

KODE PUSLITBANG: 4 - TN

PENELITIAN MANDIRI

B.12

PERENCANAAN PONDASI JEMBATAN CABLE STAYED



DISUSUN OLEH :

Dr. Mega Waty, ST., MT

NIDN. 11.231267.02

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945 SAMARINDA

SAMARINDA

2017

KODE PUSLITBANG: 4 - TN

PENELITIAN MANDIRI
PERENCANAAN PONDASI JEMBATAN CABLE STAYED



DISUSUN OLEH :

Dr. Mega Waty, ST., MT

NIDN. 11.231267.02

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS 17 AGUSTUS 1945 SAMARINDA
SAMARINDA

2017

HALAMAN PENGESAHAN

Judul Penelitian : Perencanaan Pondasi Jembatan Cable Stayed

Ketua Tim

a. Nama Ketua : Dr. Mega Waty, ST., MT.
b. NIDN : 11.231267.02
c. Jabatan Fungsional : Lektor
d. Program Studi : Teknik Sipil
e. No. Hp. : 081254777248
f. Alamat Surel (E-Mail) : megadtsuntar@gmail.com


Anggota : Angga

Waktu Kegiatan : Agustus – November 2017


Sumber Pendanaan : Swasta (Rp. 5.000.000,-)

Samarinda, 9 November 2017

Mengetahui,
Dekan Teknik


Purwanto Sularno, ST., MT.
NIDN. 11.011269.01

Dosen,


Dr. Mega Waty, ST., MT.
NIDN. 11.231267.02


Mengetahui,
Ketua LPPM

Prof. Dr. Eddy Soegiarto, K, SE., MM
NIP. 19541020 1985 1 001

KATA PENGANTAR

Sejak tanggal 17 Agustus 1945 Samarinda memiliki tujuan untuk mendukung UNTAG dalam mengintegrasikan kualitas penelitian dengan kualitas dosen sebagai salah satu komponen utama Tri Darma Perguruan Tinggi yang diwujudkan dalam visi dan misi.

Penelitian Pondasi Jembatan Cable Stayed merupakan penelitian mandiri penulis.

Dengan kegiatan perencanaan ini diharapkan masyarakat mengerti perhitungan pondasi jembatan Cable Stayed yang merupakan infrastruktur yang sangat diharapkan oleh masyarakat dan difinansikan.

Penelitian yang sederhana ini dapat memberikan manfaat bagi pembacanya.

Samarinda,

2017

Penulis,



Dr. Mega Waty, ST., MT.

BAB I

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan	2
BAB II METODOLOGI PENELITIAN	
2.1 Jenis Penelitian	3
2.2 Lokasi Penelitian	4
2.3 Waktu Penelitian	4
2.4 <i>Priliminary Design</i>	4
2.5 Metode Pengumpulan Data	4
2.6 Tahapan Penelitian	5
2.7 Bagan Alir Perhitungan	6
BAB III ANALISA DAN PEMBAHASAN	
3.1 Spesifikasi Teknis Jembatan	7
3.2 Perencanaan Box Girder	9
3.3 Pembebanan <i>Box Girder Prestress</i>	11
3.4 Gaya Prestress, Eksentrisitas Dan Jumlah Tendon	12
3.5 Struktur <i>Pylon</i>	16
3.6 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Pipa Baja	16

BAB IV PENUTUP

4.1Kesimpulan	26
4.2Saran	27

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah, sungai, laut, danau, saluran irigasi, jalan kereta api dan lain-lain. Jembatan mempunyai peranan penting karena selain sebagai sarana transportasi juga merupakan salah satu upaya meningkatkan aktivitas perekonomian dan menunjang kelancaran lalu lintas pada daerah-daerah sehingga untuk menjangkau daerah yang satu dengan daerah yang lain lebih efisien dan efektif. perkembangan jembatan juga menjadi suatu keharusan agar terjadi keselarasan dengan prasarana lain.

Jembatan Kembar Mahakam IV adalah jembatan tipe *Arch* atau pelengkung baja yang berada tepat bersebelahan dengan Jembatan Mahakam I dengan bentang utama (*main span*) sepanjang 220 M dan 2 buah bentang sisi (*side span*) masing-masing sepanjang 90 M. Jembatan Jembatan Kembar Mahakam IV akan menghubungkan kawasan Samarinda Kota dengan wilayah kecamatan Samarinda Seberang. Tujuan dari pembangunan jembatan Kembar Mahakam IV ialah untuk mengurangi kemacetan yang terjadi setiap harinya di Jembatan Mahakam I .

Dalam proses analisa dan desain struktur perlu didesain dengan benar dan teliti sesuai SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2008. Untuk itu pada penelitian ini akan dilakukan analisis mengenai *cable stayed* pada struktur atas jembatan serta dengan metode analisis dinamik dan statik.

Jembatan pelengkung baja menahan beban sendiri yang cukup besar, belum lagi ditambah dengan beban hidupnya, mengingat fungsi dari jembatan tersebut sebagai jalan nasional dengan bentang yang cukup panjang. Tentunya beban yang dialami oleh struktur atas jembatan akan sangat besar. Untuk mengatasi hal ini, diperlukan tipe jembatan yang memiliki beban sendiri yang lebih ringan, seperti jembatan gantung (*Suspension Bridge*) dan jembatan kabel (*Cable Stayed Bridge*). Atas dasar tersebut, maka dalam penelitian ini akan dibahas perencanaan ulang struktur Jembatan Kembar Mahakam IV namun dengan sistem yang berbeda,

dimana struktur atas jembatan akan mampu ditumpu hanya dengan *pylon* dan kabel, yaitu Jembatan *Cable Stayed*.

Untuk perencanaan struktur bawah diperlukan pondasi tiang pancang untuk menahan beban dari jembatan *Cable Stayed* ini.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian di atas maka diperoleh rumusan masalah ini adalah bagaimana merancang pondasi Jembatan Kembar Mahakam IV dengan struktur atas berupa jembatan *Cable Stayed*

1.3 Batasan Masalah

Pada penulisan ini, penulis memberikan batasan masalah didalam Studi kasus ini adalah sebagai berikut :

1. Lokasi studi kasus pada Jembatan Kembar Mahakam IV.
2. Tinjauan mencakup struktur bawah jembatan, yang meliputi pondasi tiang pancang
3. Tidak menghitung biaya konstruksi jembatan.
4. Tidak merencanakan desain jalan pendekat.

1.4 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah untuk mendesain kembali pondasi tiang pancang Jembatan Kembar Mahakan IV dengan menggunakan konstruksi struktur atas jembatan *Cable Stayed* dengan *Two Vertical Planes System* tipe *Fan* .

1. Mengetahui tahapan dari perencanaan struktur bawah jembatan *Cable Stayed*

BAB II

METODOLOGI PENELITIAN

2.1 Jenis Penelitian

Penelitian yang dilakukan untuk penelitian ini bersifat perencanaan. Obyek penelitian ini adalah pondasi Jembatan Kembar Mahakam IV yang desainnya awalnya adalah Jembatan *Arc Bridge* (Jembatan Pelengkung), yang akan di desain ulang menjadi Jembatan *Cable Stayed* dengan pertimbangan mengurangi beban yang diterima oleh jembatan.

2.2 Lokasi Penelitian



Sumber : Google Maps.

Gambar 3.1 Peta Lokasi Penelitian

2.3 Waktu Penelitian

Untuk menyelesaikan penelitian studi kasus ini, penulis memperkirakan waktu dari awal pengajuan judul, pengumpulan data dan sampai selesainya penyusunan ialah 3 bulan.

2.4 Priliminary Design

Merencanakan jembatan *cable-stayed* dengan data-data perencanaan yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Jenis Jembatan = *Cable Stayed*
- Mutu bahan beton (f_c') = 41,5 Mpa
- Mutu tulangan baja (f_y) = 410 Mpa
- Bentang (l) = 400 m
- Lebar jembatan (b) = 9,6 m
- Berat jenis beton bertulang($c \gamma$) = 2500 Kg/m²
- Berat jenis aspal ($a \gamma$) = 2200 Kg/m²
- Berat jenis air hujan ($w \gamma$) = 1000 Kg/m²
- Tebal selimut beton (p) = 5 cm

2.5 Metode Pengumpulan Data

Dalam penelitian ini, digunakan dua jenis data sebagai pedoman dalam perhitungan, antara lain :

a) Data Primer

Data primer pada penelitian ini diperoleh dengan cara wawancara langsung kepada pihak Konsultan Perencana dan pihak lainnya.

b) Data Sekunder

Data sekunder pada penelitian ini diperoleh dengan cara mempelajari detail bangunan jembatan dari gambar perencanaan yang sudah ada.

2.6 Tahapan Penelitian

Adapun tahapan – tahapan penelitian yang akan dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Perumusan Masalah

Pada tahap ini penulis menemukan atau merumuskan masalah yang telah diamati di lokasi tersebut.

2. Pengumpulan Data

Pada tahapan ini penulis melakukan survei atau pengamatan langsung di lapangan untuk mendapatkan data sekunder yang akan di gunakan dalam perhitungan.

3. Rekapitulasi Data

Jika semua data telah lengkap dalam ini data yang diperlukan dalam perhitungan, maka dilakukan langkah analisa, tetapi bila data ternyata masih kurang, maka dikaukan pengumpulan data kembali.

4. Analisa dan Pengolahan Data

Untuk mencapai tujuan dalam penelitian ini, akan dilakukan serangkaian analisis sebagai berikut :

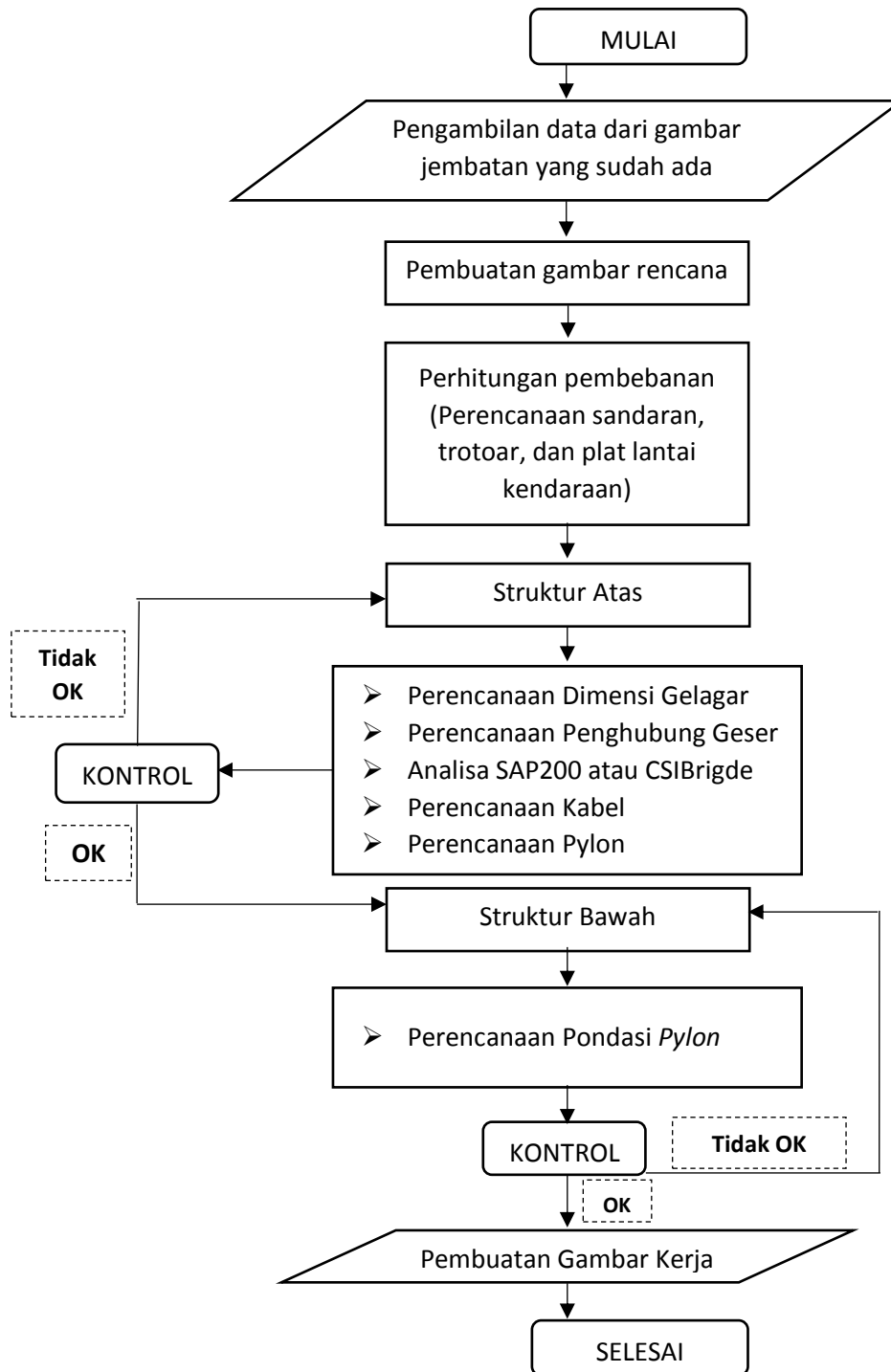
1. Perhitungan pembebanan pada jembatan mengacu pada SNI 1725-2016.

2. Perhitung struktur bawah jembatan meliputi : pier dan pondasi utama.

5. Kesimpulan

Selanjutnya dari hasil analisa yang dilakukan, maka dapat ditarik kesimpulan.

2.7 Bagan Alir Perhitungan



Gambar 2.3 Bagan Alir Perhitungan Pondasi Jembatan *Cable Stayed*

BAB III

ANALISA DAN PEMBAHASAN

3.1 Spesifikasi Teknis Jembatan

Data Jembatan :

- Klasifikasi Jembatan = Kelas A Bina Marga
- Tipe Jembatan = *Cable Stayed*
- Sistem *Cable* Jembatan = *Fan*
- Panjang Bentang Jembatan = 400 m
- Bentang Tengah = 200 m
- Bentang Sisi Kiri = 100 m
- Bentang Sisi Kanan = 100 m
- Lebar Jalur Lalu Lintas = 7 m
- Lebar Trotoar = 1,5 m
- Tebal Lapisan Aspal + Overlay = 0,1 m
- Tipe Gelagar Jembatan = *Box Girder RC*

3.1.1 *Primilinary Design* Jembatan

➤ Jarak Gelagar

Jarak gelagar baja (15m – 25m) / jarak gelagar beton (5m -10m)

$$\lambda = \frac{[(l - cl) / 2]}{4} = \frac{200 - 6 / 2}{4} = 24,25 \text{ m}$$

Karena tidak memenuhi panjang minimum, maka diambil jarak gelagar beton *Box Girder RC* sebesar 7 m untuk *main span* dan *side span*.

➤ Tinggi *Pylon*

a. $\frac{L}{6}$ sampai $\frac{L}{8}$

Dimana : L = panjang *main span*

$$\frac{L}{6} = \frac{200}{6} = 33,3 \text{ m} ; \frac{L}{8} = \frac{200}{8} = 25 \text{ m}$$

b.

$$h_{opt} = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \frac{U_{pl} \gamma_{pl} f_{cbb}}{U_{cb} \gamma_{cb} f_{pld}}}} \text{ (gimsing)}$$

Dimana :

$$\lambda = 200 \text{ m}$$

$$U_{pl} = 1 \text{ m}$$

$$U_{cb} = 2,5$$

$$f_{cbb} = 800 \text{ Mpa}$$

$$f_{pld} = 800 \text{ Mpa}$$

$$h_{opt} = \frac{100}{\sqrt{1 + \frac{1 \cdot 800 \text{ mpa}}{2,5 \cdot 5 \cdot 800 \text{ mpa}}}} = 96,225 \text{ m}$$

$$\text{Atau } h_{opt} = \frac{hf}{l} = 0,92 \text{ m}$$

$$h_{opt} = hf = 0,92 \times 200 = 58 \text{ m}$$

Dalam merencanakan *pylon* harus benar-benar diperhatikan karena semakin pendek *pylon* maka gaya aksial yang dipikul oleh gelagar utama akan semakin besar.

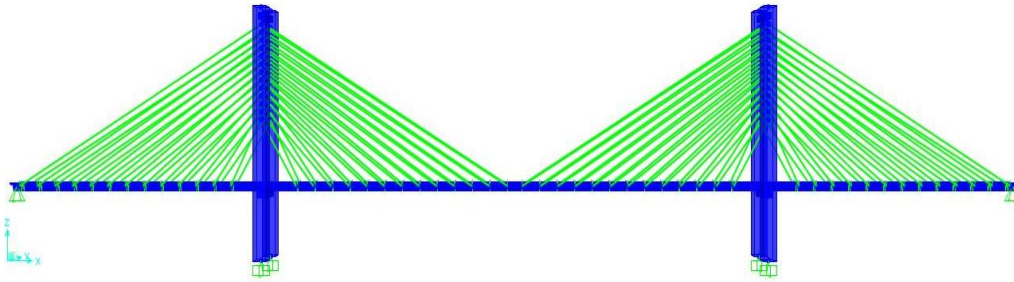
c. Gimsing memberikan Batasan dalam perencanaan jembatan *cable stayed* dengan tinggi *pylon* optimum sebesar

$$\frac{h_{opt}}{l_m} = 0,29$$

Tabel 3.1 Tinggi *Pylon*

h_{opt} (m)	l_m (m)	Ratio
33	200	0.167
25	200	0.125
96	200	0.481
58	200	0.29

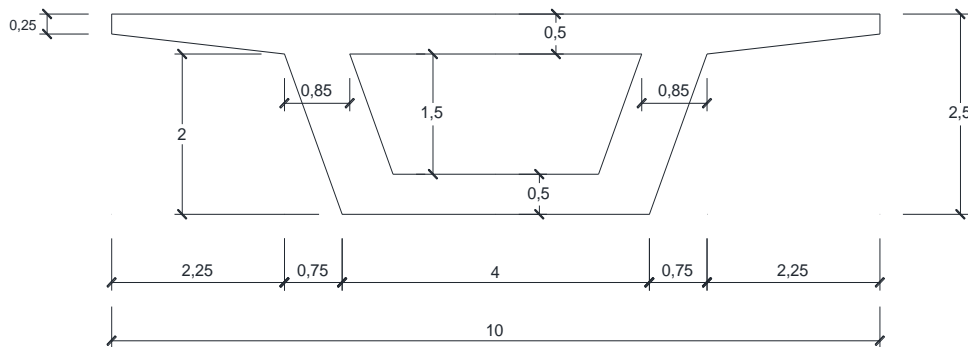
Maka di ambil tinggi pylon yang mendekati ratio 0,29 yaitu pylon setinggi 58 m.



Gambar 3.1 Permodelan Jembatan Pada SAP2000

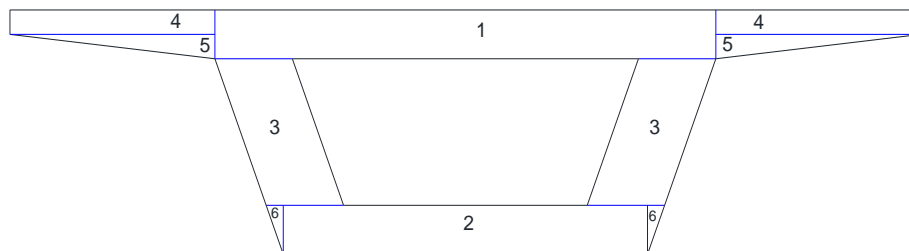
3.2 Perencanaan Box Girder

Pada desain jembatan *cable stayed* ini digunakan girder (*deck*) dengan tipe *box girder RC* dengan dimensi 10 x 2,5 m. untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada Gambar 4.1 .



Gambar 3.2 Dimensi *Box Girder RC*

3.2.1 Perhitungan *Section Properties Box Girder RC*



Gambar 3.3 *Section Properties Box Girder RC*

Untuk hasil perhitungan *section properties* dapat di lihat pada tabel 4.2 di bawah ini.

Tabel 3.2 Pehitungan *Section Properties*

No	Dimensi		Shape factor	Jml Tampang	Luas A (m ²)	Lengan y (m)	Statis momen A * y (m)	Inersia momen A * y ² (m ⁴)	Inersia momen I ₀ (m ⁴)
	Lebar (m)	Tinggi (m)							
1	5.5	0.5	1	1	2.750	2.25	6.188	13.92	0.05729
2	4	0.5	1	1	2.000	0.25	0.5	0.125	0.04167
3	0.85	1.5	1	2	2.550	1.25	3.188	3.984	0.47813
4	2.25	0.25	1	2	1.125	2.375	2.672	6.346	0.00293
5	2.25	0.25	0.5	2	0.563	2.08	1.172	2.441	0.00098
6	0.21	0.5	0.5	2	0.105	0.333	0.035	0.012	0.00073
					9.093		13.754	26.83	0.58172

Tinggi *box girder prestress* : $H = 2,5 \text{ m}$

Luas penampang *box girder* : $A = 9,093 \text{ m}^2$

Letak titik berat : $y_b = \sum A \times y / \sum A = 1,513 \text{ m}$

$y_b = h - y_b = 0,987 \text{ m}$

Momen inersia terhadap alas balok : $I_b = I_b = \sum A \times y^2 + \sum I_0 = 24.412 \text{ m}^4$

Momen inersia terhadap titik berat balok : $I_x = I_b - A \times y_b^2 = 6.607 \text{ m}^4$

Tahanan momen sisi atas : $W_a = I_x / y_a = 6.692 \text{ m}^4$

Tahanan momen sisi bawah : $W_b = I_x / y_b = 4.367 \text{ m}^4$

Berat beton *prestress* : $W_c = 25,50 \text{ kN/m}$

Berat sendiri *box girder prestress*: $Q_{bs} = A \times W_c = 231,86 \text{ kN/m}$

Pada SAP2000 di dapatkan nilai momen dan gaya geser maksimum akibat berat sendiri *box girder* sebagai berikut :

- Gaya geser maksimum : $V_{BS+} = 3170,848 \text{ kN}$

- Gaya geser minimum : $V_{BS-} = 2849,449 \text{ kN}$
- Momen positif maksimum : $M_{BS+} = 72346,358 \text{ kN}$
- Momen negatif maksimum : $M_{BS-} = 48045,806 \text{ kN}$

3.3 Pembebanan *Box Girder Prestress*

3.3.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri elemen struktural seperti elemen box girder, pylon, cable, dihitung secara otomatis oleh Program SAP2000. Berat sendiri yang tidak termasuk elemen struktur adalah berat trotoar yang dihitung sbb. :

$$\text{Trotoar : } Q_{MS} = 1,5 \times 0,4 \times 25 = 15 \text{ kN}$$

Berat sendiri trotoar dianggap sebagai beban terpusat setiap jarak 7 m, sehingga :

$$P_{MS} = 7 \times Q_{MS} = 105 \text{ kN}$$

Pada SAP2000 di dapatkan nilai momen dan gaya geser maksimum akibat berat sendiri *box girder* sebagaiberikut :

- Gaya geser maksimum : $V_{MS+} = 450,065 \text{ kN}$
- Gaya geser minimum : $V_{MS-} = 282,473 \text{ kN}$
- Momen positif maksimum : $M_{MS+} = 10511,659 \text{ kN}$
- Momen negatif maksimum : $M_{MS-} = 7030,504 \text{ kN}$

3.4 Kontrol Tegangan Terhadap Beban Kombinasi

Mutu beton = K - 500

Kuat tekan beton $f_c' = 41500$ kPa

Tegangan ijin tekan beton, $f_{ai} = -16600$ kPa

Tegangan ijin tarik beton $f_{bi} = 101,9$ kPa

Tabel 3.3 Kombinasi Pembebanan

Aksi / Beban	Simbol	Kombinasi Pembebanan				
		1	2	3	4	5
A. Aksi tetap						
Berat sendiri	MS	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Beban mati tambahan	MA	2	2	2	2	2
Susut dan rangkai	SR	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Pretegang	PR	1	1	1	1	1
B. Aksi Transien						
Beban lajur (D)	TD	2	2	2	2	
Beban pedestriam	TP	2	2	2		
Gaya rem	TB	2	2	2	2	
C. Aksi Lingkungan						
Pengaruh temperatur	ET		1		1	
Beban angin	EW			1	2	
Beban gempa	EQ					0.5

3.4.1 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 1

3.4 Tegangan Terhadap Kombinasi 1

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut- rang SR	Prestress PR	Lajur "D" TD	Pendes TP	Rem TB	Temp ET	Angin EW	Gempa EQ	Tegangan Komb
fa	-2042.07	-567.631	1212.833	4377.048	-977.786	-372.227	-7.5582				1622.61
fb	3128.508	869.6242	362.0052	-21490.8	1497.991	570.2608	11.57935				-15050.8

Keterangan , $f_a < -0.45 \times f_{c'} = -16600,0 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

$f_b < 0.50 \times \sqrt{f_{c'}} = 101,9 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

3.4.2 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 2

3.5 Tegangan Terhadap Kombinasi 2

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut- rang SR	Prestress PR	Lajur "D" TD	Pendes TP	Rem TB	Temp ET	Angin EW	Gempa EQ	Tegangan Komb
fa	-2042.07	-567.631	1212.833	4377.048	-977.786	-372.227	-7.5582	-1669.65			-47.04
fb	3128.508	869.6242	362.0052	-21490.8	1497.991	570.2608	11.57935	765.2289			-14285.61

Keterangan , $f_a < -0.45 \times f_{c'} = -16600,0 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

$$f_b < 0.50 \times \sqrt{f_c'} = 101,9 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$$

3.4.3 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 3

3.6 Tegangan Terhadap Kombinasi 3

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut- rang SR	Prestress PR	Lajur "D" TD	Pendes TP	Rem TB	Temp ET	Angin EW	Gempa EQ	Tegagnan Komb
fa	-2042.07	-567.631	1212.833	4377.048	-977.786	-372.227	-7.5582		-81.4524		1541.15
fb	3128.508	869.6242	362.0052	-21490.8	1497.991	570.2608	11.57935		124.7871		-14926.05

Keterangan , $f_a < -0.45 \times f_c' = -16600,0 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

$$f_b < 0.50 \times \sqrt{f_c'} = 101,9 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$$

3.4.4 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 4

3.7 Tegangan Terhadap Kombinasi 4

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut- rang SR	Prestress PR	Lajur "D" TD	Pendes TP	Rem TB	Temp ET	Angin EW	Gempa EQ	Tegagnan Komb
fa	-2042.07	-567.631	1212.833	4377.048		-372.227	-7.5582	-1669.65	-81.4524		849.29

fb	3128.508	869.6242	362.0052	-21490.8		570.2608	11.57935	765.2289	124.7871		-15658.81
----	----------	----------	----------	----------	--	----------	----------	----------	----------	--	-----------

Keterangan , $f_a < -0.45 \times f_{c'} = -16600,0 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

$f_b < 0.50 \times \sqrt{f_{c'}} = 101,9 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

3.4.5 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 5

3.8 Tegangan Terhadap Kombinasi 5

Teg	Berat sen MS	Mati tamb MA	Susut- rang SR	Prestress PR	Lajur "D" TD	Pendes TP	Rem TB	Temp ET	Angin EW	Gempa EQ	Tegangan Komb
fa	-2042.07	-567.631	1212.833	4377.048						-1396.97	1583.21
fb	3128.508	869.6242	362.0052	-21490.8						2140.191	-14990.48

Keterangan , $f_a < -0.45 \times f_{c'} = -16600,0 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

$f_b < 0.50 \times \sqrt{f_{c'}} = 101,9 \text{ kPa} \rightarrow \text{Aman (OK)}$

Pada gambar di atas terlihat hasil diagram interaksi 345° memenuhi kapasitas penampang dengan dimensi $5\text{ m} \times 5\text{ m}$ dan tulangan 208 D32 ($\rho = 6,69\%$). Untuk hasil yang lebih lengkap bisa dilihat pada lampiran.

3.5 Struktur Pylon

Data struktur :

1. Material = Beton bertulang
2. Mutu beton = K- 500
3. Kuat tekan beton , $f_c' = 41.5\text{ Mpa}$
4. Mutu baja tulangan = BjTS50
5. Kuat tarik baja, $f_y = 490\text{ Mpa}$
6. Tinggi pylon = 80 m

3.5.1 Desain Tulangan Geser Pylon

Dari PCA Column luas tulangan geser pada luas tulangan geser (sejang) kolom yang ditinjau, $A_g = 2,500\text{ mm}^2$

Digunakan sejang Berpenampang : 3 P 19

$$\begin{aligned} A_s &= n_s \times \pi / 4 \times D^2 \\ &= 3 \times 3.14 / 4 \times 19^2 \\ &= 850, 586\text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi, jarak sejang = $A_s / A_g = 850,586 / 2,500 = 340,25\text{ mm} \rightarrow 300\text{ mm}$

3.6 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang Baja

3.6.1 Data Boring

A. Data Tanah

Pengujian Boring :

Kedalaman = 60 m

N- SPT		= 41
Berat Volume Tanah g		= 1.7 kg/cm ²
Sudut Gesek Dalam f		= 11.09 °
Kohesi c		= 0.08 kg/cm ²
Berat Volume Butiran Padat gs		= 2.59 kg/cm ²

B. Data Bahan

Jenis Tiang Pancang Baja Lingkaran (Pipa Schedule)		
Panjang Tiang Pancang		= 60 m
Dimensi Tiang Pancang		= 100 cm
Kuat Tekan/tarik Baja Tiang Pancang		= 498,283 Mpa
Berat Pipa Baja		= 388 kg/m

3.6.2 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang

A. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

$$Q_u = Q_d + Q_g - W$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_d + Q_g}{FK - W}$$

Dimana :

Q_u	= Daya Dukung Batas Tiang
Q_d	= Daya Dukung Batas Dasar Tiang
Q_g	= Daya Dukung Batas Gesekan Tiang
W	= Berat Sendiri Tiang Pancang
FK	= Faktor Keamanan Tiang (= 3)

a. Daya Dukung Ujung Tiang

Untuk Tanah Berpasir $N > 50$

$Q_d < 750$. Ap (Suyono Sasrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Dimana :

$$N_b = \text{Harga N-SPT pada elevasi dasar tiang} < 40$$

$$A_p = \text{Luas Penampang Dasar Tiang (cm }^2 \text{)}$$

$$N_b' = 15 + 0,5 (N-15)$$

$$= 15 + 0,5 \cdot (60 - 15)$$

$$= 37,50 \text{ kN}$$

Menurut Suyono Sasrodarsono dan Kazuto Nakazawa

$$Q_d < 750 \cdot A_p$$

$$< 750 \cdot 0,785$$

$$< 588,750$$

Berat Sendiri Tiang Pancang

$$W = P. \text{ Tiang} \times \text{Berat/m1}$$

$$= 60 \times 0,388$$

$$= 23,280 \text{ Ton}$$

b. Daya Dukung Gesek Tiang

$$Q_g = \text{Keliling. Tiang} \cdot \sum \frac{N_i}{2} \times L_i$$

$$= 3,142 \cdot \sum \frac{60}{2} \times 41$$

$$= 3864,660$$

Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

$$Q_{ult} = 380 \times N_b \times A_p$$

$$= 380 \times 37,50 \times 0,785$$

$$= 11186,250 \text{ Kn}$$

$$= 1118,625 \text{ Ton}$$

Daya Dukung yang diizinkan (Q Allowaable)

$$Q_{all} = Q_{ult} / SF$$

$$= 1118,625 / 2$$

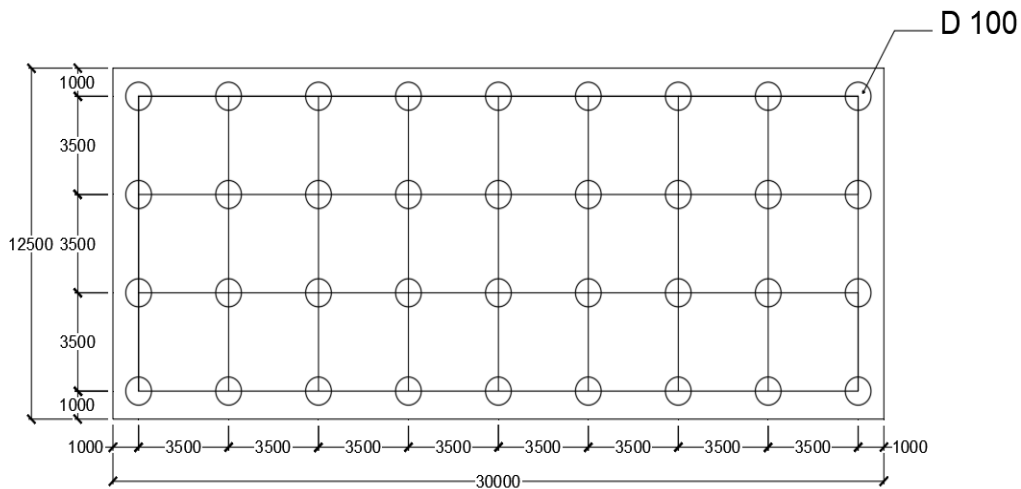
$$= 559,313 \text{ Ton}$$

Maka Jumlah tiang pancang untuk Beban PU pada 2 Pylon = $9908,8397 \times 2$

$$= 19817,679 \text{ Ton}$$

$$P \text{ dengan diameter } 100 \text{ cm} = \frac{19817,679}{559,313} = 35,432 \cong 36 \text{ Tiang}$$

Jadi, dari hasil perhitungan data Boring di dapat kesimpulan bahwa diameter tiang yang digunakan adalah 100 cm , kedalaman 60 m dengan jumlah tiang 36 titik dan jarak antar tiang pancang 350 cm dalam satu *foot plat*.



Gambar 3.9 Denah Pondasi

3.6.3 Tahanan Ujung Tiang

$$P_b = A_b \times c_b \times N_c$$

Ket :

A_b = Luas penampang ujung bawah tiang (m²),

C = Kohesi

tanah di bawah dasar tiang (kN/m²),

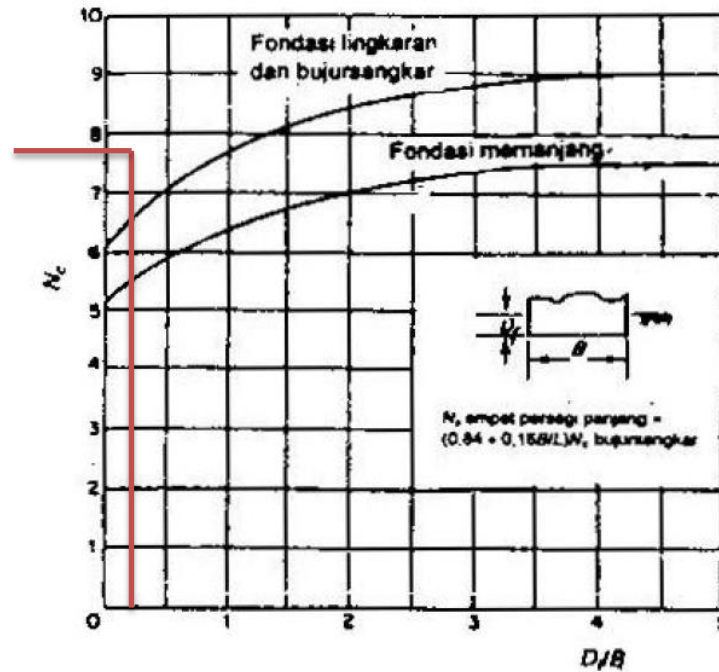
N_c = Faktor daya dukung

Diameter Tiang Pancang = 1 m

Kohesi tanah di sekitar dasar tiang

$$c_b = 10 \text{ kN/m}^2$$

Faktor daya dukung menurut Skempton



Gambar 3.10 Grafik Factor Daya Dukung N_c

$$N_c = 7,8$$

Tahanan ujung nominal tiang pancang

$$P_b = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) \times c_b \times N_c = 0,785 \times 10 \times 7,8 = 61,230 \text{ kN}$$

3.6.4 Tahanan Gesek

$$P_s = \sum (a_d \times c_u \times A_s)$$

Keterangan:

A_d = Faktor Adhesi

c_u = Kohesi Tanah disepanjang Tiang (kN.m^2)

A_s = Luas Permukaan Dinding Tiang (m^2)

Dimensi Tiang Pancang $D = 1 \text{ m}$

Luas Permukaan Pancang $A_s = 0,785 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Panjang segment tiang pancang} & L = 60 \text{ m} \\ \text{Faktor Adhesi menurut Skempton} & ad = 0,2 + (0,98) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= 60 \text{ m} \\ A_s &= 60 \text{ m}^2 \\ C_u &= 40 \text{ kPa} \\ A_d &= 0,2 + (0,98) C_{uu} \\ &= 0,646 \text{ m}^2 \\ P_s &= A_s \times C_u \times A_d \\ &= 60 \times 40 \times 0,646 \\ &= 1550,4 \text{ Kn} \end{aligned}$$

3.6.5 Tahanan Axial Pada Tiang Pancang

$$\begin{aligned} \text{Tahanan Aksial Pada Tiang Pancang} \quad P_n &= P_b + P_s \\ &= 61,230 + 1550,4 \\ &= 1611,630 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan} \quad \phi &= 0,65 \\ &= \phi \times P_n \\ &= 0,65 \times 1611,630 \\ &= 1047,560 \text{ kN} \end{aligned}$$

3.6.6 Tahanan Lateral Tiang Pancang

Berdasarkan Defleksi Tiang Maksimum (BROMS)

Tahanan lateral tiang (H) kategori tiang panjang, dapat dihitung dengan persamaan

$$H = \frac{y_o \times K_h \times D}{2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)}$$

Dengan :

D = Diameter tiang pancang (m) = 1 m

L = panjang tiang pancang (m) = 60 m

kh = modulus subgrade horisontal (kN/m³) = 26720 kN/m

Ec = $4700 \times \sqrt{f_c'} \times 10^3$ =
104.914.598,54 kN/m²

Ic = momen inersia penampang (m⁴),

Ic = $1 / 12 \times D^4$ =
0.0108

e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m),

e = 0.200 m

yo = defleksi tiang maksimum (m).

yo = 0.006 m

β = koefisien defleksi tiang,

β = $\frac{K_h \times D^{0,25}}{(4 \times E_c \times I_c)}$ =

$$\frac{26720 \times 1^{0,25}}{(4 \times 104.914.598,54 \times 0,0108)}$$

= 0.277 m

β x L > 2.5 Termasuk Tiang Panjang

<

2.5 Termasuk Tiang Pendek

β x L = 0.277 x 60

= 16,626 m 16,625 >

2,5 maka termasuk tiang panjang

Tahanan Lateral Nominal Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
H &= \frac{y_o \times Kh \times D}{2 \times \beta \times (e \times \beta + 1)} \\
&= \frac{0.006 \times 26720 \times 1}{2 \times 0.277 \times (0.200 \times 0.277 + 1)} \\
&= \frac{160,320}{0,585} = 274,051 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan

$$f = 0.65$$

Tahanan Lateral Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
\phi &= 0.65 \\
&= \phi \times H \\
&= 0.65 \times 274,051 \\
&= 178,13 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3.6.7 Perhitungan Penulangan Isian Tiang

Diketahui ;

$$f_c = 41,5$$

$$f_y = 400$$

$$A = 7853,9812 \text{ m}^2 \rightarrow 785398,812 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 9908,8397 \text{ ton}$$

$$h = 60 \text{ m} \rightarrow 60000 \text{ mm}$$

Nilai reduksi $\phi = 0,65$ (untuk menerima beban aksial), transformasi tiang menjadi persegi delapan ekuivalen sehingga h menjadi $0,8 \times 60000 = 48000 \text{ mm}$.

$$b = \frac{A}{0,8 \times h}$$

$$b = \frac{78539,812}{0,8 \times 48000}$$

$$= 20,453 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= 0,5 (h + (2d)/3) \\ &= 0,5 (2400 + (2 \times 60000)/3) \\ &= 21200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan tiang direncanakan simetris saling berhadapan sehingga :

$$A_{st} = 0,01 \times b \times d$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,01 \times 20,453 \times 21200 \\ &= 4336,672 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times f_c \times (A - A_{st}) + (f_y \times A_{st}) \\ &= 0,85 \times 41,5 \times (78539,812 - 433,604) + (400 \times 433,604) \\ &= 27725408,59 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_n = 27725408,59 \text{ N}$$

Kontrol :

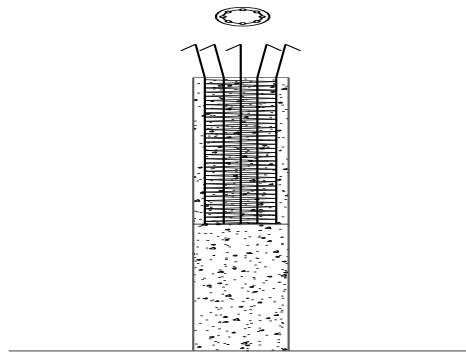
$$\phi \times P_n > P_u$$

$$0,65 \times 27725408,59 > 9908,8397 \text{ ton}$$

$$18021,51 \text{ ton} > 9908,8397 \text{ ton}$$

Dicoba dengan memasang masing-masing 22 D 22 berhadapan pada dua sisi, sehingga untuk masing-masing luas penampang batang adalah :

$$\begin{aligned} 8 D 19 &= 0,25 \times 3,14 \times d^2 \times \text{jumlah batang} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (220 \text{ mm})^2 \times 22 \\ &= 835868 \text{ mm} > 785398,812 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$



Gambar 3.11 Penulangan Isian Tiang

1/3 L tiang pancang di isi dengan pasir urug :

$$1/3 \cdot 29 = 20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1^2 \cdot 20 \\ &= 15,708 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2/3 L tiang pancang di isi dengan beton bertulang $f_c = 41,5$

$$2/3 \cdot 60 = 40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1^2 \cdot 40 \\ &= 31,416 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

BAB IV

PENUTUP

4.1 Kesimpulan

Hasil dari berbagai analisa struktur dan kontrol desain yang telah dilakukan, maka dapat ditarik kesimpulan dari perencanaan Jembatan *Cable Stayed* Kembar Mahakam IV dengan *Two Vertical Planes System* adalah sebagai berikut :

1. Pondasi pylon dengan pile cap berukuran 12,5 m x 30 m dengan menggunakan tiang pancang baja sejumlah 36 pancang berdiameter 100 cm dengan kedalaman 41 m.

4.2 Saran

Laporan penelitian ini masih terdapat banyak kekurangan. sehingga kedepannya agar mendapatkan hasil yang lebih baik, berikut beberapa saran yang perlu di lakukan antara lain :

1. Banyaknya macam konfigurasi pembebanan perlu ditambah untuk mengantisipasi keadaan yang memungkinkan terjadi dimasa depan dan untuk mempermudah perhitungan pondasi.