

Tinjauan Perencanaan Jembatan Jl. Sungai Kartini (Kolaka) Menggunakan Jembatan Tipe Komposit

Abd. Rahman¹, Shamsul², Hanafi Ashad³, Yasnawi Idrus⁴, Zaifuddin⁵

^{1,2,3,4,5}Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muslim Indonesia
Jl. Urip Sumoharjo Km 05 Panaikang, Kec. Panakkukang, Kota Makassar, Sulawesi Selatan 90231
Email: ¹abdu6224@gmail.com; ²zhull0294@gmail.com; ³hanafi.ashad@umi.ac.id;
⁴yasnawi.idrus@umi.ac.id; ⁵zaifuddin.zaifuddin@umi.ac.id

ABSTRAK

Jembatan Jl. sungai Kartini yang terletak di kota Kolaka, Sulawesi Tenggara menghubungkan antara jalan Pemuda dengan jalan Abadi kecamatan Kolaka. Jembatan ini merupakan tipe jembatan dengan menggunakan bahan beton prategang sebagai komponen struktur atas dengan panjang bentang 25 meter dan struktur bawah abutmen menggunakan tipe T terbalik dan tipe pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Peneliti ingin merencanakan jembatan tersebut menggunakan tipe jembatan komposit dengan struktur atas berupa komposit antara beton CSP dan baja profil WF. Sedangkan untuk struktur bawah penulis merencanakan pondasi jembatan menggunakan pondasi Bored Pile. Tujuan dari penelitian ini untuk mengetahui perencanaan struktur atas dan struktur bawah setelah ditinjau ulang. Perhitungan gaya-gaya dalam struktur atas menggunakan analisis SAP 2000 sedangkan untuk perencanaan pondasi menggunakan metode Reese and Wright. Hasil perencanaan tebal pelat beton komposit dengan CSP 4.5 x 100 x 442 adalah 20 cm, baja profil WF 900.300.34.18 dengan jumlah total stud 142 buah, tipe abutmen T terbalik dan pondasi bored pile Ø50. Lendutan jangka pendek yang dihasilkan sama dengan 3.378 mm lebih kecil dari batas lendutan yang disyaratkan 4.166 mm sedangkan lendutan jangka panjang sebesar 3.279 mm lebih kecil dari batas lendutan yang disyaratkan yaitu 69.444 mm.

Kata Kunci: Jembatan komposit, beton CSP, pondasi bored pile, baja profil WF

ABSTRACT

The Bridge of Kartini river street, which is located in the city of Kolaka, Southeast Sulawesi, connects Pemuda street and Abadi street, Kolaka district. This bridge is a type of bridge using prestressed concrete as a component of the upper structure with a span of 25 meters and the lower structure of the abutment uses an inverted T type and the foundation type uses a pile foundation. The researcher wants to plan the bridge using a composite bridge type with the upper structure in the form of a composite between CSP concrete and WF profile steel. As for the lower structure, the authors plan the bridge foundation using the Bored Pile foundation. The purpose of this study was to determine the planning of the upper and lower structures after being reviewed. The calculation of the forces in the upper structure uses SAP 2000 analysis while for foundation planning using the Reese and Wright method. The results of planning the thickness of the composite concrete slab with CSP 4.5 x 100 x 442 are 20 cm, WF profile steel 900.300.34.18 with a total number of studs of 142, inverted T abutment type and Ø50 bored pile foundation. The resulting short-term deflection is equal to 3,378 mm less than the required deflection limit of 4.166 mm while the short-term deflection

Keywords: Composite Bridge, Corrugated Steel Plate (CSP), Bore Pile Foundation, Steel WF

1. Pendahuluan

1.1 Latar belakang

Jembatan jl. sungai kartini yang terletak di kota Kolaka, Sulawesi Tenggara tepatnya menghubungkan antara jalan Pemuda dengan jalan Abadi kecamatan Kolaka, kelurahan Kolaka II merupakan tipe jembatan dengan menggunakan bahan beton prategang (*prestressed concrete*) dengan panjang bentang 25 meter. Struktur atas (*super structure*) jembatan jl. sungai kartini menggunakan tipe struktur beton *prestressed*, sedangkan stuktur bawah (*sub structure*) menggunakan Abutmen tipe T terbalik dan pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Beton prategang (*prestressed concrete*) banyak digunakan terutama pada struktur jembatan dan pada umumnya digunakan pada jembatan dengan bentang yang cukup panjang. Pada prosesnya beton prategang akan diberikan tegangan-tegangan internal yang tidak bisa di lakukan oleh sembarang orang dan memerlukan peralatan khusus sehingga biaya produksinya lebih besar.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan yang ditinjau pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

- 1) Bagaimanakah perencanaan struktur atas (*super structure*) jembatan jl sungai kartini (kolaka) setelah ditinjau ulang?
- 2) Bagaimanakah struktur bawah (*sub structure*) jembatan Jl. Sungai Kartini (kolaka) setelah ditinjau ulang?

1.3 Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan Tugas akhir ini, yaitu:

- 1) Untuk mengetahui perencanaan struktur atas (*super structure*) jembatan Jl

Sungai Kartini (Kolaka) setelah ditinjau ulang.

- 2) Untuk mengetahui perencanaan struktur bawah (*sub structure*) jembatan Jl Sungai Kartini (Kolaka) setelah ditinjau ulang.

2. Metode Penelitian

2.1. Nama dan Letak Geografis Jembatan

- 1) Nama jembatan: Jembatan Sungai Kartini
- 2) Lokasi: Lamokato, Kec. Kolaka, Kab Kolaka
- 3) Zona Gempa: Zona 4

2.2. Data-data Geometris Jembatan

- 1) Tebal slab jembatan (t_s) : 20 cm
- 2) Tebal lapisan + *Overlay* (t_a) : 10 cm
- 3) Tebal genangan air hujan (t_h) : 5 cm
- 4) Jarak antar gelagar (S) : 185 cm
- 5) Lebar jalur lalu lintas ($2b_1$) : 1400 cm
- 6) Lebar trotoar (b_2) : 100 cm
- 7) Lebar median : 145 cm

2.3 Data Material

- 1) Mutu beton (f'_c) : 30 MPa
- 2) Berat volume beton (w_c) : 2400 kg/m³
- 3) 3. Modulus elastisitas : 27691 MPa
- 4) Mutu baja : 240 MPa

2.4 Komponen Struktur

- 1) Tipe pelat : Komosit dengan CSP
- 2) Gelagar : Profil WF
- 3) Jenis pondasi : *Bored Pile*

2.5 Waktu Penelitian

Waktu penelitian dilakukan selama 4 bulan yakni januari 2019 – April 2019



Gambar 1. Letak jembatan Jl. Sungai Kartini (Kolaka)
(Sumber: Google Maps)

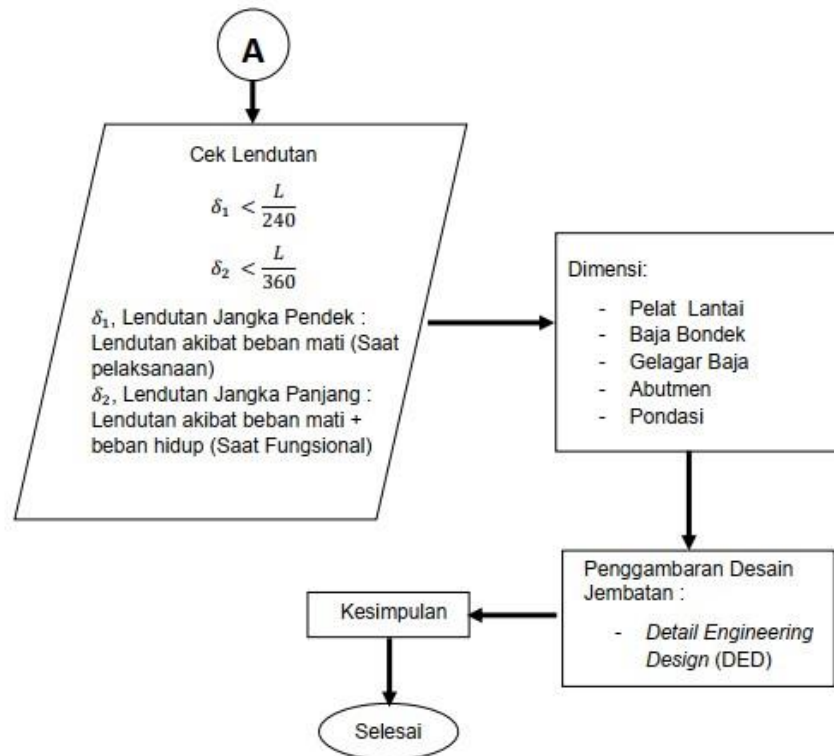
2.6 Perbandingan Perencanaan

Tabel 1. Perbandingan Perencanaan

No	Jenis Struktur	Eksisting	Tinjauan
1.	Pelat	Beton bertulang	Komposit
2.	Gelagar	<i>Presstressed Concrete</i>	Profil WF
3.	Zona Gempa		Zona 2
4.	Jenis Abutmen		T Terbalik
5.	Jenis Pondasi	Tiang Pancang	<i>Bored Pile</i>
6.	Mutu Beton	$F'_c = 30 \text{ Mpa}$	
7.	Mutu Baja Tulangan	$F_u = 30 \text{ Mpa}$ $F_y = 270 \text{ Mpa}$	

2.7 Metode Analisis dan Desain





Gambar 2. Bagan alir penelitian

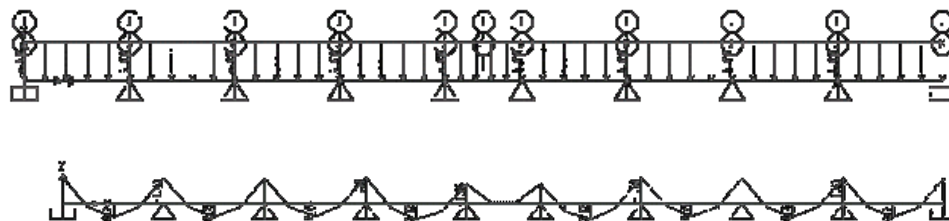
3. Hasil dan Pembahasan

3.1 Analisa Perencanaan Pelat Lantai

1) Lantai jembatan = Q_{ms} , 5 kN/m'

2) Beban mati tambahan = Q_{ms} , 6.44 kN/m'

3) Momen pada lantai jembatan,



Gambar 3. Bidang momen akibat beban sendiri, Sap 2000

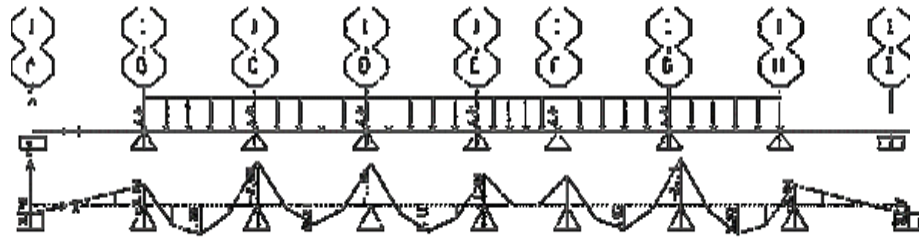
4) Beban Truk "T" = 146.25 kN

5) Beban Angin, kondisi ultimit = T_{EW} , 1.764 kN/m'

Jarak gelagar, $S = 1.85$ m

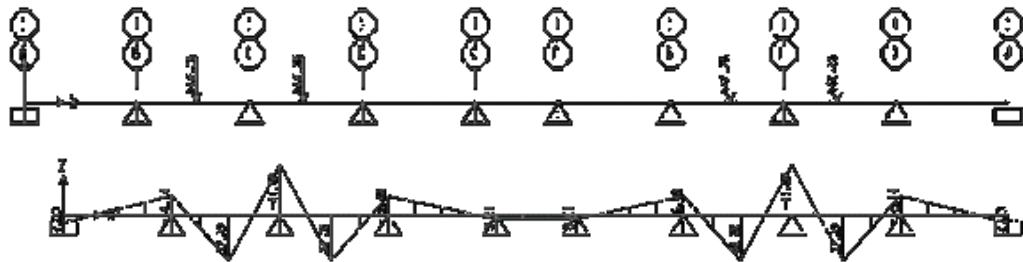
Momen Tumpuan Maksimum= 1.4975 kN.m'

Momen Lapangan Maksimum= 0.8522 kN.m'



Gambar 4. Bidang momen akibat beban mati tambahan, Sap 2000

Momen Tumpuan Maksimum = 2.1098 kN.m'



Gambar 5. Bidang momen akibat beban truk, PttMomen Lapangan Maksimum = 1.2758 kN/m'

Beban Truk, T = 146.25 kN/m'

Jarak Gelagar, S = 1.85 m

Momen Tumpuan Maksimum = 41.5932 kN/m'

Momen Lapangan Maksimum = 38.1983 kN/m'

3.2 Pemeriksaan Geser Pons pada Lantai

1. Bidang geser pons,

$$u = a + t_a + t_a + 12h + 12 \quad (1)$$

$$v = b + t_a + t_a + 12h + 12h \quad (2)$$

a = 200 mm b = 500 mm

t_a = 100 mm h = 200 mm

b' = 2u + 2v = 3000 mm

d = 165 mm

A_{spons} = b'.d = 495000 mm²

3.3 Perencanaan Gelagar Baja

3.3.1 Profil WF 900.300.34.18

1) Beban Mati

Berat lantai = 925 kg/m

Berat CSP = 58.090 kg/m

Berat perkerasan aspal = 203.5 kg/m

Berat air hujan = 92.5 kg/m

Berat sendiri profil = 286 kg/m

Total q_D = 1565.09 kg/m

2) Beban hidup

q = 2200 kg/m

P = 12000 kg/jalur

3) Perhitungan momen akibat beban hidup yang diterima oleh tiap gelagar tengah

$$q' = \frac{q}{2.75} \cdot a \cdot s \quad (3)$$

$$= \frac{2200}{2.75} \times 1 \times 1.85$$

$$= 1480 \text{ kg/m'}$$

$$P = \frac{P}{2.75} \cdot a \cdot s \quad (4)$$

$$= \frac{12000}{2.75} \times 1 \times 1.85$$

$$= 8072.727 \text{ kg}$$

Beban yang diterima oleh gelagar tepi,

$$q = \frac{q}{2.75} \cdot a \cdot s' \quad (5)$$

$$= \frac{2200}{2.75} \times 1 \times 0.5$$

$$= 400 \text{ kg/m'}$$

$$P = \frac{P}{2.75} \cdot a \cdot s' \quad (6)$$

$$= \frac{12000}{2.75} \times 1 \times 0.5$$

$$= 2181.818 \text{ kg}$$

Koefisien Kejut

$$K = 1 + \frac{20}{50 + L} \quad (7)$$

$$= 1 + \frac{20}{50 + 25}$$

$$= 1.267$$

Maka beban P, untuk gelagar tengah
 $= 8072.727 \times 1.267 = 10225.445 \text{ kg}$

Untuk gelagar tepi
 $= 2181.818 \times 1.267 = 2763.636 \text{ kg}$

- 4) Kombinasi pembebanan
1. 1.4 DL
 2. 1.2 DL + 1.6 LL
 3. 1.2 DL + 1.3 WL + 0.55 LL

untuk,
 $DL = q_D = 1726.965 \text{ kg/m}$
 $LL = q_L = 1480 \text{ kg/m}$
 $WL = q_W = 333.000 \text{ kg/m}$
 $P = 10225.455 \text{ kg}$
 $M_{rem} = 1230 \text{ kgm}$

$qu_1 = 1.4 \text{ DL}$
 $= 2191.126 \text{ kg/m}$
 $qu_2 = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$
 $= 4246.108 \text{ kg/m}$
 $qu_3 = 1.2 \text{ DL} + 1.3 \text{ WL} + 0.55 \text{ LL}$
 $= 3125.008 \text{ kg/m}$

maka momen ultimit,
 $M_{Umax} = 395636.278 \text{ kgm}$
 $V_{Umax} = 58189.080 \text{ kgm}$

5) Kontrol penampang Tekuk lokal sayap (*flange*)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 23.4} = 4.441$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{400}} = 8.5$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{400 - 70}} = 20.37$$

Kontrol:

$\lambda < \lambda_p$ Penampang kompak

Tekuk lokal badan (*web*)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{902 - (2 \times 34)}{18} = 46.889$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{400}} = 84$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} = \frac{2550}{\sqrt{400}} = 127.500$$

Kontrol:

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$ Penampang kompak

Kuat lentur nominal balok komposit

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (8)$$

$$M_p = 4.399 \times 10^5 \text{ kgm}$$

$$M_{cr} = 7.670 \times 10^4 \text{ kgm}$$

$$M_{cr} \leq M_p \dots \dots \dots (\text{OK})$$

3.3.2 Perencanaan Penghubung Geser Berdasarkan Beban Kerja

1) Kekuatan nominal penghubung geser.

$$Q_n = 0.5 \cdot A_s \cdot \cos \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \quad (9)$$

Dipakai konektor stud 19 x 150
 Faktor reduksi $\phi = 0.75$

$Q_n = 129263.365 \text{ N}$
 Jarak maksimum konektor stud 600 mm; $2 \times h_c$; $4 \times L_c$ Jumlah konektor stud,
 Jumlah konektor stud,
 $n = \frac{V_{LS}}{0.55 \cdot Q_n} = \frac{6294386.818}{0.55 \times 129263.365} =$
 88.535 buah untuk 2 baris $= \frac{88.535}{2} =$
 $44.268 / \text{baris}$ dibulatkan 45 stud,
 Direncanakan 1 baris konektor stud 45 buah sepanjang $\frac{1}{4} \times 2500 = 625 \text{ cm}$
 Jadi, $625 / 45 = 13.89 \text{ cm} = 138.9 \text{ mm} < 2 \times h_c$ (Syarat jarak memenuhi)

Untuk daerah dari titik 2 sampai dengan 3, $L^* = 1/4 L$

$$V_{LS} = \frac{\frac{1}{2} V_L^* \cdot L^*}{\phi} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 755.32 \times \frac{1}{4} \times 25000}{0.75} =$$

3147193.409 N
 Jumlah konektor stud,
 $n = \frac{V_{LS}}{0.55 \cdot Q_n} = \frac{3147193.409}{0.55 \times 129263.365} =$
 44.268 buah untuk 2 baris
 $= 44.268 / 2$
 $= 22.134 / \text{baris}$
 dibulatkan 23 stud

Direncanakan 1 baris konektor stud 23 buah sepanjang $\frac{1}{4} \times 2500 = 625 \text{ cm}$
 Jadi, $625 / 23 = 27.17 \text{ cm} = 272 \text{ mm} < 2 \times h_c$ (Syarat jarak memenuhi).
 Sehingga total stud sepanjang 25 m $= 2 (45 + 23) = 2 (68) = 136$ buah stud

3.3.3 Kontrol Pengaruh Tegangan dan Lendutan

1) Lendutan jangka pendek (*short term*)

$$\Delta_{izin1} = \frac{L}{240}$$

$$\Delta_{izin1} = \frac{1000}{240} = 4.166 \text{ mm}$$

Syarat $\Delta > \Delta_{izin1}$

Tinjauan Perencanaan Jembatan Jl. Sungai Kartini (Kolaka)
Menggunakan Jembatan Tipe Komposit

2) Lendutan jangka panjang (*long term*)

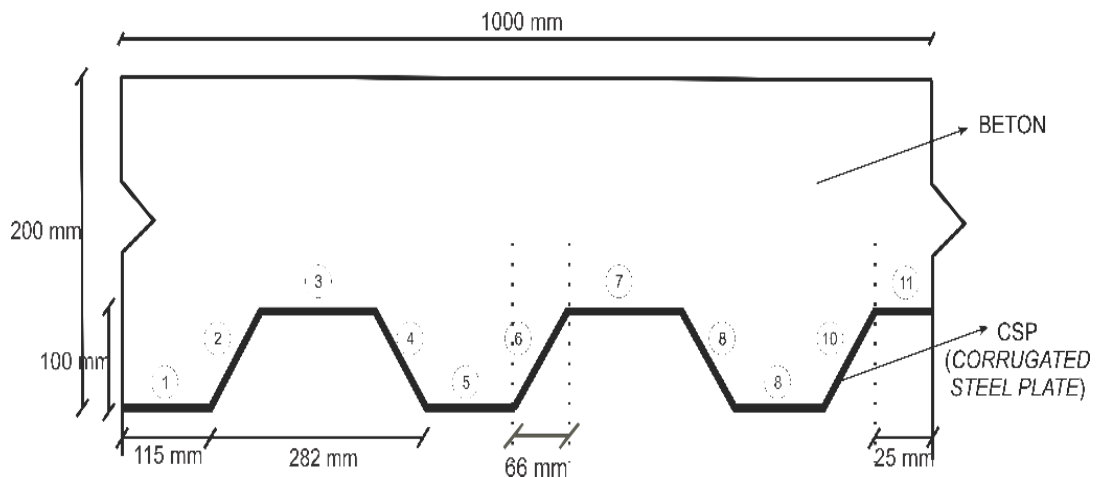
$$\Delta_{izin2} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{izin2} = \frac{25000}{360} = 69.4444 \text{ mm}$$

Syarat $\Delta > \Delta_{izin2}$

Lendutan yang terjadi sebelum komposit akibat beton yang belum mengeras yang dipikul oleh CSP (*Corrugated Steel Plate*). Maka perlu dilakukan perhitungan *Section Properties Composite Beton dan CSP terlebih dahulu.*

3) Lendutan jangka pendek (*short term*) yang terjadi



Gambar 6. Ditinjau beton dan CSP sepanjang $b = 1000 \text{ mm}$

Statis momen,

$$Y_a = 50753 \text{ mm}$$

Kontrol tegangan yang terjadi

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{1}{2} q L^2 = \frac{1}{2} \cdot 0.0025 \times 100^2$$

$$= 24.5 \text{ kgcm}$$

$$W = 289845.01 \text{ mm}^3$$

$$= 289.845 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{24.5}{289.845}$$

$$= 0.084 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol lendutan jangka pendek

$$\Delta_1 = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_{CSP}}$$

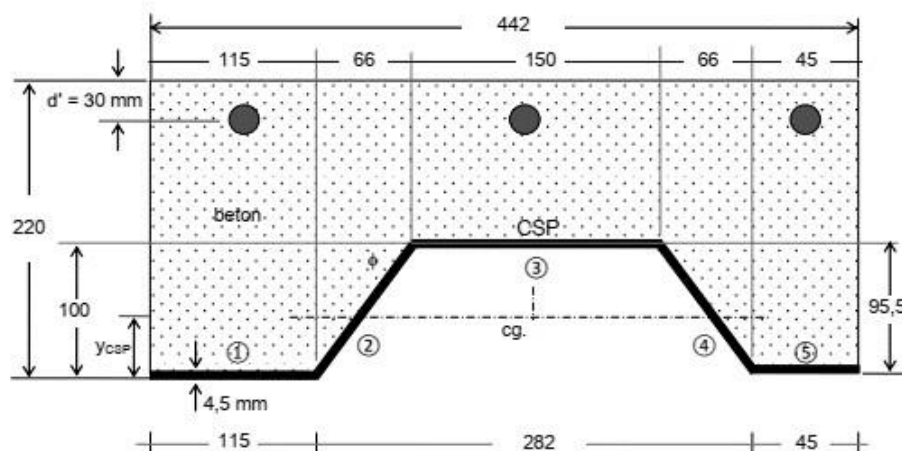
$$\Delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E I_x}$$

$$\Delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{5384500 \times 1000^4}{200000 \times 9637.228 \times 10^3} = 3.378 \text{ mm}$$

Syarat $\Delta_{izin1} > \Delta_1$

$$4.166 \text{ mm} > 3.378 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{aman})$$

4) Lendutan jangka panjang (*long term*) yang terjadi



Gambar 7. Tampak beton dan CSP

Tabel 2. Statis Momen antara beton dan CSP

Komponen	A(mm ²)	Y _a (mm)	Ax Y _a (mm ³)	I _o (mm ⁴)
Pelat beton	74569	92,68	6911054,92	56720798.47
CSP	2473,35	150,87	373154,32	4173.90
Total	77042,35		7284209,24	56724972.37

Statis Momen ke sisi atas beton

$$Y_a \text{ COMP1} = \frac{\sum Ax y_a}{\sum A} = \frac{7284209.24}{77042.35} = 94,55 \text{ mm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25743} = 7,769$$

$$\frac{bE}{n} = \frac{185}{7,769}$$

Section Properties Composite antara Beton , CSP dan Profil WF

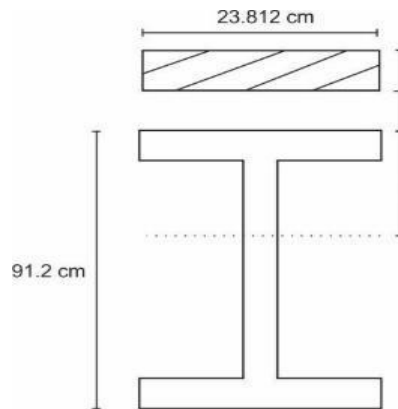
$$= 23.812 \text{ cm}$$

Tabel 3. Statis Momen antara beton, CSP dan profil baja

Komponen	A (mm ²)	Y _a (mm)	A x y _n	I _o	d	I _o + A . d ²
Pelat beton + CSP	47624	94.55	4502549.20	158746666.67	243.23	287475506
Profil WF	36400	656.00	23878400.20	49800000000.00	318.23	8666240117
Total	84024		28380949.20	5138746666.70		11483715623

Statis Momen ke sisi atas beton

$$Y_a \text{ COMP2} = \frac{\sum A x y_a}{\sum A} = \frac{28380949.20}{84024} = 337,77 \text{ mm}$$



WF 912.300.34.18

Gambar 8. Profil WF, CSP dan beton

$$qL = 1480000 \text{ kgcm}$$

$$W = 28380949.20 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1480000}{28380949.20} = 0.052 \text{ kg/mm}^3$$

$$\Delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EIx} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P_L \cdot L^3}{EIx} + \frac{5}{48} \cdot \frac{M_L \cdot L^2}{EIx}$$

$$\Delta_2 = 3.278 + 0.0014 + 0.0000 = 3.2794 \text{ mm}$$

3.3.4 Pembebanan Pada Abutmen

Beban yang bekerja disajikan pada tabel dibawah yaitu tabel. 4 rekapitulasi beban sendiri struktur atas dan tabel 5 rekapitulasi berat sendiri selanjutnya hasil tersebut akan digunakan pada perhitungan-perhitungan pada abutmen.

Tabel 4. Rekapitulasi beban sendiri struktur atas

*Tinjauan Perencanaan Jembatan Jl. Sungai Kartini (Kolaka)
Menggunakan Jembatan Tipe Komposit*

No.	Jenis beban berat sendiri	Jumlah (n)	Batang (L)	Berat jenis (kN/m)	Beban bekerja (kN/m)
1	Pelat lantai	9	25	9,25	2081.250
2	CSP	9	25	0,654	147.040
3	Profil WF	10	25	2,860	715.000
4	Pengaku lateral	72	25	0,654	87.113
Total Berat Sendiri Struktur Atas				P _{MS}	3034.945

Tabel 5. Rekapitulasi berat sendiri

No.	Berat Sendiri	P _{MS} (Kn)	MMS (kNm)
1	Struktur atas	1517.473	-720.800
2	Struktur bawah	6794.202	-5686.777
Total		8311.675	-6407.576

$$Y_{EQ} = \frac{\sum M_{EQ}}{\sum T_{EQ}} = \frac{6891.31}{1925.09} = 3.580 \text{ m}$$

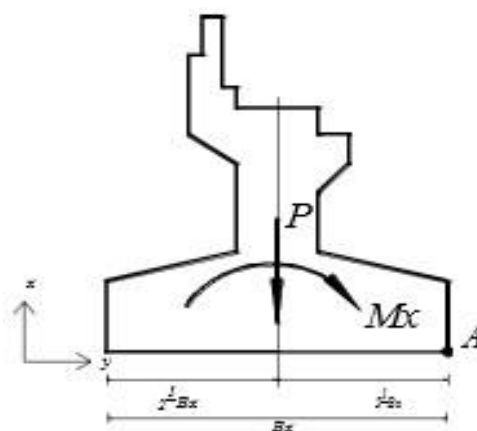
Selanjutnya kombinasi pembebanan di hitung dengan perhitungan 5 kombinasi pembebanan . yang disajikan pada tabel 6. Kombinasi 1 gaya yang bekerja sebesar 10183 kN didapatkan momen arah x sebesar 4560.032 kNm dan momen arah y sebesar 270.135 kNm. Kombinasi

2 gaya yang bekerja sebesar 10218.162 kN didapatkan momen arah x sebesar 4560.032 kNm dan momen arah y sebesar 0 kNm. Kombinasi 3 gaya yang bekerja sebesar 10183 kN didapatkan momen arah x sebesar 4560.032 kNm dan momen arah y sebesar 270.135 kNm. Selanjutnya kombinasi 4 an kombinasi 5 disajikan pada tabel berikut dibawah ini.

Tabel 6. Rekapitulasi pembebanan Abutmen

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1.	Kombinasi -1	10183.000	3351.115	34.622	4560.032	270.135
2.	Kombinasi -2	10218.162	3060.663	0	4560.032	0
3.	Kombinasi -3	10183.000	3351.115	34.622	4560.032	270.135
4.	Kombinasi -4	10183.000	3351.115	34.622	4560.032	270.135
5.	Kombinasi -5	10183.000	4735.749	1925.086	7951.901	6891.305

3.3.5 Stabilitas Abutmen



Gambar 9. Stabilitas arah memanjang

Angka aman terhadap guling, SF

$$SF = \frac{M_{px}}{M_x} \geq 2,0$$

$$= \frac{22411.876}{7951.901} = 2.818 \text{ (aman)}$$

Kombinasi pembebanan yang dihasilkan berdasarkan faktor keamanan (SF) yang ditinjau berdasarkan gaya-gaya yang bekerja beserta gaya-gaya stabilitas guling abutmen arah memanjang secara keseluruhan aman terhadap guling abutmen arah memanjang. Dimulai dari SF 4.915 sampai dengan kombinasi

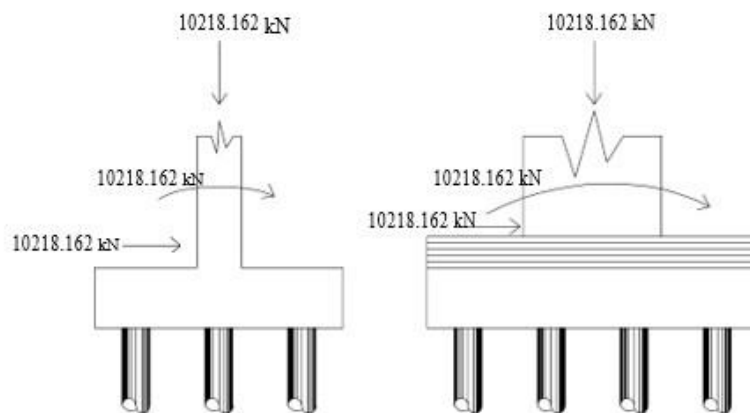
pembebanan yang ke lima berdasarkan SF 2.818. maka dapat disimpulkan bahwa abutmen aman terhadap guling arah memanjang.

Stabilitas Abutmen terhadap guling arah memanjang pada tiap kombinasi dari yang pertama sampai dengan ke lima.. maka didapatkan hasil minimum terdapat pada kombinasi ke 5 yaitu SF 2.818 dan yang lainnya didapatkan SF sebesar 4.915 dan dikategorikan aman.

Tabel 7. Stabilitas guling abutmen arah memanjang

No.	Kombinasi Beban	P_{MS} (Kn)	M_{msx} (kNm)	M_x (kNm)	MP_x (kNm)	SF	Keterangan
1.	Kombinasi -1	8362.55	5686.78	4560.03	22411.88	4.915	aman
2.	Kombinasi -2	8362.55	5686.78	4560.03	22411.88	4.915	aman
3.	Kombinasi -3	8362.55	5686.78	4560.03	22411.88	4.915	aman
4.	Kombinasi -4	8362.55	5686.78	4560.03	22411.88	4.915	aman
5.	Kombinasi -5	8362.55	5686.78	7951.90	22411.88	4.915	aman

3.3.6 Perencanaan Bored Pile



Gambar 10. Gaya-gaya yang dihasilkan dari pembebanan abutmen

- 1) Kapasitas ujung tiang diameter 50 cm
Kapasitas Dukung Selimut Tiang
 $C_u = 240 \text{ kN/m}^2$
 $C_u = \frac{240}{100} = 2,40$
karena $1.5 \leq C_u / Pr \leq 2.5$ maka,
 $\alpha 0.55 - 0.1 \times (2.40 - 1.5) = 0.46$
 $= \alpha \cdot C_u$
 $= 0.46 \times 240$
 $= 110.400 \text{ kN/m}^2$

$$Q_s = f \cdot L \cdot P = f \cdot L \cdot \pi \cdot D$$

$$= 110.400 \times 23 \times \pi \times 0.5$$

$$= 3988.566 \text{ kN}$$

Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 424.115 + 3988.566$$

$$= 4412.681 \text{ kN}$$

- 2) Tegangan ijin D50 metode Reese and Wright

P = 6864.907 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{6864.907}{0.1963} = 34962.683 \text{ kN/m}^2 = 349.627 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = 361.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_{ijin} \dots\dots\dots (\text{AMAN})$$

Selanjutnya menghitung penurunan pondasi sebagai berikut.

3) Penurunan pondasi pada tiang bor D50

Pada elevasi -20 m s/d -23 m

$$S_1 = 0.0498 \text{ m}$$

Pada elevasi -23 m s/d -27.67 m

$$S_2 = 0.0009 \text{ m}$$

Pada elevasi -27.67 m s/d -34.67

$$S_3 = 0.0373 \text{ m}$$

$$S_{\text{tot}} = S_1 + S_2 + S_3 = 0.088 \text{ m} = 8.8 \text{ cm}$$

4. Penutup

4.1 Kesimpulan

- 1) Berdasarkan hasil analisis beban ultimit desain struktur atas jembatan sungai kartini (kolaka) menggunakan tipe jembatan komposit bentang 25 meter, menggunakan *Corrugated Steel Plate* (CSP) didapatkan dimensi pelat dengan ketebalan 20 cm dan dimensi CSP 4.5 x 100 x 442 dengan menggunakan gelagar baja WF 900 x 300 x 34 x 18 dan total stud ukuran 19 x 150 yang dibutuhkan setiap gelagar bentang 25 m sebanyak 142/dua baris. Lendutan jangka pendek (short term) yang dihasilkan sama dengan 3.378 mm lebih kecil dari batas lendutan yang di syaratkan 4.166 mm dan lendutan jangka panjang (long term) yang dihasilkan 3.279 mm lebih kecil dari batas lendutan yang disyaratkan yaitu 69.444 mm.

- 2) Desain struktur bawah menggunakan pondasi bored pile ditinjau menggunakan metode Reese & Wright dengan diameter 50 cm. Didapatkan masing-masing jumlah tiang kelompok 10 tiang. Dimensi pile cap pondasi bored pile diameter 50 cm yaitu 6.0 m x 4.5 m dengan penurunan total kelompok tiang 8.8 cm.

4.2 Saran

- 1) Ketelitian pada pengambilan data lapangan harus diperhatikan sehingga keakuratan dalam perhitungan perencanaan struktur lebih akurat dan maksimal.
- 2) Hasil dari analisis bisa dijadikan referensi terhadap contoh perhitungan sejenis.

Daftar Pustaka

- A. Razak, Bustamin. 2014. Buku Ajar Perencanaan Jembatan. Makassar: Politeknik Negeri Ujung Pandang.
- Afrinaliza dkk. 2015. Tinjauan Perencanaan Jembatan Komposit Tanjung Mengkudu Desa Kualu Kabupaten Kampar Riau. Padang: Universitas Bung Hatta Padang.
- Armada, Puluhwala, I., dan Aspaliza, N. (2018). Perencanaan Struktur Atas Jembatan Komposit Sungai Nipah Desa Darul Aman Kecamatan Rupert. Jurnal Gradasi Teknik Sipil. 2(2), 2598-8581
- Badan Standarisasi Nasional. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan (SNI 2833:2008)
- Badan Standarisasi Nasional. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)
- Badan Standarisasi Nasional. Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:2016)
- Badan Standarisasi Nasional. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa