

**EFISIENSI STRUKTUR GELAGAR MEMANJANG BAWAH JEMBATAN
RANGKA BAJA MENGGUNAKAN PROFIL WF DAN PROFIL
CASTELLATED BEAM PADA JEMBATAN SUNGAI
MANDAU, KABUPATEN BENGKALIS**

TUGAS AKHIR

Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Meraih Gelar Sarjana
Pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik
Universitas Islam Riau
Pekanbaru



Oleh

NOVRI ERWANDA

12 311 0415

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM RIAU
PEKANBARU
2019**

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarokatuh

Alhamdulillah rabbil 'alamin, puji dan syukur kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan Hidayah-Nya berupa akal, pikiran serta kesehatan jasmai dan rohani kepada penulis tetap bersemangat untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini sesuai dengan harapan. Shalawat serta salam untuk Nabi Muhammad SAW, berkat perjuangan beliau kita bisa menikmati ilmu pengetahuan seperti saat sekarang ini.

Melalui proses yang panjang akhirnya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul **“Efisiensi Struktur Gelagar Memanjang Bawah Jembatan Rangka Baja Menggunakan Profil WF Dan Profil *Castellated Beam* Pada Jembatan Sungai Mandau, Kabupaten Bengkalis“** yang disusun sebagai persyaratan mengikuti kurikulum akademis pada jurusan teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau sebagai syarat untuk mendapatkan gelar sarjana teknik (ST).

Pokok permasalahan utama dalam penelitian ini adalah untuk mengetahui lendutan dan berat struktur serta efisiensi antara profil baja WF dengan profil *castellated beam*.

Mengingat keterbatasan kemampuan yang penulis miliki, penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan dan tidak luput dari kesalahan. Karena itu, dengan segala kerendahan hati penulis menerima kritik dan saran yang bersifat membangun dari para pembaca demi kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Pekanbaru, Juni 2019

Penulis

NOVRI ERWANDA

UCAPAN TERIMA KASIH

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarokatuh

Dengan segala kerendahan hati peneliti ingin menyampaikan dan mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu peneliti dengan memberikan dorongan dan dukungan yang tak terhingga terutama kepada :

1. Bapak Prof. Dr. H. Syafrinaldi, S.H., M.C.L. sebagai Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Ir. H. Abd. Kudus Zaini, MT. sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Kurnia Hastuti, ST., MT. sebagai Wakil Dekan Bidang Akademis Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
4. Bapak M. Ariyon, ST., MT. sebagai Wakil Dekan Bidang Keuangan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
5. Bapak Ir. Syawaldi, M.Sc. sebagai Wakil Dekan Bidang Kemahasiswaan dan Alumni Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
6. Ibu Dr. Elizar, ST., MT. sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
7. Bapak Firman Syarif, ST., MT. sebagai Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
8. Ibu Sri Hartati Dewi, ST., MT. sebagai Dosen Pembimbing I.
9. Bapak Augusta Adha, ST., MT. sebagai Dosen Pembimbing II.
10. Bapak Mahadi Kurniawan, ST., MT. sebagai Dosen Penguji I.
11. Ibu Roza Mildawati, ST., MT. sebagai Dosen Penguji II.
12. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
13. Seluruh Staf dan Karyawan/i Tata Usaha (TU) Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
14. Seluruh Staf dan Karyawan/i Perpustakaan Teknik Universitas Islam Riau.

15. Orang tua tercinta Joni Anwar, ST., dan Nurhayati, A.md kep., yang selama ini tak henti-hentinya mendo'akan, memberikan semangat, dan memberikan dukungan.
16. Adek satu-satunya Centi Wardana yang selama ini memberikan do'a dan telah memberikan dorongan dan juga motivasi selama proses penyusunan Tugas Akhir.
17. Seluruh teman-teman yang selalu memberi semangat dan dukungannya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini Ahmad Ikmal, Apri Sandra, Arief Kurnia, Ayu Rahmatul Madizah, Danti Tri Natria, Deni Pratama, Edo Yuli Sastra, Ilham Utama, Khairunnisa, Moh. Qodri Katino, Nicko Arby, Oky Dwi Andini, Radi Kurnia, Raymond Magsasay, Roby Inara, Setiadi Saputra, Tengku Kharisma Fitri, Wan Afrianda, Yuli Ekmal dan seluruh teman-teman yang tidak disebutkan lagi nama-namanya.
18. Seluruh teman-teman Teknik Sipil kelas A, kelas B, dan kelas C angkatan 2012.
19. Seluruh senior dan junior Teknik Sipil yang telah memberi semangat dan dukungannya.
20. Seluruh teman-teman Alumni SMAN 6 Pekanbaru Angkatan 2012.
21. Seluruh teman-teman yang berada di Kota Pekanbaru dan Yang Berada di Indonesia.

Akhir kata penulis berharap agar Tugas Akhir ini nantinya dapat bermanfaat bagi kita semua terutama bagi penulis sendiri.

Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarokatuh

Pekanbaru, Juni 2019

Penulis

NOVRI ERWANDA

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
HALAMAN PERSETUJUAN	
HALAMAN PENGESAHAN	
HALAMAN PERNYATAAN	
KATA PENGANTAR.....	i
UCAPAN TERIMA KASIH.....	ii
DAFTAR ISI.....	iv
DAFTAR TABEL.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR LAMPIRAN.....	xiii
DAFTAR NOTASI.....	xiv
ABSTRAK.....	xvi
BAB I. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang Masalah.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	3
1.3. Tujuan Penelitian.....	3
1.4. Manfaat Penelitian.....	3
1.5. Batasan Masalah.....	3
BAB II. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum.....	5
2.2. Penelitian Sebelumnya.....	5
2.3. Keaslian Penelitian.....	7
BAB III. LANDASAN TEORI	
3.1. Umum.....	8
3.2. Jembatan Besi Dan Baja.....	11

3.3.	Bentuk Struktur Dan Karakteristik Jembatan Baja	12
3.3.1	Bentuk Umum Dari Slab-Steel Jembatan Baja	12
3.3.2	Jembatan Baja Orthotropic	13
3.3.3	Korosi Jembatan Baja.....	14
3.4	Castellated Beam.....	16
3.5	Pembebanan Jembatan	17
3.5.1	Beban Primer	18
a.	Berat Sendiri	19
b.	Beban Mati Tambahan	19
c.	Beban lalu lintas.....	20
1.	Lajur Lalu Lintas Rencana	21
d.	Beban Lajur “D”	22
1.	Intensitas Beban D	22
e.	Beban Rem	23
f.	Pembebanan Untuk Pejalan kaki	23
g.	Sifat Dan Karakteristik Material Baja.....	24
h.	Faktor Reduksi Kekuatan	24
3.6	Lendutan.....	25
3.7	Efisiensi Harga	25
3.8	Sambungan Baut.....	26
3.9	Persyaratan P-delta ($P-\Delta$).....	27
3.10	Beban Gempa.....	27

BAB IV. METODOLOGI PENELITIAN

4.1.	Lokasi Penelitian	29
4.2.	Jenis Penelitian.....	29
4.3.	Tahapan Pelaksanaan Penelitian	30
4.4.	Prosedur Untuk Analisis Struktur Jembatan	32

BAB V. HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1.	Pemodelan Struktur.....	41
------	-------------------------	----

5.2. Perhitungan Beban Mati Dan Beban Hidup.....	41
5.2.1 Perhitungan Beban Mati.....	42
5.2.2 Perhitungan Beban Hidup	42
5.2.2.1 Perhitungan Beban Lajur “D”	43
5.2.3 Perhitungan Beban Angin	43
5.2.4 Pembebanan Gempa.....	45
5.2.4.1 Target Respon Spektra	45
5.2.5 Hasil Beban Pada Model Struktur.....	45
5.3. Hasil Berat Jembatan.....	46
5.4. Hasil Deformed Shape	47
5.5. Hasil Efisiensi Harga.....	50
5.6. Perencanaan Sambungan.....	51
5.7. Perhitungan Pier	73

BAB VI. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan	88
6.2. Saran.....	88

DAFTAR PUSTAKA	89
-----------------------------	----

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1.	Berat Isi Untuk Beban Mati	18
Tabel 3.2.	Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	19
Tabel 3.3.	Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan.....	20
Tabel 3.4.	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana.....	21
Tabel 3.5.	Faktor Beban Untuk Beban Lajur “D”	22
Tabel 3.6.	Sifat Mekanis Baja Struktural	24
Tabel 3.7.	Faktor Reduksi Kekuatan Untuk Keadaan Batas Ultimit	24
Tabel 4.1.	Kombinasi Pembebanan.....	32
Tabel 4.2.	Data Struktur Jembatan.....	35
Tabel 4.3.	Dimensi Rangka Baja Struktur Jembatan	38
Tabel 4.4.	Spesifikasi Material	38
Tabel 5.1.	Perhitungan Beban Perkerasan Jalan, Pelat dan Hujan.....	42
Tabel 5.2.	Perhitungan Beban Trotoar	42
Tabel 5.3.	Perhitungan Beban Pendestrian	42
Tabel 5.4.	Hasil Pembebanan.....	45
Tabel 5.5.	Hasil dari Berat Struktur Jembatan	46
Tabel 5.6.	Hasil Dari Deformed Shape Struktur Jembatan	47
Tabel 5.7.	Hasil Momen Pada Pier.....	74
Tabel A.1.	Data Konstruksi	A-1
Tabel A.2.	Hasil Lendutan pada Profil Biasa	A-42
Tabel A.3.	Hasil Lendutan pada Profil Castellated	A-43
Tabel A.4.	Berat Profil WF Memanjang Bawah	A-45
Tabel A.5.	Berat Profil Memanjang Bawah Castellated	A-46
Tabel A.6.	Beban Ultimit Pada Coloum Pier 1	A-75

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1.	Pohon Tumbang Dijadikan Jembatan	8
Gambar 3.2.	Slab Batu Alam Dijadikan Jembatan	9
Gambar 3.3.	Jembatan Gantung Kuno Pertama di Amerika	9
Gambar 3.4.	<i>Aqua Duct Pont Du Gard</i>	10
Gambar 3.5.	Jembatan Besi Pertama	11
Gambar 3.6.	Macam – Macam <i>Slab-Steel</i>	12
Gambar 3.7.	Tipikal <i>Plate Girder</i> Jembatan	13
Gambar 3.8.	Bentuk <i>Deck</i> Baja Orthotropic	14
Gambar 3.9.	Baja Terkena Korosi	15
Gambar 3.10.	Profil Baja <i>Castellated</i>	16
Gambar 3.11.	Proses Pembentukan <i>Castellated</i>	17
Gambar 3.12.	Beban Lajur “D”	22
Gambar 3.13.	Harga Satuan Barang Dan Jasa Kota Pekanbaru 2018.....	26
Gambar 3.14.	Peta Zona Gempa Indonesia.....	28
Gambar 4.1.	Denah Lokasi Penelitian	29
Gambar 4.2.	Pemodelan Struktur Jembatan Pada Program CSIBridge	31
Gambar 4.3.	Gambar Pemodelan Arah X dan Y Tampak Bawah (1)	35
Gambar 4.4.	Gambar Pemodelan Arah X dan Y Tampak Bawah (2).....	35
Gambar 4.5.	Gambar Pemodelan Arah X dan Y <i>Castellated</i> (1).....	36
Gambar 4.6.	Gambar Pemodelan Arah X dan Y <i>Castellated</i> (2)	36
Gambar 4.7.	Gambar Pemodelan Arah X dan Y Tampak Atas (1)	36
Gambar 4.8.	Gambar Pemodelan Arah X dan Y Tampak Atas (2).....	37
Gambar 4.9.	Gambar Pemodelan Arah X dan Z Tampak Samping (1)	37
Gambar 4.10.	Gambar Pemodelan Arah X dan Z Tampak Samping (2)	37
Gambar 4.11.	Bagan Alir Penelitian	40
Gambar 5.1.	Pemodelan Jembatan Rangka Baja	41
Gambar 5.2.	Beban Lajur “D”	43
Gambar 5.3.	Respon Spektra dari puskim.pu.go.id	44
Gambar 5.4.	Respon Spektra Yang Di Input	45

Gambar 5.5.	Grafik Berat Struktur	47
Gambar 5.6.	Deformed Shape Kuat 1 Pada Profil WF.....	48
Gambar 5.7.	Deformed Shape Kuat 1 Pada Profil Castellated	48
Gambar 5.8.	Grafik Deformed Shape	49
Gambar 5.9.	Harga Satuan Barang Dan Jasa.....	49
Gambar 5.10.	Sambungan Gelagar Memanjang Profil WF dan Melintang....	55
Gambar 5.11.	Sambungan Gelagar Memanjang Castellated Dan Melintang	59
Gambar 5.12.	Sambungan Gelagar Melintang Dan Rangka Induk	62
Gambar 5.13.	Sambungan Gelagar Induk Joint 1	65
Gambar 5.14.	Sambungan Gelagar Induk Joint 2	67
Gambar 5.15.	Sambungan Gelagar Induk Joint 14	69
Gambar 5.16.	Sambungan Gelagar Induk Joint 51	73
Gambar 5.17.	Tampak Samping Pier	73
Gambar A.1.	Tampak Depan Dan Elevasi Pier	A-1
Gambar A.2.1	Beban Lajur D	A-3
Gambar A.2.2.	Beban Angin Dari Samping Kendaraan	A-6
Gambar A.2.3	Peta Zona Gempa	A-7
Gambar A.2.4.	Koefisien Gempa	A-9
Gambar A.4.1.	Deformed Shape Kuat 1 Profil WF	A-43
Gambar A.4.2.	Deformed Shape Kuat 1 Profil Castellated	A-43
Gambar A.4.3	.Grafik Lendutan Pada Gelagar Memanjang.....	A-43
Gambar A.5.1.	Grafik Berat Struktur Gelagar Memanjang Bawah.....	A-46
Gambar A.6.1	.Sambungan Gelagar Memanjang Dan Melintang	A-50
Gambar A.6.2	Sambungan Gelagar Memanjang Castellated Dan Melintang	A-55
Gambar A.6.3	Sambungan Gelagar Melintang Dan Rangka Induk.....	A-59
Gambar A.6.4..	Sambungan Gelagar Induk Joint 1	A-62
Gambar A.6.5.	Sambungan Gelagar Induk Joint 2	A-65
Gambar A.6.6.	Sambungan Rangka Induk Joint 14.....	A-68
Gambar A.6.7.	Sambungan Ikatan Angin.....	A-72
Gambar A.7.	Tampak Samping Pier.....	A-73

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN A. ANALISA DATA

A.1. Data Konstruksi	A-1
A.2. Analisa Beban Jembatan	A-2
A.3. Perhitungan Struktur Jembatan	A-12
A.4. Hasil Deformed Shape	A-42
A.5. Berat Struktur dan Efisiensi Harga	A-45
A.6. Perhitungan Sambungan	A-47
A.7. Analisis Kekuatan Pier	A-73
A.7.1. Tinjauan Pier	A-73
A.7.2. Kontrol Stabilitas Pier	A-74

LAMPIRAN B. GAMBAR PELENGKAP

LAMPIRAN C. KELENGKAPAN ADMINISTRASI DAN SURAT-SURAT

DAFTAR NOTASI

ϕ_y	: 0,9 faktor reduksi leleh
t_e	: tebal efektif
R_{nw}	: Kuat nominal sambungan las
R_u	: Beban terfaktor atau kuat perlu
E	: Modulus elastisitas (mPa)
G	: Modulus Geser
μ	: Angka poisson
α	: Koefisien pemuaian
f_u^b	: Kuat tarik baut
A_b	: Luas bruto pada penampang baut pada daerah tak berulir
d_b	: Diameter baut pada daerah tidak berulir
t_p	: Tebal plat
f_u	: Kuat tarik putus terendah dari baut atau plat
TEQ	: Gaya geser total arah yang ditinjau (kN)
Kh	: Koefisien beban gempa yang horisontal
I	: Faktor kepentingan
W_t	: Berat total jembatan berat sendiri dan beban mati tambahan
C	: Koefisien geser untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah
S	: Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan
t_s	: Tebal slab lantai jembatan
t_a	: Tebal lapisan aspal
t_h	: Tebal genangan air hujan
b_1	: Lebar jalur lalu lintas
b_2	: Lebar trotoar
b	: Lebar jembatan
L	: Panjang bentang jembatan
F_y	: Tegangan leleh baja

F_s	: Tegangan dasar
E_s	: Modulus elastisitas baja (mPa)
E_c	: Modulus elastisitas beton (mPa)
F_c'	: Kuat tekan beton (mPa)
W_s	: Berat baja (kN/m^3)
W_c	: Berat beton bertulang (kN/m^3)
W_a	: Berat lapisan aspal (kN/m^3)
W_h	: Berat air hujan (kN/m^3)
MA	: Beban mati tambahan
MS	: Berat sendiri
TD	: Beban lajur
TT	: Beban truk
UDL	: Beban merata pada lantai jembatan
KEL	: Beban garis
TB	: Gaya rem
TP	: Beban pedestrian pejalan kaki
E_{w_s}	: Beban angin struktur
E_{w_L}	: Beban angin lantai
EQ	: Beban gempa
M_n	: Kekuatan momen nominal
M_u	: Momen beban layan terfaktor
M_p	: Kekuatan momen plastis
C_{\max}	: Gaya geser yang disumbangkan oleh beton
T_{\max}	: Gaya geser yang disumbangkan oleh profil baja
A_g	: Luas penampang bruto
P	: Jarak minimum sumbu baut
K	: Mutu beton
Δ	: Lendutan

**EFISIENSI STRUKTUR GELAGAR MEMANJANG BAWAH JEMBATAN
RANGKA BAJA MENGGUNAKAN BAJA *CASTELLATED BEAM*
PADA JEMBATAN SUNGAI MANDAU,
KABUPATEN BENGKALIS**

**NOVRI ERWANDA
123110415**

Abstrak

Jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi menghubungkan dua bagian jalan yang terputus karena adanya rintangan seperti adanya lembah, aliran sungai, aliran irigasi, jalan raya yang melintang tidak sebidang, jalan kereta api, danau dan lain-lain.

Pemodelan struktur jembatan dilakukan dengan bantuan *software CSIBridge*. Lokasi penelitian ini berada di Sei. Mandau, Desa Pungut, Kecamatan Pinggir Kabupaten Bengkalis. Perhitungan jembatan ini meliputi perhitungan beban mati, beban hidup, beban gempa, perhitungan sambungan, dan perhitungan pier. Untuk pembebanan mengacu pada pedoman SNI 1725:2016, perencanaan struktur baja untuk jembatan mengacu pada RSNI T-03-2005, dan untuk beban gempa mengacu pada SNI 2833:2008.

Dari hasil analisa menggunakan bantuan program *CSIBridge* didapatkan lendutan maksimum pada profil baja WF sebesar 167 mm dan untuk profil *castellated beam* didapat lendutan maksimumnya 107 mm. Sedangkan untuk berat strukturnya didapatkan untuk profil baja WF sebesar 45261 kg dengan efisiensi harganya Rp 1.786.635.400,00 dan untuk berat struktur untuk profil *castellated* 29007 kg dengan efisiensi harganya Rp 1.134.173.300,00. Maka berat dan harga untuk *castellated* 0,64% lebih rendah dari struktur dengan profil normal.

Kata kunci: jembatan, *software CSIBridge*, lendutan maksimum, berat struktur, Efisiensi harga

**EFFICIENCY OF EXTEND GIRDER STRUCTURE UNDER THE
STEEL FRAME BRIDGE USING WF PROFILE AND
CASTELLATED BEAM PROFILE AT MANDAU
RIVER BRIDGE, BENGKALIS DISTRICT**

NOVRI ERWANDA
123110415

Abstract

The bridge is a construction that functions to connect two parts of the road that are cut off because of obstacles such as the existence of valleys, rivers, irrigation flows, highways that cross not a plot, railways, lakes and others.

Bridge structure modeling is done with the help of CSI Bridge software program. The location of this research is in Sei. Mandau, Pungut Village, Pinggir District, Bengkalis Regency. This bridge calculation includes calculation of dead load, live load, earthquake load, connection calculation, and pier calculation. For loading refers to SNI 1725: 2016 guidelines, steel structure planning for bridges refers to RSNI T-03-2005, and for earthquake loads refers to SNI 2833: 2008.

From the results of the analysis using the CSI Bridge program the maximum deflection in the normal steel profile was 167 mm and the maximum deflection profile was 107 mm. As for the structural weight obtained with for ordinary steel profiles WF of 45261 kg and price efficiency are Rp 1.786.635.400,00 and for structural weight with castellated 29007 kg and price efficiency are Rp 1.134.173.300,00. Then, the weight and efficiency price for castellated are 0.64% lower than structures with normal profiles.

Keywords: bridges, CSIBridge software, maximum deflection, structural weight, Price efficiency

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Negara Indonesia adalah negara kepulauan yang terdiri dari lima gugusan pulau besar dan 17.499 pulau kecil lainnya. Negara Indonesia memiliki kondisi alam dimana daratannya terdapat banyak bukit dan pegunungan di beberapa wilayah sekitar dan aliran sungai. Untuk menghubungkan antar wilayah maka diperlukan prasarana transportasi berupa jembatan untuk menjangkau daerah yang terisolir.

Respa (2017) menyatakan jembatan merupakan suatu konstruksi berfungsi yang menghubungkan dua bagian jalan yang terputus karena adanya rintangan seperti adanya lembah yang dalam, aliran sungai, aliran irigasi, jalan raya yang melintang tidak sebidang, jalan kereta api, danau dan lain-lain. Terdapat 88.000 buah jembatan yang ada di Indonesia dengan panjang totalnya 1050 km. Setiap tahun perkembangan teknologi jembatan mengalami peningkatan yang pesat sesuai bertambahnya kebutuhan prasarana transportasi darat dan air. Terlihat dari peningkatan kelas beban rencana jembatan, pemahaman teknologi alternatif perencanaan/pelaksanaan/pemeliharaan konstruksi jembatan, dan penggunaan berbagai macam *software* untuk analisis statis dan dinamis untuk jembatan. Jembatan mula-mula hanya struktur sederhana dengan bentang pendek dan menggunakan material alam seperti kayu atau akar tumbuhan. Sekarang banyak yang telah dirancang dengan bentang yang panjang menggunakan material yang lebih kokoh seperti baja, beton, maupun komposit. Perancangan jembatan bentang panjang yang dapat melintasi sungai besar serta dapat menghubungkan antar pulau merupakan agenda kedepan yang dihadapi pembangunan infrastruktur di Indonesia.

Pada saat ini Jembatan Teluk Masjid atau juga dikenal dengan nama Jembatan Sultan Abdul Djalil Rachmad Syah merupakan jembatan rangka baja terpanjang di Indonesia dengan total panjang jembatan 1.650 meter dan panjang bentang tengah jembatan 250 meter untuk struktur Pelengkung Baja. Jembatan ini

diresmikan pada tahun 2012. Sedangkan untuk jembatan besi tertua didunia terletak di negara Inggris di kota Telford dengan nama Telford Iron Bridge yang mulai dibangun pada tahun 1777 dan selesai dibangun pada tahun 1779. Jembatan ini mulai secara resmi dioperasikan pada tahun 1781 dan akhirnya ditutup pada tahun 1950 untuk jalur kendaraan dan beralih fungsi menjadi objek wisata. Telford Iron Bridge merupakan jembatan besi lengkung pertama di dunia dengan panjang lengkung jembatan 30 meter.

Desa Pungut Kecamatan Pinggir Kabupaten Bengkalis Provinsi Riau ada sebuah jalan yang akan diusulkan peningkatan statusnya menjadi jalan provinsi. Jalan itu bernama Jalan Pelabuhan yang terletak di Desa Pungut. Namun jalan tersebut terputus karena adanya aliran sungai, dan sungai itu adalah sungai Mandau. Diseberang sungai tersebut akan ada badan jalan yang akan diusulkan. Maka dari itu untuk menghubungkan Jalan Pelabuhan dengan badan jalan yang diusulkan di seberang sungai Mandau dan peningkatan jalan tersebut menjadi jalan provinsi akan diusulkan pembangunan jembatan yakni berupa jembatan rangka baja. Nama perencanaan jembatan tersebut dinamakan jembatan Sei. Mandau. Untuk perancangan struktur pada jembatan rangka baja, diperlukan hasil dari perencanaan *deck* jembatan terlebih dahulu. Perencanaannya meliputi pembebanan, penentuan dimensi profil baja dan analisis kekuatan setiap bagian struktur yang menyusun *deck* jembatan yang terdiri dari pelat lantai, gelagar memanjang, gelagar melintang, ikatan angin, dan rangka induk jembatan. Oleh karena itu, pada tugas akhir ini akan dibahas mengenai efisiensi struktur gelagar memanjang bawah jembatan rangka baja menggunakan profil WF dan profil *castellated beam*. *Castellated beam* adalah balok yang mempunyai elemen pelat badan, kemudian bagian bawah dari belahan tersebut dibalik dan disatukan kembali antara bagian atas dan bawah dengan cara digeser sedikit kemudian dilas. *Castellated beam* dapat dimodifikasi dengan berbagai bentuk, dan dapat menghemat material. Penggunaan baja *castellated beam* juga dapat memperindah dari seni struktur bangunan yang menggunakan baja *castellated beam*.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan dari penerapan latar belakang diatas, dapat diambil rumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana hasil deformasi struktur antara profil baja WF dan profil *castellated beam*?
2. Bagaimana hasil berat keseluruhan gelagar memanjang bawah jembatan dan efisiensi struktur profil baja WF dan profil *castellated beam*?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Membandingkan deformasi struktur gelagar memanjang bawah jembatan antara profil WF dengan profil *castellated beam*.
2. Membandingkan berat keseluruhan gelagar memanjang bawah jembatan dan efisiensi struktur di antara profil baja WF dan profil *castellated beam*.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Memberikan pengetahuan tata cara desain jembatan yang aman dan kuat konstruksinya.
2. Memberikan pengetahuan tentang parameter-parameter yang diperlukan dalam analisa jembatan, serta memberikan pengetahuan aspek-aspek yang perlu diperhatikan dalam desain komponen jembatan.

1.5 Batasan Masalah

Batasan – batasan masalah yang akan dibahas dalam kajian ini adalah sebagai berikut:

- a. Jembatan yang direncanakan merupakan jembatan rangka baja, dengan profil gelagar memanjang bawah tengah menggunakan baja WF 450x200 dan profil gelagar memanjang ujung menggunakan baja WF 400x400. Dan untuk profil *castellated beam* gelagar memanjang bawah tengah

menggunakan baja *castellated beam* WF 525x350 dan profil gelagar memanjang ujung menggunakan baja *castellated beam* WF 882x300. Properti elemen struktur diasumsikan oleh penulis.

- b. Analisis pada perhitungan ini dibantu pada program *software* dengan bantuan *software* CSIBRIDGE V.15.
- c. Lokasi penelitian berada di Sei. Mandau, Desa Pungut, Kecamatan Pinggir, Kabupaten Bengkalis, Provinsi Riau.
- d. Perhitungan yang dihitung merupakan perhitungan beban mati, beban hidup, beban gempa, perhitungan sambungan, dan kontrol stabilitas pier.
- e. Profil *castellated beam* yang dipakai merupakan hasil manufaktur dari profil normal yang lebih kecil dari profil normal yang akan dibandingkan.
- f. Profil yang digunakan pada analisa adalah diambil dari tabel baja produksi PT. Gunung Garuda.
- g. Penelitian ini berpedoman pada peraturan-peraturan sebagai berikut:
 1. Pembebanan menggunakan peraturan SNI 1725:2016.
 2. Perencanaan struktur baja untuk jembatan menggunakan RSNI T-03-2005.
 3. Beban gempa menggunakan peraturan SNI 2833:2008 tentang pedoman Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Tinjauan pustaka merupakan berisi tentang penelitian terdahulu yang ada hubungannya dengan penelitian yang akan dilakukan .

2.2 Penelitian Terdahulu

Ni **Kadek** 2015 “telah melakukan penelitian tentang Studi Analisa Tinggi Lubang Baja Kastilasi Dengan Pengaku Badan Pada Profil Baja IWF 200 x100. Struktur bentang panjang dengan menggunakan profil wide flange konvensional sudah tidak ekonomis lagi sehingga baja kastilasi menjadi salah satu solusi dari permasalahan tersebut karena dapat mengurangi berat total material konstruksi tanpa pengurangan daya dukung yang berhubungan dengan penurunan harga struktur baja keseluruhan. Pada penelitian ini dicoba menganalisis profil baja IWF 200 x 100. Pada profil ini diberi pengaku badan dengan tebal pelat 8 mm dan lebar 100 mm. Jadi tinggi lubang optimum yang didapat adalah 280 mm untuk panjang bentang 6 meter dengan q_u sebesar 14,5 kg/cm dan untuk panjang bentang 12 mm tinggi lubang optimum adalah 340 mm dengan q_u sebesar 3,38 kg/cm.”

Sharon 2015 “telah melakukan penelitian tentang Optimasi Tinggi Pemotongan Lubang Heksagonal Pada *Castellated Beam*. Baja banyak digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi maupun bangunan yang membentang lebar. Namun karena harga material baja relatif mahal maka diperlukan upaya untuk dapat memperoleh desain konstruksi baja yang lebih ekonomis dan dapat meminimalisir penggunaan bahan baja tersebut. Adanya teknologi las listrik pada baja, memungkinkan untuk pembuatan casteelated beam (balok kastela) yang tujuannya meminimalisir penggunaan bahan baja. Castellated beam memiliki karakteristik yang menguntungkan karena dengan lebar profil yang lebih tinggi (dg), menghasilkan momen inersia dan section modulus yang lebih besar sehingga lebih kuat dan kaku bila dibandingkan dengan profil asalnya. Selain itu, mampu memikul momen lebih besar dengan tegangan izin yang lebih kecil. Pada

penelitian ini akan dikaji profil castellated beam dengan tumpuan jepit-jepit dengan variasi tinggi pemotongan dengan lebar pemotongan tetap dengan bentang sebesar 8 meter dan beban terpusat berada ditengah bentang sebesar 10 kN. Dari hasil penelitian yang dilakukan, terjadi kenaikan nilai tegangan, nilai momen, dan nilai geser disekitar lubang. Hasil penelitian menunjukkan bahwa semakin besar tinggi pemotongan castellated beam memperbesar kemungkinan terjadinya kegagalan profil pada daerah sekitar lubang khususnya yang terletak dekat perletakan sehingga disarankan untuk menggunakan pengaku disekitar lubang.”

Banu 2011 “telah melakukan penelitian tentang Perencanaan Struktur Balok Utama Jembatan Baja Komposit Dengan Profil *Castellated Beam*. Dalam penelitian ini mendapatkan bahwa dalam mendesain jembatan tidak hanya berdasarkan prinsip keamanan dan kenyamanan, namun juga harus memperhatikan aspek fungsional dari material yang digunakan. Penggunaan profil baja yang efisien pada jembatan baja komposit merupakan salah satu cara yang dapat mendukung aspek fungsional tersebut. *Castellated beam* dapat dikategorikan sebagai profil istimewa, karena bentuknya yang memiliki nilai estetika dan daya guna serta dapat meningkatkan kapasitas momen. Penggunaan profil ini masih sangat jarang digunakan di Indonesia karena merupakan inovasi yang baru, sehingga memungkinkan untuk menjadi alternatif yang baik dalam desain jembatan baja komposit yang aman, nyaman, dan efisien dengan memanfaatkan profil *castellated beam*. Berdasarkan analisa didapatkan bahwa balok induk jembatan dengan bentang 16 m layak dan aman menggunakan profil *castellated beam*. Balok ini cukup kuat dengan ukuran panjang lubang 28,5 inci, tinggi lubang 20 inci, jarak antar lubang 8,5 inci dan sudut lubang 45°. Aspek kenyamanan juga terpenuhi karena lendutan yang terjadi yaitu 0,812 cm kurang dari lendutan yang disyaratkan sebesar 2cm.”

Didik 2004 “telah melakukan penelitian tentang Evaluasi Perencanaan Bangunan Atas Jembatan Sei. Muara Parit Kabupaten Kampar, penelitian tersebut peniliti mendapat bahwa dalam mengevaluasi jembatan ini penulis menggunakan perturan-peraturan yang telah ditentukan seperti SKBI/1.3.28.1987 untuk menghitung pembebanan pada lantai dan gelagar, sedangkan untuk menghitung

momen-momen yang bekerja dan tulangan pada plat lantai, penulis menggunakan SKSNI T – 15 – 1991 - 03 sebagai acuan. Dari hasil perhitungan perencanaan dan hasil evaluasi penulis terdapat beberapa perbedaan, namun tidak begitu jauh, maka dapat pula disimpulkan hasil perencanaan memang telah memenuhi syarat aman dan sesuai peraturan.”

Dis 2004 “telah melakukan penelitian tentang Evaluasi Perencanaan Bangunan Atas Jembatan Rangka Baja Sungai Mandau, dalam penelitian ini mendapatkan bahwa dalam mengevaluasi jembatan ini penulis menggunakan beberapa peraturan-peraturan yang telah ditentukan seperti SKBI - 1.3.28.1987. Untuk menghitung sistem pembebanan pada pelat lantai maupun gelagar, sedangkan untuk menghitung momen-momen PBI – 1971 sebagai acuan. Kemudian untuk menghitung gaya – gaya batang penulis menggunakan Program komputer SAP2000. Dari hasil evaluasi yang telah penulis lakukan, maka penulis mendapatkan jenis profil yang digunakan untuk jembatan Sungai Mandau tersebut. Dimana untuk gelagar memanjang dan gelagar melintangnya penulis menggunakan jenis Profil W 14 x 34, dan W 14 x 287 sedangkan untuk seluruh pendimensian rangka gelagar induk penulis menggunakan Profil H.”

2.3 Keaslian Penelitian

Berdasarkan dari tinjauan pustaka yang dipaparkan maka penelitian tugas akhir ini jelas terdapat perbedaan penelitiannya. Seperti panjang bentang jembatan 60 m dengan tinggi rangka induk 6,8 m dan lebar 7,6 m. Lokasi penelitian ini terletak di Sei. Mandau Desa Pungut Kecamatan Pinggir Kabupaten Bengkalis Provinsi Riau. Tujuan dari penelitian ini adalah membandingkan profil WF gelagar memanjang bawah jembatan dengan profil castellated beam dan membandingkan berat profil WF gelagar memanjang bawah jembatan dengan profil castellated beam. Maka dari seluruh penelitian ini adalah benar hasil penelitian penulis dan belum pernah diteliti sebelumnya sebagai objek penelitian tugas akhir.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

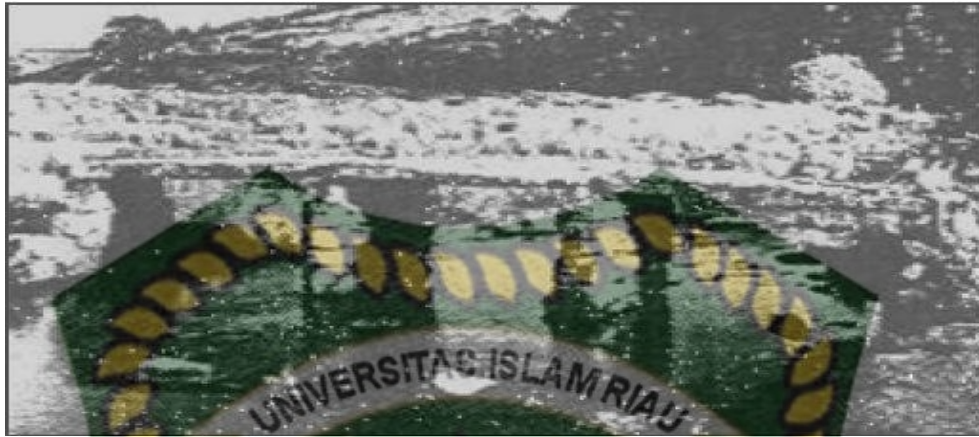
Sejarah jembatan dapat dikatakan sejalan dengan waktu sejarah peradaban manusia. Akan tetapi keberhasilan di bidang teknik jembatan bukan berarti suatu yang mudah untuk menjadi sekarang ini. Jembatan merupakan bidang keteknikan lainnya khusus teknik struktur (*structure engineering*), diawali dengan proses “cut and try”, atau banyak yang mengatakan proses “try and fail”.

Beberapa abad yang lalu sebelum manusia mengategorikan tipe-tipe jembatan seperti balok (*beam*), kantilever (*cantilever*), pelengkung (*arch*), kabel gantung (*suspension*), dan rangka (*truss*). Empat tipe jembatan dari lima yang telah disebutkan diilhami dalam kehidupan sebelum masehi. Salah satu contoh alami adalah jembatan balok sederhana (*simple beam bridge*). Jembatan balok sederhana (*simple beam bridge*) adalah pohon yang tumbang melintasi di atas sungai. Perkembangan selanjutnya digunakan slab-slab batu alam. Seperti yang bisa dilihat pada Gambar 3.1 pohon yang tumbang dijadikan sebagai jembatan.



Gambar 3.1 Pohon tumbang dijadikan jembatan (Faqih Ma'arif, M.Eng)

Pada Gambar 3.2 slab batu alam yang dijadikan sebagai jembatan. Dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 3.2 Slab batu alam di jadikan jembatan (Faqih Ma'arif,M.Eng)

Pada manusia purba di zaman itu telah mencapai hal pemakaian prinsip-prinsip jembatan kantilever pada kedua pangkal jembatan. Prinsip yang mereka gunakan tersebut yaitu untuk membangun bentang-bentang panjang supaya jembatan balok sederhana dapat dibangun. Pada zaman manusia purba jembatan gantung digambarkan sebagai akar-akar pohon untuk melewati dari satu pohon ke pohon lainnya. Jembatan gantung pada zaman kuno, jalan sering diletakkan pada bagian atas kabel. Tetapi posisi tersebut tidak tepat dan para pembuat jembatan akhirnya menemukan suatu bahan dari kabel besi untuk menggantungkan jalan tersebut.



Gambar 3.3 Jembatan gantung kuno pertama di Amerika Selatan (Faqih Ma'arif,M.Eng)

Dari penjelasan diatas, dapat diketahui bahwa perkembangan teknologi jembatan dihasilkan dari evolusi bentuk struktural, material, metode perencanaan, fabrikasi dan cara pendiriannya. Tipe jembatan pelengkung (*arch bridge*) bentuk dan material yang digunakan pada umumnya masih relatif sederhana dan alami. Seperti yang dibangun di atas Sungai Euprat dan Sungai Tigris di Babylonia sekitar 2000 SM.

Pada zaman Romawi kuno dimulai sekitaran tahun 300 SM merupakan ahli-ahli jembatan pertama. Mereka telah membangun dari material kayu, batu dan beton. Untuk jembatan batu dan beton mereka membuat dalam bentuk pelengkung (*arch*). Untuk pilar-pilar di bawah air, bangsa Romawi kuno menggunakan cofferdem. Mereka memancangkan tiang-tiang kedasar sungai mengelilingi lokasi tiang-tiang tersebut, dan diselubungi dengan tanah lempung agar kedap air. Kemudian bagian dalamnya dapat dipompa keluar, dan beton dituangkan kedalam cetakan pilar. Sedangkan untuk proses perkerjaan didasar sungai yang dalam, penyelesaiannya dengan cara menjatuhkan blok-blok beton ke dasar sebagai lantai kerja. Jembatan terbesar bangsa Romawi kuno iyalah aquaduct. Aquaduct merupakan jembatan untuk saluran air. Aquaduct yang masih bertahan atau ada sampai sekarang dan termegah adalah Pont duGard yang berada di dekat daerah Nimes, Prancis.



Gambar 3.4 *Aqua duct pont du gard* (Faqih Ma'arif,M.Eng)

3.2 Jembatan Besi dan Baja

Narendra Taly (2014) menyatakan sejarah dibuat ketika Abraham Darby III (1750-1791) telah membangun jembatan besi pertama di dunia pada tahun 1777-1779 di Coalbrookdale, Inggris. Jembatan lengkung yang hampir setengah lingkaran ini (Gambar 3.1) dengan jarak panjang 100 kaki masih berfungsi, meski hanya batas untuk para pejalan kaki saja. Sedangkan di Amerika Serikat, jembatan besi cor pertama panjang bentang strukturnya adalah 80 kaki yang terdiri dari lima rusuk lengkung berbentuk tabung. Dibangun pada tahun 1836 oleh Richard Delafield (1798-1873) dari US Engineers Corps (Steinman dan Watson 1957). Akan tetapi, pada konstruksi era moderen di Amerika Serikat (1868-1874) dengan *deck* ganda yang terkenal di atas Mississippi di St. Louis, Missouri yang penggunaan struktur baja pertama yang ekstensif di jembatan. Kemudian jembatan baja menjadi tipe bangunan jalan raya yang umum di Amerika Serikat, dan baja terus mendominasi konstruksi jembatan sampai munculnya beton bertulan dan beton pratekan. Jembatan beton pratekan pertama terdiri dari tiga *span* (74,160,74 kaki) dan dicor ditempat, pottensioned Walnut Lane Memorial Bridge, Philadelphia, dibangun di Pennsylvania pada tahun 1951.

Selama abad kesembilan belas dan kedua puluh, baja tetap menjadi bahan pilihan diseluruh untuk bangunan penopang, bangunan melengkung, jembatan menggantung sampai sekarang masih memakai baja.

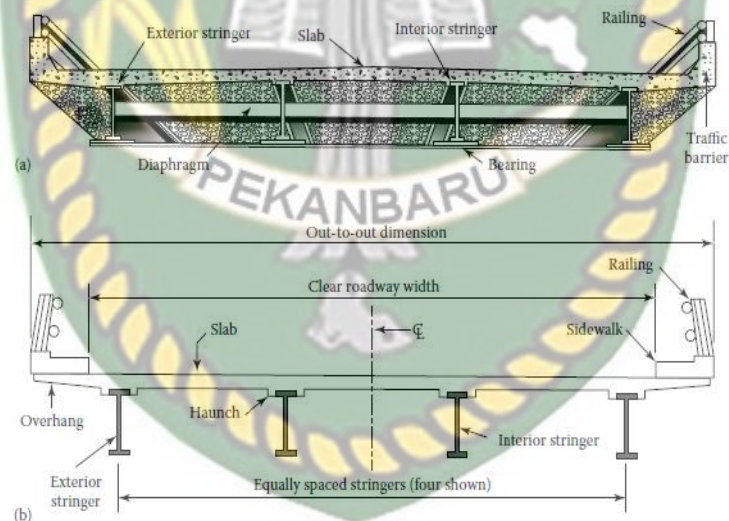


Gambar 3.5 Jembatan besi pertama (Nrendra Taly,2014)

3.3 Bentuk Struktur Dan Karakteristik Jembatan Baja

3.3.1 Bentuk Umum dari *Slab-Steel* Balok Jembatan

Dengan berbagai referensi untuk *slab-steel*, *slab-stringer*, *slab-steel girder*, *jembatan baja* mewakili sebagian besar jenis struktur jalan raya pendek dan menengah. Secara struktural, mereka terdiri dari golongan balok baja dengan jarak melintang biasanya sama (sejajar dengan lalu lintas) untuk menjangkau jembatan (Gambar 3.6) dan yang diperkuat dengan deck beton bertulang. Untuk bentang yang lebih panjang, digunakan *plate girders* (Gambar 3.7). *Plate Girders* hanyalah balok baja yang dibuat dari dua *flange plate* dan *web plate*, yaitu *web* lebih dalam dari yang tersedia dengan balok ke dalam. Balok biasanya dibentang secara melintang di tempat pelat beton bertulang yang berfungsi sebagai dek jembatan dan memberikan stabilitas lateral pada balok pendukung.



Gambar 3.6 Macam-macam *slab-steel* (Nrendra Taly,2014)

Tergantung pada apakah mereka bentang sederhana atau kontinyu, *plate-girder* jembatan secara ekonomis sesuai untuk jarak bentang 100-200 kaki, meskipun *plate-girder* jembatan dengan bentang yang melebihi 950 kaki telah dibangun dengan keadaan yang luar biasa (setelah perang dunia 2). Karena kemampuan mereka untuk menjangkau jarak yang jauh, mereka meminimalkan

izin masalah di persimpangan jalur lalu lintas dan jalan layang bertingkat kompleks.



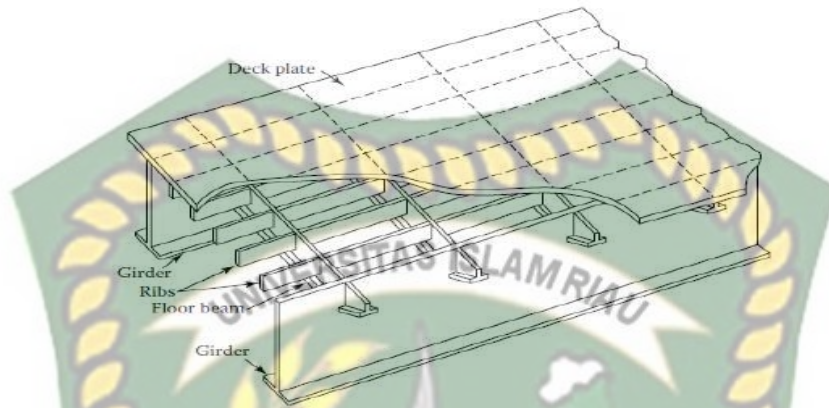
Gambar 3.7 Tipikal *plate girder* jembatan (Narendra Taly,2014)

3.3.2 Jembatan Baja Orthotropic

Didorong oleh akibat kekurangan baja pada pasca tahun-tahun Perang Dunia 2, insinyur jembatan Jerman mengembangkan *deck* jembatan ringan yang tidak hanya sangat ekonomis namun juga memiliki karakteristik struktur yang sangat baik. Disebut *Jembatan Orthotropic (deck jembatan baja Orthotropic)*, mereka ditandai dengan *deck* plat baja kaku yang didukung pada balok longitudinal. Bentuk akhir dari *suprastruktur* bisa berupa *deck* plat baja kaku yang didukung pada balok memanjang atau balok kotak. Jenis jembatan ini berkembang di Eropa terutama Jerman, dengan tujuan mendapatkan struktur kinerja yang optimal dari bahan. Tanpa permukaan dilapisi aspal, Jembatan Orthotropic dapat dianggap sebagai jembatan baja sejati (*deck* baja dan struktur pendukungnya). Gambar 3.8 menunjukkan tipikal penampang *deck* Orthotropic.

Menariknya, dalam praktek konstruksi jembatan jalan raya moderen untuk bentang panjang yang terus menerus, lebih diuntungkan untuk menggunakan

kombinasi bentang *girder* baja dan balok *girder* beton pratekan, terutama saat jembatan melengkung.



Gambar 3.8 Bentuk *deck* baja Orthotropic (narendra Taly,2014)

3.3.3 Korosi Jembatan Baja

Korosi adalah masalah terkenal yang terkait dengan jembatan baja. Masalahnya sangat akut dengan jembatan baja yang tidak terawat dengan baik. Baja tahan korosi dapat digunakan untuk mengurangi masalah korosi. Akumulasi garam dan air dianggap penyebab utama korosi baja di jembatan jalan raya. Sumber air dan garam adalah kebocoran dari dek atau akumulasi semprotan dan kondensasi jalan.

Kayser dan Nowak (1987,1989) telah mengidentifikasi lima bentuk utama korosi yang dapat mempengaruhi baja:

1. Korosi umum
2. Korosi pitting
3. Korosi galvanik
4. Korosi celah
5. Korosi stress



Gambar 3.9 Baja terkena korosi (Narendra Taly (2014))

Korosi umum, bentuk korosi yang paling umum, mengacu pada hilangnya material permukaan secara umum dari waktu ke waktu, yang menyebabkan penipisan anggota secara bertahap. Bentuk korosi ini menyebabkan bagian korosi terbesar. Dalam beberapa kasus dari waktu ke waktu, jenis korosi ini bisa sangat ekstrim sehingga kehilangan anggota daerah penampang melintang dan kapasitas pembawa muatan. *Korosi tulangan* juga dapat menghilangkan material, walaupun diatur dan dibatasi pada area yang kecil. Tulangan (korosi) dapat digolongkan sebagai gulungan tidak sempurna yang dapat berbahaya karena dapat menjulur ke arah logam. Kehadiran mereka dalam daerah yang bertekanan tinggi menjadi dasar dari tekanan terpusat. *Korosi galvanik* terjadi ketika dua logam yang berbeda, misalnya, baja dengan komposisi kimia yang berbeda digabungkan secara elektrokimia, misalnya pada sambungan dilas atau dilipat, dimana logam baut berbeda dari logam las. Skala tim (skala permukaan atau oksida besi yang terbentuk pada baja struktural setelah panas melandai) secara galvanis dapat mendorong korosi pada logam dasar yang mendasarinya. *Celah korosi* mengacu pada korosi yang terjadi di area terbatas seperti pengelupasan pada cat, di antara permukaan faying atau di lokasi tulangan.

Korosi tegangan mengacu pada pemuatan logam dalam lingkungan korosif. Retakan yang ada pada permukaan logam menyebar secara bertahap di bawah pembebanan muatan. Namun, pembentukan karat pada ujung retak mempercepat penyebaran retakan ini. Untuk baja karbon ringan di lingkungan jembatan biasa, korosi tegangan biasanya tidak menjadi masalah. Namun, kelelahan korosi telah diidentifikasi sebagai masalah korosi. Ini merupakan fenomena yang sebenarnya merupakan kombinasi korosi tulangan, korosi celah, dan korosi tegangan. Fenomena ini yang diyakini sebagai penyebab tiba-tiba runtuhnya Jembatan Point Pleasant di Virginia Barat pada tanggal 15 Desember 1967 (NTSB 1968, Fisher 1984, Kayser 1988).

3.4 *Castellated Beam*

Castellated beam merupakan suatu profil baja yang mempunyai bukaan berbentuk segi enam. *Castellated* mengalami proses pemotongan pada bagian badan profil dengan pola zigzag salah satu bagian yang telah dipotong lalu diangkat dan disatukan bagian badannya dan terakhir dilakukan pengelasan pada bagian badan yang menempel, hal ini dilakukan untuk meningkatkan tinggi dari profil awal (h) dengan tinggi potongan yang ada (d). Balok harus cukup kuat untuk membawa momen lentur dan gaya geser dari beban yang diterapkan. Kinerja dari setiap balok tergantung pada geometri penampang, dimensi fisik, dan bentuknya.



Gambar 3.10 Profil baja castellated beam

3.5.1 Beban Primer

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 masa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,81\text{m/detik}^2$. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan pada tabel 3.1.

Tabel 3.1. Berat isi untuk beban mati (SNI 1725:2016)

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal	22,0	2245
2	Besi tuang	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal	22,0	2245
6	Beton ringan	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c < 35 \text{ MPa}$	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105 \text{ Mpa}$	$22+0,022 f_c$	$2240+2,29f_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (Ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non struktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi.

a. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah beban 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 3.2.

Tabel 3.2. Faktor beban untuk berat sendiri (SNI 1725:2016)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan batas layan (γ_{MS})	Keadaan batas ultimit (γ_{MS})		
		Bahan	Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton cor ditempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

b. Beban Mati Tambahan

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 3.3 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 3.3. Faktor beban untuk beban mati tambahan (SNI 1725:2016)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan batas layan (γ_{MS})		Keadaan batas ultimit (γ_{MS})	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,0 0 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,0 0	1,400	0,80
Catatan ⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

c. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Beban truk “T” adalah satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat.

Secara umum, beban “D” akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

1. Lajur Lalu Lintas Rencana

Secara umum, jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm. Perencana harus memperhitungkan kemungkinan berubahnya lebar bersih jembatan dimasa depan sehubungan dengan perubahan fungsi dari bagian jembatan. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4. Jumlah lajur lalu lintas rencana (SNI 1725:2016)

Tipe Jembatan (1)	Lebar Bersih Jembatan (2) (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua Arah, Tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10000$	3
	$10000 \leq w < 12500$	4
	$12500 \leq w < 15250$	5
	$W \geq 15250$	6
Dua Arah, Dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10750$	3
	$11000 \leq w \leq 13500$	4
	$13750 \leq w \leq 16250$	5
	$W \geq 16500$	6

d. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat pada gambar 3.13. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5. Faktor beban untuk beban lajur “D” (SNI 1725:2016)

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan layan (γ^{*TD})	Keadaan batas ultimit (γ^{TD})
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box Girder Baja	1,00	2,00

1. Intensitas Beban D

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

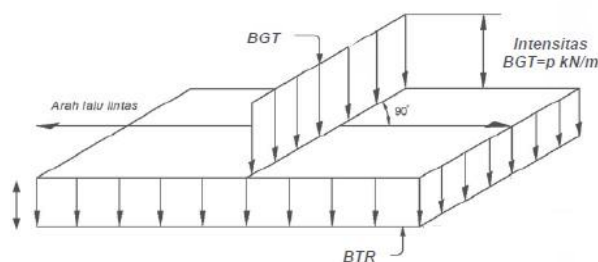
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kP}_a \quad (3.4)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kP}_a \quad (3.5)$$

Keterangan:

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

L = adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)



Gambar 3.12 Beban lajur “D” (Sumber : SNI 1725:2016)

Cara input pembebanan D pada software yaitu:

- a. Untuk beban q (beban terbagi rata) di pilih semua untuk daerah lantai jembatan pada bagian jalur jembatan, lalu pilih menu *advance*, pilih *areas(assign loads)*, setelah itu pilih *uniform(shell)*, lalu input beban dan pilih oke.
- b. Sedangkan untuk beban garisnya pilih bentang di tengah jembatan, pilih menu *advance*, pilih *frames(assign load)*, pilih *distributed*, masukkan beban yang di input, lalu pilih oke.

e. Beban Rem

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

1. 25% dari berat gandar truk desain atau
2. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan disemua lajur rencana yang dimulai 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 diatas 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.

f. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing – masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi dimasa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan

komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

g. Sifat Dan Karakteristik Material Baja

Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum yang diberikan pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6. . Sifat Mekanis Baja Struktural (RSNI T-03-2005)

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u [MPa]	Tegangan leleh minimum, f_y [MPa]	Peregangan minimum [%]
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sifat – sifat mekanis baja struktural lainnya untuk maksud perencanaan ditetapkan sebagai berikut:

Modulus elastisitas : $E = 200000$ MPa

Modulus geser : $G = 80000$ MPa

Angka poisson : $\mu = 0,3$

Koefisien pemuaian : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

h. Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan, ϕ diambil dari nilai - nilai yang dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7. Faktor reduksi kekuatan untuk keadaan batas ultimit
(RSNI T-03-2005)

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan, ϕ
a. Lentur	0,90
b. Geser	0,90

Lanjutan **Tabel 3.7** Faktor reduksi kekuatan untuk keadaan batas ultimit
(RSNI T-03-2005)

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan, ϕ
c. Aksial tekan	0,85
d. Aksial tarik	
1. Terhadap kuat tarik leleh	0,90
2. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
e. Penghubung geser	0,75
f. Sambungan baut	0,75
g. Hubungan las	
1. Las tumpul penetrasi penuh	0,90
2. Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75

3.6 Lendutan

Pada pembahasan ini, lendutan balok diatas dua tumpuan atau gelagar menerus sesuai RSNI T-03-2005, lendutan maksimumnya adalah $1/800 \times$ bentang. Kecuali pada jembatan didaerah perkotaan yang sebagian jalur digunakan pejalan kaki, batasan tersebut adalah $1/1000 \times$ bentang. Untuk kasus tugas akhir ini jembatan berada di luar kota maka digunakan lendutan maksimumnya adalah $1/800 \times$ bentang.

3.7 Efisiensi Harga

Penulisan tugas akhir ini memakai efisiensi harga satuan Kota Pekanbaru tahun 2018. Yang ditinjau efisiensi harganya untuk struktur jembatan gelagar memanjang bawah keseluruhan dengan memakai harga barang dan jasa Kota Pekanbaru untuk baja (struktur jembatan) dengan harga Rp. 39.100,00. Dapat dilihat pada Gambar 3.14 dibawah ini.

STANDARISASI SATUAN HARGA BARANG DAN JASA
PEMERINTAH KOTA PEKANBARU
TAHUN ANGGARAN 2018

NO.	JENIS UPAH / BAHAN	TIPE	UKURAN	SPEKIFIKASI	SATUAN	MEREK	HARGA
1	2	3	4	5	6	7	8
10	Filler				Kg		Rp 400
11	Cat Marka			Non Thermoplas	Kg		Rp 28.600
12	Cat Marka			Thermoplastic	Kg		Rp 30.600
13	Bensin				Ltr		Rp 9.800
14	Minyak Tanah/Kerosen				Ltr		Rp 10.700
15	Solar				Ltr		Rp 12.200
16	Minyak Pelumas/Olie				Ltr		Rp 49.200
17	Agr. Base Kelas A				M3		Rp 617.000
18	Agr. Base Kelas B				M3		Rp 610.100
19	Agr. Base Kelas S				M3		Rp 558.900
20	Agr. Base Kelas C				M3		Rp 361.700
21	Aspal Emuls. Tack Coat				Kg		Rp 8.700
22	Aspal Emuls. Prime Coat				Kg		Rp 10.300
23	Gebalan Ramput				M2		Rp 4.400
24	Thinner				Liter		Rp 15.300
25	Glass Bead				Kg		Rp 24.900
26	Asbuton				Kg		Rp 14.400
27	Joint Sealent				Kg		Rp 43.400
28	Cat Anti Karat				Kg		Rp 45.500
29	Expansion Cap				M2		Rp 7.700
30	Polytene 125 mikron				Kg		Rp 24.500
31	Curing Compound				Ltr		Rp 49.000
32	Haru Acuan				M3		Rp 2.550.000
33	Additive				Ltr		Rp -
34	Baja Struktur (untuk lembaran)				Kg		Rp 39.100
III	ALAT BERAT						
1	Asphalt Mixing Plant			150-250 HP, Kapasitas 60 T/jam	Unit		Rp 6.267.096.800

Gambar 3.13 Harga Satuan Barang Dan Jasa Kota Pekanbaru Tahun 2018

3.8 Sambungan Baut

Baut yang memikul gaya tarik tahanan nominalnya dihitung menurut:

$$R_n = 0,75 \times f_u^b \times A_b \quad (3.6)$$

Dengan : f_u^b adalah kuat tarik baut (mPa)

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

Perhitungan kekuatan geser desain baut yaitu:

$$R_n = \phi \times (0,60 \times f_u^b \times A_b) \quad (3.7)$$

Dengan : ϕ adalah faktor reduksi

f_u^b adalah kuat tarik baut (mPa)

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

Tahanan tumpu nominal tergantung kondisi yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$R_n = 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \quad (3.8)$$

Dengan : d_b adalah diameter baut pada daerah tidak berulir

t_p adalah tebal pelat

f_u adalah kuat tarik putus terendah dari baut atau pelat

Perhitungan momen ultimate pada baut yaitu:

$$M_u = P_u \times W \quad (3.9)$$

Dengan : M_u adalah momen ultimate

P_u adalah gaya aksial

W adalah jarak titik yang dilemahkan

Perhitungan jumlah baut yaitu:

$$n = \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times P}} \quad (3.10)$$

Dengan : M_u adalah momen ultimate

R adalah ϕR_n (kekuatan desain yang menentukan)

P adalah jarak minimum sumbu baut

3.9 Persyaratan P-delta ($P-\Delta$)

Perhitungan analisis kekuatan *pier* atau pengecekan analisis kekuatan *pier* mengikuti persyaratan AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5 untuk persyaratan p-delta ($P-\Delta$), dimana dikatakan dalam pasal tersebut untuk perpindahan setiap kolom atau *pier* dalam gelombang longitudinal atau transversal arahnya seharusnya memuaskan dengan rumus:

$$\Delta P < 0,25\phi M_u$$

Dimana untuk faktor ketahanan flexural ϕ untuk desain seismic dengan beban aksial telah naik dari nilai minimum 0,5 menjadi 0,9. Penggunaan faktor resistensi rendah menyebabkan kekuatan tambahan yang disediakan di kolom yang berat muatannya dapat digunakan untuk mengimbangi pengurangan karena $P-\Delta$ dalam edisi sebelumnya. Nilai yang meningkat untuk ϕ sekarang diizinkan dalam bagian 5 adalah alasan kedua untuk memerlukan pemeriksaan eksplisit untuk $P-\Delta$.

3.10 Beban Gempa

Beban gempa dihitung dengan Metode Statik Ekuivalen, dengan rumus:

$$TEQ = K_h \times I \times W_t \quad (3.11)$$

$$K_h = C \times S \quad (3.12)$$

Dengan : TEQ adalah gaya geser total arah yang ditinjau (kN)

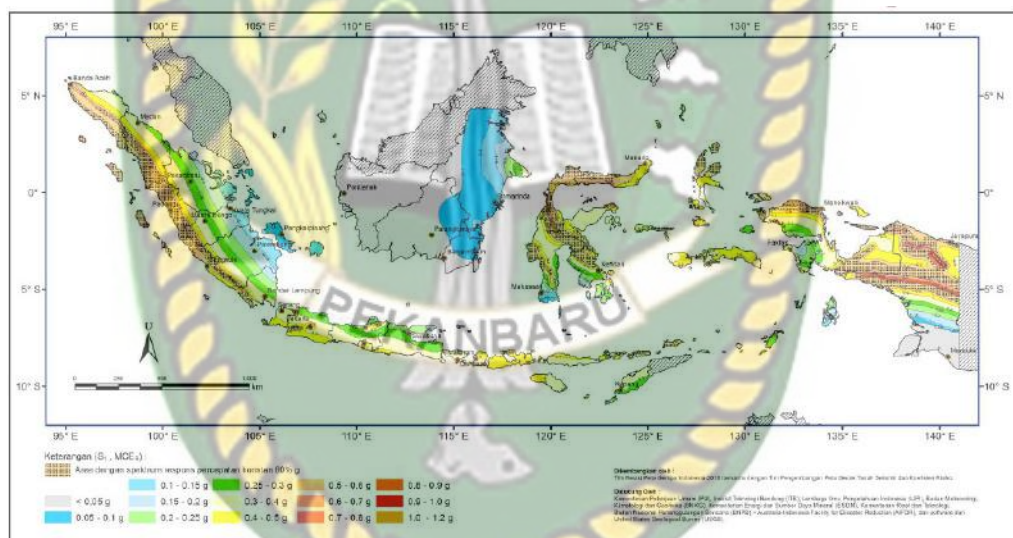
K_h adalah koefisien beban gempa yang horisontal

I adalah faktor kepentingan

W_t adalah berat total jembatan berat sendiri dan beban mati tambahan

C adalah koefisien geser untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah

S adalah faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan

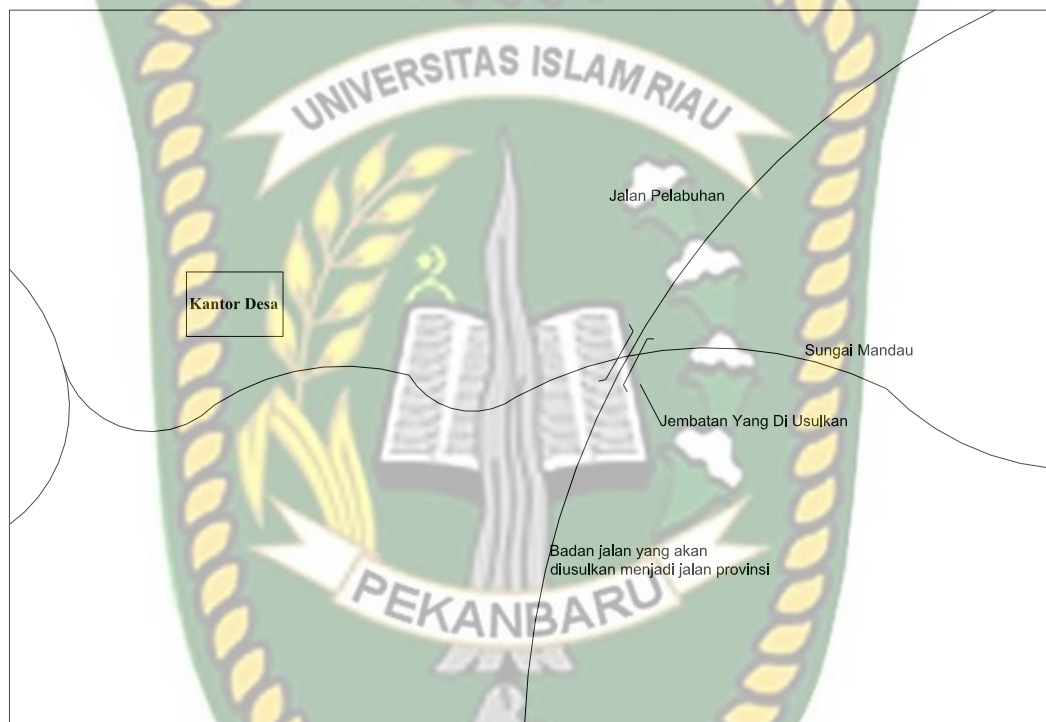


Gambar 3.14 Peta zona gempa Indonesia (SNI 1726:2012)

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Penelitian dilakukan dengan mengambil data perencanaan jembatan rangka baja di Sei. Mandau, Kabupaten Bengkalis, Provinsi Riau.



Gambar 4.1 Denah lokasi penelitian

4.2 Jenis Penelitian

Penelitian ini merupakan penelitian studi literatur, dimana studi literatur adalah cara yang dipakai untuk menghimpun data atau sumber – sumber yang berhubungan dengan topik yang diangkat dalam suatu penelitian. Seperti jurnal, buku atau contoh perhitungan yang terkait dalam perencanaan konstruksi jembatan rangka baja. Buku acuan yang dipakai untuk pembebanan jembatan ialah SNI 1725:2016, Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja RSNI – T – 03 – 2005, Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan SNI 2833:2008, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan

Non Gedung SNI 1726:2012, dan jurnal – jurnal yang berkaitan dengan judul skripsi penulis.

4.3 Tahapan Penelitian

Adapun tahapan penelitian yang penulis lakukan guna menyelesaikan penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Persiapan Penelitian

Persiapan penelitian yang penulis lakukan dalam memulai penelitian meliputi persiapan pemilihan struktur jembatan rangka baja untuk dijadikan penelitian penulis.

2. Analisa Data

Analisa yang digunakan menggunakan analisa dinamik dengan metode statik ekuivalen. Setelah data terkumpul, data tersebut kemudian akan dianalisa dengan:

a. Menghitung Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan sesuai dengan data penunjang. Menghitung beban – beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup, beban angin, beban TD, beban truk (TT) dan beban gempa. Beban mati yang dihitung berdasarkan pemodelan yang ada dimana beban sendiri didalam program CSIBridge V15.2.0 dimasukkan dalam *dead manufacture* dan *wearing surface*, sedangkan berat sendiri tambahan yang tidak dapat dimodelkan program CSIBridge V15.2.0 dalam *dead*. Perhitungan berat sendiri ini dalam program CSIBridge V15.2.0 yang untuk *dead* adalah 1, sedangkan *dead manufacture* dan *wearing surface* adalah 0, dimana beban untuk *dead* telah dihitung secara otomatis oleh program CSIBridge V15.2.0, sedangkan untuk beban *dead manufacture* dan *wearing surface* bebannya dimasukkan secara manual dengan sesuai perhitungan yang ada. Beban hidup yang dimasukkan dalam program CSIBridge V15.2.0 dinotasikan dalam *dead manufacture* dan *vehicle live*. Perhitungan beban hidup ini dalam program CSIBridge V15.2.0 untuk

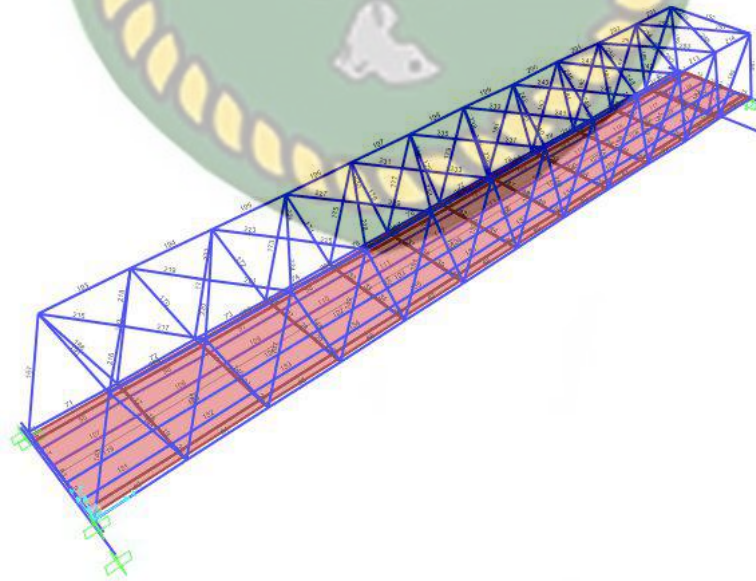
dead manufacture dan *vehicle live* adalah 0, dimana beban hidup perlu dimasukkan secara manual dengan perhitungan yang ada.

b. Menghitung Spektrum Respons Desain

Menghitung spektrum respons desain untuk mendapat kurva statik ekuivalen yang mengacu pada koefisien – koefisien situs dan parameter – parameter statik ekuivalen percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget. Menganalisis model struktur respon spektrum untuk mendapatkan kurva statik ekuivalen sesuai wilayah gempa yang dianalisa dengan program CSIBridge V15.2.0. Data yang dibutuhkan dalam statik ekuivalen adalah fungsi jembatan, letak bangunan terhadap wilayah gempa, dan jenis tanah didapat dari Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan SNI 2833:2016.

c. Analisis Data Struktur Jembatan

Untuk membuat pemodelan tiga dimensi jembatan ini maka dibutuhkan data – data dimensi dari seluruh komponen jembatan. Pemodelan dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan data struktur jembatan dapat dilihat pada Tabel 4.1.



Gambar 4.2 Pemodelan struktur jembatan pada program *CSIBridge v.15*

4.4 Prosedur Untuk Analisis Struktur Jembatan

Adapun prosedur analisis struktur jembatan dengan menggunakan *software* CSIBRIDGE adalah sebagai berikut:

- a. **Pemodelan Struktur**
Pilih satuan unit yang mau digunakan. Setelah itu pilih *File, New Mode, Grid Dimension* setelah itu permodelkan struktur sesuai dengan gambar rencana.
- b. **Penentuan Material Properties**
Berguna untuk mendefinisikan properti material struktur yang digunakan, berat volume material, kuat tekan beton dan kuat tarik baja.
- c. **Penentuan Frame Section Properties**
Bertujuan untuk mendefinisikan data-data penampang profil baja dan penentuan kolom untuk pier jembatan.
- d. **Penentuan Joint Restraints**
Bertujuan untuk menentukan jenis tumpuan pada struktur bangunan.
- e. **Penentuan Static Load Cases**
Bertujuan untuk menginput beban yang akan digunakan.
- f. **Penentuan Respon Spectrum**
Bertujuan untuk menginput gempa rencana sesuai lokasi berada.
- g. **Penentuan Kombinasi Beban**
Bertujuan untuk menginput 14 kombinasi pembebanan untuk jembatan

Tabel 4.1 Kombinasi pembebanan (*sumber: SNI 1725:2016*)

No	Kombinasi	Pembebanan
1	Kuat 1	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban lajur (TD), beban rem (TR), beban pedestrian (TP),
2	Kuat 2	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban lajur (TD), beban rem (TR)

Lanjutan Tabel 4.1

No	Kombinasi	Pembebanan
		Beban pejalan kaki (TP)
3	Kuat 3	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban angin strutur (EWS)
4	Kuat 4	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA)
5	Kuat 5	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban angin struktur (EWS), beban angin lantai (EWL)
6	Extream 1	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban D, beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP), gempa arah x (EQX), gempa arah y (EQY)
7	Extream 2	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban D, beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP), gempa arah x (-EQX), gempa arah y (EQY)
8	Extream 3	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban D, beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP), gempa arah x (EQX), gempa arah y (-EQY)
9	Extream 4	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban D, beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP), gempa arah x (-EQX), gempa arah y (-EQY)
10	Extream 5	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban D, beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP)

Lanjutan Tabel 4.1

No	Kombinasi	Pembebanan
11	Daya Layan 1	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP), beban angin lantai (EWL), beban angin struktur (EWS)
12	Daya Layan 2	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP)
13	Daya Layan 3	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban rem (TB), beban pejalan kaki (TP)
14	Daya Layan 4	Berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), berat angin struktur (EWS)

h. Penentuan *Frame Loads* dan *Area Loads*

Setelah memperhitungkan beban struktur yang bekerja untuk jembatan, maka beban tersebut di input ke *Frame Loads* dan *Area Loads*.

i. Run Analysis

Bertujuan untuk mengecek perkuatan struktur yang dimodelkan. Dan mengecek periode struktur dengan *show tables*.

j. Input Beban Gempa

Setelah melakuakn perhitungan statik ekuivalen, dan mendapatkan beban gempa. Beban gempa di input pada GEMPA X dan GEMPA Y.

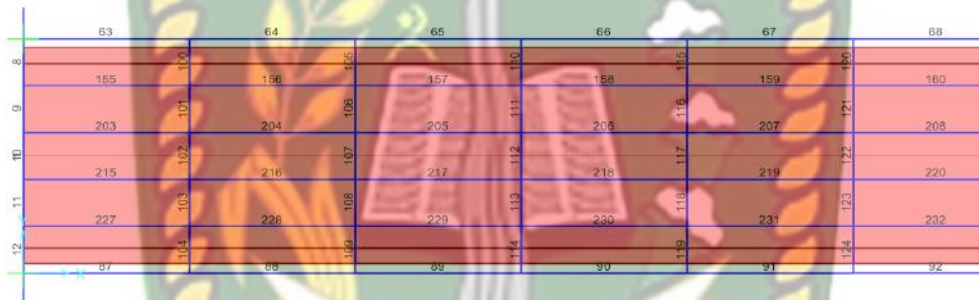
k. *Analysis Result*

Setelah semuanya sudah diinput, lalu di *Analysis Result*. Untuk mengetahui struktur tersebut kuat atau tidaknya sesuai dengan yang direncanakan.

Tabel 4.2 Data Struktur Jembatan

No	Kriteria	Studi Kasus
1	Fungsi Jembatan	Alat Penyeberangan
2	Jenis Jembatan	Rangka Baja
3	Tinggi Jembatan	6,8 m
4	Lebar Jembatan	7,6 m
5	Panjang Jembatan	60 m

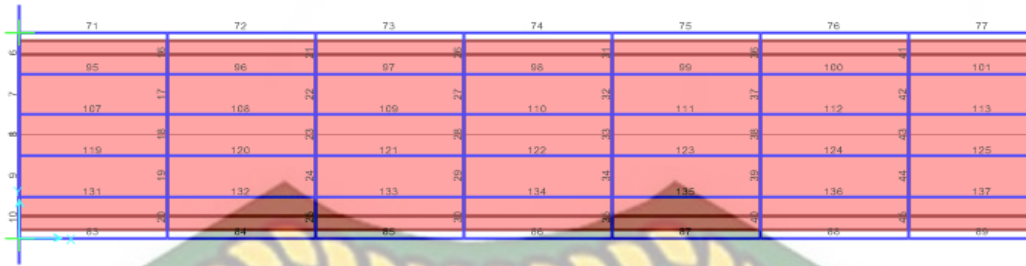
Untuk dimensi struktur jembatan rangka dapat dilihat pada Gambar 4.2 sampai Gambar 4.10 dan Tabel 4.2

**Gambar 4.3** Gambar pemodelan arah X dan Y tampak bawah (bagian 1)

Pada Gambar 4.3 diatas menunjukkan gambar pemodelan program dari *CSIBridge v.15* arah x dan y tampak bawah dari setengah bentang.

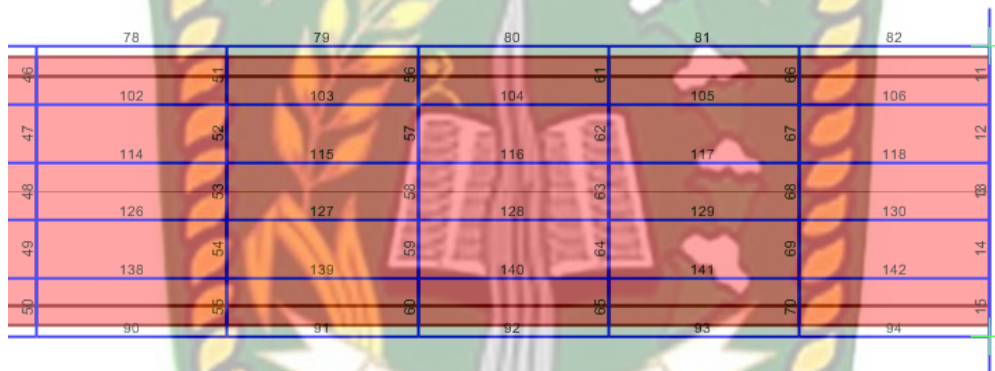
**Gambar 4.4** Gambar pemodelan arah X dan Y tampak bawah (bagian 2)

Pada gambar 4.4 diatas menunjukkan pemodelan dar program *CSIBridge v.15* arah x dan y tampak bawah dari setengah bentang menuju ke ujung bentang akhir.



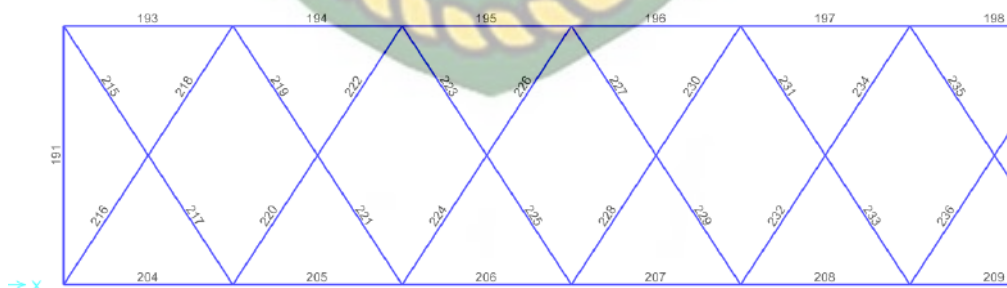
Gambar 4.5 Gambar pemodelan arah X dan Y *castellated* (bagian 1)

Pada gambar 4.5 menunjukkan pemodelan dari program *CSIBridge v.15* arah x dan y tampak bawah *castellated beam* dari setengah bentang.



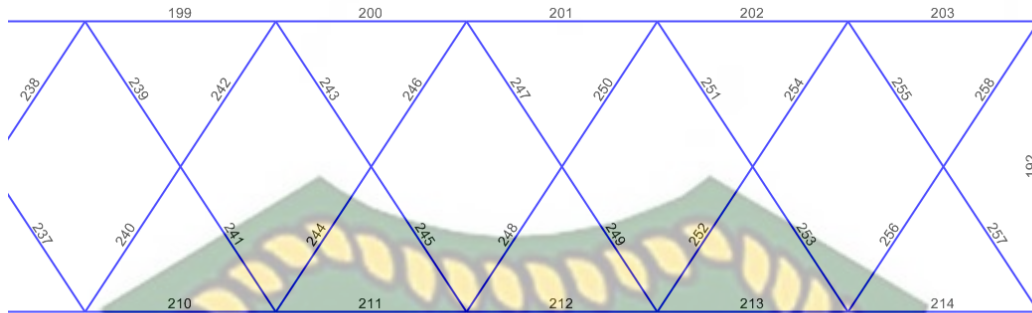
Gambar 4.6 Gambar pemodelan arah X dan Y *castellated* (bagian 2)

Pada gambar 4.6 menunjukkan pemodelan dari program *CSIBridge v.15* arah x dan y tampak bawah *castellated beam* dari setengah bentang menuju ujung bentang akhir.



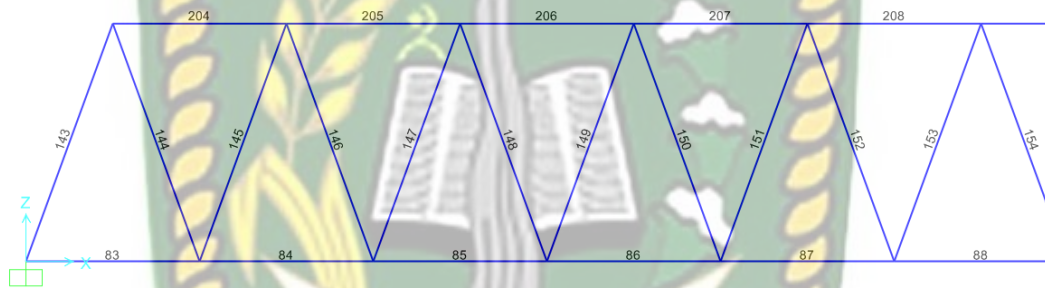
Gambar 4.7 Gambar pemodelan arah X dan Y tampak atas (bagian 1)

Pada gambar 4.7 diatas menunjukkan pemodelan dari program *CSIBridge v.15* dari arah x dan y tampak atas setengah bentang.



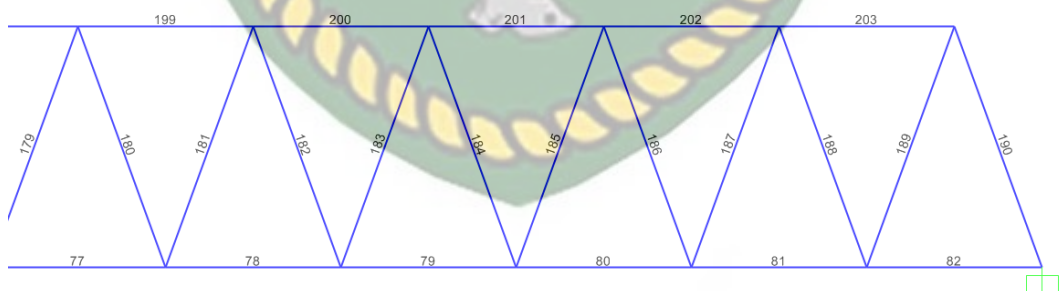
Gambar 4.8 Gambar pemodelan arah X dan Y tampak atas (bagian 2)

Pada gambar 4.8 diatas menunjukkan pemodelan dari program *CSIBridge* v.15 dari arah x dan y tampak atas setengah bentang menuju bentang akhir.



Gambar 4.9 Gambar pemodelan arah X dan Z tampak samping (bagian 1)

Pada gambar 4.9 diatas menunjukkan pemodelan dari program *CSIBridge* v.15 dari arah x dan z tampak samping setengah bentang.



Gambar 4.10 Gambar pemodelan arah X dan Z tampak samping (bagian 2)

Pada gambar 4.10 diatas menunjukkan pemodelan dari program *CSIBridge* v.15 dari arah x dan z tampak samping setengah bentang menuju bentang akhir.

Tabel 4.2 Dimensi rangka baja struktur jembatan

No	Tipe	Dimensi (mm)
1	Rangka Induk (143-190)	400 x 400
2	Gelagar Memanjang Atas (193-214)	400 x 400
3	Gelagar Memanjang Bawah Tengah (155-238)	450 x 200
	Gelagar Memanjang Bawah Ujung (63-98)	400 x 400
4	Gelagar Memanjang Bawah Tengah <i>castellated</i> (95-142)	525 x 350
	Gelagar Memanjang Bawah Ujung <i>castellated</i> (71-94)	882 x 300
5	Gelagar Melintang Atas (191&192)	300 x 300
6	Gelagar Melintang Bawah Tengah (16-70)	900 x 300
	Gelagar Melintang Bawah Ujung (6-15)	700 x 300
7	Pier 1	9600 x 3810
8	Pier 2	9600 x 5860

d. Spesifikasi Material Struktur

Pada penelitian ini spesifikasi material struktur dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Spesifikasi material

No	Material	Nilai
1	Bj- 50	Fy = 290 mPa
		Fu = 500 mPa
2	Modulus elastisitas baja	Ec = 200000 mPa
3	Beton K-350	
	Mutu beton	Fc' = 29,05 mPa

Lanjutan Tabel 4.3

No	Material	Nilai
	Modulus elastisitas beton	$E = 4700\sqrt{29,05} = 25484,23 \text{ mPa}$
	Angka poison	0,2

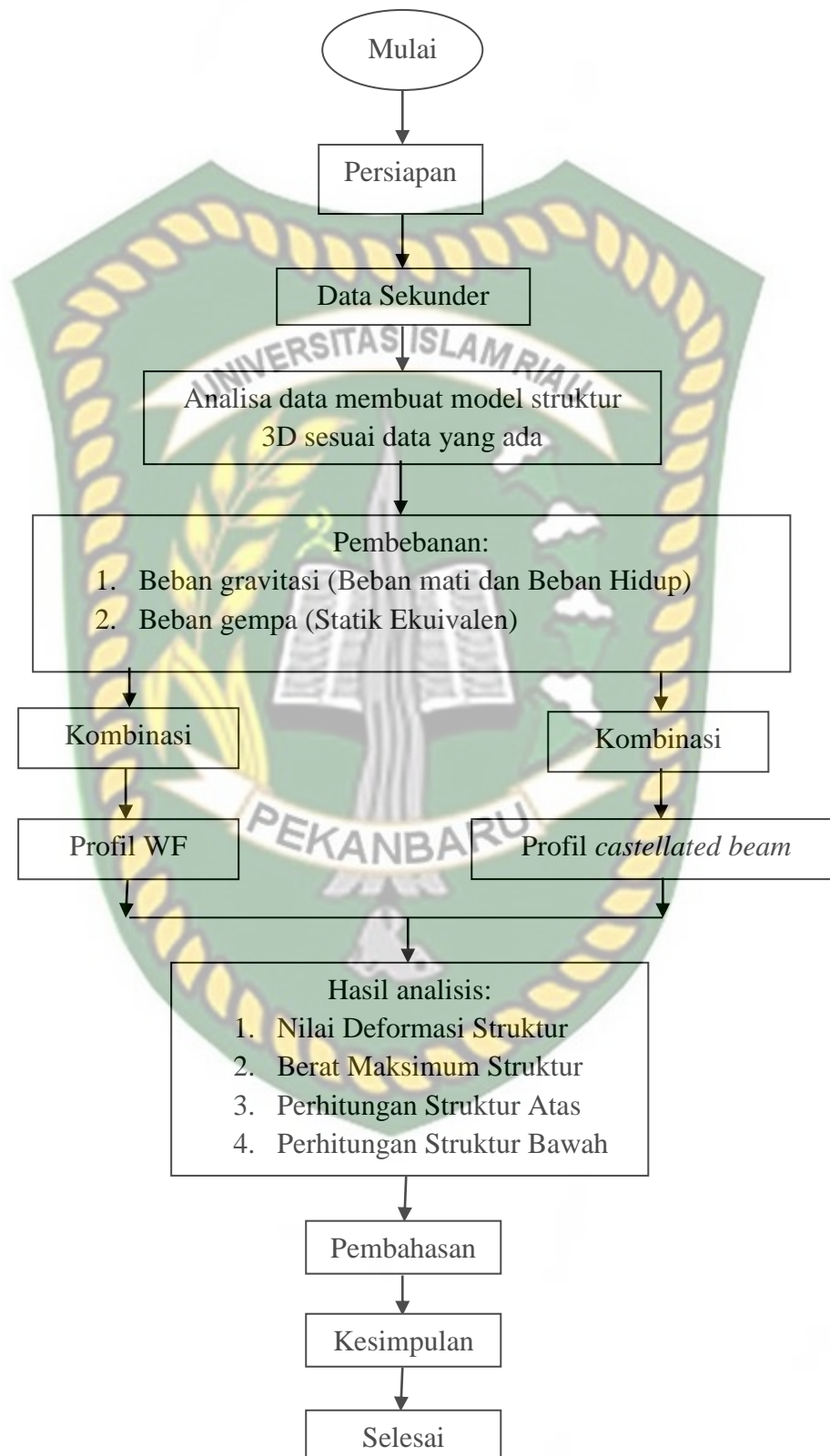
a. Hasil dan Pembahasan

Pada tahapan ini akan disimpulkan hasil dari perbandingan menggunakan profil baja WF dan profil *castellated beam*.

b. Kesimpulan

Setelah ada hasil maka akan didapat pembahasan yang bisa menjawab rumusan masalah.

Adapun uraian pengerjaan pemodelan jembatan dengan bantuan program CSIBridge dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.11 Bagan Alir Penelitian

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur tiga dimensi dilakukan berdasarkan dengan sesuai gambar rencana dan dianalisis dengan program vnite element.



Gambar 5.1 Pemodelan jembatan rangka baja pada program *CSIBridge v.15*

5.2 Perhitungan Beban Mati dan Beban Hidup

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur ditentukan berdasarkan SNI 1725:2016 mengenai standar pembebanan untuk jembatan. Beban gravitasi sendiri terdiri dari beban mati dan beban hidup.

5.2.1 Perhitungan Beban Mati

Beban mati yang bekerja pada struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan. Untuk perhitunga berat sendiri struktur akan dikalkulasi secara otomatis oleh software dengan memberi faktor pengali sebesar 1. Untuk beban mati tambahan dihitung secara manual. Beban mati tambahan yang dihitung berupa beban perkerasan jalan, beban pelat (karena pelat tidak dimodelkan sebagai elemen namun sebagai beban), beban trotoar, beban hujan,

beban pedestrian. Beban perkerasan jalan, pelat dan beban hujan dimasukkan sebagai berat per luas. Perhitungan beban perkerasan jalan, pelat dan beban hujan dapat dilihat di **Tabel 5.1**.

Tabel 5.1 Perhitungan beban perkerasan jalan, pelat dan beban hujan

Beban mati tambahan	Tebal (m)	Berat jenis (kN/m ³)	Berat per luas (kN/m ²)
Perkerasan jalan (Aspal)	0,05	22	1,10
Pelat (Beton)	0,20	24	4,80
Hujan	0,05	9,80	0,49

Sedangkan untuk beban trotoar dan beban pedestrian dimasukkan sebagai berat per panjang. Perhitungan beban trotoar dan beban pedestrian dapat dilihat di **Tabel 5.2** dan **Tabel 5.3**.

Tabel 5.2 Perhitungan beban trotoar

Beban mati tambahan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Berat jenis (kN/m ³)	Berat per panjang (kN/m)
Trotoar	0,50	0,30	24	3,60

Tabel 5.3 Perhitungan beban pedestrian

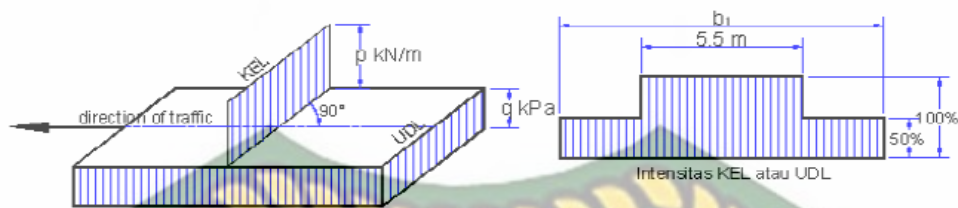
Beban mati tambahan	Lebar (m)	Berat jenis (kPa)	Berat per panjang (kN/m)
Pedestrian	0,50	3,35	1,68

5.2.2 Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada struktur terdiri dari beban lajur (D).

a. Perhitungan Beban Lajur (D)

Beban lajur (D) terbagi menjadi beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT). Beban terbagi rata (BTR) bergantung pada panjang jembatan (L) yang ditinjau adalah 60 m. $L > 30$ maka:



Gambar 5.2 Beban lajur “D”

$$q = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kN/m}^2$$

$$q = 9 \times \left(0,5 + 15/60 \right) \text{ kN/m}^2$$

$$q = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

Pada model struktur, beban terbagi rata ditempatkan merata diseluruh permukaan deck dari jembatan. Untuk nilai beban garis (BGT) yaitu sebesar $p = 49,0 \text{ kN/m}$. Pada model struktur, beban garis ditempatkan di tengah – tengah jalur. Oleh karenanya perlu dikalikan dengan lebar jalur, dengan lebar jalur $6,6 \text{ m}$, maka:

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= (P \times 5,5 \times 100\%) + (P \times (b_1 - 5,5) \times 50\%) \\ &= (49 \text{ kN/m} \times 5,5 \text{ m} \times 100\%) + (49 \text{ kN/m} \times (6,6 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times 50\%) \\ &= 296,45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Beban Angin

Sedangkan beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan diatas jembatan dihitung dengan rumus:

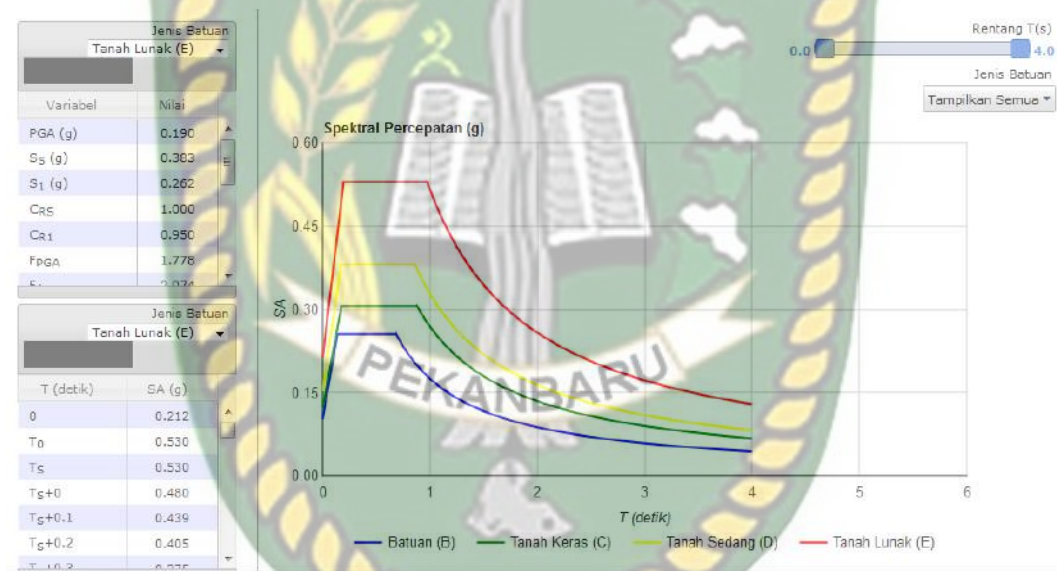
$$\begin{aligned} T_{\text{EW}} &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times (35 \text{ m/det})^2 \\ &= 1,76 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5.2.3 Pembebanan Gempa

Perhitungan beban gempa yaitu tinggal menginput hasil respon spektra sesuai dengan lokasi dimana tempat meneliti.

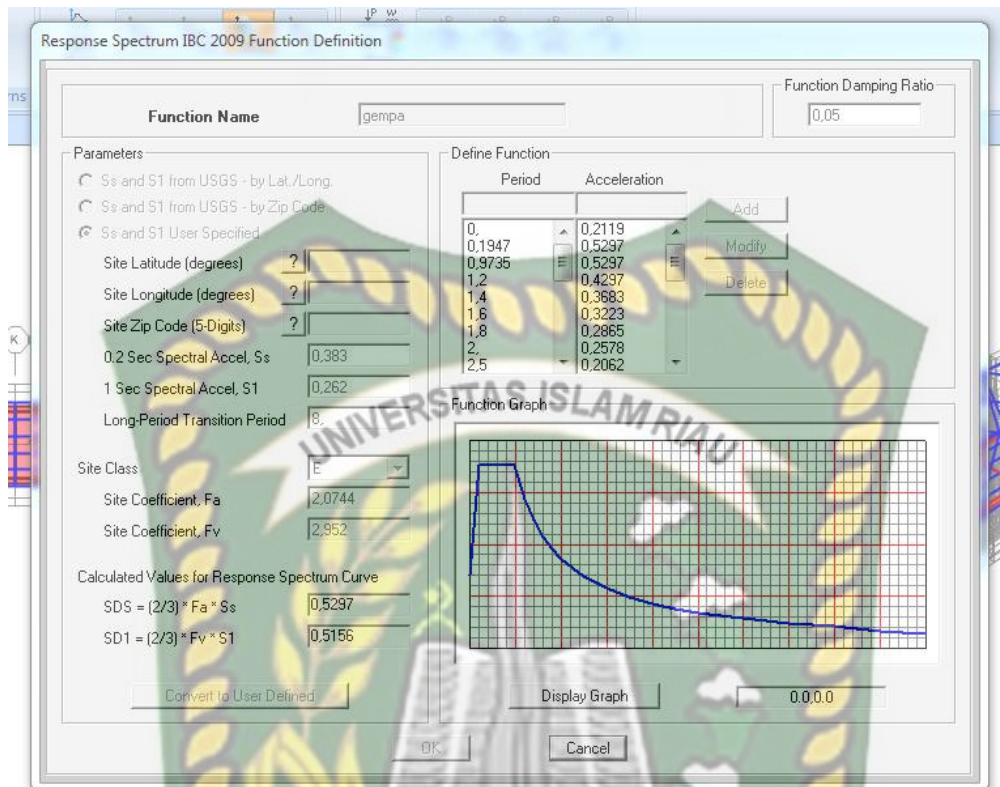
a. Target Respon Spektra

Pada penelitian ini jembatan yang ditinjau diasumsikan terletak didaerah Desa Pungut Kecamatan Pinggir Kabupaten Bengkalis Provinsi Riau dengan situs tanah yang diasumsikan menggunakan tanah lunak. Hasil analisa parameter tersebut didapatkan SNI 2833:2008 yaitu SNI Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, untuk wilayah tersebut didapatkan nilai $S_s = 0,383$ g dan $S_1 = 0,262$ g. Berdasarkan perhitungan response spektra pada lokasi desain dilakukan menggunakan aplikasi pada website puskim.pu.go.id. Dari nilai S_s dan S_1 tersebut, dapat diketahui nilai F_a dan F_v berdasarkan Tabel 4 dan Tabel 5 dalam SNI 2833:2008 untuk kelas situs tanah lunak. Nilai S_1 , S_s , F_a dan F_v kemudian digunakan untuk menentukan nilai S_{D1} dan S_{DS} yang selanjutnya nilai tersebut digunakan untuk menentukan nilai T .



Gambar 5.3 Respon spektra dari puskim.pu.go.id

Pada gambar 5.3 menunjukkan Spektral Percepatan dari situs puskim.pu.go.id dengan memasukkan koordinat garis lintang sesuai lokasi pekerjaan.



Gambar 5.4 Respon spektra yang diinput

Pada gambar 5.4 merupakan gambar pengimputan respon spektra ke program *software CSIBridge v.15*

5.2.4 Hasil Beban Pada Model Struktur

Berdasarkan analisa pembebanan, maka dapat diringkaskan data-data pembebanan pada struktur sebagai berikut:

Tabel 5.4 Hasil pembebanan

No	Jenis Pembebanan	Beban (kN/m)
1	Aspal	1,10
2	Hujan	0,49
3	Trotoar	3,60
4	Pendestrian	1,68

Lanjutan Tabel 5.4

No	Jenis Pembebanan	Beban (kN/m)
5	Beban terbagi rata	6,75
6	Beban rem	6,37
7	Beban angin	1,01
8	Beban garis	296,45
9	Beban gempa	574,83

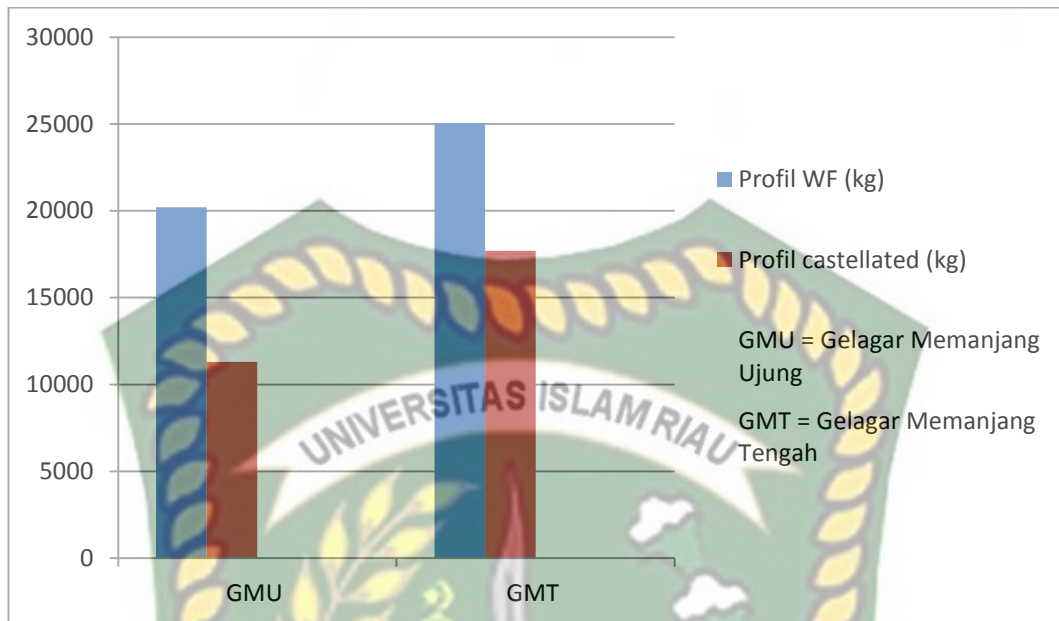
5.3 Hasil Berat Jembatan

Berdasarkan hasil analisis dengan bantuan program CSIBRIDGE didapat hasil berat struktur jembatan rangka baja WF dengan rangka profil castellated. Hasil dari berat struktur tersebut dapat dilihat di lampiran pada Tabel A.3 dan Tabel A.4.

Tabel 5.5 Hasil dari berat struktur jembatan

No	Jenis Struktur Rangka Jembatan	Berat (kg)
1	Profil Biasa	45261
2	Profil Castellated	29007

Berdasarkan Tabel 5.5 didapat berat struktur jembatan rangka baja biasa yaitu 45261 kg dan struktur jembatan profil castellated yaitu 29007 kg.



Gambar 5.5 Grafik berat struktur

Dari gambar grafik diatas, maka penggunaan profil WF jauh lebih berat dibandingkan penggunaan profil *castellated*.

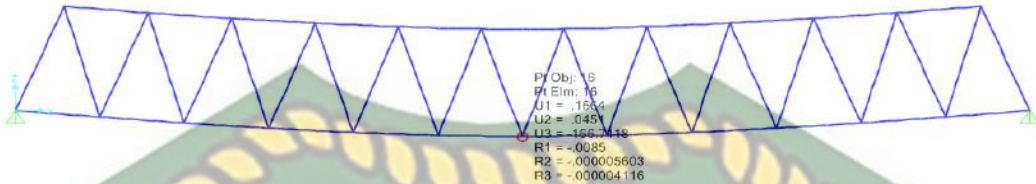
5.4 Hasil *Deformed Shape*

Berdasarkan RSNI T-03-2005 perencanaan struktur baja untuk jembatan balok diatas dua tumpuan atau gelagar menerus lendutan maksimumnya adalah $1/800 \times$ bentang. Pada penilitan jembatan ini memiliki panjang bentang 60 m. Maka lendutan pada penilitan ini yaitu 0,075 m. Data hasil lendutan maksimum bisa dilihat pada lampiran di Tabel A.1 dan Tabel A2.

Tabel 5.6 Hasil dari deformed shape struktur jembatan

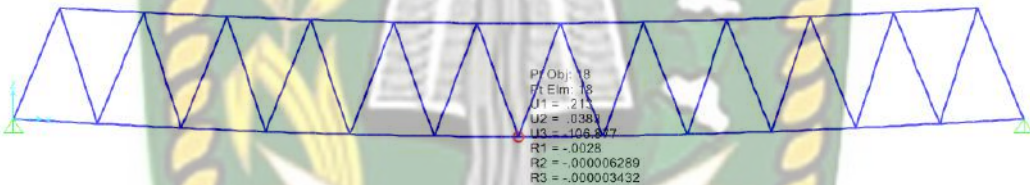
No	Jenis Struktur Rangka Jembatan	Lendutan (mm)	Status (mm)
1	Profil Biasa	167	No Ok > 75
2	Profil Baja Castellated	107	No Ok < 75

Berdasarkan Tabel 5.6 didapat lendutan struktur jembatan rangka baja profil WF paling maksimum yaitu 167 mm dan lendutan pada struktur rangka baja profil *castellated* yaitu 107 mm. Dari kedua profil diatas profil *castellated* lebih kecil lendutannya dibanding profil WF.



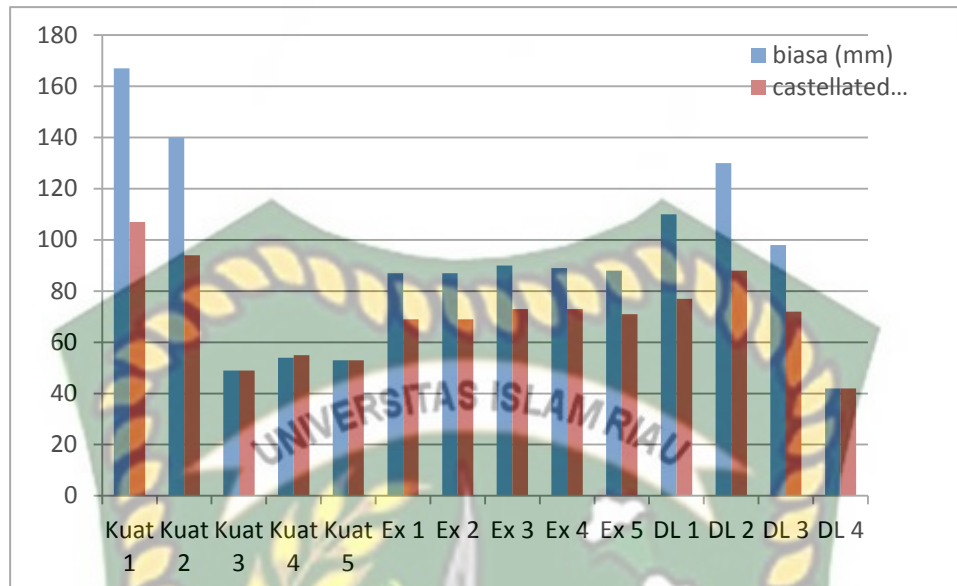
Gambar 5.6 Deformed shape kuat 1 profil WF

Pada gambar 5.5 menunjukkan lendutan maksimal yang terjadi pada gelagar memanjang bawah ujung untuk profil WF 400 x 400 pada kombinasi kuat 1.



Gambar 5.7 Deformed shape kuat 1 castellated

Pada gambar 5.6 menunjukkan lendutan maksimal yang terjadi pada gelagar memanjang bawah ujung untuk profil *castellated beam* 882 x 300 pada kombinasi kuat 1. Untuk melihat hasil keseluruhan lendutan dapat dilihat pada lampiran B-1 atau dapat juga dilihat pada grafik *deformed shape* di gambar 5.7 dibawah ini.



Gambar 5.8 Grafik *deformed shape*

Dari grafik *deformed shape* diatas, untuk baja WF dan profil *castellated* dalam kombinasi yang sama tidak jauh berbeda lendutannya. Tetapi dari semua kombinasi didapatkan, di kombinasi Kuat 1 lendutan lebih tinggi dibanding kombinasi lainnya.

5.5 Hasil Efisiensi Harga

Hasil efisiensi harga dapat dilihat pada gambar 5.6 untuk Harga Satuan Barang dan Jasa PEMKO Pekanbaru tahun 2018 dibawah ini.

STANDARISASI SATUAN HARGA BARANG DAN JASA
PEMERINTAH KOTA PEKANBARU
TAHUN ANGGARAN 2018

NO.	JENIS UPAH / BAHAN	TIPE	UKURAN	SPEKIFIKASI	SATUAN	MERKE	HARGA
10	Filler				Kg		Rp 400
11	Cat Marla			Non Thermotlas	Kg		Rp 23.500
12	Cat Marla			Thermoplastik	Kg		Rp 30.500
13	Basin				Ltr		Rp 9.300
14	Minyak Tanah/Kerosen				Ltr		Rp 10.700
15	Solar				Ltr		Rp 12.200
16	Minyak Pelumas/Olie				Ltr		Rp 49.200
17	Aggr. Base Kelas A				M3		Rp 617.000
18	Aggr. Base Kelas B				M3		Rp 610.100
19	Aggr. Base Kelas C				M3		Rp 558.900
20	Aggr. Base Kelas C				M3		Rp 361.700
21	Aspal Emulsi Tack Coat				Kg		Rp 0.700
22	Aspal Emulsi Prime Coat				Kg		Rp 10.300
23	Gebalan Rumpul				M2		Rp 4.400
24	Thinner				Liter		Rp 15.300
25	Glass Bead				Kg		Rp 24.900
26	Asbuton				Kg		Rp 14.400
27	Joint Sealent				Kg		Rp 43.400
28	Cat Anti Karat				Kg		Rp 45.500
29	Expansion Cap				M2		Rp 7.700
30	Polytene 125 mikron				Kg		Rp 24.500
31	Curing Compound				Ltr		Rp 49.000
32	Kayu Acuan				M3		Rp 2.350.000
33	Additive				Ltr		Rp
34	Baja Struktur (untuk Jembatan)				Kg		Rp 39.100
III	ALAT BERAT						
1	Asphalt Mixing Plant			150-250 HP, Kapasitas 60 T/jam	Unit		Rp 6.267.096.800

3 - 36

Gambar 5.9 Harga satuan barang dan jasa PEMKO Pekanbaru 2018

Berdasarkan Standarisasi Harga Barang Dan Jasa Pemerintah Kota Pekanbaru Tahun 2018, untuk perhitungan harga berat total untuk profil baja WF dan baja *castellated* yaitu:

Untuk profil WF gelagar memanjang bawah tengah dengan ukuran profil 450x200 dengan bentang 60 meter didapatkan:

$$\begin{aligned} \text{Berat profil biasa (wt)} &= 25054 \text{ kg} \\ \text{Harga satuan baja} &= \text{Rp } 39.100,00 \\ \text{Total harga} &= \text{wt} \times \text{harga satuan baja} \\ &= 25054 \times 39100 \\ &= \text{Rp } 979.611.400,00 \end{aligned}$$

Untuk profil WF gelagar memanjang bawah ujung dengan ukuran profil 400x400 dengan bentang 60 meter didapatkan:

$$\begin{aligned} \text{Berat profil biasa (wt)} &= 20640 \text{ kg} \\ \text{Harga satuan baja} &= \text{Rp } 39.100,00 \\ \text{Total harga} &= \text{wt} \times \text{harga satuan baja} \\ &= 20640 \times 39100 \\ &= \text{Rp } 807.024.000,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total harga keseluruhan} &= \text{Rp } 979.611.400,00 + \text{Rp } 807.024.000,00 \\ &= \text{Rp } 1.786.635.400,00 \end{aligned}$$

Untuk profil baja *castellated* gelagar memanjang bawah tengah dengan ukuran profil 525x350 dengan bentang 60 meter didapatkan:

$$\begin{aligned} \text{Berat profil } \textit{castellated} \text{ (wt)} &= 11303 \text{ kg} \\ \text{Harga satuan baja} &= \text{Rp } 39.100,00 \\ \text{Total harga satuan} &= \text{wt} \times \text{harga satuan baja} \\ &= 11303 \times 39100 \\ &= \text{Rp } 441.947.300,00 \end{aligned}$$

Untuk profil baja *castellated* gelagar memanjang bawah ujung dengan ukuran profil 882x300 dengan bentang 60 meter didapatkan:

Berat profil *castellated* (wt) = 17704 kg

Harga satuan baja = Rp 39.100,00

Total harga satuan = wt x harga satuan baja

$$= 17704 \times 39100$$

$$= \text{Rp } 692.226.400,00$$

Total harga keseluruhan = Rp 441.947.300,00 + Rp 692.226.400,00

$$= \text{Rp } 1.134.173.300,00$$

Total harga untuk kedua profil tersebut dengan berdasarkan perhitungan diatas didapatkan Rp 1.786.635.400,00 untuk profil baja WF dan untuk profil *castellated* didapatkan dengan harga Rp 1.134.173.300,00

5.6 Perencanaan Sambungan

Dalam perencanaan sambungan menggunakan metode LRFD (berdasarkan SNI 03-1729-2002).

a. Sambungan Gelagar Memanjang Dan Gelagar Melintang

Direncanakan sambungan baut A 490 dengan diameter (D) 8 inchi dengan berat 6,9273 cm.

1. Kuat geser gelagar memanjang

Sambungan berdasarkan kekuatan atau kapasitas penampang sehingga memungkinkan sambungan lebih kuat dari pada batang. Kuat geser (V_u) adalah 11581,4 kg.

2. Luas baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 6,9273^2 \\ &= 37,67 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

3. Jarak baut

$$\begin{aligned}\Phi \text{ lubang baut} &= 6,9273 + 0,1 \\ &= 7,02727 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi baut} &= 1,5d \text{ s/d } 3d \\ &= 1,5 \times 7,02727 \text{ s/d } 3 \times 7,02727 \\ &= 10,54 \text{ s/d } 21,08 \rightarrow \text{diambil } L = 11 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar baut} &= 3d \text{ s/d } 7d \\ &= 3 \times 7,02727 \text{ s/d } 7 \times 7,02727 \\ &= 21,08 \text{ s/d } 49,19 \rightarrow \text{diambil } L = 22 \text{ cm}\end{aligned}$$

4. Sambungan irisan tunggal pada gelagar melintang

Kekuatan tarik desain:

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= \Phi \times (0,75 \times F_u^b) \times A_b \\ &= 0,65 \times 0,75 \times 1035 \times 37,67 \\ &= 21931 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kekuatan geser desain:

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= \Phi \times (0,60 \times F_u^b) \times A_b \times 1 \\ &= 0,65 \times 0,60 \times 1035 \times 37,67 \times 1 \\ &= 15205,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kekuatan tumpu desain:

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= 0,75 \times (2,4 \times d \times t_w \times F_u) \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 7,0273 \times 1,6 \times 4800 \\ &= 97145 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned}T_n &= 0,6 \times f_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 3900 \times (2,8 \times (30 - 2 - 1,6)) \\ &= 175593,60 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$T_n > T_u = 11581,4 \text{ kg}$$

Momen ultimate:

$$\begin{aligned}M_u &= P_u \times w \\ &= 11581,4 \times 5 \\ &= 57907 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut:

$$\begin{aligned} n &= \sqrt{\frac{6 \times Mu}{R \times p}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 57907}{15205,4 \times 7}} \\ &= 1,81 \text{ buah} \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka digunakan plat penyambung siku L 90x90x16 dengan tebal 1,6 cm.

Kontrol kekuatan tarik desain > beban tarik terfaktor baut

$$\Phi R_n > R_{u_t}$$

$$\begin{aligned} R_{u_t} &= \frac{Mu \times Y}{\sum Y^2} \\ &= \frac{57907 \times 77}{11^2 + 33^2 + 55^2 + 77^2} \\ &= 438,69 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 21930,9 \text{ kg} > R_{u_t} = 438,69 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

Kekuatan geser desain > beban geser terfaktor baut

$$\Phi R_n > R_{u_t}$$

$$\Phi R_n = 15205,4 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_{u_t} &= \frac{Pu}{n} \\ &= \frac{11581,4}{1,81} \\ &= 6410,15 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 15205,4 \text{ kg} > R_{u_t} = 6410,15 \text{ kg}$$

5. Sambungan irisan ganda pada gelagar memanjang

Kekuatan tarik desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,75 \times F_u^b) \times A_b \\ &= 0,75 \times (0,75 \times 1035) \times 37,67 \\ &= 21930,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan geser desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,60 \times F_u^b) \times A_b \times 2 \\ &= 0,65 \times 0,60 \times 1035 \times 37,67 \times 2 \\ &= 30410,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan tumpu desain:

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= \Phi \times (2,4 \times d \times t_w \times F_u) \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 7,0273 \times 0,9 \times 4800 \\ &= 54644,1 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kekuatan nominal:

$$\begin{aligned}T_n &= 0,6 \times F_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 3900 \times (1,4 \times (20 - 2 - 0,9)) \\ &= 59623,20 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$T_n > T_u = 11581,4 \text{ kg}$$

Momen ultimate:

$$\begin{aligned}M_u &= P_u \times w \\ &= 11581,4 \times 5 \\ &= 57907 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut:

$$\begin{aligned}n &= \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times p}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 57907}{30410,9 \times 7}} \\ &= 3,9 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

Kekuatan geser desain > beban geser terfaktor:

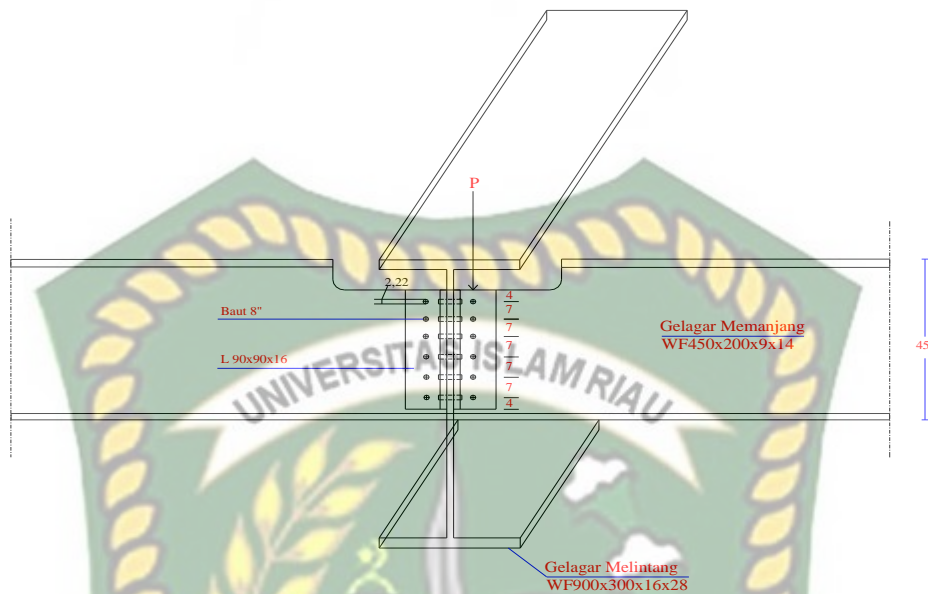
$$\Phi R_n > R_{u_t}$$

$$\Phi R_n = 30410,9 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\Phi R_{u_t} &= \frac{P_u}{n} \\ &= \frac{11581,4}{4}\end{aligned}$$

$$= 2895,35 \text{ kg}$$

$$\Phi R_n = 30410,9 \text{ kg} > \Phi R_{u_t} = 2895,35 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$



Gambar 5.10 Sambungan gelagar memanjang dan gelagar melintang

b. Sambungan Gelagar Memanjang (*Castellated*) Dan Melintang

Direncanakan menggunakan baut A490 dengan diameter (d) = 24 atau 6,9273 cm dengan kekuatan tarik baut (F_u^b) 150 ksi atau 1035 N/mm². Jarak tepi baut (L) = 1,5d – 3d dan jarak antar baut (L) = 3d – 7d.

1. Kuat geser gelagar memanjang tengah

Sambungan berdasarkan kekuatan batas atau kapasitas penampang sehingga memungkinkan sambungan lebih kuat dari pada batang. Kuat geser gelagar memanjang adalah (V_u) = 9426,16 kg

2. Luas baut

$$\begin{aligned} A_b &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 1/4 \times 3,14 \times 6,92732 \\ &= 37,67 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

3. Jarak baut

$$\begin{aligned} \phi_{\text{lubang baut}} &= 6,93 + 0,1 \\ &= 7,03 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi baut} &= 1,5d \text{ s/d } 7d \\ &= 1,5 \times 7,03 \text{ s/d } 7 \times 7,03 \end{aligned}$$

$$= 10,54 \text{ s/d } 21,08 \rightarrow \text{diambil} = 11 \text{ cm}$$

Jarak antar baut = $3d$ s/d $7d$

$$= 3 \times 7,03 \text{ s/d } 7 \times 7,03$$

$$= 21,08 \text{ s/d } 49,19 \rightarrow \text{diambil } L = 22 \text{ cm}$$

4. Sambungan irisan tunggal (pada gelagar melintang tengah)

a. Kekuatan tarik desain:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,75 \times F_u^b) \times A_b \\ &= 0,75 \times (0,75 \times 1035) \times 37,67 \\ &= 21931 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Kekuatan geser desain:

Banyaknya bidang geser yang terlihat adalah 1 karena merupakan sambungan irisan tunggal, sehingga $m = 1$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,60 \times F_u^b) \times A_b \times m \\ &= 0,65 \times (0,60 \times 1035) \times 37,67 \times 1 \\ &= 15205,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kekuatan tumpu desain:

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusannya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini ketebalan plat yang diperhitungkan adalah ketebalan gelagar melintang yaitu 1,6 cm.

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(2,4 \times d \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 7,03 \times 1,6 \times 5000) \\ &= 101193 \text{ kg} \end{aligned}$$

d. Kekuatan nominal:

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \times f_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 2900 \times (1,6 \times (90 - 2 \times 2,8)) \\ &= 234969,60 \text{ kg} \\ T_n &> T_u = 6718,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

e. Momen ultimate:

$$\begin{aligned} M_u &= P_u \times w \\ &= 9426,16 \times 5 \end{aligned}$$

$$= 47130,8 \text{ kgcm}$$

f. Jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6 \times Mu}{R \times P}}$$

Dimana: Mu = momen ultimate

R = ϕRn (kekuatan desain yang menentukan)

P = jarak minimum sumbu baut = 7 cm

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 47130,8}{15205,4 \times 7}} = 1,63 \approx 10 \text{ buah}$$

g. Ketebalan plat yang digunakan adalah:

$$t = \frac{P}{\phi F_u \times L} = \frac{9426,16/1,6}{0,75 \times 5000 \times 11} = 0,14 \text{ cm}$$

Maka yang digunakan plat penyambung siku L 90x90x16 dengan tebal 1,6 cm.

1. Kontrol kekuatan tarik desain > beban tarik terfaktor baut

$$\phi.Rn > R_{ut}$$

dimana: $\phi.Rn$ = kekuatan tarik desain yang menentukan

$$= 21930,9 \text{ kg}$$

R_{ut} = beban tarik terfaktor baut

$$= \frac{Mu \times Y}{\sum Y^2}$$

$$= \frac{47131 \times 77}{11^2 + 33^2 + 55^2 + 77^2}$$

$$= 357,05 \text{ kg}$$

$$\phi.Rn = 21930,9 \text{ kg} > R_{ut} = 357,05 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

2. Kekuatan geser desain > beban geser terfaktor baut

$$\phi.Rn > R_{ut}$$

$\phi.Rn$ = kekuatan geser desain yang menentukan

$$= 15205,4 \text{ kg}$$

$$R_{ut} = \frac{P_u}{n} = \frac{9426,16}{1,63} = 5783,03 \text{ kg}$$

$$\phi.Rn = 15205,4 \text{ kg} > 5783,03 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

5. Sambungan irisan ganda (pada gelagar memanjang tengah)

h. Kekuatan tarik desain:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(0,75 \times F_{ub}) \times A_b \\ &= 0,75 \times (0,75 \times 1035) \times 37,67 \\ &= 21930,9 \text{ kg}\end{aligned}$$

- i. Kekuatan geser desain:

Banyaknya bidang geser yang terlihat adalah 2 karena merupakan sambungan irisan ganda, sehingga $m = 2$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(0,60 \times F_u^b) \times A_b \times m \\ &= 0,65 \times (0,60 \times 1035) \times 37,67 \times 2 \\ &= 30410,9 \text{ kg}\end{aligned}$$

- j. Kekuatan tumpu desain:

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusannya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini ketebalan gelagar memanjang yaitu $= 0,9 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(2,4 \times d \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 7,03 \times 0,9 \times 5000) \\ &= 56943 \text{ kg}\end{aligned}$$

- k. Kekuatan nominal:

$$\begin{aligned}T_n &= 0,6 \times F_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 2900 \times (0,9 \times (20 - 2 \times 1,4)) \\ &= 26935,20 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$T_n > T_u = 6718,36 \text{ kg}$$

- l. Momen ultimate:

$$\begin{aligned}M_u &= P_u \times w \\ &= 9426,16 \times 5 \\ &= 47130,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

- m. Jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times P}} = \sqrt{\frac{6 \times 47130,8}{30410,9 \times 7}} = 3,9 \approx 4 \text{ buah}$$

- n. Ketebalan plat yang digunakan:

$$t = \frac{P}{\phi F_u \times L} = \frac{9426,16/4}{0,75 \times 5000 \times 11} = 0,05 \text{ cm}$$

Maka yang digunakan plat penyambung siku L 90x90x16 dengan tebal 1,6 cm.

1. Kontrol kekuatan tarik desain > beban tarik terfaktor baut

$$\phi.R_n > R_{u_t}$$

dimana: $\phi.R_n$ = kekuatan tarik desain yang menentukan

$$= 21930,9 \text{ kg}$$

R_{u_t} = beban tarik terfaktor baut

$$= \frac{M_u \times Y}{\sum Y^2}$$

$$= \frac{47131 \times 77}{11^2 + 33^2 + 55^2 + 77^2}$$

$$= 357,05 \text{ kg}$$

$$\phi.R_n = 21930,9 \text{ kg} > R_{u_t} = 254,48 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

2. Kekuatan geser desain > beban geser terfaktor baut

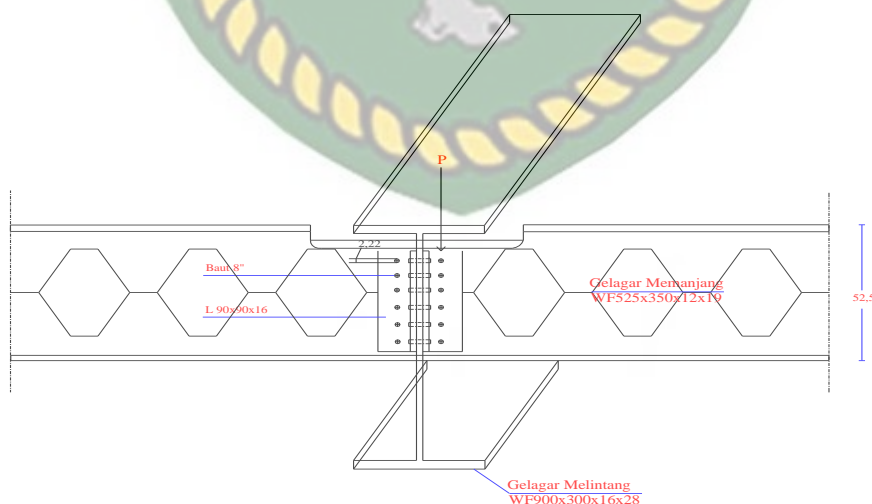
$$\phi.R_n > R_{u_t}$$

$\phi.R_n$ = kekuatan geser desain yang menentukan

$$= 30410,9 \text{ kg}$$

$$R_{u_t} = \frac{P_u}{n} = \frac{9426,16}{4} = 2356,54 \text{ kg}$$

$$\phi.R_n = 30410,9 \text{ kg} > 1679,59 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$



Gambar 5.11 Sambungan gelagar memanjang *castellated* dan gelagar melintang

c. **Sambungan Gelagar Melintang Dan Gelagar Rangka Induk**

Direncanakan sambungan baut A 490 dengan diameter (D) 7 inchi atau 2,2225 cm.

1. **Kuat geser gelagar memanjang**

Sambungan berdasarkan kekuatan atau kapasitas penampang sehingga memungkinkan sambungan lebih kuat dari pada batang. Kuat geser (V_u) adalah 184838,97 kg.

2. **Luas baut**

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 2,2225^2 \\ &= 3,87751 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

3. **Sambungan irisan tunggal pada gelagar rangka induk**

Kekuatan tarik desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,75 \times F_u^b) \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 10342,5 \times 3,88 \\ &= 22558 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan geser desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,60 \times F_u^b) \times A_b \times 1 \\ &= 0,65 \times 0,60 \times 10342,5 \times 3,88 \times 1 \\ &= 15640,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan tumpu desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (2,4 \times d \times t_w \times F_u) \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2225 \times 1,3 \times 4800 \\ &= 24963,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan nominal :

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \times F_y \times A_g \\ &= 0,6 \times 3900 \times (13 \times 40) \\ &= 1216800 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T_n > T_u = 184839 \text{ kg}$$

Momen ultimate:

$$\begin{aligned} M_u &= P_u \times w \\ &= 184839 \times 5 \\ &= 924195 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Jumlah baut:

$$\begin{aligned} n &= \sqrt{\frac{6 \times Mu}{R \times P}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 924195}{15640,2 \times 7}} \\ &= 7,1168 \approx 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan tarik desain > beban tarik terfaktor baut:

$$\Phi R_n = 22558 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_{u_t} &= \frac{Mu \times Y}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{924194,9 \times 58}{4^2 + 11^2 + 28^2 + 35^2 + 44 + 51 + 58} \\ &= 5335,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 22558 \text{ kg} > R_{u_t} = 5335,24 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

Kekuatan geser desain > beban geser terfaktor baut

$$\Phi R_n > R_{u_t}$$

$$\Phi R_n = 15640,2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_{u_t} &= \frac{Pu}{n} \\ &= \frac{184839}{7} \\ &= 14967,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 15640,2 \text{ kg} > R_{u_t} = 14967,6 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

4. Sambungan irisan ganda pada gelagar memanjang

Kekuatan tarik desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,60 \times F_u^b) \times A_b \\ &= 0,75 \times (0,60 \times 10342,5) \times 3,88 \\ &= 22558 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan geser desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,60 \times F_u^b) \times A_b \times 2 \\ &= 0,65 \times (0,60 \times 10342,5) \times 3,88 \times 2 \\ &= 31280,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan tumpu desain:

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (2,4 \times d \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2225 \times 0,9 \times 4800 \\ &= 17282,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan nominal:

$$\begin{aligned} T_n &= 0,6 \times F_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 3900 \times 1,6 \times (70 - 2 \times 2,8) \\ &= 241113,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T_n > T_u = 184839 \text{ kg}$$

Momen ultimate:

$$\begin{aligned} M_u &= P_u \times w \\ &= 184839 \times 5 \\ &= 924195 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Jumlah baut:

$$\begin{aligned} n &= \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times p}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 924195}{31280,5 \times 7}} \\ &= 3,9 \approx 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan tarik desain > beban tarik terfaktor baut:

$$\Phi R_n = 22558 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_{u_t} &= \frac{M_u \times Y}{\sum Y^2} \\ &= \frac{924195 \times 58}{4^2 + 11^2 + 28^2 + 35^2 + 44 + 51 + 58} \\ &= 5335,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

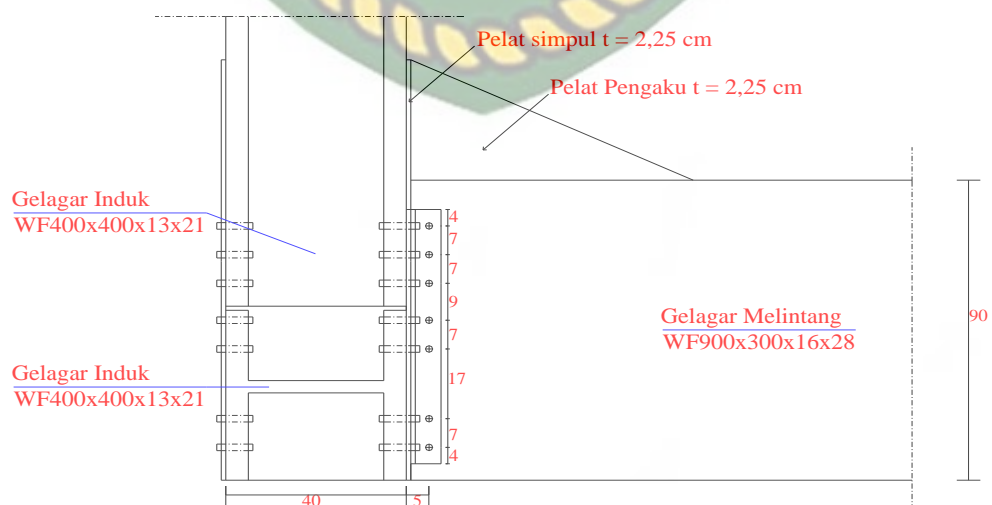
$$\Phi R_n = 31280,5 \text{ kg} > R_{u_t} = 26405,57 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

Kekuatan geser desain > beban geser terfaktor baut:

$$\Phi R_n = 31280,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_{u_t} &= \frac{P_u}{n} \\ &= \frac{184839}{7} \\ &= 26405,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 31280,5 \text{ kg} > R_{u_t} = 26405,6 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$



Gambar 5.12 Sambungan gelagar melintang dan rangka induk

d. Sambungan Gelagar Rangka Induk

1. Perhitungan kekuatan baut

Digunakan baut A 490 dengan diameter (d) $\frac{3}{4}$ inchi atau 1,905 cm

2. Luas baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,905^2 \\ &= 2,84878 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

3. Kekuatan geser desain

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (2,4 \times d \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 1,905 \times 1,3 \times 4800) \\ &= 21397 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Perhitungan kebutuhan baut

Joint 1

$$S_{471} = - 476738,94 \text{ kg}$$

$$\text{Joint 1} \quad S_{240} = + 193775,05 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S1} = \frac{193775,05}{11490,8} = 16,864 \approx 16 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$= 1,5 \times 1,905 \text{ s/d } 3 \times 1,905$$

$$= 2,8575 \text{ s/d } 5,715$$

Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{R_n}{F_u \times t} + \frac{D_b}{2} \\ &\geq \frac{193775/16}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,905}{2} \\ &\geq 2,44768 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7d

$$\begin{aligned} &= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91 \\ &= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak baut $L = 12 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S20} = \frac{476738,94}{11490,8} = 41,489 \approx 36 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$\begin{aligned} &= 1,5 \times 1,905 \text{ s/d } 3 \times 1,905 \\ &= 2,8575 \text{ s/d } 5,715 \text{ cm} \end{aligned}$$

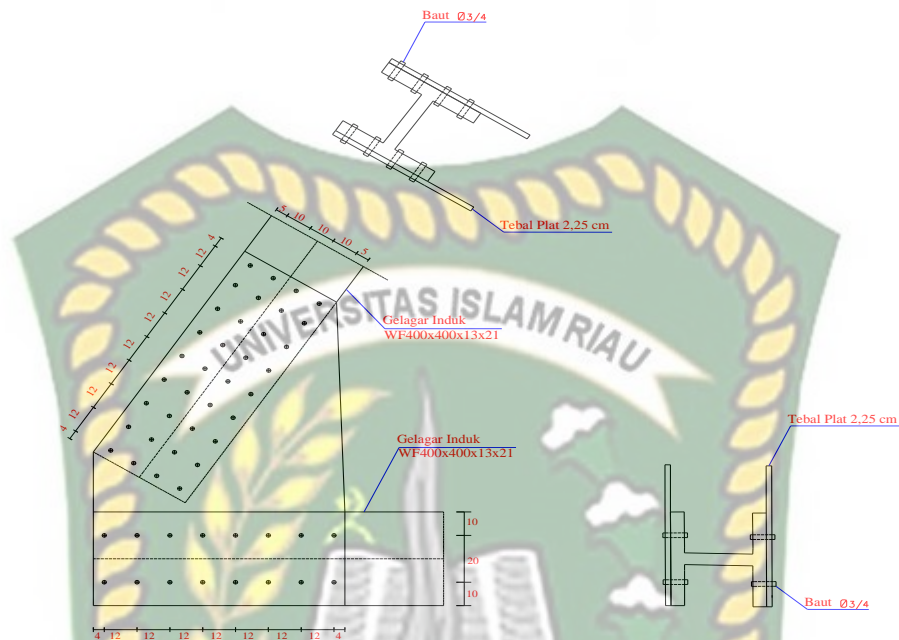
Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{R_n}{F_u \times t} + \frac{D_b}{2} \\ &\geq \frac{476739/36}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,905}{2} \\ &\geq 2,58741 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$\begin{aligned} &= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91 \\ &= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$



Gambar 5.13 Sambungan gelagar induk joint 1

Joint 2

$$S_{472} = + 463008,22 \text{ kg}$$

$$S_{473} = - 414392,7 \text{ kg}$$

$$S_{240} = + 193775,05 \text{ kg}$$

Joint 2

$$S_{241} = + 483527 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S1} = \frac{193775,05}{11490,8} = 16,864 \approx 20 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5d s/d 3d

$$= 1,5 \times 1,91 \text{ s/d } 3 \times 1,91$$

$$= 2,8575 \text{ s/d } 5,715$$

Digunakan L = 4 cm

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{F_u \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{193775/20}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,905}{2} \\ &\geq 2,14864 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat jarak antar baut (L)} &= 3d \text{ s/d } 7d \\ &= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91 \\ &= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S2} = \frac{483527}{11490,8} = 42,08 \approx 40 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat jarak ujung} &= 1,5 d \text{ s/d } 3 d \\ &= 1,5 \times 1,91 \text{ s/d } 3 \times 1,91 \\ &= 2,8575 \text{ s/d } 5,715 \end{aligned}$$

Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{F_u \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{4835327/40}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,91}{2} \\ &\geq 1,11 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat jarak antar baut (L)} &= 3d \text{ s/d } 7d \\ &= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91 \\ &= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S21} = \frac{463008,22}{11490,8} = 40,29 \approx 36 \text{ buah}$$

$$\text{Syarat jarak ujung} = 1,5 d \text{ s/d } 3 d$$

$$= 1,5 \times 1,91 \text{ s/d } 3 \times 1,91$$

$$= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S21} = \frac{414392,7}{11490,8} = 36,063 \approx 36 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = $1,5 \text{ d s/d } 3 \text{ d}$

$$= 1,5 \times 1,91 \text{ s/d } 3 \times 1,91$$

$$= 2,8575 \text{ s/d } 5,715 \text{ cm}$$

Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\text{Jarak antar baut} \geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2}$$

$$\geq \frac{414393/36}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,905}{2}$$

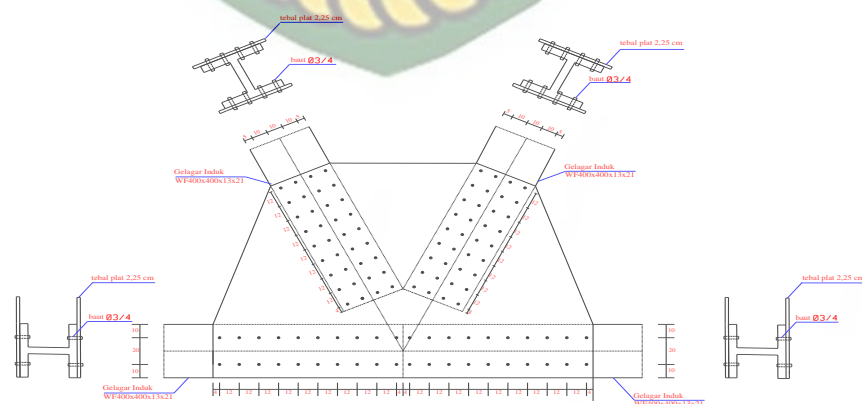
$$\geq 2,3736 \text{ cm}$$

Syarat jarak antar baut (L) = $3 \text{ d s/d } 7 \text{ d}$

$$= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91$$

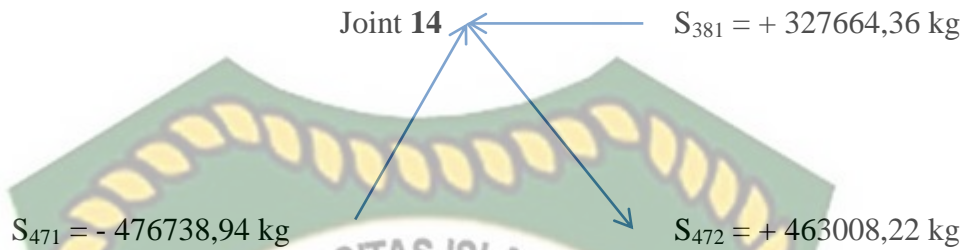
$$= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$



Gambar 5.14 Sambungan gelagar induk joint 2

Joint 14



Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S20} = \frac{476738,94}{11490,8} = 41,489 \approx 36 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$= 1,5 \times 1,91 \text{ s/d } 3 \times 1,91$$

$$= 2,8575 \text{ s/d } 5,715 \text{ cm}$$

Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{476738,94/36}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,905}{2} \\ &\geq 2,58741 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91$$

$$= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S11} = \frac{327664,36}{11490,8} = 28,515 \approx 32 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$= 1,5 \times 1,91 \text{ s/d } 3 \times 1,91$$

$$= 2,8575 \text{ s/d } 5,715 \text{ cm}$$

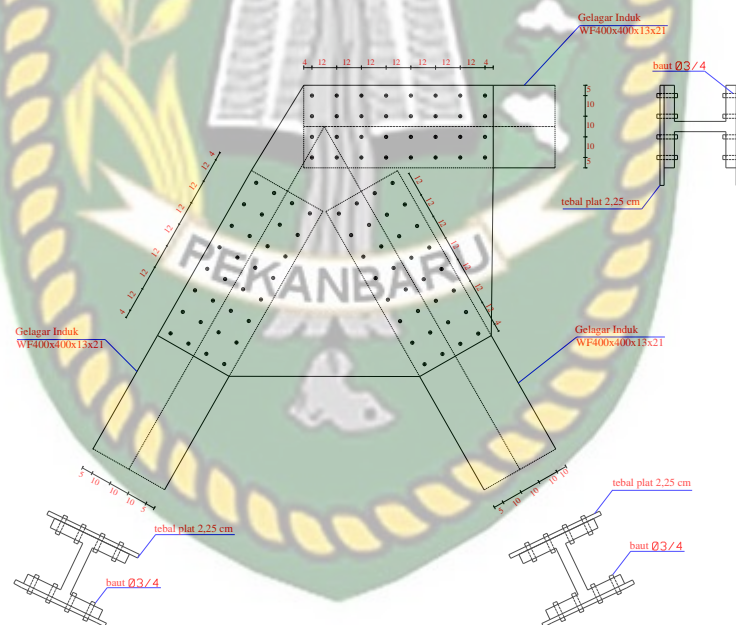
Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{327664,36/32}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,905}{2} \\ &\geq 2,21664 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$\begin{aligned} &= 3 \times 1,91 \text{ s/d } 7 \times 1,91 \\ &= 5,715 \text{ s/d } 13,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 12 \text{ cm}$



Gambar 5.15 Sambungan gelagar induk joint 14

e. **Sambungan Batang Ikatan Angin**

1. **Perhitungan kekuatan baut**

Digunakan baut A490 dengan diameter ½ inchi atau 1,27 cm.

2. **Luas baut**

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,27^2 \\ &= 1,26613 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

3. **Kekuatan geser desain**

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi \times (0,60 \times F_u^b) \times A_b \times 2 \\ &= 0,65 \times (0,60 \times 10342,5) \times 1,26613 \times 1 \\ &= 5107,02 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. **Kekuatan tumpu desain**

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusannya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini ketebalan plat ini yaitu 1 cm.

5. **Perhitungan sambungan**

Joint 51

$$S_{423} = -2381,16 \text{ kg}$$

$$S_{425} = -2381,53 \text{ kg}$$

Joint 51

$$S_{424} = -2381,16 \text{ kg}$$

$$S_{426} = -2381,53 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S103} = \frac{2381,16}{5107,02} = 0,4663 \approx 4 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$= 1,5 \times 1,37 \text{ s/d } 3 \times 1,37$$

$$= 2,055 \text{ s/d } 4,11 \text{ cm}$$

Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{2381,16/4}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,37}{2} \\ &\geq 0,85036 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$= 3 \times 1,37 \text{ s/d } 7 \times 1,37$$

$$= 4,11 \text{ s/d } 9,59 \text{ cm}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 5 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S100} = \frac{2381,16}{5107,02} = 0,4663 \approx 4 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$= 1,5 \times 1,37 \text{ s/d } 3 \times 1,37$$

$$= 2,055 \text{ s/d } 4,11 \text{ cm}$$

Digunakan $L = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{2381,16/4}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,37}{2} \\ &\geq 0,85036 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$= 3 \times 1,37 \text{ s/d } 7 \times 1,37$$

$$= 4,11 \text{ s/d } 9,59 \text{ cm}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L = 5 \text{ cm}$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S101} = \frac{2381,53}{5107,02} = 0,4663 \approx 4 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$\begin{aligned} &= 1,5 \times 1,37 \text{ s/d } 3 \times 1,37 \\ &= 2,055 \text{ s/d } 4,11 \text{ cm} \end{aligned}$$

Digunakan L = 3 cm

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{2381,53/4}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,37}{2} \\ &\geq 0,85036 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$\begin{aligned} &= 3 \times 1,37 \text{ s/d } 7 \times 1,37 \\ &= 4,11 \text{ s/d } 9,59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut L= 5 cm

Jumlah baut yang diperlukan:

$$N_{S102} = \frac{2381,53}{5107,02} = 0,4663 \approx 4 \text{ buah}$$

Syarat jarak ujung = 1,5 d s/d 3 d

$$\begin{aligned} &= 1,5 \times 1,37 \text{ s/d } 3 \times 1,37 \\ &= 2,055 \text{ s/d } 4,11 \text{ cm} \end{aligned}$$

Digunakan L = 3 cm

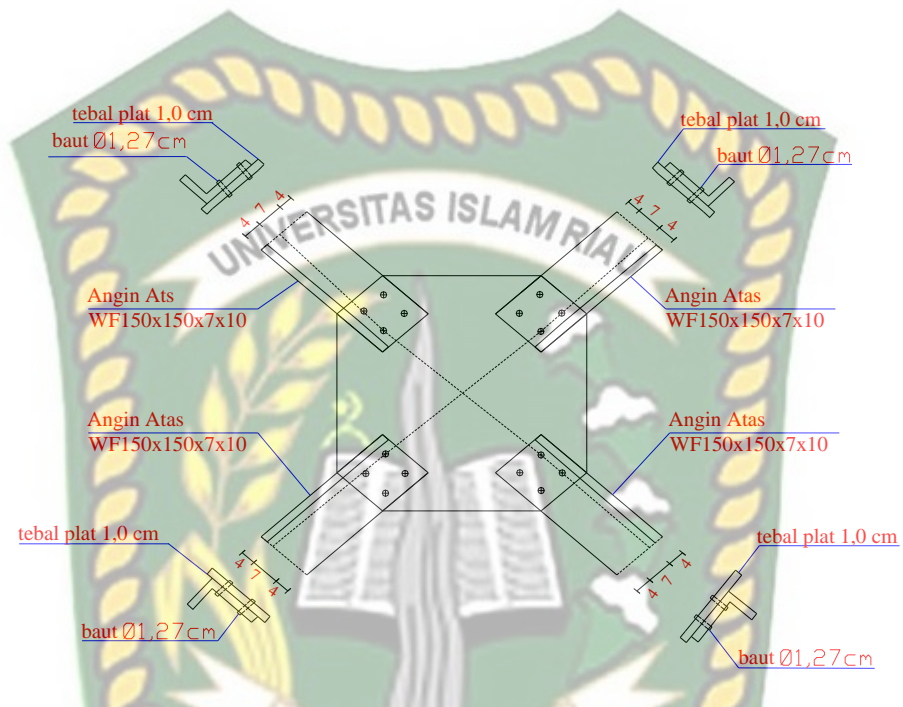
$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &\geq \frac{Rn}{Fu \times t} + \frac{Db}{2} \\ &\geq \frac{2381,53/4}{0,75 \times 4800 \times 2,25} + \frac{1,37}{2} \\ &\geq 0,85036 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat jarak antar baut (L) = 3 d s/d 7 d

$$= 3 \times 1,37 \text{ s/d } 7 \times 1,37$$

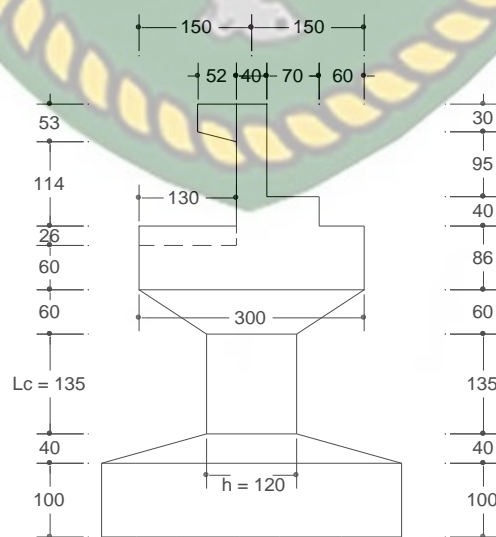
$$= 4,11 \text{ s/d } 9,59 \text{ cm}$$

Dalam perencanaan digunakan jarak antar baut $L= 5 \text{ cm}$



Gambar 5.16 Sambungan gelagar ikatan angin joint 51

5.7 Perhitungan Pier



Gambar 5.17 Tampak samping pier

Berdasarkan hasil analisis menunjukkan konstruksi *pier* pada jembatan Sei. Mandau cukup kuat untuk meneruskan baik dari beban-beban yang bekerja pada perencanaan jembatan Sei. Mandau. Dari gambar 5.14 maka didapatkan tinggi *column pier* (L_c) = 1,35 m. Sedangkan ukuran penampang (B) = 7,6 m dan (h) = 1,20 m. Maka untuk luas penampang *column pier* adalah:

$$\begin{aligned} A_c &= B \times h \\ &= 7,6 \times 1,20 \\ &= 9,12 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Dengan bantuan program CSIBridge, maka didapat momen momen yang bekerja terhadap kekuatan *pier*. Hasil momen yang terjadi pada perencanaan *pier* dapat dilihat pada Tabel 5.6.

Tabel 5.7 Hasil momen pada pier

No	Kondisi Beban	Pu (kN)	Mu (kN)
1	Kuat 1	1303,48	3577,01
2	Kuat 2	1241	3176,42
3	Kuat 3	1022,31	1975,84
4	Kuat 4	1022,31	1975,84
5	Kuat 5	1043,87	1975,84
6	Extream 1	1298,93	2258,37
7	Extream 2	1112,22	2291,81
8	Extream 3	1099,02	2258,38
9	Extream 4	1101,81	2291,81
10	Extream 5	1100,42	2275,09
11	Daya Layan 1	1079,37	2579,13
12	Daya Layan 2	1104,68	2756,66
13	Daya Layan 3	1026,58	2255,92
14	Daya Layan 4	901,61	1796,22

5.7.1 Kontrol Stabilitas *Pier*

Perhitungan kontrol stabilitas *pier* dihitung berdasarkan kombinasi pembebanan jembatan sesuai dengan hasil perhitungan sebagai berikut:

a. Kuat 1

Hasil gaya aksial ultimate *pier* (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1303,48 kNm dan nilai momen ultimate *pier* (M_u) = 3577,01 kNm. Maka inersia penampang *column pier* (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 3577,01 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0081 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1303,48 \times 0,0081 \\ &= 10,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamananan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 10,56 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 3577,01 \text{ kNm} \\ 10,56 \text{ kNm} &< 804,83 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Kuat 1 dinyatakan aman.

b. Kuat 2

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1241 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 3176,42 kNm. Maka inersia penampang *coloumn pier* (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 3176,42 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0072 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1241 \times 0,0072 \\ &= 8,94 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 8,94 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 3176,42 \text{ kNm} \\ 8,94 \text{ kNm} &< 714,7 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Kuat 2 dinyatakan aman.

c. Kuat 3

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1022,31 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 1975,84 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 1975,84 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0045 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1022,31 \times 0,0045 \\ &= 4,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 4,6 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 1975,84 \text{ kNm} \\ 4,6 \text{ kNm} &< 444,56 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Kuat 3 dinyatakan aman.

d. Kuat 4

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1022,31 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 1975,84 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 1975,84 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0045 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1022,31 \times 0,0045 \\ &= 4,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 4,6 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 1975,84 \text{ kNm} \\ 4,6 \text{ kNm} &< 444,56 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Kuat 4 dinyatakan aman.

e. Kuat 5

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1043,87 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 1975,84 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned}
 E_c &= \sqrt{(4700 \times f_{c'})} \\
 &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\
 &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned}
 \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\
 &= 1975,84 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\
 &= 0,0045 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned}
 M_d &= P_u \times \Delta \\
 &= 1043,87 \times 0,0045 \\
 &= 4,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned}
 M_d &< 0,25\phi M_u \\
 4,7 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 1975,84 \text{ kNm} \\
 4,7 \text{ kNm} &< 444,56 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Kuat 5 dinyatakan aman.

f. Extream 1

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1298,93 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 2258,37 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned}
 I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\
 &= 1,09 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton ($f_{c'}$) = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned}
 E_c &= \sqrt{(4700 \times f_{c'})} \\
 &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\
 &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned}\Delta &= \text{Mu} \times \text{Lc}^2 / (2 \times \text{Ec} \times \text{Ic}) \\ &= 2258,37 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0051 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned}M_d &= \text{Pu} \times \Delta \\ &= 1298,93 \times 0,0051 \\ &= 6,62 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi\text{Mu}$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned}M_d &< 0,25\phi\text{Mu} \\ 6,62 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2258,37 \text{ kNm} \\ 6,62 \text{ kNm} &< 508,13 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman}\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta *pier* dengan kombinasi Extream 1 dinyatakan aman.

g. Extream 2

Hasil gaya aksial ultimate *pier* (Pu) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (Pu) = 1112,22 kNm dan nilai momen ultimate *pier* (Mu) = 2291,81 kNm. Maka inersia penampang coloumn *pier* (Ic) adalah:

$$\begin{aligned}\text{Ic} &= 1/12 \times \text{B} \times \text{h}^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4\end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (Ec) adalah:

$$\begin{aligned}\text{Ec} &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned}\Delta &= \text{Mu} \times \text{Lc}^2 / (2 \times \text{Ec} \times \text{Ic}) \\ &= 2291,81 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0048 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1112,22 \times 0,0048 \\ &= 5,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengaman pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 5,34 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2291,81 \text{ kNm} \\ 5,34 \text{ kNm} &< 515,66 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta *pier* dengan kombinasi Extream 2 dinyatakan aman.

h. Extream 3

Hasil gaya aksial ultimate *pier* (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1099,02 kNm dan nilai momen ultimate *pier* (M_u) = 2258,38 kNm. Maka inersia penampang coloumn *pier* (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 2258,38 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0051 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1099,02 \times 0,0051 \\ &= 5,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 5,34 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2258,38 \text{ kNm} \\ 5,34 \text{ kNm} &< 508,14 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Extream 3 dinyatakan aman.

i. Extream 4

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1101,81 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 2291,81 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 2291,81 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0051 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1101,81 \times 0,0051 \\ &= 5,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned}
 M_d &< 0,25\phi M_u \\
 5,62 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2291,81 \text{ kNm} \\
 5,62 \text{ kNm} &< 515,66 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Extream 4 dinyatakan aman.

j. Extream 5

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1100,42 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 2275,09 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned}
 I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\
 &= 1,09 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned}
 E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\
 &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\
 &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned}
 \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\
 &= 2275,09 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\
 &= 0,0051 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned}
 M_d &= P_u \times \Delta \\
 &= 1100,42 \times 0,0051 \\
 &= 5,61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned}
 M_d &< 0,25\phi M_u \\
 5,61 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2275,09 \text{ kNm} \\
 5,61 \text{ kNm} &< 511,89 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Extream 5 dinyatakan aman.

k. Daya Layan 1

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1079,37 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 2579,13 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 2579,13 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0058 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1079,37 \times 0,0051 \\ &= 5,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamananan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 5,5 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2579,13 \text{ kNm} \\ 5,5 \text{ kNm} &< 580,3 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Daya Layan 1 dinyatakan aman.

l. Daya Layan 2

Hasil gaya aksial ultimate pier (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1104,68 kNm dan nilai momen ultimate pier (M_u) = 2756,66 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \end{aligned}$$

$$= 1,09 \text{ m}^4$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$\begin{aligned} E_c &= \sqrt{(4700 \times f_c')} \\ &= \sqrt{(4700 \times 29,05)} \\ &= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\begin{aligned} \Delta &= M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times I_c) \\ &= 2756,66 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09) \\ &= 0,0062 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$\begin{aligned} M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 1104,68 \times 0,0062 \\ &= 6,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$\begin{aligned} M_d &< 0,25\phi M_u \\ 6,85 \text{ kNm} &< 0,25 \times 0,9 \times 2756,66 \text{ kNm} \\ 6,85 \text{ kNm} &< 620,25 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta *pier* dengan kombinasi Daya Layan 2 dinyatakan aman.

m. Daya Layan 3

Hasil gaya aksial ultimate *pier* (P_u) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (P_u) = 1026,58 kNm dan nilai momen ultimate *pier* (M_u) = 2255,92 kNm. Maka inersia penampang coloumn *pier* (I_c) adalah:

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times B \times h^3 \\ &= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3 \\ &= 1,09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (E_c) adalah:

$$E_c = \sqrt{(4700 \times f_c')}$$

$$= \sqrt{(4700 \times 29,05)}$$

$$= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\Delta = \text{Mu} \times \text{Lc}^2 / (2 \times \text{Ec} \times \text{Ic})$$

$$= 2255,92 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09)$$

$$= 0,0051 \text{ m}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$M_d = \text{Pu} \times \Delta$$

$$= 1026,58 \times 0,0051$$

$$= 5,24 \text{ kNm}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi\text{Mu}$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$M_d < 0,25\phi\text{Mu}$$

$$5,24 \text{ kNm} < 0,25 \times 0,9 \times 2255,92 \text{ kNm}$$

$$5,24 \text{ kNm} < 507,58 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Daya Layan 3 dinyatakan aman.

n. Daya Layan 4

Hasil gaya aksial ultimate pier (Pu) sesuai tabel 5.6 maka didapatkan nilai (Pu) = 901,61 kNm dan nilai momen ultimate pier (Mu) = 1796,22 kNm. Maka inersia penampang coloumn pier (Ic) adalah:

$$\text{Ic} = 1/12 \times \text{B} \times \text{h}^3$$

$$= 1/12 \times 7,6 \times 1,20^3$$

$$= 1,09 \text{ m}^4$$

Mutu beton untuk *pier* dipakai K-350 dengan kuat tekan beton (f_c') = 29,05 mPa. Sedangkan modulus elastis beton (Ec) adalah:

$$\text{Ec} = \sqrt{(4700 \times f_c')}$$

$$= \sqrt{(4700 \times 29,05)}$$

$$= 369,5 \text{ mPa} \approx 369500 \text{ kN/m}^2$$

Lendutan (Δ) yang terjadi pada *pier* yaitu:

$$\Delta = \text{Mu} \times \text{Lc}^2 / (2 \times \text{Ec} \times \text{Ic})$$

$$= 1796,22 \times 1,35^2 / (2 \times 369500 \times 1,09)$$

$$= 0,0041 \text{ m}$$

Momen akibat pengaruh P-delta (M_d) pada *pier* adalah:

$$M_d = P_u \times \Delta$$

$$= 901,61 \times 0,0041$$

$$= 3,7 \text{ kNm}$$

Syarat untuk pengamanan pada pengaruh efek P-delta sesuai AASHTO LRFD 2012 pada pasal 4.7.4.5-1 yaitu $M_d < 0,25\phi M_u$ dengan faktor resistensi (ϕ) = 0,9 maka didapatkan:

$$M_d < 0,25\phi M_u$$

$$3,7 \text{ kNm} < 0,25 \times 0,9 \times 1796,22 \text{ kNm}$$

$$3,7 \text{ kNm} < 404,15 \text{ kNm} \rightarrow \text{Aman}$$

Dari perhitungan diatas, maka untuk efek P-delta pier dengan kombinasi Daya Layan 4 dinyatakan aman.

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil penelitian terhadap perencanaan jembatan Sei. Mandau, dapat disimpulkan yaitu:

1. Dari analisa pada perencanaan jembatan Sei. Mandau, didapatkan lendutan untuk profil baja WF sebesar 167 mm. Sedangkan untuk profil castellated lendutannya sebesar 107 mm.
2. Dari analisa pada perencanaan jembatan Sei. Mandau dengan bentang 60 m didapat perbandingan sebagai berikut:
 - a. Untuk hasil berat struktur yang menggunakan profil baja WF didapat berat sebesar 45261 kg dan berat struktur yang menggunakan profil baja castellated didapat berat sebesar 29007 kg atau 0,64% lebih rendah dari struktur profil WF.
 - b. Untuk hasil efisiensi harga yang menggunakan profil baja WF didapat harga sebesar Rp 1.786.635.400,00 dan untuk hasil efisiensi harga yang menggunakan profil baja castellated didapat harga sebesar Rp 1.134.173.300,00 atau 0,64% lebih murah dari struktur profil WF.
 - c. Maka dari segi berat dan efisiensi harga dari kedua profil, perencanaan memakai profil castellated lebih hemat dibandingkan memakai profil WF.

6.2 Saran

Adapun beberapa saran untuk penelitian lebih lanjut adalah sebagai berikut:

1. Pada skripsi selanjutnya dapat meninjau RAB jembatan secara keseluruhan dengan membandingkan dua profil diatas.
2. Pada skripsi selanjutnya juga dapat meninjau pier secara keseluruhan dan pondasi tiang pancang pada jembatan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional**, 2016. *Pembebanan Untuk Jembatan SNI 1725-2016*. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional**, 2005. *Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan RSNI T-03-2005*. Jakarta.
- Taly, Narendra**, 2015. *Highway Bridge Superstructure Engineering*. CRC Press. New York.
- Nasution, Ir. Thamrin**, 2011. *Material Baja Sebagai Bahan Struktur*. Departemen Teknik Sipil, FTSP, ITM.
- Departemen Pekerjaan Umum**, 2005. *Gambar Standar Rangka Baja Bangunan Atas Jembatan Kelas A Dan B*. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional**, 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa SNI 2833:2016*. Jakarta.
- Badan Pengelola Keuangan Dan Aset Kota Pekanbaru**, 2018. *Standar Harga Barang Dan Jasa Kota Pekanbaru*. Pekanbaru.
- M'arif, Faqih M.Eng**, 2012, *Analisis Struktur Jembatan. Modul Pembelajaran*, Jurusan Pendidikan Teknik Sipil Dan Perencanaa. Fakultas Teknik Universitas Negeri Yogyakarta.
- Epelin, Dis**, 2004, *Evaluasi Perencanaan Bangunan Atas Jembatan Rangka Baja Sungai Mandau. Tugas Akhir*, Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
- Surono, Hadi, Didik**, 2004, *Evaluasi Perencanaan Bangunan Atas Jembatan Sei. Muara Parit Kabupaten Kampar. Tugas Akhir*, Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
- Astariani, Ni Kadek**, 2013. *Studi Analisis Tinggi Lubang. Jurnal*. Universitas Ngurah Rai Denpasar.
- AASHTO LRFD**, 2012. *Bridge Design Specifications*. Amerika