Kepala 3	31.25	2.25	70.31
Kepala 4	52.50	2.25	118.13
Kepala 5	52.50	2.00	105.00
Kepala 6	39.06	2.00	78.13
Kepala 7	39.06	0.00	0.00
Badan Pilar	221.875	0.00	0.00
Struktur Atas	350.85	1.80	631.53
Jumlah	834.47		1003.09

b. Beban hidup yang diterima badan pilar

1. Beban dari arah kanan

Tabel 4. 93 Beban hidup dari Arah Kanan

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
BTR	7.64	1.80	13.75
BGT	68.60	1.80	123.48
Gempa Akibat Struktur Atas	228.05	3.00	684.16
Rem	73.13	14.17	1036.18
Gempa Akibat Struktur Bawah	285.40	3.18	907.59
Jumlah	662.82		2765.15

2. Beban dari arah kiri

Tabel 4. 94 Beban Hidup dari Arah Kiri

Bagian Struktur	Beban	Lengan	Momen
BTR	7.64	-1.80	-13.75
BGT	68.60	-1.80	-123.48
Gempa Akibat Struktur Atas	228.05	-3.00	-684.16
Rem	73.13	14.17	1036.18
Gempa Akibat Struktur Bawah	285.40	-3.18	-907.59
Jumlah	662.82		-692.79

Sumber: Penulis

c. Rekapitulasi momen yang bekerja

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_D + M_L \\
 &= 1003.09 + 2072.36 \\
 &= 3075.45 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Penulangan badan pilar

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{3075.45}{0.8} \\
 &= 3844.32 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{3844.32 \times 10^6}{1000 \times 1190^2}$$

$$= 2.175 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 35}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.035$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.035$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 35}$$

$$= 14.118$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 2.175}{420}} \right)$$

$$= 0.005$$

$\rho_{\min} < \rho$, maka dipakai ρ

1) Asmin Tul. Utama = $\rho_{\min} \times b \times h_{ef}$

$$= 0.005 \times 1000 \times 1190$$

$$= 5950 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D29-100 (6650 mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{Asmin Tul. Bagi} &= 0.5 \times \text{Asmin Tul. Utama} \\ &= 0.5 \times 5950 \\ &= 2975 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Dipakai D29-200} \\ &\quad (3303 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

2) Tulangan susut

Tabel 4. 95 Tulangan Susut Pilar

	Pilar	satuan
Tinggi abutmen (hi)	7100	mm
Lebar abutmen (b)	1000	mm
luas tulangan susut (Asst)	12780	mm ²

Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 16 \text{ mm} \quad (\text{As} = 201.062 \text{ mm}^2)$$

Jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S_{abt} &= \frac{As \times h_i}{Asst} \\ &= \frac{201.062 \times 7100}{12780} \\ &= 11.701 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut D16-100.

4) Pilecap Pilar

Sebelum melakukan perhitungan Pilecap pilar, terlebih dahulu perencana menentukan dimensi dan beban yang akan diterima oleh pilecap sebagai berikut:

- Mutu beton = $f_c'35$
- BJbeton = 2500 kg/m³
- Mutu baja = $f_y 420 \text{ MPa}$
- $h = 1000 \text{ mm}$
- Selimut beton = 25 mm
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h \text{ efektif} = 950 \text{ mm}$

Setelah menentukan parameter serta dimensi pilecap, selanjutnya adalah perhitungan tegangan pada dasar yang akan diterima oleh pilecap sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_u}{A} \\ &= \frac{483.03 + 2743.3}{126} \\ &= 25.61 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- a Selanjutnya hitung momen ultimit yang bekerja pada arah x dan arah y

$$\begin{aligned}M_{ux} &= \frac{1}{8} \times \sigma \times \frac{1}{2} b^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 25.61 \times 3.5^2 \\ &= 39.21 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{uy} &= \frac{1}{8} \times \sigma \times \frac{1}{2} d^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 25.61 \times 9^2 \\ &= 259.26 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- b Perencanaan penulangan

Tabel 4. 96 Perencanaan Penulangan Pilecap Pilar

Parameter	Tul. Atas X	Tul. Atas Y	Tul.Bawah X	Tul. Bawah Y
b	1000	1000	1000	1000
d ef	950	950	950	950
Mn	49.01	324.07	49.01	324.07
Rn	0.054	0.359	0.054	0.359
ρb	0.035	0.035	0.035	0.035
ρmin	0.0033	0.0033	0.003	0.003
ρmax	0.03	0.03	0.027	0.027
m	14.118	14.118	14.118	14.118
ρ	0.0004	0.001	0.000	0.001
As minimum	3167	3167	3166.667	3166.667
As dipakai	3927	3927	3927	3927

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi}$$

$$= \frac{39.21}{0.8}$$

$$= 49.01 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$= \frac{259.26}{0.8}$$

$$= 325.07 \text{ kNm}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{nx}}{b \times d^2}$$

$$= \frac{49.01 \times 10^6}{1000 \times 950^2}$$

$$= 0.054 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{ny} = \frac{M_{ny}}{b \times d^2}$$

$$= \frac{324.073 \times 10^6}{1000 \times 950^2}$$

$$= 0.359 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0.85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 35}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0.035$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.035$$

$$= 0.02$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}$$

$$= \frac{420}{0.85 \times 35}$$

$$= 14.118$$

$$\rho_x = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_{nx}}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0.054}{420}} \right)$$

$$= 0.0001$$

$$\rho_y = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_{ny}}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14.118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.118 \times 0.359}{420}} \right)$$

$$= 0.0008$$

$\rho_{min} < \rho$, maka dipakai ρ

Asmin Tul. Utama Arah X = $\rho_{min} \times b \times h_{ef}$

$$= 0.003 \times 1000 \times 950$$

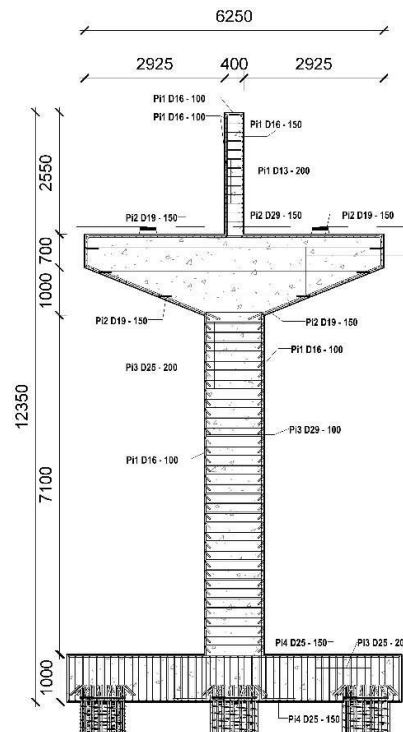
$$= 3167 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D25-150 (3272 mm}^2\text{)}$$

$\rho_{min} < \rho$, maka dipakai ρ

Asmin Tul. Utama Arah Y = $\rho_{min} \times b \times h_{ef}$

$$= 0.003 \times 1000 \times 950$$

$$= 3167 \text{ mm}^2 \quad \text{Dipakai D25-150 (3272 mm}^2\text{)}$$



Gambar 4. 38 Detail Penulangan Pilar
Sumber: Penulis

4.1.4.11 Borepile Abutment

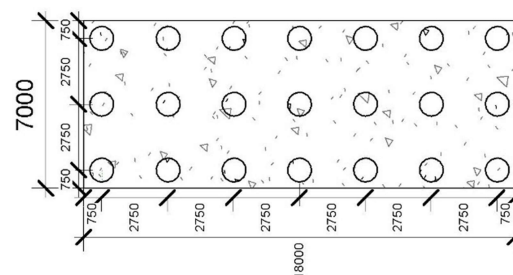
Sebelum melakukan perencanaan borepile terlebih dahulu menentukan parameter sebagai berikut:

Diameter, $D = 1 \text{ m}$

Panjang $L = 31 \text{ m}$

Mutu Beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu Tulangan $f_y = 420 \text{ MPa}$



Gambar 4. 39 Gambar Rencana Denah Pondasi Abutment

a Daya dukung ujung tiang

$N = 60$ (Nilai N-SPT kedalaman 23 m)

$$Cu = 4 N$$

$$= 4 \times 60$$

$$= 240 \text{ kN/m}^2$$

$$qp = 9 Cu$$

$$= 9 \times 240$$

$$= 2160 \text{ kN/m}^2$$

$$Qp = qp Ap$$

$$= 2160 \times 0,785$$

$$= 1695.6 \text{ kN}$$

b Daya dukung selimut tiang

$\alpha = 0,55$ (menurut Reese & Wright, 1988)

$$f = \alpha Cu$$

$$= 0,55 \times 240$$

$$= 132 \text{ kN/m}^2$$

$$Qs = f L P$$

$$= 132 \times 31 \times 3,142$$

$$= 13961.904 \text{ kN}$$

c Daya dukung ultimit tiang

$$Qu = Qp + Qs$$

$$= 1695.6 + 13961.904$$

$$= 15657.504 \text{ kN}$$

d Daya dukung ijin tiang

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

$$= \frac{15657.504}{3}$$

$$= 5219.168 \text{ kN}$$

e Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan ini menggunakan metode Converse-Labarre:

$$M = 7 \quad (\text{Jumlah baris tiang})$$

$$N = 3 \quad (\text{Jumlah tiang dalam satu baris})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{d}{s}$$

$$= \tan^{-1} \frac{1}{2.75}$$

$$= 19.983^\circ$$

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

$$= 1 - 19.983 \frac{(3-1)5 + (7-1)3}{90 \times 7 \times 3}$$

$$= 0.662$$

f Kapasitas izin kelompok tiang

$$Qg = Eg \times n \times Qa$$

$$= 0,662 \times 21 \times 5219.17$$

$$= 72556.87 \text{ kN}$$

g Perhitungan beban struktur atas

1. Beban vertikal

Tabel 4. 97 Beban Vertikal Akibat Struktur Atas

Jenis Beban	Beban (kN)
Vertikal	
Bore pile	588.25
Struktur Atas	7543.25
Struktur Atas Tambahan	672.09
BTR	3.82
BGT	34.30
Gempa Akibat Struktur Atas	21451.12
Jumlah	30292.83

2. Kombinasi pembebanan

Tabel 4. 98 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban	P (kN)
	Vertikal
Layan I	8841.71
Layan III	8834.086
Kuat I	17264.021
Ekstream I	38646.52

h Cek control

Berikut merupakan hasil cek control daya dukung pondasi:

Tabel 4. 99 Cek Kontrol

Kombinasi Beban	Cek Kontrol		Ket.
	P < Qg		
Layan I	8841.71	72556.87	OK
Layan III	8834.09	72556.87	OK
Kuat I	17264.02	72556.87	OK
Ekstream I	38646.52	72556.87	OK

i Penulangan *Longitudinal*

Direncanakan :

Diameter D = 1000 mm

Luas penampang $A = 799130 \text{ mm}^2$

Luas tulangan yang diperlukan :

Diambil $\rho = 1\%$

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \times A \\
 &= 1\% \times 799130 \\
 &= 7991.3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diambil tulangan D25 :

$$\begin{aligned}
 As1 &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 490.873 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan yang dibutuhkan} &= \frac{As}{As1} \\
 &= \frac{7991.3}{490.873} \\
 &= 16.288 \\
 &= 18 \text{ Batang}
 \end{aligned}$$

j Penulangan geser

Sebelum melakukan perhitungan tulangan geser dilakukan perencanaan parameter sebagai berikut:

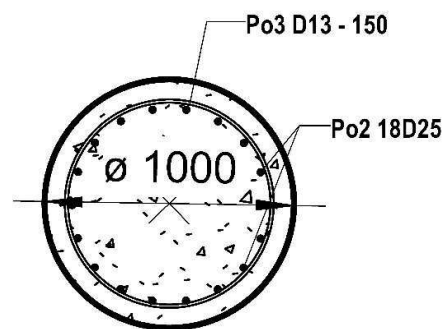
Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$ D tulangan = 13 mm
 Mutu baja $f_y = 420 \text{ MPa}$ $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$
 Diameter $D = 1000 \text{ mm}$ Jarak tulangan $s = 75 \text{ mm}$
 $D_c = 850 \text{ mm}$

Digunakan persamaan AASHTO pasal 5.11.4.1.4

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= 0.12 \times \frac{f'_c}{f_y} \\
 &= 0.12 \times \frac{30}{420} \\
 &= 0.0086
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= \frac{4 \times A_s}{s \times D_c} \\
 &= \frac{4 \times 265.46}{75 \times 850} \\
 &= 0.0167 > \rho_{\text{perlu}}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D13 – 75 hingga kedalaman 12 m, D13 – 150 untuk kedalaman 12-31 m.



Gambar 4. 40 Gambar Detail Penulangan Pondasi Borepile Abutment

4.1.4.12 Borepile Pilar

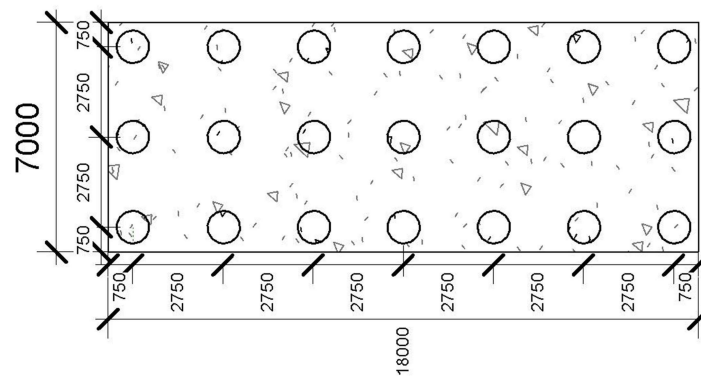
Sebelum melakukan perencanaan borepile terlebih dahulu menentukan parameter sebagai berikut:

Diameter, $D = 1 \text{ m}$

Panjang $L = 25.2 \text{ m}$

Mutu Beton $f_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu Tulangan $f_y = 420 \text{ MPa}$



Gambar 4. 41 Gambar Renacan Denah Pondasi Pilar

a Daya dukung ujung tiang

$N = 60$ (Nilai N-SPT kedalaman 23 m)

$$Cu = 4 N$$

$$= 4 \times 60$$

$$= 240 \text{ kN/m}^2$$

$$qp = 9 Cu$$

$$= 9 \times 240$$

$$= 2160 \text{ kN/m}^2$$

$$Qp = qp Ap$$

$$= 2160 \times 0,785$$

$$= 1695.6 \text{ kN}$$

b Daya dukung selimut tiang

$\alpha = 0,55$ (menurut Reese & Wright, 1988)

$$f = \alpha Cu$$

$$= 0,55 \times 240$$

$$= 132 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f L P$$

$$= 132 \times 25.2 \times 3,142$$

$$= 11349.68 \text{ kN}$$

c Daya dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1695.6 + 11349.68$$

$$= 13045.3 \text{ kN}$$

d Daya dukung ijin tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{13045.3}{3}$$

$$= 4348.42 \text{ kN}$$

e Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan ini menggunakan metode Converse-Labarre:

$$M = 7 \quad (\text{Jumlah baris tiang})$$

$$N = 3 \quad (\text{Jumlah tiang dalam satu baris})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{d}{s}$$

$$= \tan^{-1} \frac{1}{2.75}$$

$$= 19.983^\circ$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

$$= 1 - 19.983 \frac{(3-1)5 + (7-1)3}{90 \times 7 \times 3}$$

$$= 0.662$$

f Kapasitas ijin kelompok tiang

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a$$

$$= 0,662 \times 21 \times 5219.17$$

$$= 72556.87 \text{ kN}$$

g Perhitungan beban struktur atas

1. Beban vertikal

Tabel 4. 100 Beban Vertikal Akibat Struktur Atas

Jenis Beban	Beban (kN)
Vertikal	
Bore pile	588.25
Struktur Atas	15744.83
Struktur Atas Tambahan	1344.18
BTR	7.64
BGT	68.60
Gempa Akibat Struktur Atas	9806.23
Jumlah	27559.72

2. Kombinasi pembebanan

Tabel 4. 101 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban	P (kN)
	Vertikal
Layan I	17753.50
Layan III	17738.247
Kuat I	35079.967
Ekstream I	44748.96

h Cek control

Berikut merupakan hasil cek control daya dukung pondasi:

Tabel 4. 102 Cek Kontrol

Kombinasi Beban	Cek Kontrol		Ket.
	P < Qg		
Layan I	17753.50	60451.81	OK
Layan III	17738.25	60451.81	OK
Kuat I	35079.97	60451.81	OK
Ekstream I	44748.96	60451.81	OK

i Penulangan *Longitudinal*

Direncanakan :

Diameter $D = 1000 \text{ mm}$

Luas penampang $A = 981250 \text{ mm}^2$

Luas tulangan yang diperlukan :

Diambil $\rho = 1\%$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times A \\ &= 1\% \times 981250 \\ &= 9812.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil tulangan D29 :

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 29^2 \\ &= 660.185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang dibutuhkan} &= \frac{A_s}{A_{s1}} \\ &= \frac{9812.5}{660.185} \\ &= 14.86 \\ &= 16 \text{ Batang} \end{aligned}$$

j Penulangan geser

Sebelum melakukan perhitungan tulangan geser dilakukan perencanaan parameter sebagai berikut:

Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$	D tulangan	$= 13 \text{ mm}$
Mutu baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$	A_s	$= 265,46 \text{ mm}$
Diameter	$D = 1000 \text{ mm}$	Jarak tulangan	$s = 75 \text{ mm}$
	$D_c = 850 \text{ mm}$		

Digunakan persamaan AASHTO pasal 5.11.4.1.4

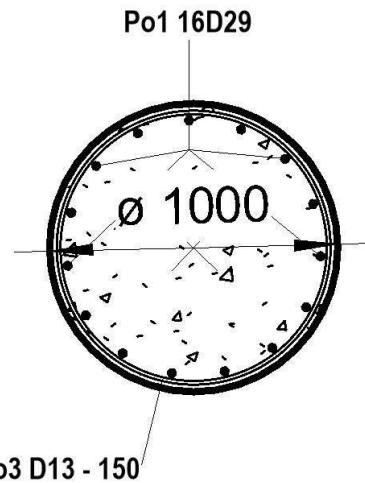
$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0.12 \times \frac{f'_c}{f_y} \\ &= 0.12 \times \frac{30}{420} \\ &= 0.0086 \end{aligned}$$

$$\rho_s = \frac{4 \times A_s}{s \times D_c}$$

$$= \frac{4 \times 265.46}{75 \times 850}$$

$$= 0.0167 > \rho \text{ perlu}$$

Digunakan tulangan geser D13 – 75 hingga kedalaman 12 m, D13 – 150 untuk kedalaman 12-25.2 m.



Gambar 4. 42 Gambar Detail Penulangan Pondasi Borepile Pilar

4.2 Pemodelan 3D Menggunakan Autodesk Revit

Setelah pada sub bab 4.1 dilakukan perhitungan struktur Jembatan IC akses Kertajati STA 3+074 yang dimulai dari parapet hingga *borepile*, tahapan selanjutnya dalam proses perencanaan ini adalah pemodelan 3D menggunakan Autodesk Revit. Pemodelan 3D didasarkan pada hasil perolehan perhitungan struktur yang menghasilkan dimensi yang sesuai dan memenuhi standar. Pemodelan struktur jembatan meliputi komponen struktur seperti struktur beton, pembesian dan komponen jembatan lainnya seperti aspal. Dalam pemodelan Jembatan IC akses Kertajati STA 3+074 kami menggunakan Autodesk Revit versi 2024. Langkah pemodelan menggunakan Autodesk Revit dapat dilakukan melalui beberapa tahapan sebagai berikut:

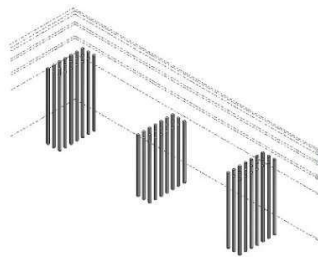
- 1) Membuka Autodesk Revit 2024 dan melakukan pembuatan project baru dengan menekan pilihan "*new*" pada opsi tabel model
- 2) Setelah pemilihan opsi baru, dilanjutkan pemilihan opsi *Structural Template*, kemudian menekan menu *Create New* untuk opsi *Project* dan dilanjutkan menekan OK
- 3) Langkah selanjutnya adalah pembuatan *Grid* sebagai acuan dalam melakukan pemodelan
 6. *Grid* arah x digunakan sebagai penentuan penempatan girder jembatan.
 7. *Grid* arah y digunakan sebagai penentuan penempatan diafragma jembatan.
 8. *Grid* Arah z digunakan sebagai ketinggian elevasi rencana dari struktur jembatan
- 4) Setelah proses pembuatan Grid, tahapan lanjutan adalah pembuatan elevasi untuk struktur seperti pilecap, parapet, plat lantai, PCI Girder dan lain – lain. Pembuatan elevasi dilakukan dengan memilih opsi "*View*" pada menu *Elevations*.
- 5) Tahapan selanjutnya setelah proses pembuatan *Grid* dan elevasi adalah membuat *family* untuk masing – masing item yang ada di Jembatan. Pembuatan *family* ini dikarenakan dalam Autodesk Revit sampai saat ini belum tersedia family khusus untuk struktur jembatan. Item struktur yang

akan dibuat adalah parapet, pelat lantai, pelat injak, gelagar (PCI Girder), plat deck, *bearing pad*, abutmen, pilar, kemudian pondasi berupa pondasi *borepile*. Kemudian struktur tersebut dibuat *family* secara terpisah-pisah dengan tahapan sebagai berikut:

1. Pilih tab *file* kemudian pilih *New* dan pilih opsi *Famliy*
2. Setelah memilih opsi *family* dilanjutkan memilih salah satu template yaitu opsi *template structural foundation*
3. Tahapan selanjutnya dalah membuat potongan melintang dengan cara memilih opsi *view left/right*, kemudian dilanjutkan tahapan dimensi secara memanjang dengan memilih *tab Properties* dan memilih *Extrusion End*.
4. Setelah model 3D dibuat, tahapan selanjutnya adalah memilih jenis material dengan memilih *tab properties* dan menekan opsi material lalu pilih *Create New Material*, masukan nama material dan memilih jenis material, kemudian tekan OK.
5. Dalam pembuatan setiap *family* lakukan tahapan *input* dalam *project* dengan menekan *load into project*, kemudian *family* yang sudah dibuat diletakkan pada *grid* dan elevasi yang sudah direncanakan sebelumnya.
6. Tahapan berikutnya adalah proses penulangan struktur jembatan dengan cara menekan struktur yang akan dibuat tulangan kemudian pilih opsi *rebar*. Penulangan dapat dilakukan dengan memilih opsi yang disediakan di Autodesk Revit ataupun membuat tulangan melalui *sketch rebar* untuk tulangan yang memiliki kerumitan tertentu.

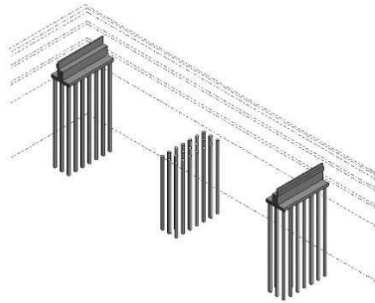
Dibawah ini merupakan hasil dari pembuatan family dari struktur jembatan:

a. Pekerjaan pondasi *borepile*



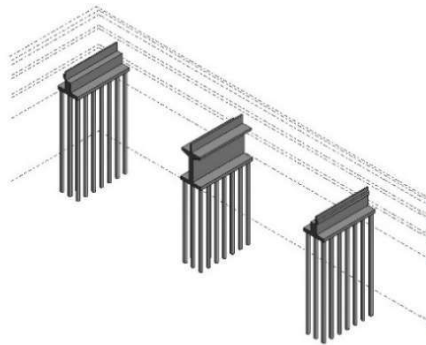
Gambar 4. 43 Pekerjaan Pondasi Borepile

b. Pekerjaan pilecap dan abutment



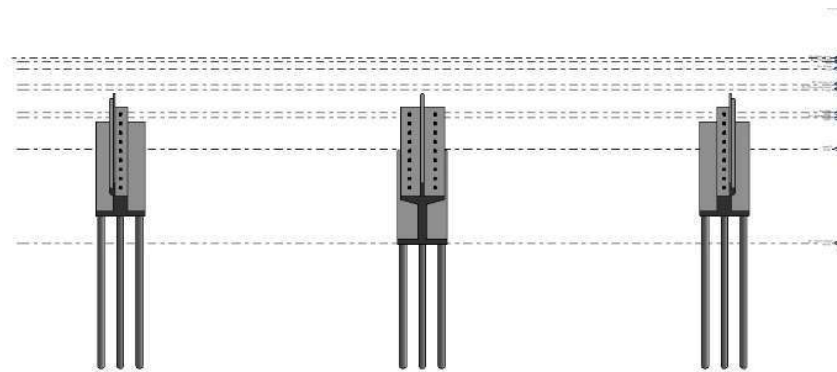
Gambar 4. 44 Pekerjaan Pilecap dan Abutment

c. Pekerjaan pilar



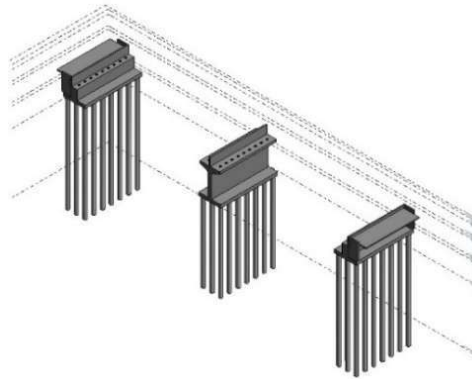
Gambar 4. 45 Pekerjaan Pilar

d. Pekerjaan bearing pad



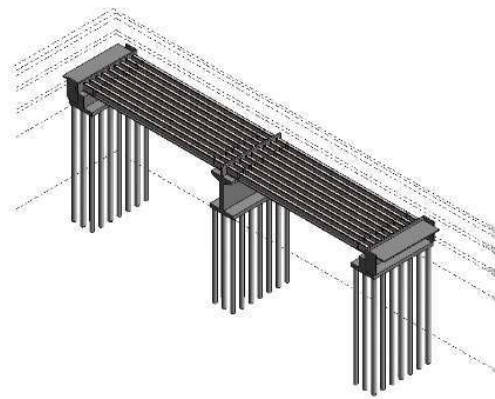
Gambar 4. 46 Pekerjaan Bearing Pad

- e. Pekerjaan *wingwall* dan plat injak



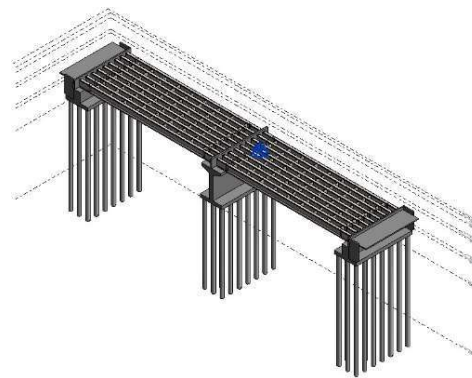
Gambar 4. 47 Pekerjaan Wingwall dan Pelat Injak

- f. Pekerjaan gelagar (PCI Girder)



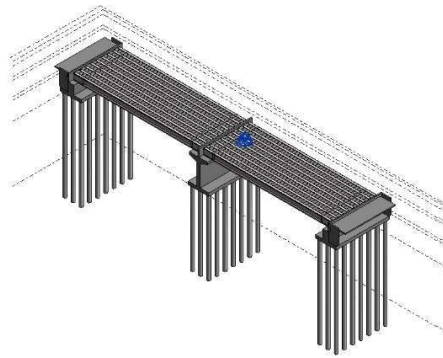
Gambar 4. 48 Pekerjaan Gelagar

- g. Pekerjaan diafragma



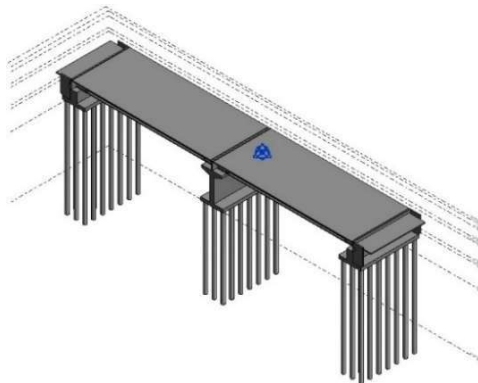
Gambar 4. 49 Pekerjaan Diafragma

h. Pekerjaan plat deck



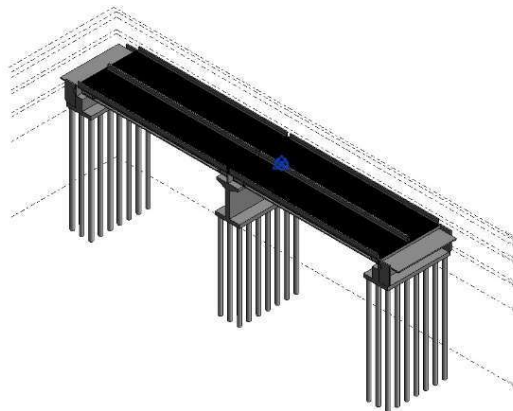
Gambar 4. 50 Pekerjaan Pelat Deck

i. Pekerjaan plat lantai



Gambar 4. 51 Pekerjaan Pelat Lantai

j. Pekerjaan aspal dan parapet



Gambar 4. 52 Pekerjaan Aspal dan Parapet

4.3 Perhitungan Biaya Menggunakan Microsoft Excel

Dalam melakukan perhitungan biaya suatu proyek, perencana harus menyusun item – item pekerjaan yang terkait dengan proses pelaksanaan proyek tersebut. Berikut adalah langkah dalam perhitungan biaya Jembatan IC akses Kertajati STA 3+074:

- 1) Mengidentifikasi item pekerjaan yang sesuai didasarkan pada Spesifikasi Umum Jalan Bebas Hambatan dan Jalan Tol 2022 berdasarkan divisi yang sesuai.
- 2) Menyusun Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) pada item pekerjaan. Acuan harga dalam AHSP dalam proses perencanaan Jembatan IC akses Kertajati STA 3+074 adalah menggunakan harga acuan Kota Semarang dan dilakukan perbandingan dengan Kabupaten Majalengka dengan perbandingan Upah Minimum Pekerja (UMP). Sedangkan untuk analisis kebutuhan pekerja, bahan dan peralatan mengacu pada Harga Satuan Pekerjaan (HSP) Konstruksi Bina Marga dan Peraturan Wali Kota Semarang tahun 2025.
- 3) Setelah menyusun AHSP, tahapan selanjutnya adalah mengalikan volume tiap item pekerjaan dengan masing-masing AHSP.
- 4) Seluruh total biaya perdivisi yang telah dikelompokkan tadi adalah harga total proyek.
- 5) Harga proyek tersebut ditambahkan dengan PPN atau Pajak Pertambahan Nilai sebesar 12%.
- 6) Hasil harga proyek ditambah dengan PPN tersebut merupakan Rencana Anggaran Biaya Jembatan IC akses Kertajati STA 3+074.
- 7) Setelah diketahui nilai total seluruh proyek ditambah dengan PPN kemudian dapat dicari bobot pekerjaan dengan cara pembagian antara harga per item pekerjaan dengan nilai keseluruhan proyek dan dilakukan dengan seratus.
- 8) Bobot pekerjaan tersebut dapat digunakan dalam proses selanjutnya yaitu penjadwalan proyek.

REKAPITULASI RANCANGAN ANGGARAN BIAYA

Kegiatan : Perencanaan Jembatan
 Pekerjaan : Pembangunan Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074
 Lokasi : Kab. Majalengka

Tabel 4. 103 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya

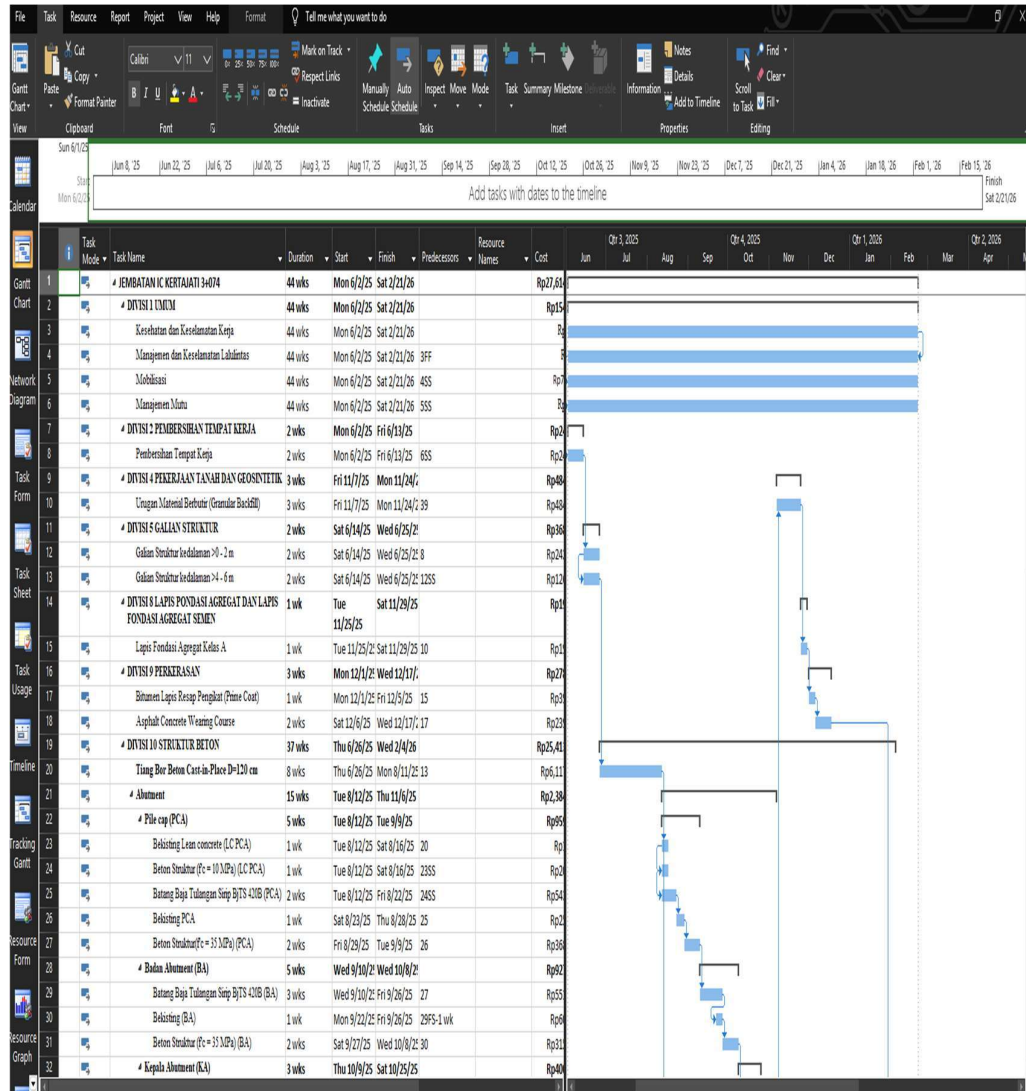
No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Umum	Rp154,765,178.074
2	Pembersihan Tempat Kerja	Rp24,516,698.639
3	Pembongkaran	Rp0.000
4	Pekerjaan Tanah dan Geosintetik	Rp484,670,782.402
5	Galian Struktur	Rp368,745,547.546
6	Drainase	Rp0.000
7	Subgrade	Rp0.000
8	Lapis Fondasi Agregat dan Lapis Fondasi Agregat Semen	Rp19,529,422.666
9	Perkerasan	Rp278,229,598.520
10	Struktur Beton	Rp23,809,233,565,527
11	Pekerjaan Baja Struktural	Rp0.000
12	Pekerjaan Lain-lain	Rp871,201,776.713
13	Pencahayaan, Lampu Lalu-lintas, dan Pekerjaan Listrik	Rp0.000
14	Plaza Tol	Rp0.000
15	Relokasi Utilitas dan Layanan yang Ada	Rp0.000
16	Kantor dan Fasilitas Tol	Rp0.000
17	Pekerjaan Harian	Rp0.000
(A) Jumlah Harga Pekerjaan (termasuk biaya umum dan keuntungan)		Rp26,008,005,740.269
(B) Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 12% x (A)		Rp3,120,960,688.832
(C) JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN = (A) + (B)		Rp29,128,966,429.101
DIBULATKAN		Rp29,128,966,000.000
<i>Terbilang: Dua Puluh Sembilan Milyar Seratus Dua Puluh Delapan Juta Sembilan Ratus Enam Puluh Enam Ribu Rupiah</i>		

4.4 Penjadwalan Proyek Menggunakan Microsoft Project

Setelah melakukan perhitungan biaya, tahapan selanjutnya adalah melakukan perencanaan penjadwalan Jembatan IC akses Kertajati STA 3+074 menggunakan Microsoft Project dengan tahapan sebagai berikut:

- 1) Tahapan penjadwalan yang pertama dilakukan dengan Microsoft Excel. Perencanaan penjadwalan menggunakan satuan minggu untuk durasi pekerjaan. Penjadwalan dilakukan dengan cara bobot pekerjaan dibagi dengan rencana durasi pekerjaan dan diperoleh bobot untuk per minggu.
- 2) Setelah itu bobot per minggu disusun sesuai tahapan dalam pekerjaan pembangunan dan syarat untuk melakukan suatu pekerjaan.
- 3) Seluruh bobot pekerjaan dalam satu minggu tersebut diakumulasikan menjadi bobot rencana per minggu.
- 4) Kemudian bobot rencana per minggu dikumulatifkan menjadi bobot kumulatif rencana.
- 5) Setelah mengetahui bobot kumulatif rencana, dilanjutkan dengan pembuatan Kurva S. Secara garis besar Kurva S adalah grafik yang menunjukkan progres proyek. Jika grafik tersebut membentuk ataupun hampir membentuk huruf S itu akan menunjukkan penjadwalan yang baik.
- 6) Setelah pembuatan grafik Kurva S, tahapan lanjutan adalah melakukan penjadwalan dalam Microsoft Project.
- 7) Microsoft Project digunakan untuk memperoleh *network diagram*.
- 8) Seluruh item pekerjaan yang tadi ditentukan kemudian dimasukan ke dalam kolom *task name* di Microsoft Project.
- 9) Untuk harga pekerjaan dimasukkan ke dalam kolom *cost* dan durasi rencana dimasukkan dalam kolom *duration*.
- 10) Setelah seluruh item dimasukan, selanjutnya adalah mengatur *task mode* dalam mode *auto schedule*.
- 11) Tahapan setelahnya adalah menambahkan hubungan pekerjaan atau urutan sesuai dengan kurva S pada kolom *predecessors*. Kemudian cek kembali *network diagram* apakah sudah sesuai dengan kurva S.

Hasil network diagram dapat dilihat dalam lampiran.

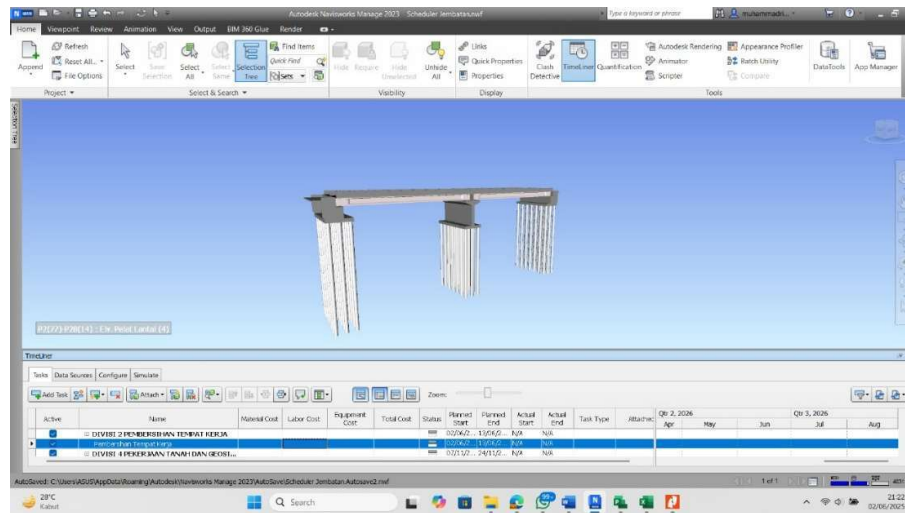


Gambar 4. 53 Time Schedule Pekerjaan Konstruksi Jembatan IC Kertajati 3+074

4.5 Integrasi 3D dan 5D Menggunakan Autodesk Naviswork

Setelah melakukan tahapan pemodelan 3D menggunakan Autodesk Revit dan penjadwalan proyek menggunakan Microsoft Project, tahapan selanjutnya adalah integrasi 3D dan 5D tersebut menggunakan Autodesk Naviswork. Berikut ini adalah tahapan dalam melakukan integrasi menggunakan Autodesk Naviswork:

- 1) Tahapan pertama adalah mengekspor *file* desain jembatan di Revit ke bentuk file NWC, dengan langkah sebagai berikut:
 1. Membuka Autodesk Revit, lalu pilih opsi “*add-in*” lalu pilih “*external tools*” dan pilih Naviswork sesuai dengan tahunnya.
 2. Setelah itu menyimpan *file* Revit tadi dengan format (.nwc.)
- 2) Setelah itu, buka Naviswork, langkah berikutnya buka *file* NWC revit tadi dengan cara menekan logo Navisowrk dan pilih opsi *file* NWC yang sudah disimpan.
- 3) Setelah model muncul, berikutnya adalah *import file* penjadwalan dengan cara menekan *timeliner* dan pilih data *resource* dan setelah itu pilih opsi sesuai tipe *file* Ms Project. Lalu akan muncul opsi “*field selector*” untuk mengatur ID, *start*, dan *Finish*, setelah proses tersebut penjadwalan otomatis muncul ke bar yang telah tersedia.
- 4) Tahap selanjutnya adalah mendefinisikan penjadwalan dengan item pekerjaan pada model jembatan. Langkah tersebut dilakukan dengan cara sebagai berikut:
 1. Pergi ke menu *timeliner* lalu ke *task*
 2. Pilih dan tekan kanan untuk penjadwalan yang sesuai
 3. Setelah itu tekan “*attach current selection*” dan tekan pada kolom “*task type*” dan ganti dengan pilihan “*construct*”
 4. Kerjakan langkah tersebut secara berulang hingga seluruh item pekerjaan telah terdefinisi sesuai dengan penjadwalan yang seblumnya sudah dibuat.
- 5) Untuk melakukan simulasi pekerjaan dilakukan dengan cara menekan “*simulate*” pada *timeliner* dan tekan tombol *play*.



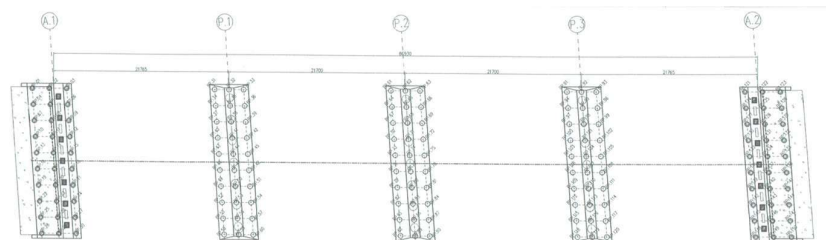
Gambar 4. 54 Integrasi menggunakan Autodesk Naviswork
Sumber: Dokumen Proyek

4.6 Perbandingan desain baru dengan desain *eksisting*

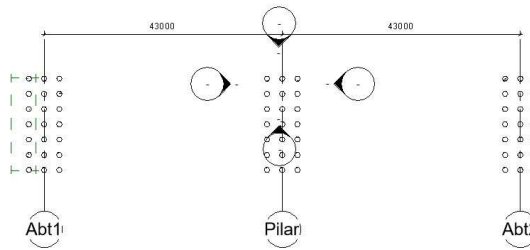
Berdasarkan hasil desain 3D menggunakan Autodesk Revit, didapatkan desain baru yang dibandingkan dengan desain eksisting Perencanaan Jembatan IC Kertajati STA 3+074 sebagai berikut :

1. Desain pondasi

Pada desain eksisting, menggunakan Pondasi dengan diameter 600 mm dengan jumlah *borepile* 150 buah. Sedangkan setelah dilakukan redesain dan dilakukan perhitungan ulang, didapatkan jumlah *borepile* yang lebih efisien dengan diameter 1000 mm dengan jumlah 63 buah. Berdasarkan hasil tersebut, re-desain jembatan mengurangi jumlah pilar sehingga dapat mengurangi jumlah pondasi juga. Dengan perubahan desain tersebut, didapatkan pengefisiensi dalam melakukan metode pelaksanaan dan waktu pelaksanaan.



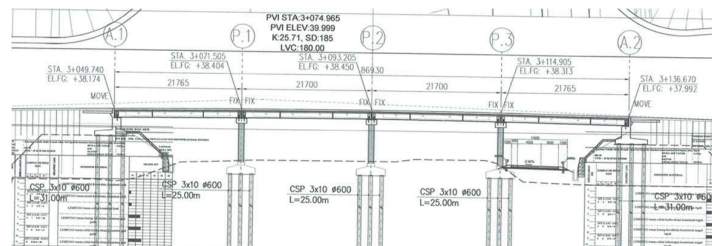
Gambar 4. 55 Denah Pondasi Eksisting
Sumber: Dokumen Proyek



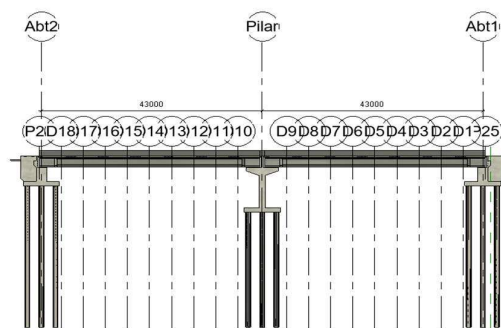
Gambar 4. 56 Gambar Denah Pondasi Re-desain
Sumber: Penulis

2. Desain pilar

Pada desain eksisting, Jembatan IC Kertajati STA 3+074 menggunakan kolom lingkaran dengan diameter 1000 mm sebagai badan pilar. Selain itu, pada desain eksisting membutuhkan 3 pilar dan 4 bentang dengan jarak 21700 mm. Sedangkan hasil dari redesain Jembatan IC Kertajati STA 3+074 menghasilkan struktur yang lebih efektif dengan menggunakan 1 pilar dan 2 bentang dengan jarak 43000 mm. Dari hasil tersebut dapat mengefektifkan metode pelaksanaan dan kebutuhan material yang lebih sedikit.



Gambar 4. 57 Gambar pilar Eksisting
Sumber: Dokumen Proyek

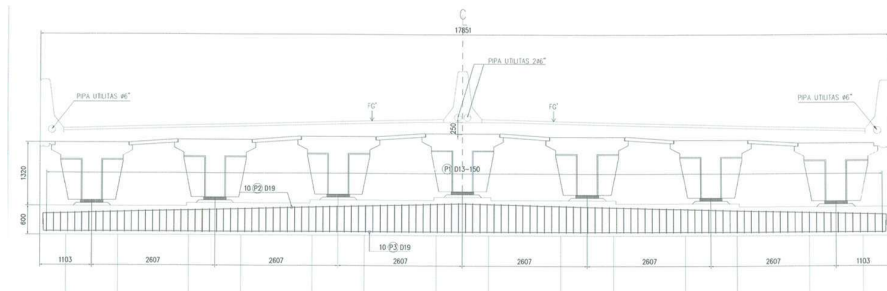


Gambar 4. 58 Gambar Pilar Re-desain
Sumber: Penulis

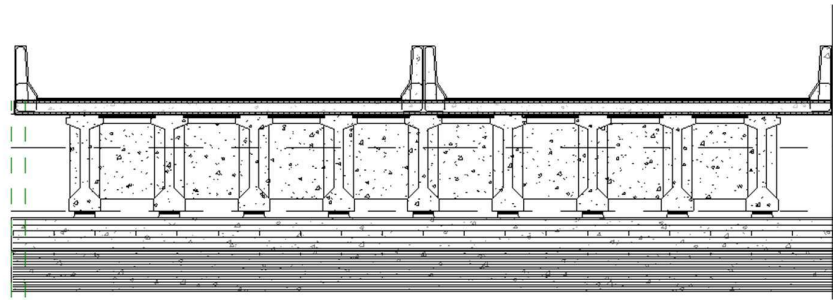
3. Desain gelagar

Pada desain eksisting, Jembatan IC Kertajati STA 3+074 menggunakan gelagar dengan tipe U-Girder sebagai struktur utama yang menopang beban pada struktur atas jembatan dengan tinggi 1200 mm dengan 4 bentang yang setiap bentangnya sebanyak 7 buah dengan panjang bentang 21700 mm dengan kapasitas momen maksimal 32.658,92 kNm sehingga dibutuhkan 28 buah U-Girder untuk struktur utama jembatan. Setelah dilakukan desain dan perhitungan ulang, menghasilkan bentang efektif menjadi 43000 mm dengan menggunakan I-Girder dengan dengan kapasitas momen maksimal tinggi 2100 mm sebanyak 9 buah dan total bentang menjadi 2 bentang dengan kapasitas momen maksimal 42.023,24 kNm sehingga hanya memerlukan 18 buah I-Girder untuk struktur utama jembatan. Melalui proses redesain ini, Perencanaan Struktur Jembatan IC Kertajati STA 3+074 menjadi lebih efektif dan efisien karena dapat mengurangi penggunaan struktur besar seperti pilar dan gelagar. Pengurangan penggunaan struktur besar ini membuat kebutuhan material, kebutuhan biaya, waktu konstruksi, sampai metode pelaksanaan menjadi efektif dan efisien.

Penggunaan beton prategang dalam proyek konstruksi jembatan menengah sudah sangat banyak digunakan dan memiliki berbagai macam jenis (Caesar et al., 2024). Pada proyek Jembatan IC Akses Kertajati STA 3+074, memakai Girder Tipe U yang menggunakan bentang pendek sehingga memerlukan pilar sebagai struktur tambahan. Oleh karena itu, efisiensi struktur dilakukan sebagai komparasi terhadap kondisi eksisting dengan mengganti struktur atas menggunakan Girder Tipe I. Girder Tipe I dengan tinggi 2,1 m memiliki kehilangan gaya prategang lebih rendah sebesar 32,825% dibanding Girder Tipe U yang memiliki 1,85 m memiliki kehilangan gaya prategang sebesar 34,5 % (Darwis, 2016). Selain itu, Girder Tipe I memiliki volume dimensi yang lebih kecil dibandingkan Girder Tipe U sehingga jumlah kebutuhan tendon bisa lebih sedikit dibanding Girder Tipe U. Berdasarkan perbandingan, Girder Tipe I jauh lebih ekonomis dibandingkan Girder Tipe U (Propika Jaka, 2022).



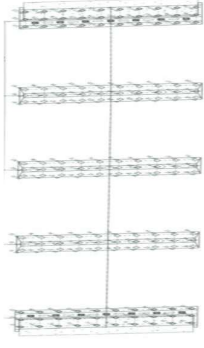
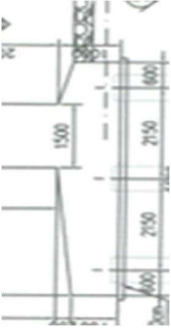
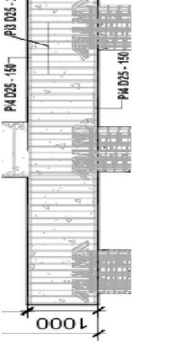
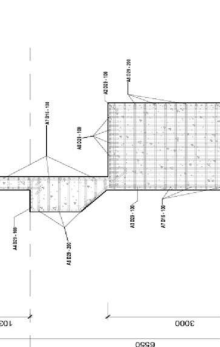
Gambar 4. 59 Gambar Gelagar Eksisting
Sumber: Dokumen Proyek

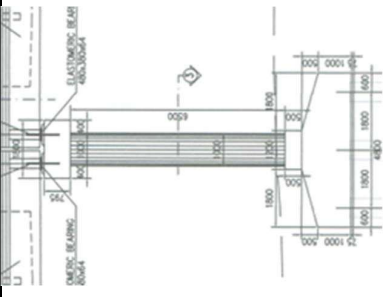
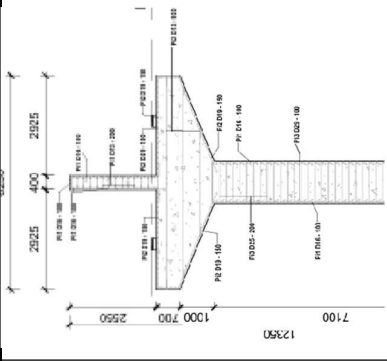
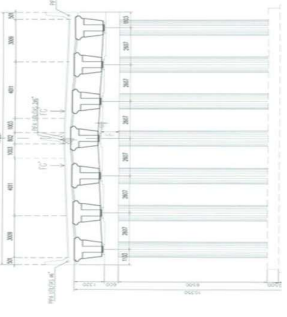
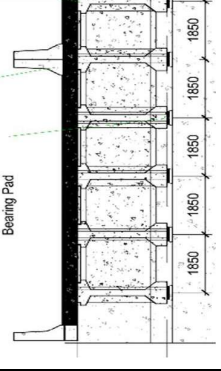


Gambar 4. 60 Gambar Gelagar Re-desain
Sumber: Penulis

4. Tabel perbandingan desain Eksisting dengan hasil Re-desain

Tabel 4. 104 Perbandingan Desain Eksisting dengan Hasil Re-Desain

No	Struktur	Gambar Eksisting	Gambar Re-desain	Perbedaan	
				Eksisting	Re-desain
1	Pondasi			- CSP (Concrete Spun Pile) - Diameter 600 mm - Jumlah 150 buah - Mutu beton fc 50 MPa	- Borepile - Diameter 1000 mm - Jumlah 63 buah - Mutu Beton fc 30 MPa
2	Pilecap			- Dimensi pilecap (p x l x t) adalah (16,9 x 5,5 x 0,75) meter - Mutu beton fc 30 Mpa	- Dimensi pilecap (p x l x t) adalah (18 x 7 x 1) meter - Mutu beton fc 35 MPa
3	Abutment			- Dimensi (p x l x t) adalah (16,9 x 1,5 x 2,9) meter - Mutu beton fc 30 MPa	- Dimensi (p x l x t) adalah (18 x 2 x 3,55) meter - Mutu beton fc 35 MPa

4	Pilar			- Menggunakan pilar kolom lingkaran berdiameter 1000 mm - Pilar berjumlah 3 dengan 4 bentang jembatan - Mutu beton f_c 30 MPa	- Dimensi ($p \times l \times t$) adalah ($18 \times 1,25 \times 11,35$) meter - Pilar berjumlah 1 dengan 2 bentang - Mutu beton f_c 35 MPa
5	Gelagar			- Menggunakan PC-U Girder dengan bentang 21 meter - Menggunakan total 28 buah U-Girder - Mutu beton U-Girder 40 Mpa - PC U Girder H-1,2 m - Kapasitas momen bentang maksimal adalah 32.658,92 kNm	- Menggunakan I-Girder dengan bentang 43 meter - Menggunakan total 18 I-Girder - Mutu beton I-Girder 50 Mpa - PC I-Girder H-2,1 m - Kapasitas momen bentang maksimal adalah 42.023,24 kNm