

## Studi Perkuatan Struktur Jembatan Jarwo Jalan Mastrip Jember (Studi Kasus Pelebaran Jembatan)

*Jeefrey Eka Pratama Saputra, Totok Dwi Kuryanto, Puja Priyono*

### Abstract

Penelitian Bertujuan untuk perencanaan pier jembatan jarwo di pertebal pada piernya, karena jembatan jarwo setelah melakukan pelebaran jembatan. Tahapan perencanaan yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah studi perkuatan struktur jembatan, pengumpulan data, data sekunder, data primer, perkuatan, metode jacketing, kapasitas jembatan, gambar detail, pembahasan dan kesimpulan. Data sekunder adalah sumber data penelitian yang diperoleh peneliti secara tidak langsung melalui media perantara dan Data primer adalah data yang diperoleh atau dikumpulkan langsung di lapangan oleh orang yang melakukan penelitian atau yang bersangkutan yang memerlukannya. Berdasarkan hasil perhitungan perkuatan pier jembatan didapatkan perbandingan dimensi jembatan dan pier sebelum perkuatan dan sesudah perkuatan, adapun hasilnya ditabelkan sebagai berikut: Jembatan existing  $b=8,6$   $h=$  rencana  $b=11,50$   $h=$  sedangkan pier existing  $b=3,0$   $h=15,8$  rencana  $b=3,4$   $h=16,2$ . Perbesaran luas penampang pier setelah jembatan dilebarkan menjadi 1,0% setelah melakukan perhitung mencari diagram interaksi. Tulangan pier D16. Dari hasil perhitungan yang dilakukan, maka dimensi kolom pier jembatan menjadi lebih besar dari pada sebelumnya. Dimensi kolom yang semula berukuran 3,00 mm menjadi 3,40 mm setelah melakukan penambahan pada piernya. Dengan demikian kolom pier jembatan setelah melakukan penambahan, memiliki kemampuan dalam menerima beban lebih besar setelah mempertebal pier jembatannya.

**Kata Kunci:** beton, baja komposit, perkuatan, analisa beban kerja, analisa kekuatan pier, jacketing, SNI -1725-2016.

### Full Text:

[OPEN JOURNAL SYSTEMS](#)[JOURNAL HELP](#)[USER](#)Username Password  Remember me[NOTIFICATIONS](#)

- » [View](#)
- » [Subscribe](#)

[LANGUAGE](#)

Select Language

English [JOURNAL CONTENT](#)

Search

Search Scope

All

**Studi Perkuatan Struktur Jembatan Jarwo Jalan Mastrip Jember  
(Studi Kasus Pelebaran Jembatan)  
*Study of Reinforcement of Jarwo Bridge, Mastrip Road, Jember  
(Case Study of Bridge Widening)***

**Jeefry Eka Pratama Saputra<sup>1)</sup>, Ir. Totok Dwi Kuryanto, MT,<sup>2)</sup> Pujo Priyono<sup>3)</sup>**

<sup>1</sup>Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email : [jefryeka23@gmail.com](mailto:jefryeka23@gmail.com)

<sup>2</sup>Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email: [totok\\_dk@yahoo.com](mailto:totok_dk@yahoo.com)

<sup>3</sup>Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

Email: [pujopriyono@unmuhjember.ac.id](mailto:pujopriyono@unmuhjember.ac.id)

**Abstrak**

Penelitian Bertujuan untuk perencanaan pier jembatan jarwo di pertebal pada piernya, karena jembatan jarwo setelah melakukan pelebaran jembatan. Tahapan perencanaan yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah studi perkuatan struktur jembatan, pengumpulan data, data sekunder, data primer, perkuatan, metode jacketing, kapasitas jembatan, gambar detail, pembahasan dan kesimpulan . Data sekunder adalah sumber data penelitian yang diperoleh peneliti secara tidak langsung melalui media perantara dan Data primer adalah data yang diperoleh atau dikumpulkan langsung di lapangan oleh orang yang melakukan penelitian atau yang bersangkutan yang memerlukannya. Berdasarkan hasil perhitungan perkuatan pier jembatan didapatkan perbandingan dimensi jembatan dan pier sebelum perkuatan dan sesudah perkuatan, adapun hasilnya ditabelkan sebagai berikut: Jembatan existing  $b=8,6$   $h=-$  rencana  $b=11,50$   $h=-$  sedangkan pier existing  $b=3,0$   $h=15,8$  rencana  $b=3,4$   $h=16,2$ . Perbesaran luas penampang pier setelah jembatan dilebarkan menjadi 1,0% setelah melakukan perhitungan mencari diagram interaksi. Tulangan pier D16. Dari hasil perhitungan yang dilakukan, maka dimensi kolom pier jembatan menjadi lebih besar dari pada sebelumnya. Dimensi kolom yang semula berukuran 3,00 mm menjadi 3,40 mm setelah melakukan penambahan pada piernya. Dengan demikian kolom pier jembatan setelah melakukan penambahan, memiliki kemampuan dalam menerima beban lebih besar setelah mempertebal pier jembatannya.

**Kata Kunci:** beton, baja komposit, perkuatan, analisa beban kerja, analisa kekuatan pier, jacketing, SNI -1725-2016.

**Abstract**

*The aim of the research is to plan the pier of the Jarwo bridge to thicken the pier, because the Jarwo bridge after widening the bridge. The planning stages used in this final project are the study of strengthening the bridge structure, data collection, secondary data, primary data, reinforcement, jacketing method, bridge capacity, detailed drawings, discussion and conclusions. Secondary data is a source of research data obtained by researchers indirectly through intermediary media and primary data is data obtained or collected directly in the field by the person conducting the research or the person concerned who needs it. Based on the calculation results of the bridge pier reinforcement, a comparison of the dimensions of the bridge and pier before and after reinforcement is obtained, the results are tabled as follows: Existing bridge  $b=8.6$   $h=-$  plan  $b=11.50$   $h=-$  while existing pier  $b=3, 0$   $h=15.8$  plan  $b=3.4$   $h=16.2$ . Magnification of the cross-sectional area of the pier after the bridge is widened to 1.0% after doing calculations looking for interaction diagrams. D16 pier reinforcement. From the results of the calculations carried out, the dimensions of the bridge pier column become larger than before. The column dimension which was originally 3.00 mm in size becomes 3.40 mm after adding the pier. Thus the bridge pier column after adding, has the ability to receive a greater load after thickening the bridge pier.*

**Keywords:** concrete, steel composite, reinforcement, workload analysis, pier strength analysis, jacketing, SNI -1725-2016.

## 1. PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Perkembangan dan kemajuan dalam dunia ekonomi menyebabkan salah satu permasalahan dibidang transportasi jalan raya semakin kompleks. Salah satu yang menjadi masalah adalah kurang maupun layanan jembatan sebagai media penghubung. Oleh karenanya diperlukan studi evaluasi tingkat layanan jembatan sebagai efek perkembangan lalu lintas jalan raya. Kondisi jembatan pada saat ini cukup memenuhi syarat untuk dilewati kendaraan 2 jalur, hanya saja kurang optimal mengingat arah kendaraan roda 4.

### Rumusan Masalah

1. Bagaimana kemampuan pilar untuk memikul beban struktur menggunakan metode jacketing?
2. Bagaimana gelagar baja komposit setelah pilar menggunakan metode jacketing?

### Batasan Masalah

1. Jembatan untuk klas A.
2. Plat beton tebal minimal 20 cm.
3. Digunakan gelagar baja komposit untuk mencari lendutannya buat menghitung pier
4. Pier (Pondasi tengah) diperbesar dengan metode jacketing.

### Tujuan

1. Untuk mengetahui kemampuan pilar untuk memikul beban struktur menggunakan metode jacketing.
2. Untuk mengetahui gelagar baja komposit setelah pilar menggunakan metode jacketing.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Faktor beban dan kombinasi pembebanan

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan jembatan harus dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut (SNI 1725:2016:6, faktor beban dan kombinasi pembebanan) :

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots \dots \dots (1)$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut : Untuk beban-beban dengan nilai maksimum  $\gamma_i$  lebih sesuai maka :

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95 \dots \dots \dots (2)$$

Untuk beban-beban dengan nilai minimum  $\gamma_i$  lebih sesuai maka :

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1 \dots \dots \dots (3)$$

Keterangan :

$\gamma_i$  = adalah faktor beban ke-i

$n_i$  = adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan klasifikasi operasional

$n_D$  = adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas

$n_R$  = adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan redundansi

$n_I$  = adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan klasifikasi operasional

$\phi$  = adalah faktor tahanan

$Q_i$  = adalah pengaruh gaya

$R_n$  = adalah tahanan nominal

$R_r$  = adalah tahanan terfaktor

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \dots \dots \dots (4)$$

Keterangan :

$n_i$  = adalah faktor pengubah respons sesuai Persamaan 2 atau 3

$\gamma_i$  = adalah faktor beban

$Q_i$  = adalah gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

### Beban permanen

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah 9,81 m/detik<sup>2</sup>. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel 1.

**Tabel 1.** kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan

No	bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa(kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal (bituminous wearing surfaces)	22,0	2245
2	Besi tuang (cast iron)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (compacted sand, silt or clay)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (rolled gravel, macadam or ballast)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (asphalt concrete)	22,0	2245
6	Beton ringan (low density)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton	$f'_c < 35$ MPa $35 < f'_c < 105$ MPa	22,0-25,0 $22 + 0,022$ 2320 $2240 + 2,29$
8	Baja (steel)	$f'_c$	$f'_c$ 78,5 7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (hard wood)	11,0	1125

### Berat sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.

**Tabel 2.** Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ )

Tipe beban	Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ )		
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}^S$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan	Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,10	0,90
	Aluminium	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,30	0,75
	Kayu	1,40	0,70
	Baja	1,10	0,90

### Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 3 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang. Hal ini bisa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan.

**Tabel 3.** Faktor beban ( $\gamma_{MA}$ )

Tipe beban	Faktor beban ( $\gamma_{MA}$ )		
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MA}^S$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MA}^U$ )	
	Keadaan	Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,40	0,80

Catatan<sup>(1)</sup>: Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

### Beban lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 1. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D" seperti pada Tabel 4.

**Tabel 4.** Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TD}^S$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{TD}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

### Intensitas beban "D"

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu seperti berikut :

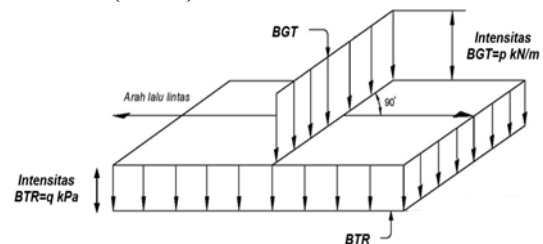
$$\text{Jika } L \leq 30\text{m} : q = 9,0 \text{ kPa}$$

$$\text{Jika } L > 30\text{m} : q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa}$$

Keterangan:

q = adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)



**Gambar 1.** Beban lajur D

### Gaya rem (TB)

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan Pasal 8.2 dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 8.4.3 berlaku untuk menghitung gaya rem.

### Baja Komposit

Struktur komposit atau gabungan adalah suatu sistem konstruksi yang terdiri dari baja dan beton yang keduanya secara bersama-sama bekerja sama untuk mendukung beban-beban yang berkerja di atasnya.

Sifat-sifat penampang komposit dapat dihitung dengan metode transformasi luas.

Berlawanan dengan perencanaan beton bertulang, dimana luasbaja ditransformasikan menjadi luas beton ekuivalen. Beton pada penampang komposit diubah menjadi baja ekuivalen. Pada penampang komposit luas beton direduksi dengan memakai lebar plat yang sama dengan  $b_e/n$ , dengan  $n$  adalah rasio modulus baja terhadap modulus beton.

Beberapa asumsi perhitungan cara elastik diberikan antara lain :

- a) Shear connector antara baja dan beton dianggap cukup kaku, sehingga factor adanya slip dapat diabaikan.
- b) Baja dan beton dianggap linearly elastic material.
- c) Beton yang mengalami tegangan tarik dianggap tidak bekerja.

Analisis dari gelagar komposit ini mula-mula didasarkan pada teori elastik,

dimana tegangan yang terjadi tidak boleh melebihi tegangan yang diijinkan. Tegangan-tegangan tersebut adalah:

a) Teganganbaja  
 $f_s = f_y / f_1 \dots\dots\dots (2.1)$

b) Teganganbeton  
 $f_c = f_{cr} / f_2 \dots\dots\dots (2.2)$

Dimana :

$f_y$  = Tegangan leleh baja.

$f_{cr}$  = Tegangan hancur beton.

$f_1$  dan  $f_2$  = angka keamanan.

Untuk komposit tegangan yang terjadi dan besaran-besaran penampang dalam sistim komposit digunakan cara luas pengganti (Transformad Area Method), yaitu dengan membagi luas beton dengan factor  $n$  (rasio perbandingan modulus elastisitas baja terhadap beton).

$A_{eg} \dots\dots\dots (2.3)$

$n = E_s / E_c \dots\dots\dots (2.4)$

dimana :

$A_{eg}$  = luas pengganti.

$A_c$  = luas penampang beton.

$E_s$  = modulus elastisitas baja.

$E_c$  = modulus elastisitas beton.

Sebaiknya hindari adanya bagian beton yang tertarik, dengan jalan merencanakan penampang komposit sedemikian rupa, sehingga garis netral terletak pada bagian baja. Jika garis netral terletak pada bagian beton, maka dalam perhitungan tegangan, bagian beton yang tertarik diabaikan.

### Tegangan Pada Struktur Komposit

Tegangan dalam struktur komposit dibedakan atas :

a) Tegangan pada profil baja.  
 $f_s = M.Y / I_k \dots\dots\dots (2.5)$

b) Tegangan pada penampang beton.  
 $f_c = M.Y / (n I_k) \dots\dots\dots (2.6)$

Dimana :

$M$  = momen pada potongan yang ditinjau.

$Y$  = jarak serat yang ditinjau terhadap garis netral.

$I_k$  = momen inersia penampang komposit.

Jika suatu gaya aksial 'N' bekerja pula pada balok tersebut, missal akibat prestressing kabel dengan eksentrisitas 'e' dari garis netral penampang komposit, maka tegangan-tegangan yang terjadi akibat tambahan gaya 'N' adalah :

a) Tegangan dalam profil baja :  
 $f_s = N/A \pm N.Y.e / I_k \dots\dots\dots (2.7)$

b) Tegangan dalam penampang beton:

$$f_c = -N / (nA_v) \pm N.Y.e / (nI_k) \dots\dots (2.8)$$

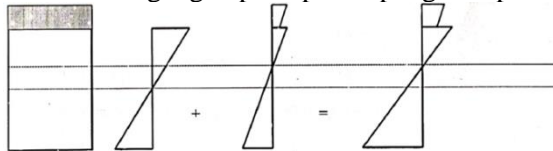
Bila M dan N bekerja bersama sama, maka tegangan yang terjadi merupakan superposisi dari persamaan (2.5), persamaan (2.6), persamaan (2.7), dan persamaan (2.8).

$$f = \pm \frac{I_k}{M.Y} - \frac{N}{A_v} \pm \frac{N.e.Y}{N.e.Y} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$f = \pm \frac{I_k}{M.Y} + \frac{N}{A_v} \pm \frac{I_k}{N.e.Y} \dots\dots\dots (2.10)$$

$A_v$  = luas penampang komposit.

Distribusi tegangan pada penampang komposit:



Penampang Komposit a) b) c)

**Gambar 2.** Penampang komposit

Keterangan :

1. Tegangan sebelum komposit.
2. Tegangan setelah komposit.
3. Tegangan gabungan.

**Koefisien Kekangan Efektif Penampang Beton dengan**

PerkuatanJaket Beton Tegangan kekangan lateral maksimum penampang dengan jaket beton dihitung dengan anggapan bahwa inti beton (core) dikekang oleh kekangan eksisting dan jaket, dimana keduanya diasumsikan leleh. Selanjutnya, tegangan kekangan lateral efektif dihitung dengan menghitung luasan beton terkekang efektif baik dalam arah bidang (plan) maupun vertikal (elevation). Luasan beton terkekang efektif pada penampang jaket dipengaruhi oleh dua kondisi, yaitu kondisi dimana posisi parabola atau luas inti beton yang secara tidak efektif terkekang (lihat Gambar 2). Pada inti beton terkekang, tegangan kekangan lateral efektif yang diperoleh dari kekangan eksisting dan jaket dapat dihitung sebagai berikut:

$$f'_{l,core} = \frac{1}{2} k_{e,ex} \rho_{s,ex} f_{yh,ex} + \frac{1}{2} k_{e,jac} \rho_{s,j}$$

Keterangan:

$f'_{l,core}$  : tegangan kekangan lateral efektif total

$k_e$  : koefisien kekangan efektif.

$\rho_s$  : rasio volume tulangan transversal terhadap inti beton terkekang.

$f_{yh}$  : tegangan leleh tulangan transversal.

ex : pada penampang eksisting.

jac : pada penampang jaket beton.

**3. METODOLOGI**

**Lokasi Penelitian**

Survei Lokasi

Survei ini maksudkan untuk mendapatkan gambaran tentang jembatan existing serta bagian-bagian jembatan yang diadakan penelitian terkait rencana pelebaran.



**Gambar 3.** pier jembatan

Survei lokasi yang dilakukan meliputi asesment terhadap mutu material dan jenis struktur jembatan. Hasil survei digunakan untuk menentukan metode perkuatan terhadap pelebaran dan penambahan asesories jembatan atas.

**Data Tanah**

Dari hasil sondir di lokasi secara ringkas dapat disimpulkan, yaitu lokasi tanah kerasnya kedalamannya cukup variasi. Untuk boring titik 2 di samping sungai dengan kedalaman dasar cukup rendah. Lapisan pertama -1,00 meter berupa koral bekas urugan, kedalaman -2,00 m ada batu ukuran sekitar 5/7, hingga kedalaman hampir -4,00 meter lebih baru didapat tanah padas yang keras. Sedangkan titik tanah kerasnya didapat pada kedalaman rata-rata 80 meter, karena merupakan lereng batu padas.



**Gambar 4.** Dilapangan saat sondir mencari data

#### 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

##### Umum

##### ANALISIS KEKUATAN PIER TINJAUAN PIER ARAH MEMANJANG JEMBATAN

Tinggi kolom pier

$L_c=20,6$  m

Ukuran penampang

$B=15,80$  m

$H=3,40$  m

Luas penampang Kolom Pier

$A_c = 2 \cdot (B \cdot h + \pi/4 \cdot h^2) = 125,605714$  m<sup>2</sup>

Lebar ekuivalen kolom pier,

$B_e = A/h = 36,9428571$  m

**Tabel 5.** Beban ultimit pada kolom pier

No.	KOMBINASI	Pu	Mu
1	KOMBINASI-1	130185,26	29941,49
2	KOMBINASI-2	129898,69	36503,97
3	KOMBINASI-3	130238,00	40945,46
4	KOMBINASI-4	130238,00	40945,46

Sumber: hasil perhitungan

##### KONTROL STABILITAS PIER

##### PENGARUH BERAT STRUKTUR

Berat sendiri struktur atas

$PMS=6984,56631$

Beban mati tambahan

$PMA=721,91$

Berat headstock

$W_h=1582,2$

Berat column pier

$W_c=83626,41523$

Berat total struktur atas

$W_a=7706,47$

Berat struktur bawah

$W_b=43395,40762$

Perbandingan berat

$W_b/W_a = 563,10\% > 20\%$  (OK)

Tidak memerlukan analisa dinamik (cukup dengan analisa statik)

##### PENGARUH EFEK P-DELTA

Gaya aksial ultimit Pier

$P_u=121294,95$

Momen ultimit Pier

$M_u=239757,66$

Inertia penampang Column Pier

$I_c=121,0002$  m<sup>4</sup>

Mutu beton, K- 300

Kuat tekan beton,

$f'_c=24,900$  MPa

Modulus Elastisitas beton,

$E_c=23452,95291$  Mpa

Tinggi column Pier

$L_c=20,6$  m

Momen ultimit

$239757,66$

Lendutan

$\Delta = \frac{M_u \cdot L_c^2}{2 \cdot E_c \cdot I_c}$

$= 0,017926414$  m

Momen akibat pengaruh P-delta

$M_d = P_u \cdot \Delta = 2174,383515$  kN-m

$5\% M_u = 11987,88321$  kN-m

$M_d \leq 5\% M_u$ , (OK), maka efek P-Delta diabaikan

**Tabel 6.** Kontrol efek P-Delta untuk kombinasi beban ultimit

No.	KONDISI BEBAN	Pu	Mux	$\Delta$	Md	5%Mu	KET
1	KOMBINASI-1	130185,26	29941,49	0,002238692	291,4447	1497,0745	Md<5%Mu
2	KOMBINASI-2	129898,69	36503,97	0,002729362	354,54048	1825,1987	Md<5%Mu
3	KOMBINASI-3	130238,00	40945,46	0,003061447	398,71671	2047,2731	Md<5%Mu
4	KOMBINASI-4	130238,00	40945,46	0,003061447	398,71671	2047,2731	Md<5%Mu
5	KOMBINASI-5	121294,95	239757,66	0,017926414	2174,3835	11987,883	Md<5%Mu

##### PENGARUH BUCKLING

Tinggi column pier

$L_c = 20,6$  m

Inertia penampang kolom pier

$I_c = 121,0002$  m<sup>4</sup>

Luas tampang kolom pier

$A_c = 125,6057$  m<sup>2</sup>

Jari-jari inersia penampang kolom pier

$r = 0,98$  m

Faktor panjang tekuk

$K = 0$

Angka kelangsingan

$K \cdot L_c / r = 41,97676075 > 22$

pengaruh buckling dianggap Proses

Pelingkupan Kegiatan

Pengaruh buckling diperhitungkan dengan cara  
 Perbesaran Momen pada Column Pier sbb:  
 Beban mati ultimit pada Column Pier  
 $DL = PMS + PMA = 121294,95 \text{ kN}$   
 Beban hidup ultimit pada Column Pier  
 $LL = PTD + PTP = 8890,31 \text{ kN}$   
 Nilai perbandingan beban mati ultimit terhadap  
 beban tetap ultimit:

$\beta_d = DL / (DL + LL) = 0,932$   
 Kekakuan lentur column pier  
 $EI = 0,4 * E_c * I_c / (1 + \beta_d) = 587626689,8 \text{ kNm}^2$   
 Beban aksial kritis  
 $P_{cr} = \pi^2 * EI / (K * L_c)^2 = 3419450,826 \text{ kN}$   
 Faktor pembesaran momen  
 $\delta_s = 1 / [1 - P_u / (0,75 * P_{cr})] = 1,04964404$   
 Gaya geser horisontal akibat gempa  
 $V_u = TEQ = 23380,34 \text{ kN}$   
 Simpangan lateral akibat gempa  
 $\Delta = V_u * L_c / (3 * EI) = 0,115939066 \text{ m}$   
 Faktor pembesaran momen  
 $1,030076256$   
 Diambil faktor perbesaran momen  
 $\delta_s = 1,04964404$

**Tabel 7.** Momen ultimit yang diperbesar

No.	KOMBINASI	Pu kN	Mux kNm	Mu kNm
1	KOMBINASI-1	130185,26	29941,49	31427,90638
2	KOMBINASI-2	129898,69	36503,97	38316,17791
3	KOMBINASI-3	130238,00	40945,46	42978,16121
4	KOMBINASI-4	130238,00	40945,46	42978,16121
5	KOMBINASI-5	121294,95	239757,66	251660,2039

## PENULANGAN COLUMN PIER

Mutu beton, K- 300  
 Kuat tekan beton,  
 $f'_c = 24,9 \text{ Mpa}$   
 Mutu baja, U-39  
 Tegangan leleh baja,  
 $f_y = 390 \text{ MPa}$   
 Dimensi Column Pier  
 $Be = 36,9 \text{ m}$   
 $b_4 = 3,40 \text{ m}$   
 Ditinjau Column Pier selebar 1 m:  
 Lebar Column Pier  $b = 1000,0 \text{ mm}$   
 Tebal Column Pier  $h = 3400,0 \text{ mm}$   
 Luas penampang column pier yang ditinjau,  
 $A_g = 3400000,0 \text{ mm}^2$   
 $P_u =$  gaya aksial ultimit pada column pier  
 $M_u =$  momen ultimit pada column pier

$\phi P_n = P_u \alpha = \phi P_n / (f'_c * A_g) = P_u * 10^3 / (f'_c * A_g)$   
 $\phi M_n = M_u \beta = \phi M_n / (f'_c * A_g * h)$   
 $= M_u * 10^6 / (f'_c * A_g * h)$

**Tabel 8.** Kombinasi beban ultimit pada penulangan column pier

No	KOMBINASI BEBAN ULTIMIT	Pu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Mu (kNm)	$\alpha$	$\beta$
1	KOMBINASI-1	130185,26	31427,91	3523,963	850,717	0,042	0,0030
2	KOMBINASI-2	129898,69	38316,18	3516,206	1037,174	0,042	0,0036
3	KOMBINASI-3	130238,00	42978,16	3525,391	1163,369	0,042	0,0040
4	KOMBINASI-4	130238,00	42978,16	3525,391	1163,369	0,042	0,0040
5	KOMBINASI-5	121294,95	251660,20	3283,313	6812,148	0,039	0,0237

$d = 100 \text{ mm}$   
 $h = 3200 \text{ mm}$   
 $h/h = 0,9411765$

Nilai  $\alpha$  dan  $\beta$  di plot ke dalam diagram interaksi diperoleh:

Rasio tulangan yang diperlukan

$\rho = 1,0\%$

Luas tulangan yang diperlukan

$A_s = 34000 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan yang digunakan

$D = 25 \text{ mm}$

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik:

$A_s(\text{tekan}) = A_s(\text{tarik}) = 1/2 A_s = 17000 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$s = 28,89 \text{ mm}$ .

**Tabel 9.** Hasil dari perhitungan diameter tulangan

Digunakan :	Jumlah lapis:	Diameter Tulangan	Jarak	$\rho_{\text{tekan}}$	$\rho_{\text{tarik}}$
Tulangan tekan,	1	D	25 28,89	0,5%	0,5%
Tulangan tarik,	1	D	25 28,89	0,5%	0,5%
Rasio tulangan yang digunakan					$\rho = 1,0\%$

## TULANGAN GESER COLUMN PIER

Gaya aksial ultimit rencana

$P_u = 3283,313 \text{ kN}$

Momen ultimit rencana

$M_u = 6812,148 \text{ kNm}$

Mutu beton K- 300

$f'_c = 24,9 \text{ Mpa}$

Mutu baja U- 39

$f_y = 390 \text{ MPa}$

Ditinjau dinding colum pier selebar,

$b = 1000 \text{ mm}$

Gaya aksial ultimit rencana

$P_u = 3283312,645 \text{ N}$

Momen ultimit rencana

$M_u = 6,81, E+09 \text{ Nmm}$

Faktor reduksi kuat geser



$\phi=0,6$   
 Tinggi column pier  
 $L=20600$  mm  
 Tebal colum pier  
 $h=3400,00$  mm  
 Luas tulangan longitudinal column pier  
 $As= 34000$  mm<sup>2</sup>  
 Jarak tulangan thd sisi luar beton  
 $d'= 100$  mm  
 $Vu=Mu/L= 330686,79$  N  
 Gaya geser ultimit akibat gaya lateral  
 $Vu=Tux/Be=632878,62$  N  
 Diambil gaya geser ultimit  
 $Vu=632878,62$  N  
 $d=h-d'= 3300,00$  mm  
 $Vcmak= 16434000$  N  
 $\phi Vcmak= 9860400$  N >  $Vu(OK)$   
 $\beta_1=1,4-d/2000=-0,25 < 1$ , maka  
 $\beta_2=1+Pu/(14*f_c*b*h)= 1,003$  diambil=1  
 $\beta_3=1$   
 $Vuc=\beta_1*\beta_2*\beta_3*b*d*[As*f_c/(b*d)]^{1/3}$   
 $=-70745,4$  N  
 $Vc=1909254,6$  N  
 $\phi Vc=1145552,7$  N  
 $\phi Vc > Vu$  (hanya perlu tul geser min)  
 Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga:  
 $Vs= Vu/\phi= 551144,646$  N  
 Untuk tulangan geser digunakan besi beton:  
 D-16 jarak arah y, sy (mm)= 300  
 Luas tulangan geser,  
 $Asv= 670,48$  mm<sup>2</sup>  
 Jarak tulangan geser yang diperlukan,  
 $sx= 1565,66$  mm  
 Digunakan tulangan geser:  
 D-16 jarak arah y, sy (mm)= 300  
 jarak arah x, sx (mm)= 300

### TINJAUAN PIER ARAH MELINTANG JEMBATAN

Tinggi kolom pier  
 $Lc= 20,6$  m  
 Ukuran penampang  
 $B= 15,80$  m  
 $h= 3,40$  m  
 Luas penampang Kolom Pier  
 $Ac= 2*(B*h+\pi/4*h^2)= 125,6057$  m<sup>2</sup>  
 Lebar ekivalen kolom pier,  
 $Be=A/h=36,94$  m

**Tabel 10.** Beban ultimit pada kolom pier

No.	KOMBINASI	Pu	Muy
1	KOMBINASI-1	130185,26	1040,63
2	KOMBINASI-2	129898,69	5193,88
3	KOMBINASI-3	130238,00	6234,51
4	KOMBINASI-4	130238,00	6234,51
5	KOMBINASI-5	121294,95	237594,93

### PENGARUH EFEK P-DELTA

Gaya aksial ultimit Pier  
 $Pu=121294,95$  kN-m  
 Momen ultimit Pier  
 $Mu=237594,93$  kN-m  
 Inertia penampang Column Pier  
 $Ic=121,0002$  m<sup>4</sup>  
 Mutu beton, K- 300  
 Kuat tekan beton,  
 $f_c=24,900$  MPa  
 Modulus Elastisitas beton,  
 $Ec=23452,95291$  Mpa  
 Tinggi column Pier  
 $Lc=20,6$  m  
 Momen ultimit  
 $237594,93$  kN-m  
 Lendutan  
 $\Delta = Mu*Lc^2/(2*Ec*Ic)=0,017764709$  m  
 Momen akibat pengaruh P-delta  
 $Md=Pu*\Delta=2154,769474$  kN-m  
 $5\%Mu=11879,74643$  kN-m  
 $Md \leq 5\%Mu, (OK)$ , maka efek P-Delta diabaikan

**Tabel 11.** Kontrol efek P-Delta untuk kombinasi beban ultimit

No.	KONDISI BEBAN	Pu kN	Muy kNm	$\Delta$ m	Md kNm	5%Mu kNm	KET
1	KOMBINASI-1	130185,26	1040,63	7,78067E-05	10,129288	52,031477	Md < 5%Mu
2	KOMBINASI-2	129898,69	5193,88	0,000388341	50,444926	259,69393	Md < 5%Mu
3	KOMBINASI-3	130238,00	6234,51	0,000466147	60,710086	311,72541	Md < 5%Mu
4	KOMBINASI-4	130238,00	6234,51	0,000466147	60,710086	311,72541	Md < 5%Mu
5	KOMBINASI-5	121294,95	237594,93	0,017764709	2154,7695	11879,746	Md < 5%Mu

Md < 5%Mu, maka efek P-Delta diabaikan

### PENGARUH BUCKLING

Tinggi column pier  
 $Lc=20,6$  m  
 Inertia penampang kolom pier  
 $Ic=14285,2917$  m<sup>4</sup>  
 Luas tampang kolom pier  
 $Ac=125,6057143$  m<sup>2</sup>  
 Jari-jari inersia penampang kolom pier

$r=10,66448426$  m  
 Faktor panjang tekuk  
 $K=2,0$   
 Angka kelangsingan  
 $KLc/r= 3,863 < 22$   
 pengaruh buckling  
 Luas tulangan column pier yang diperoleh dari tinjauan arah memanjang perlu dikontrol apakah kapasitasnya masih cukup untuk mendukung beban ultimit column pier pada arah melintang jembatan.  
 Oleh karena itu, perlu dilakukan analisis kekuatan kolom pier arah melintang jembatan dengan Diagram Interaksi P-M (untuk arah Y) Dimensi penampang column pier yang digunakan untuk analisa P-M adalah:  
 Lebar column pier  
 $b=3,40$  m  
 Tinggi column pier  
 $h=16,20$  m  
 Rasio baja tulangan  
 $\rho = 1,0\%$   
 Mutu beton, K- 300  
 $f'c=24,900$  Mpa  
 Mutu baja, U-39  
 $f_y=390$  MPa  
**TULANGAN GESER COLUMN PIER**  
 Gaya aksial ultimit rencana  
 $P_u= 121294,950$  kN  
 Momen ultimit rencana  
 $M_u= 237594,929$  kN  
 Mutu beton K- 300  
 $f'c= 24,900$  Mpa  
 Mutu baja U-39  
 $f_y= 390$  MPa  
 Ditinjau dinding colum pier selebar,  
 $b= 1000$  mm  
 Gaya aksial ultimit rencana  
 $P_u= 121294950$  N  
 Momen ultimit rencana  
 $M_u= 38,E+11$  Nmm  
 Faktor reduksi kuat geser  
 $\phi= 0,6$   
 Tinggi column pier  
 $L= 20600$  mm  
 Tebal colum pier  
 $h= 36942,86$  mm  
 Luas tulangan longitudinal column pier  
 $A_s= 34000$  mm<sup>2</sup>

Jarak tulangan thd sisi luar beton  
 $d'= 100$  mm  
 $V_u=Mu/L=11533734,40$  N  
 Gaya geser ultimit akibat gaya lateral  
 $V_u=T_{uy}/h= 6610421,81$  N  
 Diambil gaya geser ultimit  
 $V_u= 6610421,81$  N  
 $d=h-d'= 36842,86$  mm  
 $V_{cmak}=0,2*f'c*b*d$  183477429 N  
 $\phi V_{cmak}=110086457$  N >  $V_u$ (OK)  
 $\beta_1=1,4-d/2000= -17,0214286 < 1$ , maka diambil  $\beta_1=$   
 $\beta_1=1$   
 $\beta_2=1+P_u/(14*f'c*b*h)= 1,009$   
 $\beta_3=1$   
 $V_{uc}= \beta_1*\beta_2*\beta_3*b*d*[A_s*f'c/(b*d)]^{1/2}$   
 $= 5637507$  N  
 $V_c=V_{uc}+0,6*b*d= 27743221,0$  N  
 $\phi V_c= 16645932,6$  N  
 $\phi V_c > V_u$ (hanya perlu tul geser min)

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga:  
 $V_s= V_u/\phi= 19222890,7$  N  
 Untuk tulangan geser digunakan besi beton: D-16 jarak arah y,  $s_y$  (mm)= 300  
 Luas tulangan geser,  
 $A_{sv}= 670,48$  mm<sup>2</sup>  
 Jarak tulangan geser yang diperlukan,  
 $s_x= 501,17$  mm  
 Digunakan tulangan geser:  
 D-16 jarak arah y,  $s_y$  (mm)= 300  
 jarak arah x,  $s_x$  (mm)= 300

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

- Berdasarkan hasil perhitungan perkuatan pier jembatan didapatkan perbandingan dimensi jembatan dan pier sebelum perkuatan dan sesudah perkuatan, adapun hasilnya ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 12.** hasil perhitungan exsisting dan rencana

No	Item	Exsisting		Rencana	
		b	h	b	h
1	Jembatan	8,6	-	11,50	-
2	pier	3,0	15,8	3,0	16,2

- perbesaran luas penampang pier setelah jembatan dilebarkan menjadi 1,0% setelah

melakukan perhitung mencari diagram interaksi

3. tulangan pier D16

**Saran**

1. untuk lebih teliti harus memeriksa dasar pondasi
2. dapat menggunakan metode perkuatan lain (selain jacketing) mengingat muka air terlalu tinggi, sehingga sulit melihat konstruksi bawah air

**6. DAFTAR PUSTAKA**

- 1) SNI -1725-2016, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan, Jakarta, Indonesia.
- 2) SNI 2833 – 2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, Jakarta, Indonesia.
- 3) SNI 2833-2008, Perencanaan Jembatan Tahan Gempa, Jakarta, Indonesia.
- 4) RSNI T-02- 2005, Departemen Pekerjaan Umum, Standar Pembebanan Untuk Jembatan, Jakarta, Indonesia.
- 5) RSNI T-12– 2004, Departemen Pekerjaan Umum, Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan, Jakarta, Indonesia.
- 6) SNI 1729:2015, Badan Standarisasi Nasional, Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, Jakarta, Indonesia.
- 7) SNI 2847:2013, Badan Standarisasi Nasional, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, Jakarta, Indonesia.
- 8) SNI-03-1729-2015 Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. Badan Standarisasi Nasional BSN. Jakarta
- 9) RSNI-T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan. Badan Standarisasi Nasional BSN, Jakarta.
- 10) SNI 03-1725-1989, Tata Cara. Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya, Jakarta, Indonesia.
- 11) Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, MSS7-CA, Dirjen Bina Marga, Dep PU Bina Program, 1992, Jakarta, Indonesia.
- 12) Dep. PU., Pedoman Perencanaan Pembebanan Jalan Raya SKBT - 1.3.28. t987 UDC: 624.0422624.21.
- 13) Dep. PU., Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang, Agus Iqbal Manu.
- 14) Harazaki, I., O. Atsushi, dan S. Suzuki. 2000. Bridge Engineering Handbook: Suspension Bridges. CRC Press. Boca Raton.
- 15) ICE manual of bridge engineering, Second Edition.
- 16) KP-03 Kriteria Perencanaan Bagian Saluran;
- 17) PT-03 Persyaratan Teknis Bagian Penyelidikan Geoteknik;
- 18) Undang-undang Republik Indonesia Nomor 11 Tahun 1974 Tentang Pengairan.
- 19) Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia Nomor 28/PRT/M/2015 Tentang Penetapan Garis Sempadan Sungai dan Danau.
- 20) Keputusan Presiden Republik Indonesia No.12 Tahun 2012 tentang penetapan Wilayah Sungai.