

TUGAS AKHIR

ANALISIS STRUKTUR ATAS PCI GIRDER DENGAN LHR LEBIH 30.000 (*Studi Literatur*)

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat – Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Pada Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

REZA HARIADI
NPM: 1807210098



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2023**

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Reza Hariadi

NPM : 1807210098

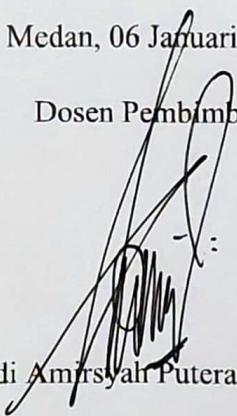
Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Struktur Atas PCI Girder Dengan LHR Lebih 30.000

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada Panitia Ujian

Medan, 06 Januari 2023

Dosen Pembimbing


Tondi Amrasyah Putera S.T., M.T.

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Reza Hariadi

NPM : 1807210098

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Struktur Atas PCI Girder Dengan LHR Lebih 30.000

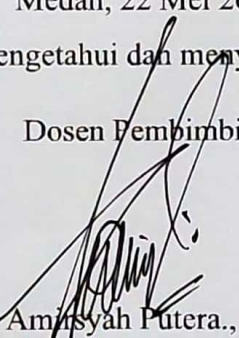
Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

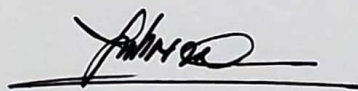
Medan, 22 Mei 2023

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing


Tondi Amisyah Putera., S.T., M.T.

Dosen Pembanding I



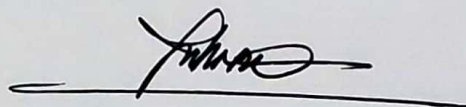
Dr. Fahrizal Zulkarnain

Dosen Pembanding II



Rizki Efrida, S.T.,M.T

Ketua Prodi Teknik Sipil



Dr. Fahrizal Zulkarnain

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Reza Hariadi
Tempat/Tanggal Lahir: Tembung/ 23 Desember 2000
NPM : 1807210098
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul “Analisis Struktur Atas PCI Girder Dengan LHR Lebih 30.000.”

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/ kerjasama saya.

Demikian surat pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 22 Mei 2023

Saya yang menyatakan,


Reza Hariadi

ABSTRAK

ANALISIS STRUKTUR ATAS PCI GIRDER DENGAN LHR LEBIH 30.000 (Studi Literatur)

**Reza Hariadi
1807210098**

Tondi Amirsyah Putera P, S.T.,M.T.

Jembatan adalah suatu struktur yang berfungsi sebagai lintasan untuk memperpendek jarak dengan menyebrangi suatu rintangan tanpa menutup rintangan itu sendiri. Di beberapa daerah kota besar di Indonesia, jembatan yang terbangun sering kali mengalami kemacetan. Hal ini disebabkan oleh besarnya LHR yang terus tumbuh dan struktur jembatan tidak mampu mengantisipasi terjadinya pertumbuhan tersebut. Tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui perilaku struktur jembatan baik dari lendutan maupun kekuatan terhadap model dari dua jenis susunan girder yang berbeda. Analisis pembebanan yang dilakukan pada tugas akhir ini berdasarkan SNI 1725:2016 tentang peraturan pembebanan jembatan dan SNI 2833:2016 tentang peraturan gempa. Dalam tugas akhir ini terdapat dua model tipe jembatan yang berbeda, yaitu model 1 dengan jarak as ke as girder sebesar 2,5 m dan model 2 dengan jarak as ke as girder sebesar 1,8 m. Struktur jembatan dimodelkan dan dianalisis dengan bantuan *software* analisis struktur jembatan. Dari hasil penelitian ini didapat lendutan maksimum untuk model 1 sebesar -0,0069 m dan model 2 sebesar 0,0075 m. Momen ultimit, torsi ultimit, dan gaya geser ultimit pada model 1 memiliki nilai masing - masing sebesar 14589,31 kNm, 244,68 kNm, dan 2992,13 kN. Sedangkan Momen ultimit, torsi ultimit, dan gaya geser ultimit pada model 2 memiliki nilai masing - masing sebesar 8368,38 kNm, 560,11 kNm, dan 3696,67 kN. Sehingga jembatan dengan model 2 lebih efisien digunakan dari segi lendutan dan kekuatan yang terjadi.

Kata Kunci: Jembatan, PCI Girder, Lendutan, Kekuatan.

ABSTRACT

PCI GIRDER SUPERSTRUCTURES ANALYSIS WITH ADT OVER 30.000 (Literature Study)

**Reza Hariadi
1807210098**

Tondi Amirsyah Putera P, S.T.,M.T.

Bridge is a structure that functions as a path to shorten the distance by crossing an obstacle without closing the obstacle itself. In several big cities in Indonesia, the bridges that are built often experience congestion. This is due to the large ADT that continues to grow and the bridge structure is unable to anticipate the growth. This thesis aims to determine the behavior of the bridge structure from deflection and strength to the model of two different types of girder arrangements. The loading analysis carried out in this thesis is based on SNI 1725:2016 regarding bridge loading regulations and SNI 2833:2016 regarding earthquake regulations. In this thesis there are two models of different types of bridges, namely model 1 with a distance of 2.5 m from each axle of girder and model 2 with a distance of 1.8 m from each axle girder. The bridge structure is modeled and analyzed with the help of bridge structure analysis software. From the results of this study, the maximum deflection for model 1 is -0.0069 m and model 2 is 0.0075 m. The ultimate moment, ultimate torque, and ultimate shear force in model 1 have values of 14589.31 kNm, 244.68 kNm, and 2992.13 kN, respectively. While the ultimate moment, ultimate torque, and ultimate shear force in model 2 have values of 8368.38 kNm, 560.11 kNm, and 3696.67 kN, respectively. So that the bridge with model 2 is more efficient to use in terms of deflection and strength that occurs.

Keywords: Bridge, PCI Girder, Deflection, Strength.

KATA PENGANTAR

Segala Puji Syukur penulis panjatkan kepada Allah Yang Maha Kuasa dan penuh Kasih karena telah melimpahkan segala Anugerah-Nya dan tiada henti – hentinya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi yang berjudul “ANALISIS STRUKTUR ATAS PCI GIRDER DENGAN LHR LEBIH 30.000.” Sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera S.T., M.T selaku Dosen Pembimbing yang telah membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing I dan Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak membantu dan memberi saran demi kelancaran proses penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Rizki Efrida, S.T.,M.T selaku Dosen Pembimbing II sekaligus Sekertaris Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membantu dan memberi saran demi kelancaran proses penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T., M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu kepada penulis.
6. Bapak/Ibu Staff Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Teristimewa untuk kedua orang tua saya Muhammad Amin dan Karsinah serta saudara – saudari kandung saya atas dukungan moril maupun material dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.
8. Teman – teman seperjuangan yang tak mungkin disebut satu persatu, yang telah membantu saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan saran yang membangun untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia Teknik Sipil.

Medan, 22 Mei 2023

Reza Hariadi

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan Penelitian	2
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 KAJIAN PUSTAKA	5
2.1. Jembatan	5
2.2. Jembatan Beton Prategang	6
2.2.1. Beton Prategang	6
2.2.2. Gelagar Jembatan Beton Prategang	9
2.2.3. Baja Prategang	9
2.2.4. Kehilangan Prategang	13
2.3. Perencanaan Jembatan	18
2.3.1. Keadaan Batas Layan	18
2.3.2. Keadaan Batas Fatik dan Fraktur	18
2.3.3. Keadaan Batas Kekuatan	19
2.3.4. Keadaan Batas Ekstrim	19
2.3.5. Daktilitas	19

2.3.6.	Redundansi	20
2.3.7.	Kepentingan Operasional	20
2.4.	Pembebanan Jembatan	20
2.4.1.	Kombinasi Pembebanan	20
2.4.2.	Beban Permanen	24
2.4.3.	Beban Lalu Lintas	26
2.4.4.	Faktor Beban Dinamis	33
2.4.5.	Gaya Rem (TB)	35
2.4.6.	Pengaruh Tetap Pelaksanaan	35
2.4.7.	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (TP)	35
2.4.8.	Pengaruh Prategang (PR)	36
2.4.9.	Beban Lingkungan	36
2.4.10.	Temperatur Merata (EUn)	47
2.4.11.	Pengaruh Getaran	50
2.5.	Lalu Lintas Harian Rata – Rata (LHR)	51
2.6.	Penelitian Terdahulu	52
BAB 3	METODE PENELITIAN	53
3.1.	Metodologi Penelitian	53
3.2.	Metode Analisis	54
3.3.	Pemodelan Struktur	55
3.3.1.	Data Perencanaan Struktur Jembatan	55
3.3.2.	Data Material Struktur Jembatan	55
3.3.3.	Konfigurasi Struktur Jembatan	55
3.3.4.	Denah Struktur Jembatan	56
3.3.5.	Desain PCI Girder	58
3.4.	Analisis Pembebanan pada Jembatan	59
3.4.1.	Berat Sendiri (MS)	59
3.4.2.	Beban Mati Tambahan (MA)	61
3.4.3.	Beban Lajur (TD)	61
3.4.4.	Beban Rem (TB)	62
3.4.5.	Beban Pejalan Kaki (TP)	63
3.4.6.	Beban Lingkungan	63

3.5. Perencanaan Prategang	67
3.5.1. Gaya <i>Prestress</i>	67
3.5.2. Posisi Tendon	69
3.6. Proses <i>Modelling</i> Jembatan	70
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	79
4.1. Tinjauan Umum	79
4.2. Hasil Analisis	79
4.2.1. Hasil Analisis Lendutan	79
4.2.2. Hasil Analisis Momen dan Torsi	82
4.2.3. Hasil Analisis Gaya Geser	84
4.2.4. Hasil Perbandingan Momen dan Torsi	85
4.2.5. Hasil Perbandingan Gaya Geser	86
4.2.6. Hasil Analisis Kehilangan Prategang	87
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	89
5.1. Kesimpulan	89
5.2. Saran	90
DAFTAR PUSTAKA	91
LAMPIRAN	
BIODATA PENULIS	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Distribusi Tegangan Sepanjang Penampang Beton Prategang Konsentris	7
Gambar 2.2	Momen Penahan Internal Pada Beton Prategang dan Beton Bertulang	7
Gambar 2.3	Balok Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi	8
Gambar 2.4	Balok Prategang dengan Tendon Parabola	8
Gambar 2.5	Gelagar Beton Prategang	9
Gambar 2.6	Untaian Kawat <i>Strand</i> dan <i>Strand 7</i> Kawat	12
Gambar 2.7	Perpendekan Elastis	13
Gambar 2.8	Kurva Perbandingan Susut Terhadap Waktu	14
Gambar 2.9	Beban Lajur “D”	29
Gambar 2.10	Alternatif Penempatan Beban “D” dalam Arah Memanjang	29
Gambar 2.11	Pembebanan Truk “T” (500 kN)	31
Gambar 2.12	Penempatan Beban Truk untuk Kondisi Momen Negatif Maksimum	32
Gambar 2.13	Faktor Beban Dinamis untuk Beban “T” dan untuk Pembebanan Lajur “D”	34
Gambar 2.14	Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun	41
Gambar 2.15	Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun	41
Gambar 2.16	Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun	42
Gambar 2.17	Bentuk Tipikal Respons Spektra di Permukaan Tanah	45
Gambar 2.18	Gradien Temperatur Vertikal pada Bangunan Atas Beton dan Baja	49
Gambar 2.19	Lendutan Akibat Getaran.	50
Gambar 3.1	Diagram Alir Perencanaan	53
Gambar 3.2	Denah Jembatan	56
Gambar 3.3	Penampang Melintang Struktur Atas Jembatan Model 1	56
Gambar 3.4	Perspektif Pemodelan Struktur Atas Jembatan Model 1	57
Gambar 3.5	Penampang Melintang Struktur Atas Jembatan Model 2	57

Gambar 3.6	Perspektif Pemodelan Struktur Atas Jembatan Model 2	57
Gambar 3.7	Desain Penampang PCI Girder	58
Gambar 3.8	Pembagian Penampang Girder	59
Gambar 3.9	Grafik Respon Spektrum	67
Gambar 3.10	Definisi Material Penampang	71
Gambar 3.11	Definisi Dimensi Penampang	71
Gambar 3.12	Definisi Rangkak dan Susut Beton	71
Gambar 3.13	Konfigurasi <i>Layout</i> PCI Girder	72
Gambar 3.14	Konfigurasi <i>Section</i> PCI Girder	72
Gambar 3.15	Konfigurasi Tendon	73
Gambar 3.16	Konfigurasi Dimensi Melintang Jembatan	73
Gambar 3.17	Konfigurasi <i>Static Load Cases</i>	74
Gambar 3.18	Konfigurasi <i>Moving Load Cases</i>	74
Gambar 3.19	Konfigurasi Kombinasi Pembebanan	75
Gambar 3.20	Definisi Beban ke Struktur	75
Gambar 3.21	Hasil Analisis Lendutan PCI Girder	76
Gambar 3.22	Hasil Analisis Gaya Dalam (Momen) PCI Girder	76
Gambar 3.23	Hasil Analisis Gaya Dalam (Gaya Geser) PCI Girder	77
Gambar 3.24	Hasil <i>Modelling</i> Model 1 (Girder Jarak 2,5 m)	77
Gambar 3.25	Hasil <i>Modelling</i> Model 2 (Girder Jarak 1,8 m)	78
Gambar 4.1	Grafik Perbandingan Nilai Lendutan Antara Model 1 dan Model 2	80
Gambar 4.2	Grafik Perbandingan Nilai Momen dan Torsi Antara Model 1 dan Model 2	85
Gambar 4.3	Grafik Perbandingan Nilai Gaya Geser Antara Model 1 dan Model 2	86

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai Tipikal Untuk f_{py}/f_{pu}	10
Tabel 2.2	Kawat – Kawat Untuk Beton Prategang	11
Tabel 2.3	<i>Strand</i> Standar 7 Kawat untuk Beton Prategang	11
Tabel 2.4	Spesifikasi <i>Strand</i> 7 Kawat	12
Tabel 2.5	Nilai KSH Untuk Komponen Struktur Pascatarik	14
Tabel 2.6	Koefisien Gesek Kelengkungan dan <i>Wobble</i>	15
Tabel 2.7	Nilai KRE dan J	17
Tabel 2.8	Nilai C	17
Tabel 2.9	Kombinasi Beban dan Faktor Beban	23
Tabel 2.10	Berat Isi untuk Beban Mati	24
Tabel 2.11	Faktor Beban untuk Berat Sendiri	25
Tabel 2.12	Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan	26
Tabel 2.13	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana	27
Tabel 2.14	Penentuan Lebar Jembatan	28
Tabel 2.15	Faktor Beban untuk Lajur “D”	28
Tabel 2.16	Faktor Beban untuk Beban “T”	30
Tabel 2.17	Faktor Beban Akibat Pengaruh Pelaksanaan	35
Tabel 2.18	Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang	36
Tabel 2.19	Nilai V_o dan Z_o untuk Berbagai Variasi Permukaan Hulu	37
Tabel 2.20	Tekanan Angin Dasar	38
Tabel 2.21	Tekanan Angin Dasar (P_B) untuk Berbagai Sudut Serang	39
Tabel 2.22	Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan	39
Tabel 2.23	Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a)	43
Tabel 2.24	Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 Detik (F_v)	44
Tabel 2.25	Zona Gempa	46
Tabel 2.26	Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah	47
Tabel 2.27	Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur	47
Tabel 2.28	Temperatur Jembatan Rata – Rata Nominal	48
Tabel 2.29	Sifat Bahan Rata – Rata Akibat Pengaruh Temperatur	48

Tabel 2.30	Parameter T1 dan T2	49
Tabel 3.1	Berat Isi Material Komponen Jembatan	59
Tabel 3.2	Data Propertis Penampang Girder	60
Tabel 3.3	Perhitungan Berat Sendiri Struktur Girder	60
Tabel 3.4	Berat Sendiri Total	61
Tabel 3.5	Beban Mati Tambahan Model 1	61
Tabel 3.6	Beban Mati Tambahan Model 2	61
Tabel 3.7	Data <i>Strands Cable</i>	68
Tabel 3.8	Jumlah <i>Strands</i> Per Tendon	69
Tabel 3.9	Momen Statis Tendon Terhadap Pusat Tendon Terbawah	69
Tabel 3.10	Eksentrisitas Masing – Masing Tendon	70
Tabel 4.1	Hasil Analisis Lendutan Model 1	79
Tabel 4.2	Hasil Analisis Lendutan Model 2	80
Tabel 4.3	Optimasi Ketinggian <i>Camber</i> Terhadap Panjang Bentang	81
Tabel 4.4	Hasil Analisis Nilai Momen Model 1	82
Tabel 4.5	Hasil Analisis Nilai Torsi Model 1	82
Tabel 4.6	Hasil Analisis Nilai Momen Model 2	83
Tabel 4.7	Hasil Analisis Nilai Torsi Model 2	83
Tabel 4.8	Hasil Analisis Nilai Gaya Geser Model 1	84
Tabel 4.9	Hasil Analisis Nilai Gaya Geser Model 2	84
Tabel 4.10	Hasil Analisis Kehilangan Prategang Model 1	87
Tabel 4.11	Hasil Analisis Kehilangan Prategang Model 2	88

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Menurut data BPS Indonesia merupakan negara yang memiliki penduduk sebanyak 270,20 juta jiwa. Indonesia juga memiliki setidaknya 5.590 sungai utama dan 65.017 anak sungai yang tersebar di seluruh Indonesia. Dari hal ini ada beberapa daerah dengan penduduk yang sangat padat yang terpisahkan oleh sungai sehingga banyak aktivitas yang terputus dan terhenti karena hambatan ini.

Jembatan merupakan suatu pemecah masalah dari masalah yang ada tersebut. Jembatan adalah suatu struktur yang berfungsi sebagai lintasan untuk memperpendek jarak dengan menyebrangi suatu rintangan tanpa menutup rintangan itu sendiri. Lintasan yang dimaksud disini adalah berupa suatu jalan raya/jalan rel, pejalan kaki, kanal atau pipa-pipa penyalur. Rintangan yang dimaksud adalah dapat berupa sungai, jalan raya atau lembah.

Struktur jembatan merupakan bagian penting dan paling mahal dari suatu sistem transportasi. Sehingga dalam mendesain suatu perencanaan struktur jembatan diperlukan data-data pembebanan yang lengkap dan lokasi yang tepat dimana jembatan tersebut akan dibangun, serta memilih struktur yang tepat untuk digunakan untuk desain jembatan tersebut (Adrian, 2018).

Perkembangan ilmu Teknik Sipil pada saat ini sangat pesat dengan berbagai penemuan yang dilakukan oleh para ahli. Perkembangan itu juga ditunjukkan oleh berbagai material yang dipakai para desainer dalam mendesain strukturnya sehingga memperoleh material yang efisien dan optimal untuk menerima beban yang direncanakan.

Di beberapa daerah kota besar di Indonesia, jembatan yang terbangun sering kali mengalami kemacetan. Hal ini disebabkan oleh besarnya LHR yang terus tumbuh dan struktur jembatan tidak mampu mengantisipasi terjadinya pertumbuhan tersebut. Jembatan – jembatan tersebut pun sering mengalami kegagalan struktur seperti kegagalan pada struktur atas dan bawah yang sering kali diabaikan. Penulis mengamati kegagalan ini terjadi karena salah satu faktor penting seperti gagalnya

sistem struktur mengantisipasi beban - beban yang terjadi di daerah tersebut serta ditambah tidak mampu kemampuan jembatan menahan beban ketika kemacetan terjadi.

Maka dari itu penulis mencoba memberikan sebuah solusi dengan menyajikan desain struktur atas jembatan dengan profil gelagar I yang kuat, layak dan layan untuk daerah yang memiliki jumlah LHR yang besar dengan mempertimbangkan adanya berbagai beban yang akan terjadi sesuai dengan Standar Nasional Indonesia (SNI 1725:2016) tentang Pembebanan Untuk Jembatan serta Standar Nasional Indonesia (SNI 2833:2016) tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

Oleh karena itu penulis mencoba mengangkat judul skripsi ini dengan harapan dapat menjadi referensi mengenai standarisasi pembangunan jembatan pada beberapa kota besar dengan kondisi LHR besar menggunakan acuan standar yang telah disebutkan.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dapat dirumuskan beberapa masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana hasil nilai lendutan dan anti lendutan (*camber*) dari struktur atas PCI girder dengan kondisi PCI girder jarak 2,5 meter dan kondisi PCI girder jarak 1,8 meter berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016?
2. Bagaimana hasil analisis kekuatan struktur atas PCI girder dengan kondisi PCI girder jarak 2,5 meter dan kondisi PCI girder jarak 1,8 meter berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016?
3. Bagaimana hasil perbandingan analisis lendutan dan kekuatan struktur atas PCI girder dengan kondisi PCI girder jarak 2,5 meter dan kondisi PCI girder jarak 1,8 meter berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016?

1.3. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan pada tugas akhir antara lain :

1. Untuk mengetahui hasil nilai lendutan dan anti lendutan (*camber*) dari struktur atas PCI girder dengan kondisi PCI girder jarak 2,5 meter dan kondisi PCI girder jarak 1,8 meter berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016.
2. Untuk mengetahui hasil analisis kekuatan struktur atas PCI girder dengan kondisi PCI girder jarak 2,5 meter dan kondisi PCI girder jarak 1,8 meter berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016.
3. Untuk mengetahui hasil perbandingan analisis lendutan dan kekuatan struktur atas PCI girder dengan kondisi PCI girder jarak 2,5 meter dan kondisi PCI girder jarak 1,8 meter berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016.

1.4. Batasan Masalah

Agar penulisan akhir ini tidak menyimpang, maka dibatasi hanya membahas hal seputar:

1. Perencanaan dan analisis tugas akhir ini hanya berfokus pada struktur atas jembatan saja. Tidak memperhitungkan struktur bawah, pilar maupun perletakan. Perencanaan jembatan ini difungsikan sebagai jembatan dengan bentang 35 m dan LHR lebih dari 30.000 di kota Medan berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016.
2. Perencanaan girder menggunakan jarak 2,5 meter untuk model 1 dan jarak 1,8 meter untuk model 2 setiap segmen girdernya.
3. Perencanaan struktur atas jembatan menggunakan gelagar beton tipe I. Tugas akhir ini juga tidak menganalisis kelayakan biaya maupun waktu yang diperlukan untuk melaksanakan pembangunan jembatan.

1.5. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang dapat diambil dari tugas akhir antara lain:

1. Memberikan kontribusi terhadap ilmu pengetahuan dan teknologi, khususnya tentang pengaruh sistem struktur pada struktur jembatan dengan LHR besar di kota Medan yang nantinya juga dapat menjadi acuan di kota lainnya yang memiliki kondisi sama dengan kota Medan.
2. Digunakan sebagai referensi atau acuan dasar dalam merencanakan suatu struktur atas jembatan dengan kondisi LHR besar.

1.6. Sistematika Penulisan

Proposal atau skripsi ini terdiri dari lima bab yang disusun sesuai dengan topik yang akan dibahas, yaitu: **“Analisis Struktur Atas PCI Girder dengan LHR Lebih 30.000”**

BAB 1 PENDAHULUAN

Pada bab ini di bahas mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan, batasan masalah, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan skripsi ini.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Pada bab ini di bahas mengenai teori-teori umum tentang struktur jembatan, material yang digunakan, pembebanan, serta ketentuan-ketentuan dalam desain yang harus di penuhi.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Pada bab ini di bahas mengenai prosedur atau cara untuk menyelesaikan permasalahan pada proposal atau skripsi ini.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini menguraikan hasil dan pembahasan analisis yang dilakukan untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan permasalahan.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini menjelaskan kesimpulan yang di dapat dari hasil dan menjawab permasalahan yang sesuai serta saran untuk pengembangan lebih lanjut di masa yang akan datang.

BAB 2

KAJIAN PUSTAKA

2.1. Jembatan

Menurut (Zebua, 2018), Jembatan merupakan bagian dari prasarana transportasi yang menghubungkan jalan yang terhalang oleh seperti sungai, danau, lembah, laut, dan rel kereta api. Jembatan adalah pelengkap struktur jalan yang berfungsi sebagai jalur lalu lintas, dan harus dilengkapi dengan fasilitas drainase serta ruang untuk sistem utilitas.

Secara umum, desain jembatan dibagi menjadi dua bagian utama. Superstruktur (struktur atas) dan substruktur (struktur bawah). Bagian atas struktur terdiri dari balok utama (girder), diafragma, pelat lantai kendaraan dan trotoar. Sedangkan untuk bagian struktur bawah jembatan biasanya mencakup kepala jembatan (*abutment*), pilar jembatan, dan pondasi. Bangunan atas jembatan merupakan bagian yang nilai fungsi untuk menerima beban – beban yang terjadi secara langsung seperti berat sendiri, beban statis tambahan, beban lalu lintas, beban pejalan kaki, dan lain sebagainya. Sedangkan struktur bawah memiliki fungsi yang krusial untuk menahan semua beban yang terjadi di struktur atas dan beban lain yang diakibatkan oleh beberapa variabel faktor seperti tekanan tanah, aliran air, gesekan pada tumpuna, dan lain sebagainya (Zebua, 2018).

Struktur jembatan dapat dibedakan menjadi berbagai macam jembatan sesuai dengan fungsi, lokasi, bahan konstruksi, dan tipe strukturnya. Berdasarkan fungsinya jembatan dibedakan menjadi tiga yaitu, jembatan jalan raya (*highway bridge*), jembatan jalan kereta api (*railway bridge*), dan jembatan pejalan kaki atau penyeberangan (*pedestrian bridge*). Namun jika ditinjau berdasarkan bahan konstruksinya, jembatan dibedakan menjadi, jembatan kayu (*log bridge*), jembatan beton (*concrete bridge*), jembatan beton prategang (*prestressed concrete bridge*), jembatan baja (*steel bridge*), dan jembatan komposit (*composite bridge*).

2.2. Jembatan Beton Prategang

2.2.1. Beton Prategang

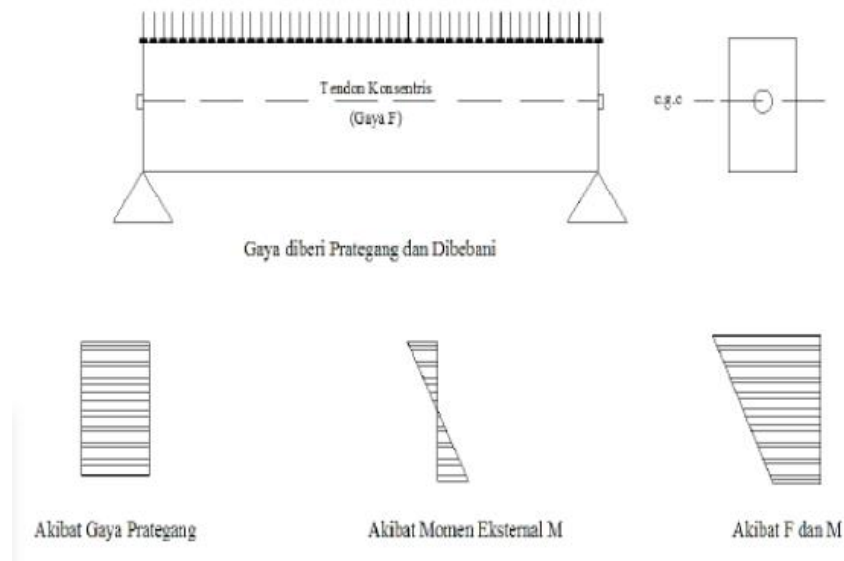
Beton prategang adalah beton struktural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban (SNI 2847- 2019). Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur beton bertulang biasa tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi retak-retak di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser atau puntir yang tinggi. Untuk mengatasi keretakan serta berbagai keterbatasan yang lain maka dilakukan penegangan pada struktur beton bertulang.

Menurut (Adrian, 2018) ada tiga konsep yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang. Hal ini dapat diterangkan sebagai berikut:

1. Sistem Prategang Untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan Yang Elastis. Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Ini merupakan sebuah konsep yang menggambarkan beton prategang yang pada dasarnya adalah beton dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu (pratekan) pada bahan tersebut.

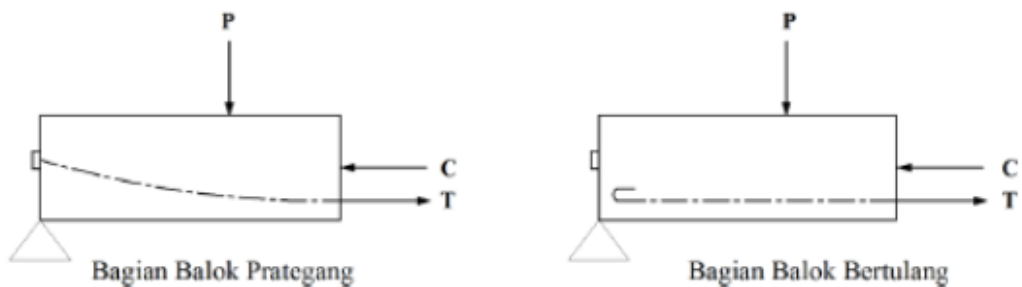
Beban yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan (umumnya dengan baja mutu tinggi yang ditarik) sedemikian sehingga beton yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep inilah lahir kriteria “tidak ada tegangan tarik” pada beton. Umumnya telah diketahui bahwa jika tidak ada tegangan tarik pada beton, berarti tidak akan terjadi retak, dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan bahan yang elastis.

Dalam bentuk yang sederhana, ditinjau sebuah balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat dan dibebani oleh gaya eksternal.

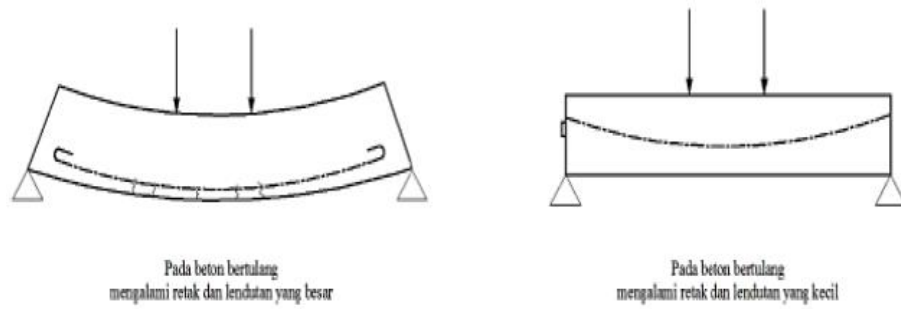


Gambar 2.1: Distribusi Tegangan Sepanjang Penampang Beton Prategang Konsentris.

2. Sistem Prategang Untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi Dengan Beton. Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi (gabungan) dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan teknan. Dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.

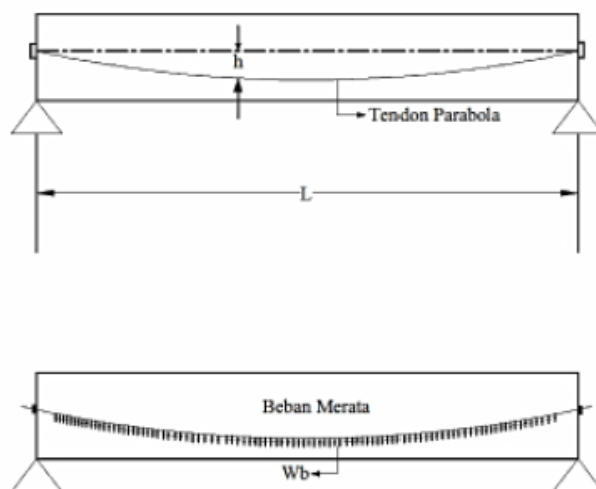


Gambar 2.2: Momen Penahan Internal Pada Beton Prategang dan Beton Bertulang.



Gambar 2.3: Balok Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi.

3. Sistem Prategang untuk Mencapai Keseimbangan Beban. Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat (slab), balok, dan gelagar (girder) tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. Ini memungkinkan transformasi dari batan lentur menjadi batang yang mengalami tegangan langsung dan sangat menyederhanakan persoalan baik didalam desain maupun analisis dan struktur yang rumit. Penerapan dari konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda beban dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya yang bekerja pada beton sepanjang bentang. Sebagai contoh, sebuah balok prategang diatas dua tumpuan (simple beam) dengan tendon berbentuk parabola.



Gambar 2.4: Balok Prategang dengan Tendon Parabola.

2.2.2. Gelagar Jembatan Beton Prategang

Menurut (Zebua, 2018), Jembatan gelagar prategang merupakan struktur jembatan yang memadukan kuat tekan dari beton bertulang dan kapasitas tarik dari baja mutu tinggi yang telah diregangkan sebelumnya, sehingga terbentuklah beton yang dapat menahan gaya tarik. Dan beton prategang juga dapat di definisikan sebagai beton dimana tegangan tariknya pada kondisi pembebanan tertentu dihilangkan atau dikurangi sampai batas aman dengan pemberian gaya tekan permanen, dan tendon yang digunakan untuk keperluan ini ditarik sebelum beton mengeras (pratarik) atau setelah beton mengeras (pasca tarik).

Gelagar jembatan prategang dilapangan paling banyak digunakan girder beton prategang, dimana satu bentang girder beton terbagi atas beberapa segmen. Gaya prategang yang diberikan berfungsi untuk menyambung bagian segmen-segmen sehingga menjadi satu bentang yang utuh. Selain itu gaya prategang juga berfungsi untuk membentuk elefasi dengan bentuk cembung pada gelagar jembatan prategang.



Gambar 2.5: Gelagar Beton Prategang

2.2.3. Baja Prategang

Baja yang dipakai untuk prategangan biasanya merupakan baja mutu tinggi dan disebut tendon prategang. Tendon prategang umumnya berupa *strand* (untaian kawat), kawat (*wire*) dan batang baja (*bar*). Jenis-jenis tendon yang ada misalnya *7-wire monostrand* tendon, *multi strand* tendon, *single bar* tendon dan *multi wire* tendon. Jenis tendon yang sering digunakan adalah jenis *seven wire strand*. Jenis

ini dapat digunakan baik pada sistem pre tension maupun post tension. Nilai kuat tarik ultimitnya (f_{pu}) berkisar antara 1720 MPa hingga 1860 MPa. Jenis tendon *seven wire* strand dapat berupa strand tegang lepas (*stress relieved strand*) atau *strand* relaksasi rendah (*low relaxation strand*). Berikut ini disajikan jenis-jenis tendon prategang beserta nilai tipikal untuk f_{py}/f_{pu} ASTM A-416 seperti pada tabel 2.1.

Tabel 2.1: Nilai Tipikal Untuk f_{py}/f_{pu} .

Tipe Tendon	Derajat f_{pu} (Mpa)	Ukuran Batang	Dimensi nominal		Berat (kg/m)
			Diameter (mm)	Luas (mm ²)	
<i>Seven wire Strand</i>	1860	9	9,53	54,84	0,432
	1860	11	11,13	74,19	0,582
	1860	13	12,70	98,71	0,775
	1860	15	15,24	140	1,109
	1760	16	15,47	148	1,173
<i>Prestressing wire</i>	1720	5	5,00	19,6	0,154
	1620	7	7,00	38,5	0,302
	1760	7	7,00	38,5	0,302
<i>Deformed Prestressing bars</i>	1080	15	15,0	177	1,44
	1030	26	26,5	551	4,48
	1030	32	32,0	804	6,53
	1030	36	36,0	1014	8,27

Pada Tabel 2.2 baja prategang dapat berbentuk kawat - kawat tunggal, *strand* yang terdiri dari atas beberapa kawat yang dipuntir membentuk elemen tunggal dan batang - batang bermutu tinggi.

Tabel 2.2: Kawat – Kawat Untuk Beton Prategang.

Diam nominal (m)	Kuat tarik minimum (psi)		Tegangan minimum pada ekstensi 1 % (psi)	
	Tipe BA	Tipe WA	Tipe BA	Tipe WA
0.192		250.000		212.500
0.196	240.000	250.000	204.000	212.500
0.25	240.000	240.000	204.000	204.000
0.276	235.000	235.000	199.750	199.750

Baja prategang dapat berbentuk kawat-kawat tunggal, *strand* yang terdiri dari atas beberapa kawat yang bermutu tinggi dapat di lihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.3: *Strand* Standar 7 Kawat Untuk Beton Prategang.

Diameter nominal (in)	Kuat patah strand (min. lb)	Luas baja nominal strand (in 2)	Berat nominal strand (lb 1000 ft)*	Beban minimum pada ekstensi 1% (lb)
Mutu 250				
¼(0.250)	9.000	0.036	122	7.650
5/16(0.313)	14.500	0.058	197	12.300
3/8(0.375)	20.000	0.08	272	17.000
7/16(0.438)	27.000	0.108	367	23.000
½(0.500)	36.000	0.144	490	30.600
3/5(0.600)	54.000	0.216	737	45.900
Mutu 270				
3/8(0.375)	23.000	0.058	290	19.550
7/16(0.438)	31.000	0.115	390	26.350
½(0.500)	41.300	0.153	520	35.100
3/5(0.600)	58.600	0.217	740	49.800

Note: *100,000 psi = 689.5 Mpa

1000 lb = 4,448 N

Baja tendon yang dipakai untuk beton prategang dalam prakteknya ada tiga macam, yaitu:

1. Kawat tunggal (wire), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (pretension).
2. Kawat untaian (strand), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pascatarik (post tension).
3. Kawat batangan (bar), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (pretension).

Kawat tunggal yang dipakai untuk beton prategang adalah yang sesuai dengan spesifikasi seperti ASTM A 421. Untaian kawat (*strand*) banyak digunakan untuk beton prategang dengan sistem pasca tarik. Untaian kawat yang dipakai harus memenuhi syarat seperti yang terdapat ASTM A 416. Untaian kawat yang banyak digunakan adalah untaian tujuh kawat. Gambar penampang *strand* 7 kawat dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Untaian Kawat *Strand* dan *Strand* 7 Kawat.

Tabel 2.4: Spesifikasi *Strand* 7 Kawat.

Ø Nominal (mm)	Luas Nominal	Kuat Putus (kN)
6,35	23,22	40
7,94	37,42	64,5
9,53	51,61	89
11,11	69,68	120,1
12,70	92,9	160,1
15,24	139,35	240,2

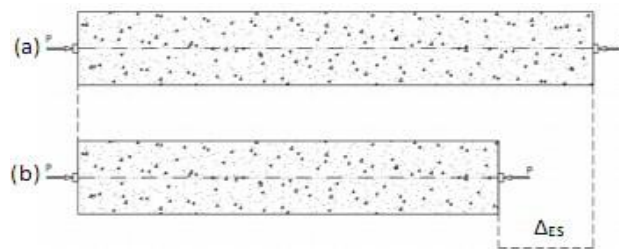
2.2.4. Kehilangan Prategang

Dalam menganalisis kehilangan, harus mempertimbangkan bahan-bahan yang sebenarnya dan kondisi lingkungan masing masing bahan (waktu, kondisi pemaparan, dimensi dan ukuran komponen struktur, dan sebagainya) yang mempengaruhi jumlah dari kehilangan prategang. Dalam perencanaan beton pratekan, analisis gaya-gaya efektif dari tendon penting sekali untuk diketahui.

Dalam buku karangan T.Y Lin dan Ned H Burns tahun 2000 disebutkan bahwa kehilangan gaya prategang akan terjadi dalam dua tahap dan keduanya akan sangat mempengaruhi hasil akhir gaya-gaya efektif tendon yang akan terjadi. Tahap pertama, pada saat setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan dievaluasi sebagai tolak ukur perilaku elemen struktur. Pada tahap ini kehilangan gaya prategang meliputi:

2.2.4.1. Kehilangan Tegangan Akibat Perpendekan Elastis Beton (ES)

Pada saat gaya pratekan dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja akan ikut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya pratekan pada baja, konsep perpendekan elastik dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Perpendekan elastis. (a) Balok tak bertegangan. (b) balok yang memendek secara longitudinal bertegangan.

Rekomendasi SK SNI 03-2847-2002 untuk memperhitungkan kehilangan tegangan pada struktur *pasca-tarik* dapat ditentukan dengan Pers 2.1 berikut:

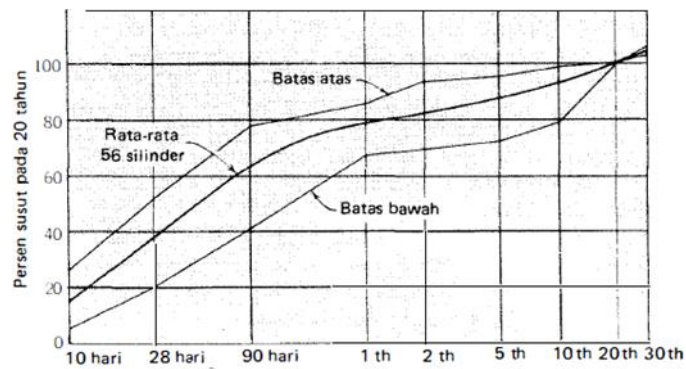
$$ES = \Delta f_c = \frac{n P_i}{A_c} \quad (2.1)$$

Atau secara praktis, untuk struktur *pasca tarik* dapat digunakan Pers 2.2:

$$ES = 0,5 \frac{E_s}{E_c} f_c \quad (2.2)$$

2.2.4.2. Kehilangan Tegangan Akibat Susut Pada Beton (SH)

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai dan perhitungan-perhitungan kehilangan gaya prategang dari sumber ini akan menggambarkan yang mana hal-hal yang paling penting: perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif, dan waktu dari akhir curing sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Karena susut tergantung dari waktu (lihat Gambar 2.8 untuk kurva perbandingan susut terhadap waktu).



Gambar 2.8: Kurva Perbandingan Susut Terhadap Waktu.

Kita tidak mengalami 100% kehilangan tegangan batas dalam beberapa tahun, tetapi 80% terjadi pada tahun pertama. Faktor-faktor modifikasi untuk perbandingan volume terhadap permukaan (V/S) dan kelembaban relative (RH) diberikan pada Pers 2.3 di bawah ini:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s (1 - 0,06 V/S) (100 - RH) \quad (2.3)$$

Dimana nilai K_{SH} untuk komponen struktur pascatarik dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5: Nilai K_{SH} Untuk Komponen Struktur Pascatarik.

Waktu dari perawatan basah hingga pemberian prategang	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

2.2.4.3. Kehilangan Tegangan Akibat Friksi/Gesekan (F)

Kehilangan prategang terjadi pada komponen struktur pascatarik akibat adanya gesekan antara beton dengan tendon disekitarnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari elinyemen tendon, yang disebut efek kelengkungan. Selain itu juga terdapat deviasi lokal dalam alinyemen tendon yang tak dapat dihindari atau tidak disengaja, disebut sebagai efek *wobble*. Koefisien efek kelengkungan dan efek *wobble* dapat diperoleh pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Koefisien Gesek Kelengkungan dan *Wobble*.

Jenis tendon	Koefisien wobble (K)	Koefisien kelengkungan (μ)
Tendon diselubungi metal fleksibel		
Tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
Strand 7 kawat	0,0016-0,0066	0,15-0,25
batang mutu tinggi	0,0003-0,0020	0,08-0,30
Tendon di saluran metal yang rigid	0,0002	0,15-0,25
Strand 7 kawat		
Tendon yang dilapisi mastic	0,0033-0,0066	0,05-0,15
Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0033-0,0066	
Tendon yang dilumasi pre-greased	0,0010-0,0066	0,05-0,15
Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0010-0,0066	

Sedangkan kehilangan tegangan akibat friksi pada tendon dapat ditentukan dengan Pers 2.4:

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha \quad (2.4)$$

2.2.4.4. Kehilangan Tegangan Akibat Slip Pengukuran (ANC)

Untuk kebanyakan sistem pasca-tarik, pada saat tendon ditarik sampai nilai yang penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Perlengkapan di dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Baja gesekan yang dipakai untuk menahan kabel akan sedikit tergelincir sebelum kabel dijepit

dengan kokoh. Besarnya gelincir ini tergantung dari jenis baja dan tegangan pada kawat, nilai rata-rata sekitar 2,5 mm. Untuk perletakan pengankuran langsung, kepala dan mur mengalami sedikit deformasi pada waktu pelepasan dongkrak.

Nilai rata-rata untuk deformasi semacam itu hanya sekitar 0,8 mm. Jika pengganjal panjang dibutuhkan untuk menahan kawat yang diperpanjang di tempatnya, akan ada deformasi pada pengganjal pada saat peralihan gaya prategang. Sebagai contoh, sebuah pengganjal sepanjang 0,3 m boleh berdeformasi sebesar 0,3 mm. Rumus umum untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat deformasi pengankuran a pada Pers 2.5:

$$ANC = \Delta fs = \frac{\Delta a Es}{L} \quad (2.5)$$

2.2.4.5. Kehilangan Tegangan Akibat Rangkak Pada Beton (CR)

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya pratekan akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terikat dihitung dari Pers 2.6. Sedangkan kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon tidak terikat dihitung dari persamaan berikut:

$$CR = K_{cr} \frac{Es}{Ec} f_{cir} - f_{csd} \quad (2.6)$$

Sedangkan kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon tidak terikat dihitung dari Pers 2.7:

$$CR = K_{cr} \frac{Es}{Ec} f_{cpa} \quad (2.7)$$

Dimana, f_{cpa} adalah tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon (c.g.s).

2.2.4.6. Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Baja (R)

Balok pratekan mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkak yang tergantung pada waktu. Akibat perpendekan elastis (ES), serta kehilangan gaya pratekan yang tergantung pada waktu yaitu CR dan SH, maka akan mengakibatkan terjadi pengurangan yang kontinu pada tegangan tendon. Oleh karena itu untuk memperkirakan kehilangan gaya pratekan akibat pengaruh tersebut digunakan Persamaan 2.8:

$$RE = (K_{re} - J (SH + CR + ES)) \times C \quad (2.8)$$

Tabel 2.7: Nilai KRE dan J.

Jenis tendon	K _{RE}	J
Strand atau kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1860 MPa	138	0,15
Strand atau kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1720 MPa	128	0,14
Kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	121	0,13
Strand relaksasi-rendah derajat 1860 MPa	35	0,040
Kawat relaksasi-rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat relaksasi-rendah derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang <i>stress-relieved</i> derajat 1000 MPa atau 1100 MPa	41	0,05

Tabel 2.8: Nilai C.

f _{pi} /f _{pu}	Kawat atau <i>strand stress relieve</i>	Kawat atau strand relaksasi rendah atau batang <i>stress-relieved</i>
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57

Tabel 2.8: *Lanjutan.*

fpi/fpu	Kawat atau strand stress relieve	Kawat atau strand relaksasi rendah atau batang stress-relieved
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37

2.3. Perencanaan Jembatan

Berdasarkan SNI 1725-2016 jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika. Peraturan ini berisi ketentuan teknis untuk menghitung aksi nominal, defenisi tipe aksi, serta faktor beban yang digunakan untuk menghitung besarnya aksi rencana.

Menurut (Remazana, 2018) ada beberapa keadaan batas yang harus diperhatikan berdasarkan SNI 1725 – 2016 seperti : (1) keadaan batas layan, (2) keadaan batas fatik dan fraktur, (3) keadaan batas kekuatan, (4) keadaan batas ekstrem, (5) daktalitas, (6) redundansi, dan (7) Kepentingan Operasional.

2.3.1. Keadaan Batas Layan

Keadaan batas daya layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebanan layan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

2.3.2. Keadaan Batas Fatik dan Fraktur

Keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencana harus membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebanan

yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi. Berdasarkan SNI 1725-2016, keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjalaran retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.3.3. Keadaan Batas Kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan kestabilan jembatan yang memadai, baik yg sifatnya lokal maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktural, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

2.3.4. Keadaan Batas Ekstrem

Keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan periode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

2.3.5. Duktalitas

Sistem struktur jembatan harus diproporsi dan didetailkan agar diperoleh perilaku deformasi inelastik pada keadaan batas ultimit dan ekstrem sebelum mengalami kegagalan. Perangkat disipasi (energi yang hilang dari suatu sistem, berubah menjadi energi lain yang tidak menjadi tujuan suatu sistem) energi gempa dapat digunakan untuk menggantikan sistem pemikul beban gempa konvensional beserta metodologi perencanaan tahan gempa yang dimuat dalam Peraturan Perencanaan Gempa untuk Jembatan.

2.3.6. Redundansi (Prediksi)

Alur gaya mejemuk dan struktur menerus harus digunakan kecuali terdapat alasan kuat yang mengharuskan untuk tidak menggunakan struktur tersebut.

2.3.7. Kepentingan Operasional

Pemilik pekerjaan dapat menetapkan suatu jembatan atau elemen struktur dan sambungannya sebagai prioritas operasional. Pengklasifikasian harus dilakukan oleh otoritas yang berwenang terhadap jaringan transportasi dan mengetahui kebutuhan operasional.

2.4. Pembebanan Jembatan

2.4.1. Kombinasi Pembebanan

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.8. Perencana harus menyelidiki bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang dapat terjadi harus diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk diperhitungkan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai dengan keadaan sebagai berikut:

- Kuat I : kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenal beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV : kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan hidup yang besar.

- Kuat V : kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam.
- Esktrem I : kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup YEQ yang memperhitungkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II : kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I : kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pretekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

- Layan IV : kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan–tujuan mengontrol besarnya retak.
- Fatik : kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum. Dalam kombinasi pembebanan dimana efek salah satu gaya mengurangi gaya lain, maka harus digunakan faktor beban terkurangi untuk gaya yang menghasilkan kombinasi pembebanan kritis. Jika terpengaruh beban permanen adalah peningkatan stabilitas atau kekuatan komponen jembatan, maka perencana harus memperhitungkan pengaruh faktor beban terkurangi (minimum) (SNI, 2016). Kombinasi beban dan faktor beban dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Kombinasi Beban dan Faktor Beban.

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWS	EWL	BF	EUn	TG	ES	Gunakan Salah Satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	$\gamma\rho$	1,8	1	-	-	1	0,5/1,2	γ TG	γ ES	-	-	-
Kuat II	$\gamma\rho$	1,4	1	-	-	1	0,5/1,2	γ TG	γ ES	-	-	-
Kuat III	$\gamma\rho$	-	1	1,4	-	1	0,5/1,2	γ TG	γ ES	-	-	-
Kuat IV	$\gamma\rho$	-	1	-	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-
Kuat V	$\gamma\rho$	-	1	0,4	1	1	0,5/1,2	γ TG	γ ES	-	-	-
Ekstrem I	$\gamma\rho$	γ EQ	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-
Ekstrem II	$\gamma\rho$	0,5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1
Daya Layan I	1	1	1	0,3	1	1	1/1,2	γ TG	γ ES	-	-	-
Daya Layan II	1	1,3	1	-	-	1	1/1,2	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1	0,8	1	-	-	1	1/1,2	γ TG	γ ES	-	-	-
Daya Layan IV	1	-	1	0,7	-	1	1/1,2	-	1	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

2.4.2. Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban utama dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan jembatan. Beban permanen juga bisa dikatakan sebagai beban mati yang terdapat pada suatu komponen struktur jembatan. Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi. Perencanaan jembatan harus menggunakan keahliannya di dalam menentukan komponen-komponen tersebut.

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan dapat dilihat pada Tabel 2.10. Contoh dari beban permanen yang terdapat pada SNI 1725 – 2016 adalah berat sendiri struktur dan beban mati tambahan/utilitas.

Tabel 2.10: Berat Isi untuk Beban Mati.

No	Bahan	Berat Isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
1	Lapisan Permukaan beraspal (<i>bituminouse wearing surfaces</i>)	22	2245
2	Besi Tuang (<i>Cast iron</i>)	71	7240
3	Timbunan Tanah Dipadatkan (<i>Compacted Sand, Silt or Clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>Rolled Gravel, Macadam or Ballast</i>)	18,8 - 22,7	1920 - 2315
5	Beton Aspal (<i>Asphalt Concrete</i>)	22	2245
6	Beton Ringan (<i>Low Density</i>)	12,5 - 19,6	1250 - 2000
7	Beton $f_c < 35 \text{ Mpa}$	22 - 25	2320

Tabel 2.10: *Lanjutan.*

No	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
	35 < f _c < 105 Mpa	22+ 0,022 f _c '	2240 + 2,29 f _c '
8	Baja (<i>Steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (<i>Ringan</i>)	7,8	800
10	Kayu Keras (<i>Hard Wood</i>)	11	1125

2.4.2.1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Faktor Beban untuk Berat Sendiri.

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ^S_{MS})		Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{MS})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1	1,1	0,9
	Alumunium	1	1,1	0,9
	Beton Pracetak	1	1,2	0,85
	Beton Cor di Tempat	1	1,3	0,75
	Kayu	1	1,4	0,7

2.4.2.2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 2.12 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 2.12: Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan.

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ^S_{MA})		Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{MA})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1	1,1	0,9
	Khusus (terawasi)	1	1,1	0,9

Didalam beban mati tambahan, ada beberapa syarat yang harus dipenuhi seperti :

1. Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan

Semua jembatan harus direncanakan unuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari kecuali ditentukan lain oleh instansi yang berwenang. Lapisan ini harus ditambahkan pada lapisan permukaan yang tercantum dalam gambar rencana.

2. Sarana Lain di Jembatan

Pengaruh dari alat pelengkap dan saran umum yang ditempatkan pada jembatan harus dihitung seakurat mungkin. Berat pipa untuk saluran air bersih, saluran air kotor dan lain-lainnya harus ditinjau pada keadaan kosong dan penuh sehingga keadaan yang paling membahayakan dapat di perhitungkan.

2.4.3. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari 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. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

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 hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana. 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 (SNI, 2016).

2.4.3.1. 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. Perencanaan 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 2.13. lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Tabel 2.13: Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana.

Tipe Jembatan	Lebar Bersih Jembatan (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Duar 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
Duar 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

Untuk persyaratan lebar jembatan berdasarkan jumlah LHR yang ada ditunjukkan pada tabel 2.14.

Tabel 2.14: Penentuan Lebar Jembatan.

LHR	Lebar Jembatan (m)	Jumlah Lajur
$LHR < 2000$	3,5 - 4,5	1
$2000 \leq LHR < 3000$	4,5 - 6,0	2
$3000 \leq LHR < 8000$	6,0 - 7,0	2
$8000 \leq LHR < 20000$	7,0 - 14,0	4
$LHR \geq 20000$	>14,0	>4

2.4.3.2. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri atas beban rata (BTR) yang digabung beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar. Adapun faktor yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada Tabel 2.15. dan Gambar 2.9.

Tabel 2.15: Faktor Beban untuk Lajur “D”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ^{STD})	Keadaan Batas Ultimit (γ^{UTD})
Transien	Beton	1	1,8
	Boks Girder Baja	1	2

a. Intensitas Beban “D”

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q Kpa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang di bebani L yaitu pada Pers. 2.9 dan 2.10.

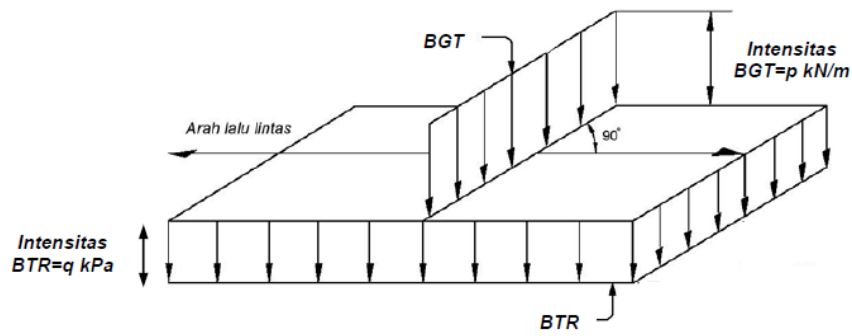
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9 \text{ kPa} \quad (2.9)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9 (0,5 + 15/L) \text{ kPa} \quad (2.10)$$

Dimana :

q : Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L : Panjang total jembatan yang dibebani (meter)

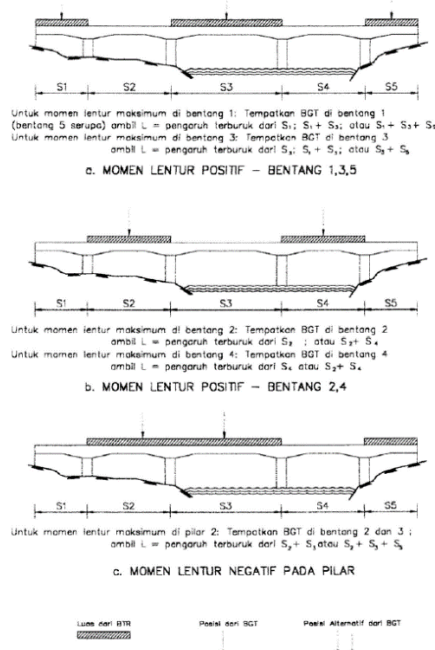


Gambar 2.9: Beban Lajur “D”

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

b. Distribusi Beban “D”

Beban “D” harus disusun pada arah melintang sederhana rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban “D” secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Alternatif Penempatan Beban “D” dalam Arah Memanjang.

c. Respon terhadap Beban Lajur “D”

Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal ini dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai (SNI, 2016).

2.4.3.3. Beban Truk “T” (TT)

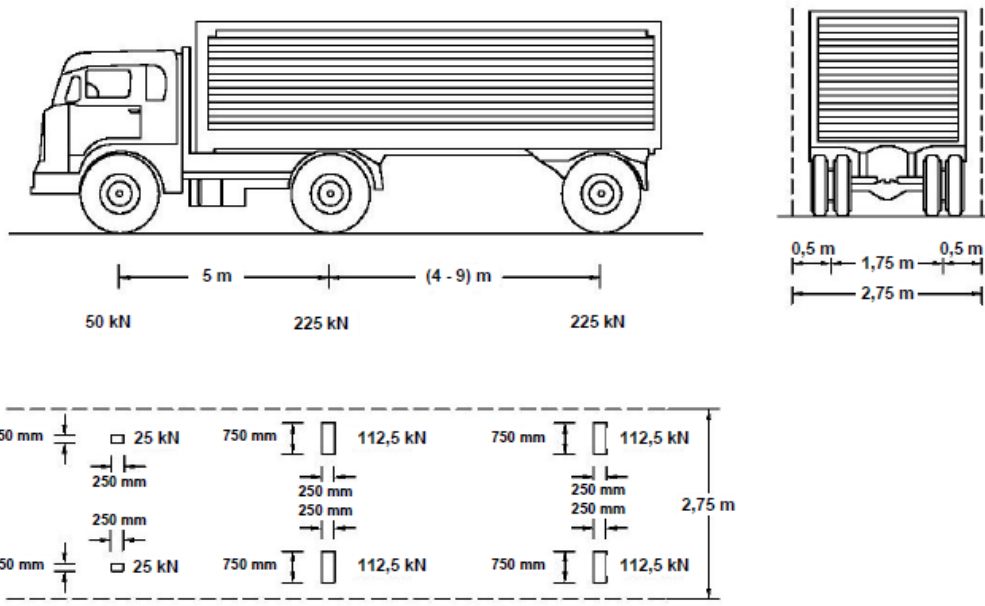
Selain beban “D”, terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban “T” seperti terlihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Faktor Beban untuk Beban “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban ($\gamma\pi$)	
		Keadaan Batas Layan ($\gamma^S \pi$)	Keadaan Batas Ultimit ($\gamma^U \pi$)
Transien	Beton	1	1,8
	Boks Girder Baja	1	2

a. Besarnya Pembebanan Truk “T”

Pembebanan truk T terdiri atas kendaraan truk semi- trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam Gambar 2.11. berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan laantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.



Gambar 2.11: Pembebanan Truk “T” (500 kN).

b. Posisi dan Penyebaran Pembebanan Truk “T” dalam Arah melintang

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk “T” yang bisa ditempatkan pada satu jalur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana.

c. Kondisi Faktor Kepadatan Lajur

Ketentuan ini tidak boleh digunakan untuk perencanaan keadaan batas fitik dan fraktur, dimana hanya satu jalur rencana yang diperhitungkan dan tidak tergantung dari jumlah total lajur rencana. Jika perencanaan menggunakan faktor distribusi beban kendaraan untuk satu lajur, maka pengaruh beban truk harus direduksi dengan faktor 1,20. Tetapi jika perencanaan menggunakan iliver rule atau metode statika lainnya untuk mendapatkan faktor distribusi beban kendaraan, maka pengaruh beban truk tidak perlu direduksi.

d. Bidang Kontak Roda Kendaraan

Bidang kontak roda kendaraan yang terdiri atas satu atau dua roda diasumsikan mempunyai bentuk persegi panjang dengan panjang 750 mm dan lebar 250 mm.

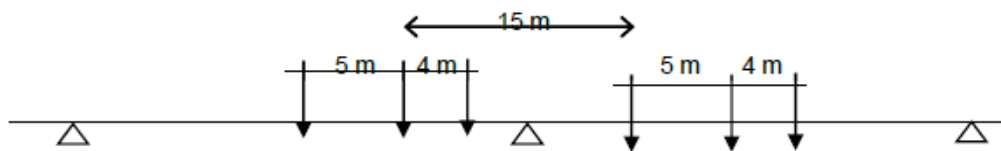
Tekanan ban harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan bidang kontak.

e. Penerapan Beban Hidup Kendaraan

Pengaruh beban hidup pada waktu menentukan momen positif harus diambil nilai yang terbesar dari:

- 1) Pengaruh beban truk dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD), atau
- 2) Pengaruh beban terdistribusi “D” dan beban garis KEL dikalikan FBD.

Untuk momen negatif, beban truk dikerjakan pada dua bentang yang berdampingan dengan jarak gandar tengah truk terhadap gandar depantruk dibelakangnya adalah 15 m terlihat pada Gambar 2.12., dengan jarak antara gandar tengah dan gandar belakang adalah 4 m.



Gambar 2.12: Penempatan Beban Truk untuk Kondisi Momen Negatif Maksimum.

Gandar yang tidak memberikan kontribusi pada gaya total harus diabaikan dalam perencanaan. Beban kendaraan dimuat pada masing-masing jalur dan harus diposisikan untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar dalam perencanaan. Beban truk harus diposisikan pada lebar jembatan sehingga sumbu roda mempunyai jarak sebagai berikut:

- 1) Untuk perencanaan pelat kantilever: 250 mm dari tepi parapet atau railing
- 2) Untuk perencanaan komponen lainnya: 1000 mm dari masing-masing sumbu terluar roda truk. Kecuali ditentukan lain, panjang lajur rencana atau sebagian dari panjang lajur rencana harus dibebani dengan beban terdistribusi “D”.

f. Beban Hidup untuk Elevasi Lendutan

Jika pemilik pekerjaan menginginkan agar jembatan memenuhi kriteria lendutan akibat beban hidup, maka lendutan harus diambil sebagai nilai yang terbesar dari:

- 1) Lendutan akibat beban satu truk, atau
- 2) Lendutan akibat BTR.

2.4.3.4. Klasifikasi Pembebanan Lalu Lintas

a. Pembebanan Lalu Lintas yang Dikurangi

Dalam keadaan khusus, dengan persetujuan instansi yang berwenang, pembebanan “D” setelah dikurangi menjadi 70% bisa digunakan. Pembebanan lalu lintas dikurangi hanya berlaku untuk jembatan darurat atau semipermanen.

b. Pembebanan Lalu Lintas yang Berlebihan (*Overload*)

Dengan persetujuan instansi yang berwenang, pembebanan “D” dapat diperbesar di atas 100% untuk jaringan jalan yang dilewati kendaraan berat.

2.4.4. Faktor Beban Dinamis

Beban statik truk rencana harus diperbesar sesuai dengan FBD berdasarkan Gambar 2.13. gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Faktor bebandinamis tidak perlu diterapkan pada beban pejalan kaki atau beban terbagi rata BTR. Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan untuk:

1. Dinding penahan yang tidak memikul reaksi vertikal dari struktur atas jembatan, dan
2. Komponen fondasi yang seluruhnya berada dibawah permukaan tanah.

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Besarnya BGT dari pembebanan lajur D” dan beban roda dari pembebanan truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan

dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur “D” tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan “D”. FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam Gambar 2.13. untuk bentang tunggal panjang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E dengan formulasi Pers. 2.11.

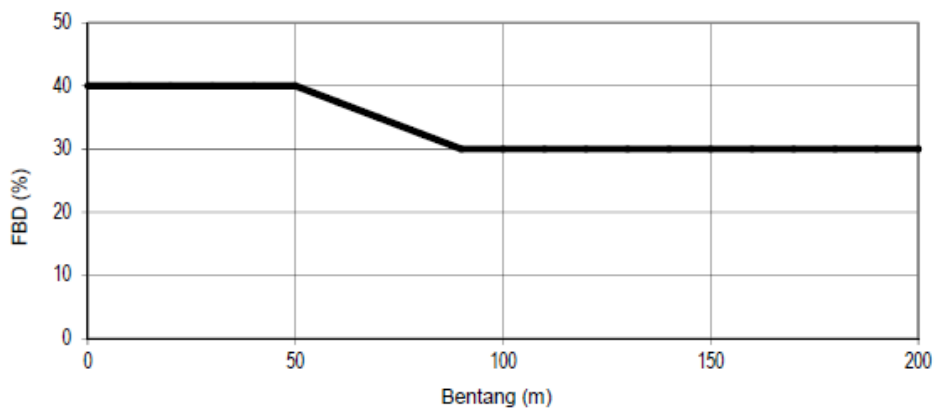
$$L_E = \sqrt{L_{av} L_{max}} \quad (2.11)$$

Dimana :

L_{av} : panjang bentang rata – rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara terus menerus.

L_{ma} : panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara terus menerus.

Untuk pembebanan truk T”, FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada diatas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kendaraan 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya (SNI, 2016).



Gambar 2.13: Faktor Beban Dinamis untuk Beban “T” dan untuk Pembebanan Lajur “D”.

2.4.5. Gaya Rem (TB)

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 di semua lajur rancangan dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan berubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem (SNI, 2016).

2.4.6. Pengaruh Tetap Pelaksanaan

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerja jembatan. Beban ini biasanya mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai. Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit menggunakan faktor beban sesuai dengan Tabel 2.17.

Tabel 2.17: Faktor Beban Akibat Pengaruh Pelaksanaan.

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan (γ^{SPL})	Keadaan Batas Ultimit (γ^{UPL})	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1	1	1

2.4.7. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

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.

2.4.8. Pagaruh Prategang (PR)

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit. Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 2.18: Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang.

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{PR})	
	Keadaan Batas Layan (γ^S_{PR})	Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{PR})
Tetap	1	1

Pengaruh utama prategang adalah sebagai berikut:

1. Pada keadaan batas daya layan, gaya prategang dapat dianggap bekerja sebagai suatu sistem beban pada unsur. Nilai rencana dari beban prategang tersebut harus dihitung menggunakan faktor beban daya layan sebesar 1.
2. Pada keadaan batas ultimit, pengaruh sekunder akibat gaya prategang harus dianggap sebagai beban yang bekerja.

2.4.9. Beban Lingkungan

2.4.9.1. Beban Angin

a. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang ditentukan pada SNI 1725-2016 diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing yang diamabil tegak lurus terhadap

arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

Untuk jemaan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih lebih tinggi dari 10000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} harus dihitung dengan Pers. 2.12 sebagai berikut.

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \frac{V_{10}}{V_B} \ln \frac{Z}{Z_o} \quad (2.12)$$

Dimana:

V_{DZ} : kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} : kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

V_B : kecepatan anggi rencana 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm, yang akan menghasilkan tekanan.

Z : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)

V_o : kecepatan gesekan angin yang merupakan karakteristik metodeologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 2.19, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_o : panjang gesekan di hulu jembatan yang merupakan karakteristik metodeologi yang ditentukan pada Tabel 2.19. (mm).

V_{10} dapat diperoleh dari :

1. Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang
2. Survei angin pada lokasi jembatan
3. Jika tidak ada data yang lebih baik, perencanaan dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B = 90$ s/d 126 km/jam.

Tabel 2.19: Nilai V_o dan Z_o untuk Berbagai Variasi Permukaan Hulu.

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_o (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

b. Beban Angin pada Struktur (EWs)

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeban untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain dalam SNI 1725-2016. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin dasar dapat dilihat pada Tabel 2.20. tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan Pers. 2.13.

$$PD = PB \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \quad (2.13)$$

Dimana :

PB : Tekanan angin dasar.

Tabel 2.20: Tekanan Angin Dasar.

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, Kolom, dan Pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Datar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/m pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/m pada balok atau gelagar.

c. Beban dari Struktur Atas

Kecuali jika ditentukan di dalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar P_B untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.21. dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah logitudinal. Arah angin untuk perencanaan jembatan yang ditinjau. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

Tabel 2.21: Tekanan Angin Dasar (P_B) untuk Berbagai Sudut Serang.

Sudut Serang	Rangka, Kolom, dan Pelengkung		Gelagar	
Derajat	Beban Lateral	B. Longitudinal	Beban Lateral	B. Longitudinal
	Mpa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0	0,0024	0
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,002	0,0006
45	0,0023	0,002	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

d. Gaya Angin yang Langsung Bekerja pada Struktur Bawah

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah, gaya ini harus diuraikan menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap pada masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus menerapkan gaya-gaya tersebut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

e. Gaya Angin pada Kendaraan

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekana menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali ditentukan didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupaun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut seran dapat diambil seperti yang dapat dilihat pada Tabel 2.22.

Tabel 2.22: Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan.

Sudut	Komponen Tegak Lurus	Komponen Sejajar
Derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0

Tabel 2.22: *Lanjutan.*

Sudut	Komponen Tegak Lurus	Komponen Sejajar
Derajat	N/mm	N/mm
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

f. Tekanan Angin Vertikal

Kecuali yang telah ditentukan dalam salah satu pasal di SNI 1725-2016, jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar 9.6×10^{-4} MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk kendaraan batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal (SNI, 2016).

2.4.9.2. Beban Gempa

Berdasarkan peraturan SNI-2833-2016 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan. Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapakasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R) dengan formulasi Pers. 2.14.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt \tag{2.14}$$

Dimana :

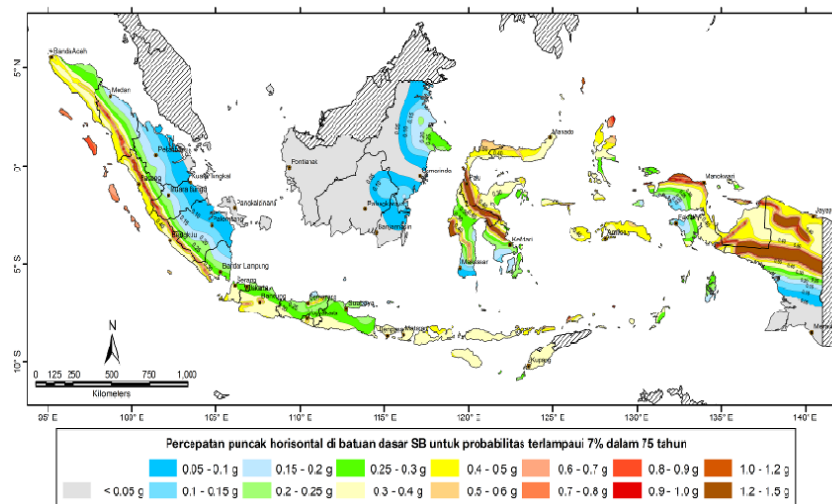
EQ : Gaya gempa horizontal statis (kN).

Csm : Koesfisien respon gempa elastik.

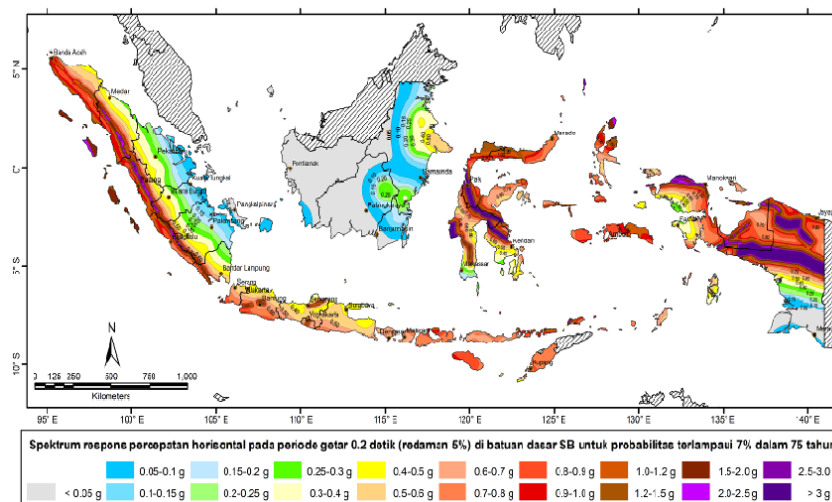
Rd : Faktor modifikasi respon.

Wt : Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

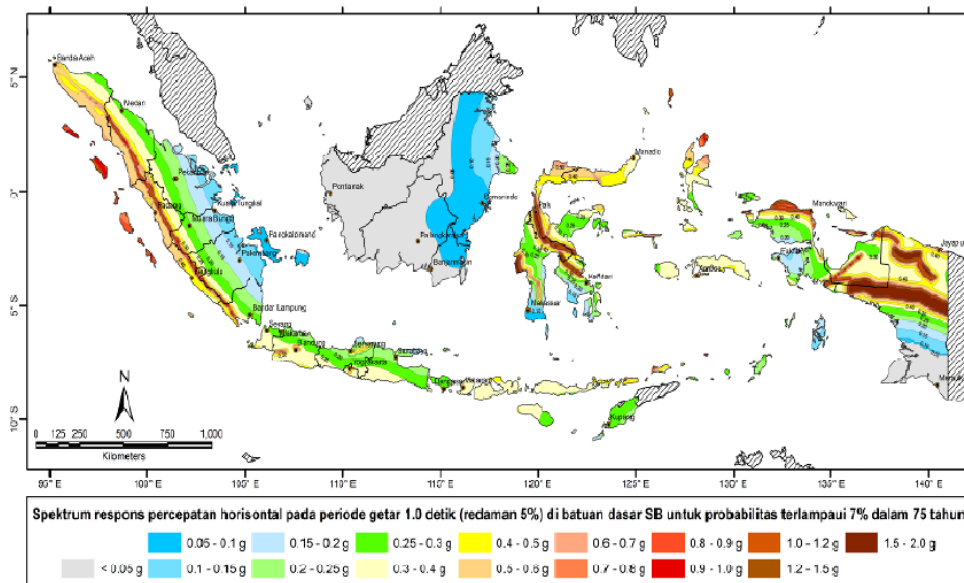
Koefisien respon elastik(Csm) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan yang terlihat pada Gambar 2.14., Gambar 2.15. dan Gambar 2.16. sesuai daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi dengan kondisi tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan. Ketentuan pada standar ini berlaku untuk jembatan konvensional.



Gambar 2.14: Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun.



Gambar 2.15: Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun.



Gambar 2.16: Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 tahun.

a. Bahaya Gempa

Bahaya gempa pada jembatan harus dikarakterisasi dengan menggunakan respon spektra percepatan dan faktor situs untuk kelas situs yang sesuai. Respon spektra percepatan dapat ditentukan baik dengan prosedur umum atau berdasarkan prosedur spesifik-situs. Prosedur spesifik-situs dilakukan jika terdapat kondisi sebagai berikut:

- 1) Jembatan berada dalam jarak 10 km dari patahan aktif.
- 2) Situs termasuk dalam kategori situs kelas F.

b. Prosedur Umum

Peta gempa dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak bantuan dasar (PGA) dan respon spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili level hazard (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

c. Prosedur Spesifik Situs

Prosedur spesifik-situs dapat dilakukan untuk pembuatan respon spektra rencana dan dapat dilakukan di lokasi mampu sesuai dengan persetujuan pemilik

pekerjaan. Tujuan dari analisis probabilitas gerak tanah situs spesifik adalah untuk menghasilkan respon spektra percepatan yang memperhitungkan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun pada nilai spektra dalam rentang periode yang ditentukan. Pada analisis ini harus ditetapkan hal-hal sebagai berikut:

- 1) Sumber gempa yang berkontribusi di sekitar situs yang ditinjau,
- 2) Batas atas magnitudo gempa untuk tiap sumber gempa,
- 3) Median dari hubungan atenuasi untuk nilai spektra respon percepatan dan deviasi standar yang terkait,
- 4) Hubungan magnitudo dan pengulangan yang terjadi untuk tiap sumber gempa, dan
- 5) Hubungan panjang runtuh patahan untuk tiap patahan yang berkontribusi.

Untuk situs yang terletak dalam jarak 10 km dari patahan aktif atau patahan dangkal, maka pengaruh dari patahan terhadap gerak tanah harus diperhitungkan karena dapat berpengaruh signifikan terhadap jembatan.

d. Faktor Situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v).

Nilai F_{PGA} , F_a dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 2.23. dan 2.24.

Tabel 2.23: Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a).

Kelas Situs	PGA $\leq 0,1$ Ss $\leq 0,25$	PGA = 0,2 Ss = 0,5	PGA = 0,3 Ss = 0,75	PGA = 0,4 Ss = 1	PGA > 0,5 Ss $\geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1	1
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai - nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier.

Keterangan :

PGA : Percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

Ss : Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

SS : Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Tabel 2.24: Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 Detik (F_v).

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

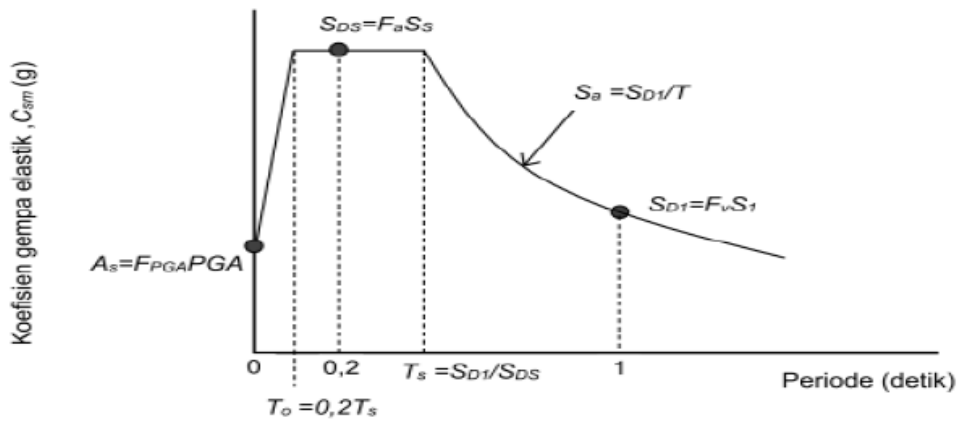
Keterangan :

S_1 : Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

SS : Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

e. Respon Spektrum Rencana

Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum sistem berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Bentuk tipikal respons spektra dapat dilihat pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17: Bentuk Tipikal Respons Spektra di Permukaan Tanah.

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa indonesia 2010 (P_{GA} , S_s dan S_1), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Perumusan respons spektra dapat dilihat pada Pers. 2.15, 2.16 dan 2.17.

$$A_s = F_{PGA} \times P_{GA} \quad (2.15)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (2.16)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (2.17)$$

f. Koefisien Respon Gempa Elastik

Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respon gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari Pers. 2.18.

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.18)$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah dengan S_{DS} . Dan untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari Pers. 2.19, 2.20 dan 2.21.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.19)$$

$$T_0 = 0,2T \quad (2.20)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.21)$$

Dimana :

S_{DS} : Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0,2$ detik)

S_{D1} : Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

g. Kategori Kerja Seismik

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra percepatan periode 1 detik (S_{D1}) sesuai Tabel 2.23. kategori tersebut menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan untuk penentuan zona gempa, dapat dilihat pada Tabel 2.25.

Tabel 2.25: Zona Gempa

Koefisien Percepatan (S_{D1})	Zona Gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,3$	2
$0,3 < S_{D1} \leq 0,5$	3
$S_{D1} > 0,5$	4

Keterangan :

S_{D1} : $F_v \times S_1$

F_v : Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

S_1 : Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

h. Faktor Modifikasi Respon

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka detailing struktur harus sesuai dengan ketentuan pada pasal 7 dan pasal 7.5 SNI2833:2016. Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 2.26. dan Tabel 2.27. sebagai alternatif penggunaan faktor R pada Tabel 2.27. untuk hubungan struktur, sambungan monolit antara elemen struktur atau struktur, seperti hubungan kolom ke fondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk yang berhubungan. Apabila digunakan analisis dinamik

riwayat waktu, maka faktor modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk seluruh jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur.

Tabel 2.26: Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah.

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar Tipe Dinding	1,5	1,5	2
Tiang/kolom Beton Bertulang :			
Tiang Vertikal	1,5	2	3
Tiang Miring	1,5	1,5	2
Kolom Tunggal	1,5	2	3
Tiang Baja dan Komposit :			
Tiang Vertikal	1,5	3,5	5
Tiang Miring	1,5	2	3
Kolom Majemuk	1,5	3,5	5

Tabel 2.27: Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur.

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan Atas dengan Kepala Jembatan	0,8
Sambungan Mulai Dilatasi pada Bangunan Atas	0,8
Kolom, Pilar atau Tiang dengan Bangunan Atas	1
Kolom atau Pilar dengan Fondasi	1

2.4.10. Temperatur Merata (EUn)

Deformasi akibat perubahan temperatur yang merata dapat dihitung dengan menggunakan prosedur seperti yang dijelaskan pada pasal ini. Prosedur ini dapat digunakan untuk perencanaan jembatan yang menggunakan gelagar terbuat dari beton atau baja. Rentang temperatur harus seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.28. perbedaan antara temperatur minimum dan temperatur maksimum dengan temperatur nominal yang diasumsikan dalam perencanaan harus digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi yang terjadi akibat perbedaan suhu tersebut. Temperatur minimum dan maksimum yang ditentukan dalam Tabel 2.28. harus digunakan sebagai $T_{mindesign}$ dan $T_{maxdesign}$ pada pers 2.22.

$$\Delta_T = \alpha L (T_{maxdesign} - T_{mindesign}) \quad (2.22)$$

Dimana :

L : Panjang komponen jembatan (mm)

A : Koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

Tabel 2.28: Temperatur Jembatan Rata – Rata Nominal.

Tipe Bangunan Atas	Temperatur jembatan rata - rata minimum (1)	Temperatur jembatan rata - rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	40°C

Tabel 2.29: Sifat Bahan Rata – Rata Akibat Pengaruh Temperatur.

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)	Modulus Elastisitas (MPa)
Baja	$12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	200.000
Beton :		
Kuat tekan < 30 Mpa	$10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$4700\sqrt{f'c}$
Kuat tekan > 30 Mpa	$11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$4700\sqrt{f'c}$

Pengaruh temperatur dibagi menjadi:

1. Variasi temperatur jembatan rata-rata digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan pelat lantai, dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dari pergerakan tersebut (EUn); Variasi temperatur rata-rata berbagai tipe bangunan jembatan diberikan dalam Tabel 2.27. Besarnya nilai koefisien perpanjangan dan modulus elastisitas yang digunakan untuk menghitung besarnya pergerakan dan gaya yang terjadi diberikan dalam Tabel 2.28. Perencanaan harus menentukan besarnya temperatur jembatan rata-rata yang diperlukan untuk memasang sambungan siar muai, perletakan dan lain sebagainya, dan harus memastikan bahwa temperatur tersebut tercantum dalam gambar rencana.
2. Variasi temperatur (EG) di dalam bangunan atas jembatan atau perbedaan temperatur disebabkan oleh pemanasan langsung dari sinar matahari di waktu

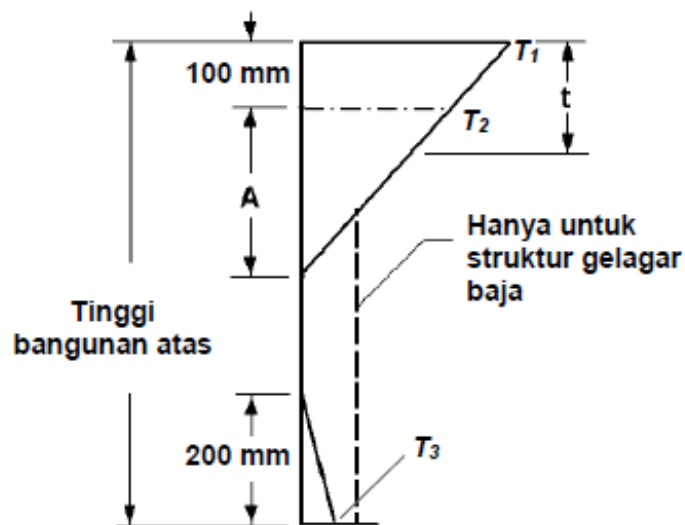
siang pada bagian atas permukaan lantai dan pelepasan kembali radiasi dari seluruh permukaan jembatan di waktu malam. Gradien temperatur nominal arah vertikal untuk bangunan atas beton dan baja diberikan dalam Gambar 2.18. parameter yang digunakan mencakup T_1 , T_2 , dan T_3 dengan nilai sesuai pada Tabel 2.30. Untuk tipe jembatan yang lebar diperlukan perhitungan untuk meninjau gradien perbedaan temperatur dalam arah melintang. Nilai A dapat diambil sebagai berikut:

- Untuk bangunan atas terbuat dari beton dengan tinggi gelagar sebesar 400 mm atau lebih nilai A sama dengan 200 mm.
- Untuk bangunan atas terbuat dari beton dengan tinggi gelagar lebih rendah dari 400 mm A diambil lebih kecil 100 mm dari tinggi aktual.
- Untuk bangunan atas terbuat dari baja, nilai A diambil sebesar 200 mm dan jarak t diambil sebagai ketebalan peka lantai.

Tabel 2.30: Parameter T_1 dan T_2 .

Lokasi Jembatan	$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$	$T_3(^{\circ}\text{C})$
<500 m di atas permukaan laut	12	8	$0 \leq T_3 \leq 5$
>500 m di atas permukaan laut	17	11	

Nilai T_3 dapat diambil sebesar 0 kecuali bila dilakukan kajian spesifik situs, tetapi nilai T_3 diambil tidak melebihi 5.



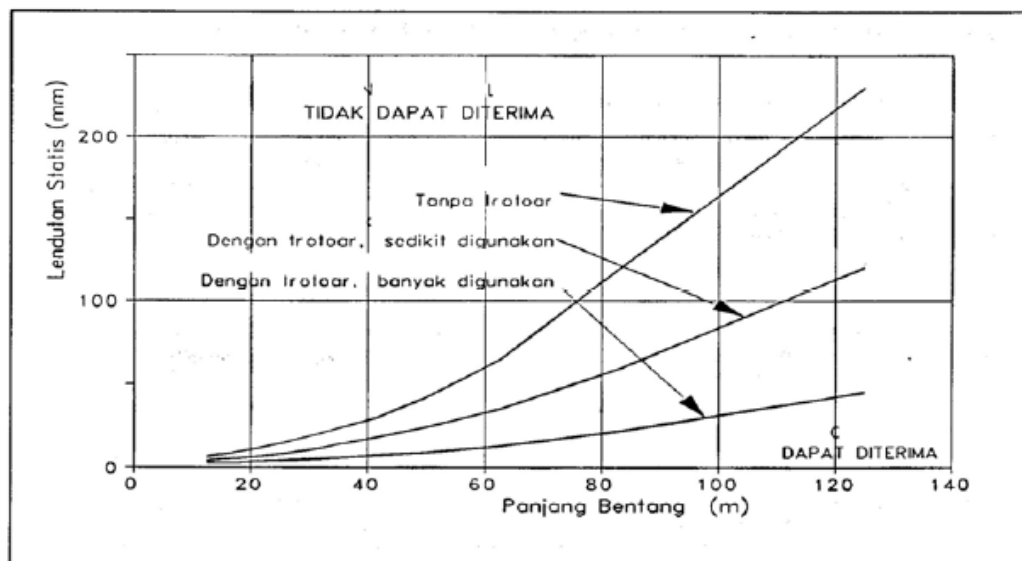
Gambar 2.18: Gradien Temperatur Vertikal pada Bangunan Atas Beton dan Baja.

2.4.11. Pengaruh Getaran

Getaran yang diakibatkan oleh adanya kendaraan yang lewat diatas jembatan dan akibat pejalan kaki pada jembatan penyeberangan merupakan keadaan batas daya layan apabila tingkat getaran menimbulkan bahaya dan ketidaknyamanan seperti halnya keamanan bangunan.

2.4.11.1. Jembatan standar tanpa trotoar

Getaran pada jembatan harus diselidiki untuk keadaan batas daya layan terhadap getaran. Satu lajur lalu lintas rencana dengan pembebanan "beban lajur D", dengan faktor beban 1,0 harus ditempatkan sepanjang bentang agar diperoleh lendutan statis maksimum pada jembatan. Lendutan ini tidak boleh melampaui apa yang terlihat pada gambar 2.19. untuk mendapatkan tingkat kegunaan pada pjalan kaki. Walaupun pasal ini mengijinkan terjadinya lendutan statis yang relatif besar akibat beban hidup, peencanaan harus menjamin bahwa syarat-syarat untuk kelelahan bahan dipenuhi.



Gambar 2.19: Lendutan Akibat Getaran.

2.4.11.2. Jembatan Standar dengan Trotoar dan Jembatan Penyeberangan

Orang

Getaran pada bangunan atas untuk jembatan penyeberangan harus diselidiki pada keadaan batas daya layan. Perilaku dinamis dari jembatan penyeberangan harus diselidiki secara khusus. Penyelidikan yang khusus ini tidak diperlukan untuk jembatan penyeberangan apabila memenuhi batasan-batasan sebagai berikut:

1. Perbandingan antara bentang dengan ketebalan dari bangunan atas kurang dari 30. Untuk jembatan menerus, bentang harus diukur sebagai jarak antara titik-titik lawan lendut untuk beban mati.
2. Frekuensi dasar yang dihitung untuk getaran pada bangunan atas jembatan yang terlentur harus lebih besar dari 3 Hz. Apabila frekuensi yang lebih rendah tidak bias dihindari, ketentuan dari poin 3 berikut bisa digunakan.
3. Apabila getaran jembatan terlentur mempunyai frekuensi dasar yang dihitung kurang dari 3 Hz, lendutan statis maksimum jembatan dengan beban 1,0 kN harus kurang dari 2 mm.

2.5. Lalu Lintas Harian Rata – Rata (LHR)

Menurut Handayani (2006), lalu lintas harian rata-rata adalah volume lalu lintas rata-rata dalam satu hari. Dari cara memperoleh data tersebut dikenal dua jenis lalu lintas harian rata-rata, yaitu lalu lintas harian rata-rata tahunan (LHRT) dan lalu lintas harian rata-rata (LHR). LHRT adalah jumlah lalu lintas kendaraan rata-rata yang melewati satu jalur jalan selama 24 jam dan diperoleh dari data selama satu tahun penuh. Perhitungan LHRT dapat dilihat pada Persamaan 2.23.

$$\text{LHRT} = \frac{\text{Lalu Lintas Harian Rata-Rata}}{365 \text{ Hari}} \quad (2.23)$$

LHR adalah hasil bagi dari jumlah kendaraan yang diperoleh selama observasi dan lamanya observasi. Data LHR cukup teliti apabila pengamatan dilakukan pada interval-interval waktu yang cukup menggambarkan fluktuasi arus selama satu tahun. Perhitungan LHR selama pengamatan dapat dilihat pada Persamaan 2.24.

$$\text{LHR} = \frac{\text{Jumlah Lalu Lintas Selama Pengamatan (Kendaraan)}}{\text{Lamanya Pengamatan}} \quad (2.24)$$

2.6. Penelitian Terdahulu

Penelitian ini menggunakan tinjauan dari penelitian-penelitian sebelumnya yang berkaitan dengan perencanaan dan desain struktur sebagai salah satu acuan. Salah satu contoh penelitian yang diambil sebagai acuan adalah penelitian yang berjudul “Perencanaan Jembatan Beton Prategang dengan Bentang 24 Meter Berdasarkan Standar Nasional Indonesia (SNI)” karangan Samsuardi Batubara, dkk pada tahun 2018. Dalam penelitian ini dijelaskan bahwa penulis melakukan analisis dan merencanakan sebuah jembatan. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan beton prategang dengan bentang 24 meter, jarak antara girder sebesar 1,83 m dan lebar jembatan sebesar 6,5 meter.

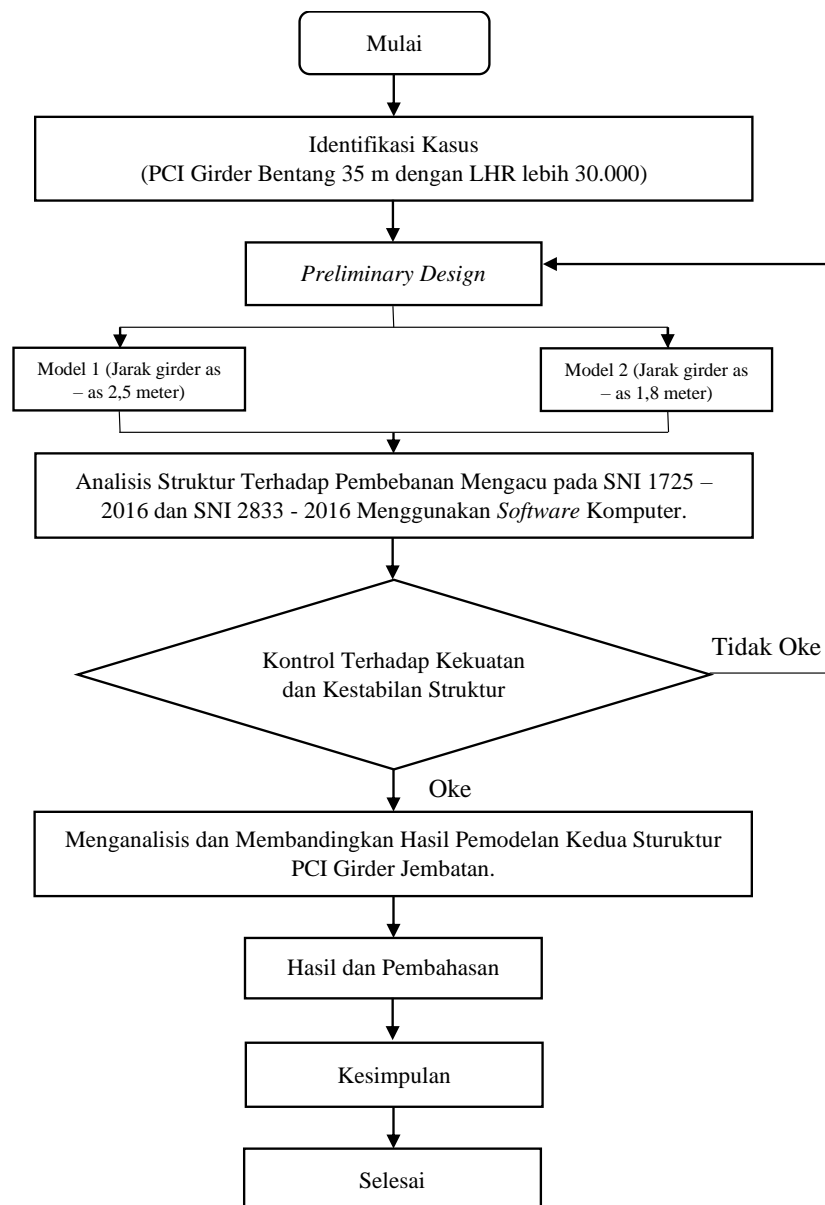
Dari hasil penelitian yang dilakukan, didapatkan bahwa Untuk jembatan bentang 24 m dibutuhkan girder prategang yang ideal dengan tinggi 160 cm. Berdasarkan SNI 1725 2016 pembebanan untuk jembatan prategang bentang 24 m dibutuhkan jumlah tendon sebanyak 3 buah dengan tiap tendon terdiri dari 12 strand dengan diameter 12,7 mm. Serta Kehilangan prategang yang digunakan pada asumsi awal desain sebesar 30% dan setelah perhitungan mendapatkan kehilangan prategang sebesar 24,52% pada balok girder.

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1. Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur jembatan pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan, seperti tujuan perencanaan struktur jembatan hingga pemodelan atau pendesainan struktur jembatan. Langkah-langkah perencanaan struktur jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut ini:



Gambar 3.1: Diagram Alir Perencanaan.

3.2. Metode Analisis

Adapun tahapan – tahapan dalam merencanakan struktur atas PCI Girder untuk bentang 35 m dengan LHR 30.000 sebagai berikut :

a. Pengumpulan Data

Pada tahap ini merupakan langkah awal untuk merencanakan struktur atas jembatan PCI Girder dengan mengumpulkan berbagai data yang diperlukan untuk proses perencanaan struktur atas nantinya.

b. *Preliminary Design*

Dari data yang sudah didapatkan, lalu dibuat *draft* perencanaan yang meliputi dimensi struktur, kualitas material yang akan digunakan, dan konfigurasi struktur jembatan.

c. Pemodelan Struktur

Dalam tahap ini, ditentukan bagaimana besarnya dimensi struktur dan bentuk geometri dari susunan struktur atas dengan berbagai komponen yang saling berkaitan.

d. Analisis Pembebanan

Tahap ini merencanakan besarnya pembebanan yang terjadi pada struktur atas dengan mempertimbangkan berbagai standar yang ada seperti SNI 1725 – 2016 dan SNI 2833 – 2016.

e. Analisis dan Perhitungan Struktur

Dalam tahap ini dilakukan analisis untuk mengetahui perilaku struktur yang diakibatkan oleh beban yang direncanakan dengan bantuan *software* analisis struktur.

f. Cek Desain

Tahap ini merupakan tahap akhir dari sebuah perencanaan. Dalam tahap ini dilakukan pengecekan perilaku struktur terhadap kekuatan, daktilitas, dan kemampuan layan yang ingin dicapai.

3.3. Pemodelan Struktur

3.3.1. Data Perencanaan Struktur Jembatan

Data struktur jembatan yang akan digunakan untuk analisis ini antara lain sebagai berikut :

- Panjang bentang : 35 m
- Lebar jembatan : 25 m
- Lebar jalur lalu lintas : 10,5 x 2 meter
- Lebar median jalan : 2 m
- Lebar trotoar : 1 m
- Tebal trotoar : 0,3 m
- Tinggi girder : 2,1 m
- Jarak girder : 2,5 m (model 1) dan 1,8 m (model 2)
- Jumlah girder : 10 buah (model 1) dan 14 buah (model 2)
- Tebal *slab* : 0,3 m
- Tebal lapisan aspal : 0,05 m
- Kondisi tanah : Tanah Sedang
- Letak geografis : Kota Medan

3.3.2. Data Material Struktur Jembatan

Data material yang akan digunakan untuk analisis struktur jembatan ini antara lain sebagai berikut :

- Berat jenis beton : 25 kN/m³
- Berat jenis baja : 78,5 kN/m³
- Berat jenis aspal : 22 kN/m³
- Kuat tekan beton ($f'c$) : 40 MPa

3.3.3. Konfigurasi Struktur Jembatan

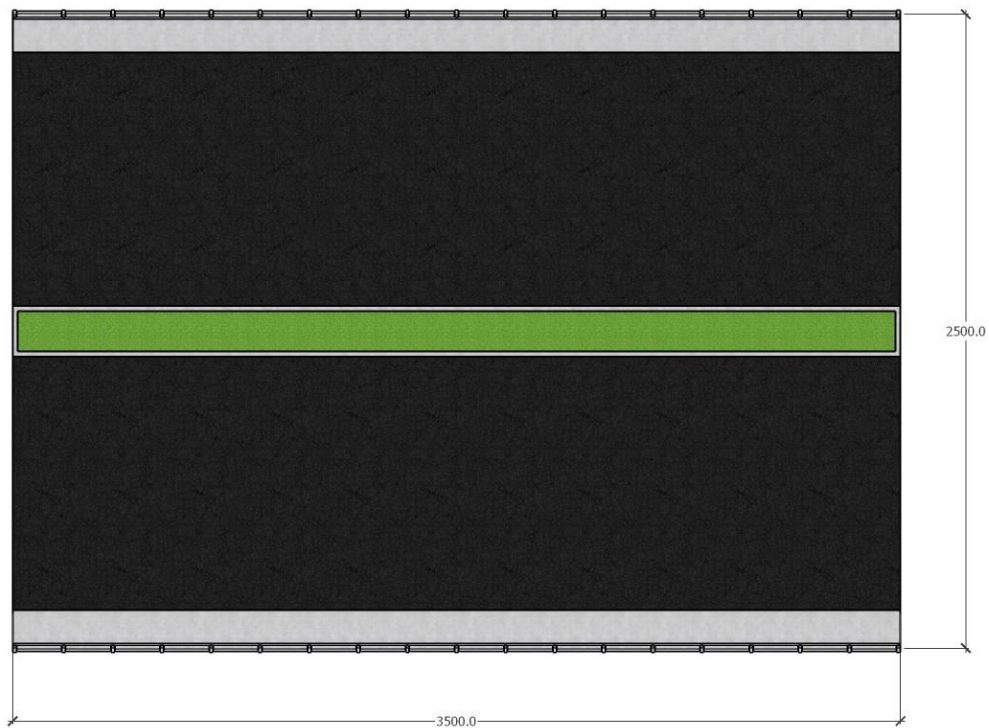
Pada tugas akhir ini, struktur yang direncanakan adalah struktur jembatan dengan sistem prategang. Adapun model yang digunakan pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- a. Struktur atas *PCI Girder* jembatan dengan bentang girder sebesar 2,5 meter.

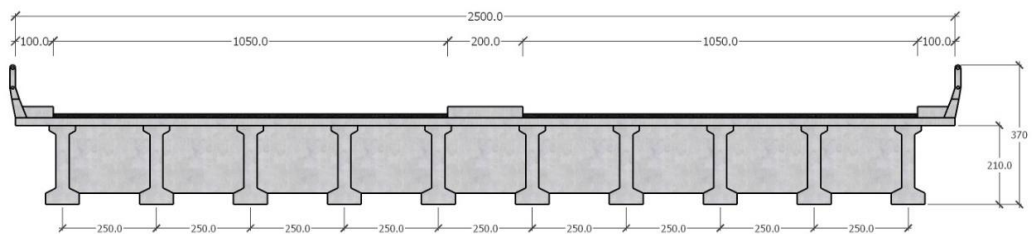
b. Struktur atas *PCI Girder* jembatan dengan bentang girder sebesar 1,8 meter.

3.3.4. Denah Struktur Jembatan

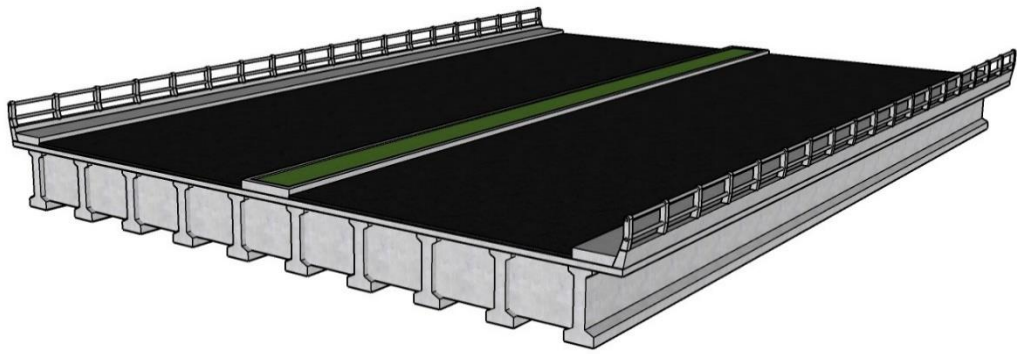
Denah, penampang melintang struktur atas, serta perspektif model jembatan yang direncanakan untuk model 1 dan model 2 dapat dilihat pada Gambar 3.2, Gambar 3.3, Gambar 3.4, Gambar 3.5, dan Gambar 3.6.



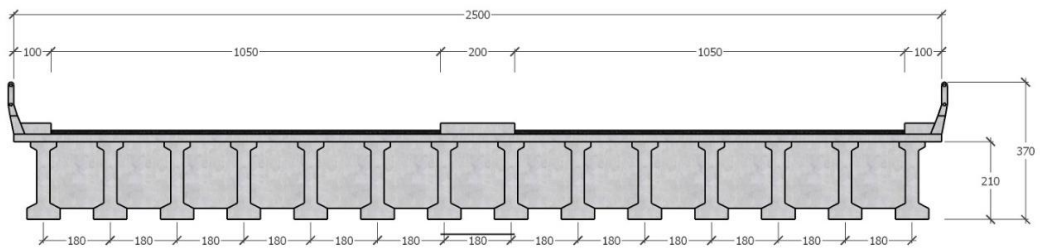
Gambar 3.2: Denah Jembatan.



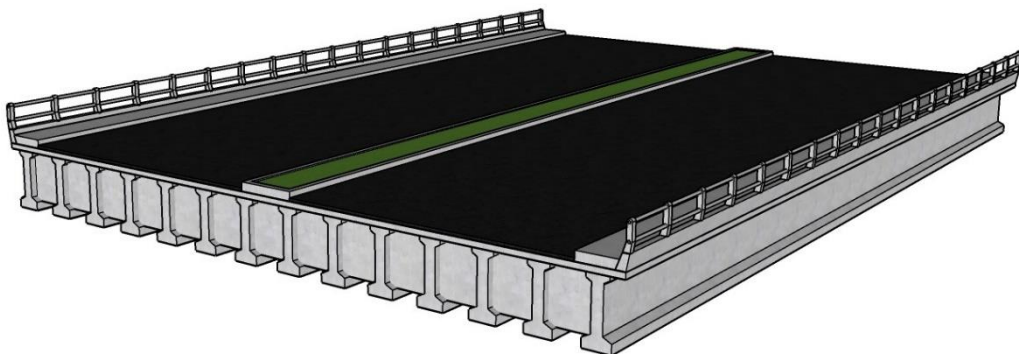
Gambar 3.3: Penampang Melintang Struktur Atas Jembatan Model 1.



Gambar 3.4: Perspektif Pemodelan Struktur Atas Jembatan Model 1.



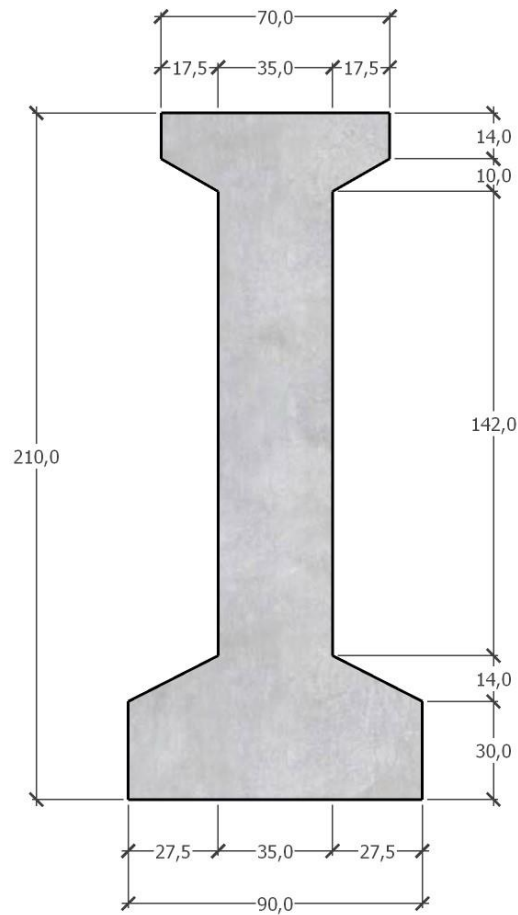
Gambar 3.5: Penampang Melintang Struktur Atas Jembatan Model 2.



Gambar 3.6: Perspektif Pemodelan Struktur Atas Jembatan Model 2.

3.3.5. Desain PCI Girder

Jembatan yang direncanakan adalah jembatan PCI Girder dengan bentang 35 m dengan LHR lebih dari 30.000, adapun *draft* dari dimensi yang akan digunakan pada gelagar ini dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut ini:



Gambar 3.7: Desain Penampang *PCI Girder*.

3.4. Analisis Pembebanan pada Jembatan

Berdasarkan SNI 1725 – 2016, beban yang bekerja pada jembatan merupakan beban gravitasi yang terdiri dari beban mati dan beban hidup. Beban mati merupakan beban yang berhubungan dengan komponen material jembatan dan penampang struktur jembatan itu sendiri. Sedangkan beban hidup merupakan beban dinamis yang bekerja pada struktur jembatan berdasarkan SNI 1725 – 2016. Untuk mengetahui besarnya nilai beban mati material komponen jembatan dapat dilihat pada tabel 3.1.

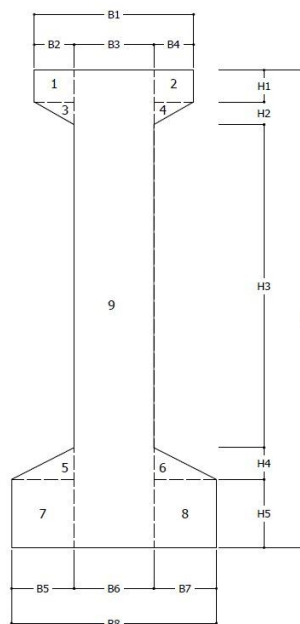
Tabel 3.1: Berat Isi Material Komponen Jembatan.

Beban Mati	Besar Beban (kN/m ³)
Beton Prategang	25
Beton Bertulang	25
Baja	78,5

3.4.1. Berat Sendiri (MS)

a. Berat Sendiri Girder

Data propertis ukuran dan pembagian penampang dapat dilihat pada Gambar 3.8 dan Tabel 3.2.



Gambar 3.8: Pembagian Penampang Girder.

Tabel 3.2: Data Propertis Penampang Girder.

Notasi	Ukuran (m)	Notasi	Ukuran (m)
B2	0,175	H1	0,14
B3	0,35	H2	0,1
B4	0,175	H3	1,42
B5	0,275	H4	0,14
B6	0,35	H5	0,3
B7	0,275	h	2,1
B8	0,9		
B1	0,7		

Perhitungan beban sendiri struktur girder dipaparkan pada tabel 3.3.

Tabel 3.3: Perhitungan Berat Sendiri Struktur Girder.

Bagian	Luas Area (m ²) (1)	Berat Satuan (kN/m ³) (2)	Beban (Q _{MS})(kN/m) (3) = (1)*(2)
Bagian 1	0,0245	25	0,61
Bagian 2	0,0245	25	0,61
Bagian 3	0,00875	25	0,22
Bagian 4	0,00875	25	0,22
Bagian 5	0,01925	25	0,48
Bagian 6	0,01925	25	0,48
Bagian 7	0,0825	25	2,06
Bagian 8	0,0825	25	2,06
Bagian 9	0,735	25	18,38
Total			25,13

b. Berat Trotoar

- Lebar = 1 m
- Tebal = 0,3 m
- B_j Beton = 25 kN/m³
- Berat Sendiri = Lebar x tebal x B_j beton
- = 1 x 0,3 x 25
- = 7,5 kN/m

c. Berat Total

Untuk total dari berat sendiri struktur dapat dilihat pada tabel 3.4.

Tabel 3.4: Berat Sendiri Total.

Bagian	Luas Area (m ²) (1)	Berat Satuan (kN/m ³) (2)	Beban (Q _{MS})(kN/m) (3) = (1)*(2)
Girder	1,005	25	25,13
Trotoar	0,3	25	7,5
Total			32,63

3.4.2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban tambahan yang bekerja pada lantai jembatan adalah lapisan aspal dan genangan air hujan. Untuk perhitungan beban mati tambahan pada struktur jembatan model 1 dan model 2 dapat dilihat pada tabel 3.5 dan tabel 3.6.

Tabel 3.5: Beban Mati Tambahan Model 1.

Jenis Beban	Lebar (m) (1)	Tebal (m) (2)	Berat Satuan (kN/m ³) (3)	Q _{MA} (kN/m) (4) = (1)*(2)*(3)
Lapisan Aspal	2,5	0,05	22	2,75
Air Hujan	2,5	0,05	9,8	1,225
Total				3,975

Tabel 3.6: Beban Mati Tambahan Model 2.

Jenis Beban	Lebar (m) (1)	Tebal (m) (2)	Berat Satuan (kN/m ³) (3)	Q _{MA} (kN/m) (4) = (1)*(2)*(3)
Lapisan Aspal	1,8	0,05	22	1,98
Air Hujan	1,8	0,05	9,8	0,882
Total				2,862

3.4.3. Beban Lajur (TD)

Beban lajur terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Perhitungan BTR dan BGT disajikan dibawah ini.

a. Beban Terbagi Rata (BTR)

Berdasarkan SNI 1725 – 2016, jika $L > 30$ m maka,

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

$$q = 8,36 \text{ kN/m}^2$$

$$L \text{ jalur jembatan (LJ)} = 10,5 \text{ m}$$

$$q' = [(5,5 * 100\% * q) + ((LJ - 5,5) * 50\% * q)] / LJ$$

$$q' = 6,37 \text{ kN/m}^2$$

- Model 1

$$\text{Jarak Girder (s)} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{BTR} = s * q'$$

$$\text{BTR} = 15,92 \text{ kN/m}$$

- Model 2

$$\text{Jarak Girder (s)} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{BTR} = s * q'$$

$$\text{BTR} = 11,46 \text{ kN/m}$$

b. **Beban Garis Terpusat (BGT)**

Berdasarkan SNI 1725 – 2016, Beban garis terpusat (BGT) ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan dengan besarnya intensitas p adalah 49 kN/m. Jika $L < 50$ m, maka faktor beban dinamis (FDB) yang digunakan adalah sebesar 40%.

- Model 1

$$\text{Jarak Girder (s)} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{BGT} = p * s * (1 + 40\%)$$

$$\text{BGT} = 171,5 \text{ kN}$$

- Model 2

$$\text{Jarak Girder (s)} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{BGT} = p * s * (1 + 40\%)$$

$$\text{BGT} = 123,48 \text{ kN}$$

3.4.4. **Beban Rem (TB)**

Pengaruh pengereman dari lalu lintas ini diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan di anggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya

gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan sebagai berikut:

a. 25% dari berat gandar truk desain

$$\text{Berat gandar (PT)} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{PTb}' = 25\% \text{ PT}$$

$$\text{PTb}' = 125 \text{ kN}$$

b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

$$\text{Panjang Jembatan (L)} = 35 \text{ m}$$

$$\text{Berat Gandar (PT)} = 500 \text{ kN}$$

• Model 1

$$\text{BTR} = 13,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{PTb} = 5\% \text{ PT} + (\text{BTR} * \text{L})$$

$$\text{PTb} = 482,03 \text{ kN}$$

• Model 2

$$\text{BTR} = 9,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{PTb} = 5\% \text{ PT} + (\text{BTR} * \text{L})$$

$$\text{PTb} = 354,06 \text{ kN}$$

Untuk model 1 dan model 2 masing – masing beban rem yang digunakan adalah 482,03 kN dan 354,06 kN.

3.4.5. Beban Pejalan Kaki (TP)

Berdasarkan SNI 1725-2016, semua komponen trotoar yang lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kN/m² dan diasumsikan diletakan pada girder yang berada di ujung.

3.4.6. Beban Lingkungan

3.4.6.1. Beban Angin

Beban angin terbagi atas beban angin struktur (EW_S) dan beban angin kendaraan (EW_L). Untuk perhitungan beban angin dapat dilihat sebagai berikut :

- Tekanan Angin Horizontal

Kecepatan angin rencana berdasarkan lokasi jembatan diasumsikan berada pada daerah kota, untuk menentukan nilai V_0 dan Z_0 dapat dilihat pada tabel 2.18. Nilai Z jembatan di ambil pada nilai 10 m. Nilai V_B dan V_{10} diambil seragam sebesar 126 km/jam.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \frac{V_{10}}{V_B} \ln \frac{Z}{Z_0}$$

$$V_{DZ} = 66,89 \text{ km/jam}$$

- Tekanan Angin Horizontal pada Struktur

Berdasarkan Tabel 2.19, Nilai P_B untuk komponen balok adalah sebesar 0,0024 MPa.

$$PD = PB \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$PD = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

- Beban Angin Struktur (EW_s)

$$\text{Tinggi Girder (h)} = 2,1 \text{ m}$$

$$EW_s = PD * h$$

$$EW_s = 1,42 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan SNI 1725 : 2016, beban angin tekan yang terjadi tidak boleh kurang dari 4,4 kN/m. Maka beban EW_s yang digunakan adalah sebesar 4,4 kN/m.

- Beban Angin Kendaraan (EW_L)

Beban angin yang bekerja pada kendaraan ditentukan sebesar 1,46 kN/m dan bekerja pada ketinggian 1,8 m dari permukaan jalan di atas jembatan.

$$\text{Tekanan Angin (T}_{EW}) = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jarak antar roda (x)} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Angin} = 1,8 \text{ m}$$

$$EW_L = (0,5h/x) * T_{EW}$$

$$EW_L = 0,75 \text{ kN/m}$$

3.4.6.2. Beban Temperatur

Besaran rentang simpangan akibat beban temperatur (ΔT) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain sebagai berikut :

- Temperatur Maksimum = 40° C
- Temperatur Minimum = 15° C
- Δ_T (beton) = $\alpha L (T_{\max} - T_{\min})$
 Δ_T (beton) = 9,625 mm
- T1 = 12° C
- T2 = 8° C
- T3 = 0° C
- A = 200 mm

3.4.6.3. Beban Gempa

Metode yang digunakan dalam perhitungan beban gempa ini yaitu metode analisis respon spektrum. Beban gempa diperhitungkan berdasarkan SNI 2833 - 2016 perencanaan gempa terhadap beban jembatan, perencanaan beban rencana akibat beban minimum ditentukan beberapa hal:

- a. Lokasi Rencana = Kota Medan
- b. Situs Tanah = Tanah Sedang (SD)
- c. Penentuan Beban Gempa

1) Nilai PGA

Berdasarkan Gambar 2.14 percepatan puncak di batuan dasar (PGA) Kota Medan untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun maka nilai PGA adalah 0,2 g

2) Nilai Ss (Respon Spektra 0,2 Detik)

Berdasarkan Gambar 2.15 peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar Kota Medan untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun maka nilai Ss adalah 0,4 g

3) Nilai S1 (Respon Spektra 1 Detik)

Berdasarkan Gambar 2.16 peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar Kota Medan untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun di tentukan nilai S1 adalah 0,3 g

d. Menentukan Koefisien Situs FPGA, Fa, dan Fv

Berdasarkan nilai PGA, Ss, dan S1 yang telah diperoleh dibaca pada Tabel 2.22 faktor amplifikasi periode 1 detik dan 0,2 detik (FPGA/Fa) dan Tabel 2.23 nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) untuk situs tanah sedang (SD) diperoleh hasil sebagai berikut:

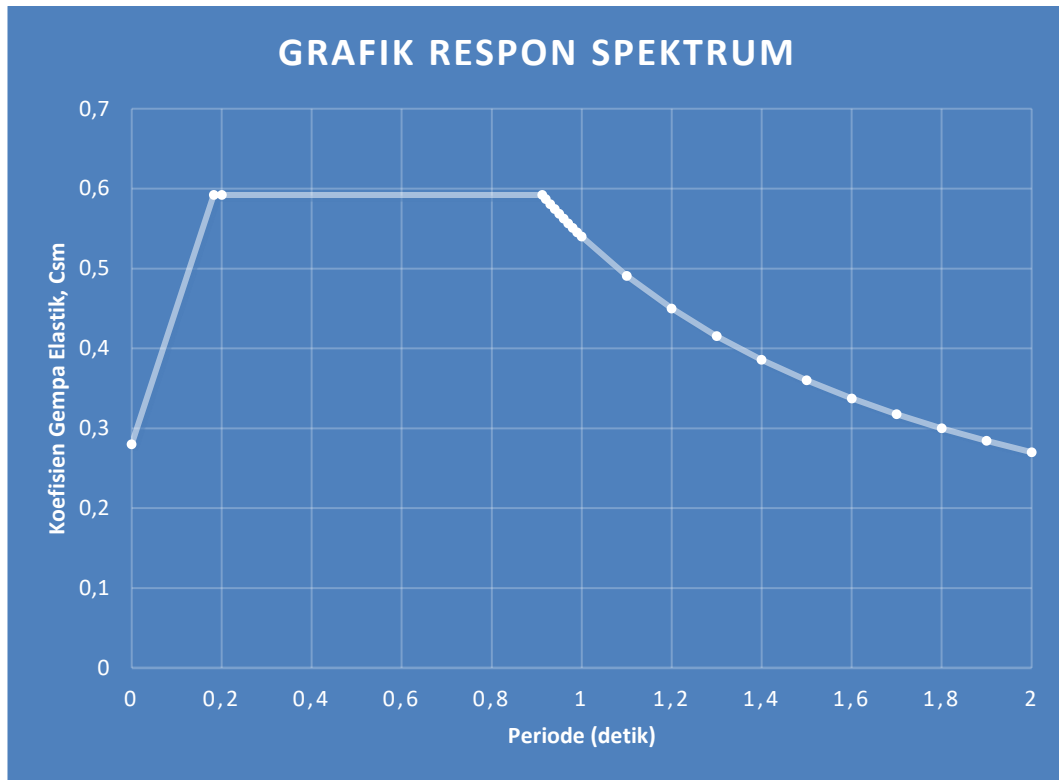
- $FPGA = 1,4 \text{ g}$
- $Fa = 1,48 \text{ g}$
- $Fv = 1,8 \text{ g}$

e. Menentukan Parameter Spektra As, SDs, SD1, Ts dan T0

Berikut ini akan dipaparkan perhitungan parameter – parameter yang akan dicari untuk membuat grafik respon spektrum.

- $As = FPGA \times PGA$
 $As = 0,28 \text{ g}$
- $SD1 = Fv \times S1$
 $SD1 = 0,54 \text{ g}$
- $SDs = Fa \times Ss$
 $SDs = 0,59 \text{ g}$
- $Ts = SD1/SDs$
 $Ts = 0,91 \text{ g}$
- $T0 = 0,2Ts$
 $T0 = 0,18 \text{ g}$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter – parameter spektra di atas, maka grafik respon spektra dapat diproyeksikan seperti pada gambar 3..



Gambar 3.9: Grafik Respon Spektrum.

Berdasarkan Tabel 8. SNI 2833 – 2016 , untuk jembatan bentang tunggal tidak diperlukan analisis gempa. Jadi, gaya gempa yang telah dihitung tidak perlu diinput dalam kombinasi pembebanan.

3.5. Perencanaan Prategang

3.5.1. Gaya Prestress

3.5.1.1. Kondisi Awal

Kuat tekan beton rencana,	f_c'	= 40 MPa
Kuat beton kondisi awal,	f_{ci}'	= 0,8 x f_c' = 32 MPa
Inersia penampang,	I_x	= 0,47216 m ⁴
Luas penampang,	A	= 1,005 m ²
Jarak alas ke titik berat,	z_o	= 0,125 m

$$\begin{aligned}
\text{Titik berat penampang,} & \quad Y_b = 0,938 \text{ m} \\
\text{Tb penampang terhadap sisi atas,} & \quad Y_a = 1,162 \text{ m} \\
\text{Eksentrisitas tendon,} & \quad e = y_b - z_o = 0,813 \text{ m} \\
\text{Momen akibat berat sendiri Girder,} & \quad M_s = 3847,26 \text{ kNm} \\
\text{Tegangan serat atas,} & \quad 0 = -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \cdot e \cdot Y_a}{I_x} - \frac{M_s \cdot Y_a}{I_x} \\
& \quad Pt = 9408,49 \text{ kN} \\
\text{Tegangan serat bawah,} & \quad -0,6f_{ci} = -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_s \cdot Y_b}{I_x} \\
& \quad Pt = 10280,17 \text{ kN} \\
\text{Diambil besarnya gaya prategang,} & \quad Pt = 9408,49 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3.5.1.2. Kondisi Akhir

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian dengan data sebagai berikut:

Tabel 3.7: Data *Strands Cable*.

<i>Data Strands Cable</i>	
Jenis Strands	<i>Uncoated 7 wire strands KBjP-P7 RB SNI 1154 : 2016</i>
Tegangan leleh strand, f_{py}	1580 MPa
Kuat Tarik strand, f_{pu}	1860 MPa
Diameter nominal strand	0,01270 m (0,5")
Luas tampang satu strand, A_{st}	0,0000987 m ²
Beban putus minal satu strand, P_{bs}	184 kN
Jumlah kawat untaian	19 kawat tiap tendon
Diameter selubung ideal	84 mm
Luas tampang strand	0,0018753 m ²
Beban putus satu tendon, P_{b1}	3496 kN
Modulus elastisitas strand, E_s	200.000 MPa

$$\begin{aligned}
\text{Gaya prategang awal,} & \quad Pt = 9408,49 \text{ kN} \\
\text{Beban putus satu tendon,} & \quad P_{b1} = 3496 \text{ kN} \\
\text{Beban putus minimal satu strand,} & \quad P_{bs} = 184 \text{ kN} \\
\text{Gaya prategang saat jacking,} & \quad P_j = Pt/0,85 \\
& \quad P_j = 0,8 \cdot P_{b1} \cdot n_t \\
\text{Jumlah tendon yang diperlukan,} & \quad n_t = 3,957 \text{ tendon}
\end{aligned}$$

Jumlah tendon yang digunakan,	$n_t = 4$ tendon
Jumlah <i>strands</i> yang diperlukan,	$n_s = 75,19$ <i>strands</i>
Jumlah <i>strands</i> yang digunakan,	$n_s = 76$ <i>strands</i>
Persentase % <i>jacking force</i> ,	$P_o = P_t / (0,85 * n_s * P_{bs}) * 100\%$
	$P_o = 79,15\%$
Gaya prategang akibat <i>jacking</i> ,	$P_j = 11068,81$ kN
Diperkirakan <i>loss of prestress</i> ,	$= 20\%$
Gaya prategang setelah LoP,	$P_{eff} = 8855,05$ kN

3.5.2. Posisi Tendon

3.5.2.1. Posisi Tendon di Tumpuan

Diambil jarak dari alas girder ke as baris tendon ke-4, $a' = 0,35$ m.

Tabel 3.8: Jumlah *Strands* Per Tendon.

Jumlah tendon baris ke - 1	$n_1 = 1$	Tendon	19	<i>strands</i>
Jumlah tendon baris ke - 2	$n_2 = 1$	Tendon	19	<i>strands</i>
Jumlah tendon baris ke - 3	$n_3 = 1$	Tendon	19	<i>strands</i>
Jumlah tendon baris ke - 4	$n_4 = 1$	Tendon	19	<i>strands</i>
Jumlah <i>strands</i> , $n_s =$			76	<i>strands</i>

Tabel 3.9: Momen Statis Tendon Terhadap Pusat Tendon Terbawah.

N_i	$y_{d'}$	$n_i * y_{d'}$
19	0	0
19	1	19
19	2	38
19	3	57
$\Sigma n_i * y_{d'}$		114

Titik berat penampang, $Y_b = 0,938$ m

Titik berat terhadap pusat tendon terbawah, $Y_e = Y_b - a'$

$$Y_e = 0,588 \text{ m}$$

$$\Sigma n_i * y_{d'} = n_s * y_e$$

$$114 y_{d'} = 76 * 0,688$$

Jarak antara tendon, $Y_{d'} = 0,392$ m

3.5.2.2. Posisi Tendon di Tengah Bentang

Jarak alas girder ke as baris ke tendon 1,	$a = 0,1 \text{ m}$
Jumlah <i>strands</i> ,	$n_s = 76 \text{ strands}$
Eksentrisitas,	$e = 0,813 \text{ m}$
	$Z_o = 0,125 \text{ m}$
Momen statis tendon terhadap alas girder,	$n_s \cdot z_o = n_1 \cdot a + n_2 \cdot (a + Y_d)$
Jarak vertikal antara as ke as tendon,	$Y_d = 0,1 \text{ m}$
Diambil,	$Y_d = 0,15 \text{ m}$
Diameter selubung tendon,	$d_t = 0,084 \text{ m}$
Jarak bersih vertikal antara selubung tendon,	$Y_d - d_t = 0,066 \text{ m}$
	$> 25 \text{ mm (OK)}$

3.5.2.3. Eksentrisitas Masing – Masing Tendon

Tabel 3.10 menampilkan nilai eksentrisitas masing - masing tendon baik berada di tumpuan maupun di tengah bentang.

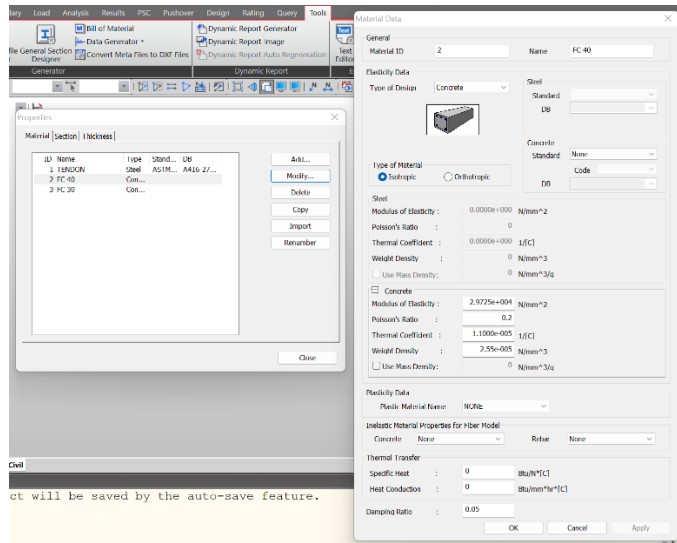
Tabel 3.10: Eksentrisitas Masing – Masing Tendon.

Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tumpuan	Z_i' (m)	Posisi Tendon di Tengah Bentang	Z_i (m)
1	$Z_1 = a' + 3Y_d'$	1,523	$Z_1 = a + Y_d$	0,25
2	$Z_2 = a' + 2Y_d'$	1,134	$Z_2 = a$	0,10
3	$Z_3 = a' + Y_d'$	0,742	$Z_3 = a$	0,10
4	$Z_4 = a'$	0,350	$Z_4 = a$	0,10

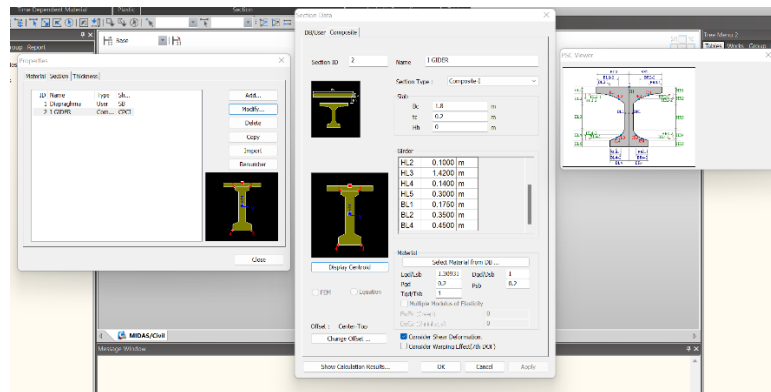
3.6. Proses Modelling Jembatan

Proses *modelling* jembatan dilakukan dengan bantuan *software* analisis struktur jembatan yaitu “Midas Civil”. Model contoh yang digunakan adalah model jembatan tipe 2 dengan jarak girder 1,8 m. Berikut akan dipaparkan langkah – langkah pemodelan jembatan secara sistematis.

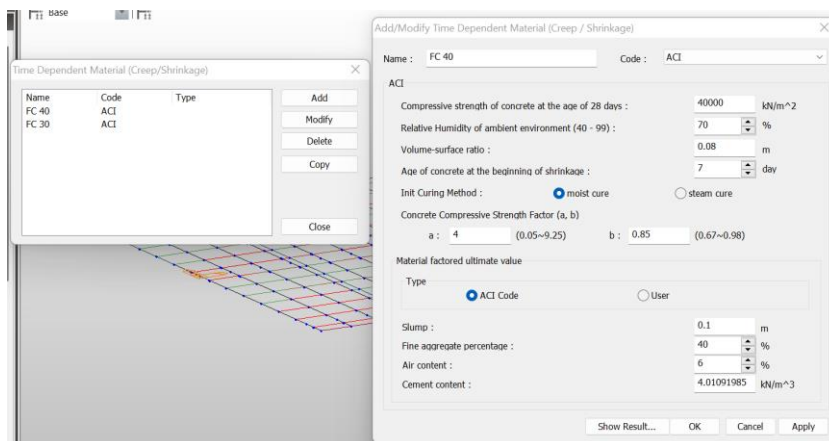
- Membuka *software* “Midas Civil”.
- Mulai mendefinisikan material penampang, dimensi penampang, dan konfigurasi nilai rangkai dan susut beton.



Gambar 3.10: Definisi Material Penampang.

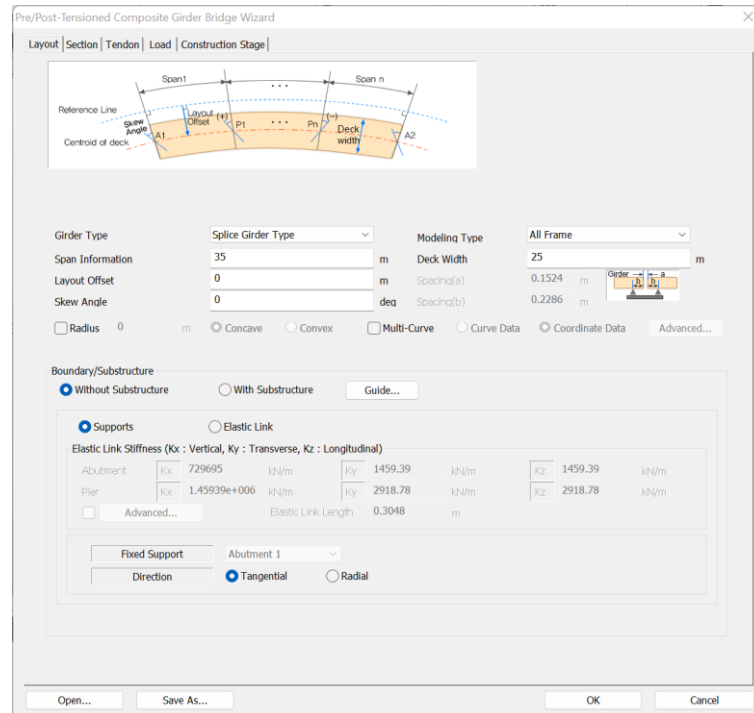


Gambar 3.11: Definisi Dimensi Penampang.



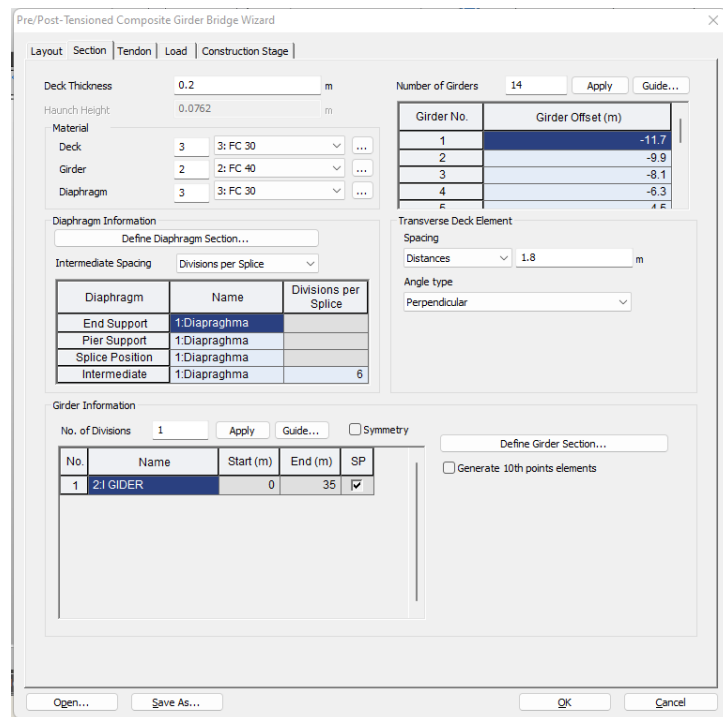
Gambar 3.12: Definisi Konfigurasi Rangka dan Susut Beton.

c. Mengatur konfigurasi *layout* PCI Girder.



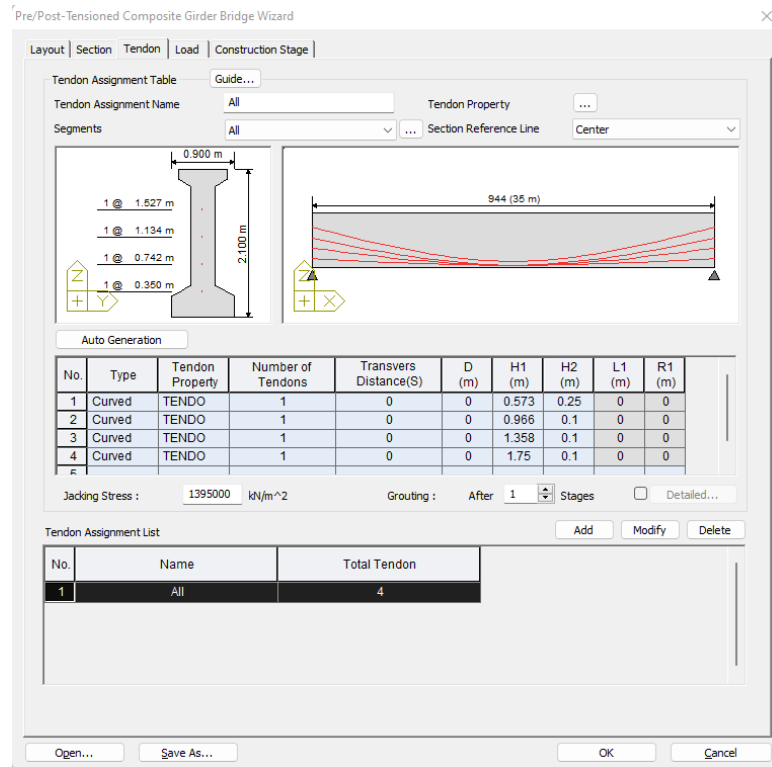
Gambar 3.13: Konfigurasi *Layout* PCI Girder.

d. Mengatur *grid/section* dari PCI Girder.



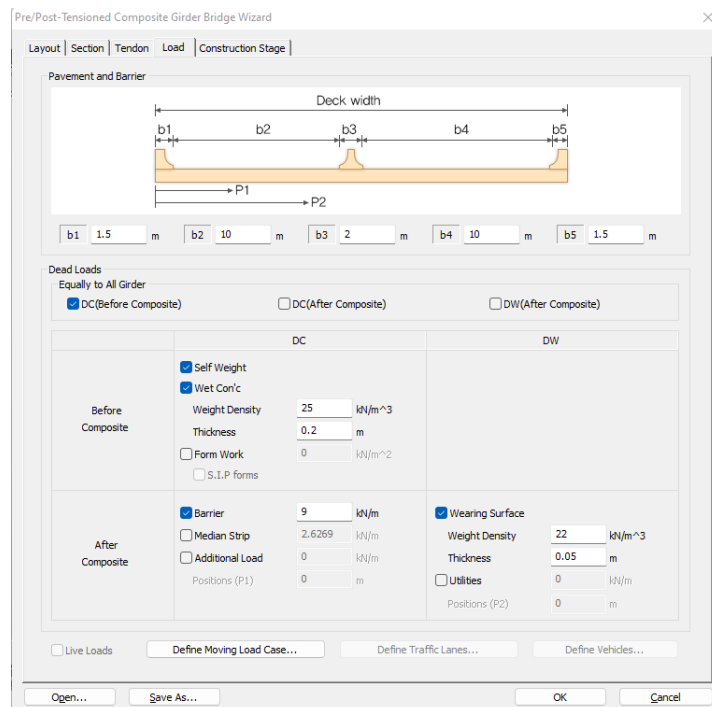
Gambar 3.14: Konfigurasi *Section* PCI Girder.

e. Mengatur konfigurasi tendon yang akan digunakan.



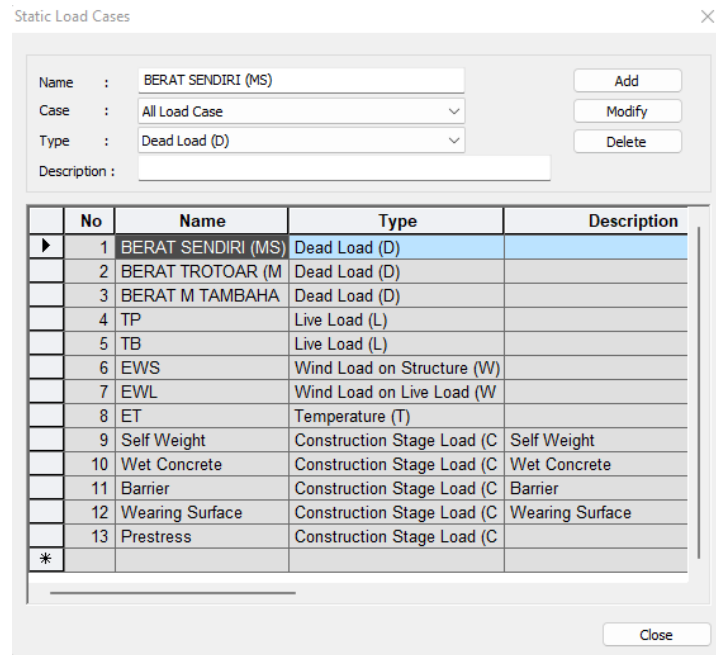
Gambar 3.15: Konfigurasi Tendon.

f. Mengatur dimensi melintang jembatan rencana.



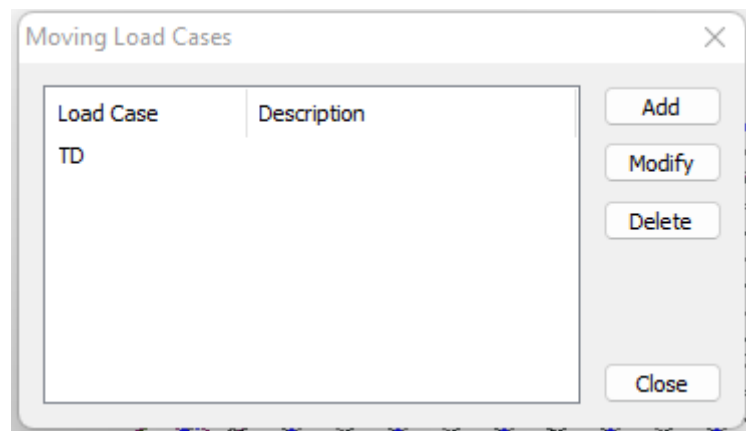
Gambar 3.16: Konfigurasi Dimensi Melintang Jembatan.

g. Mengatur *static load cases*.



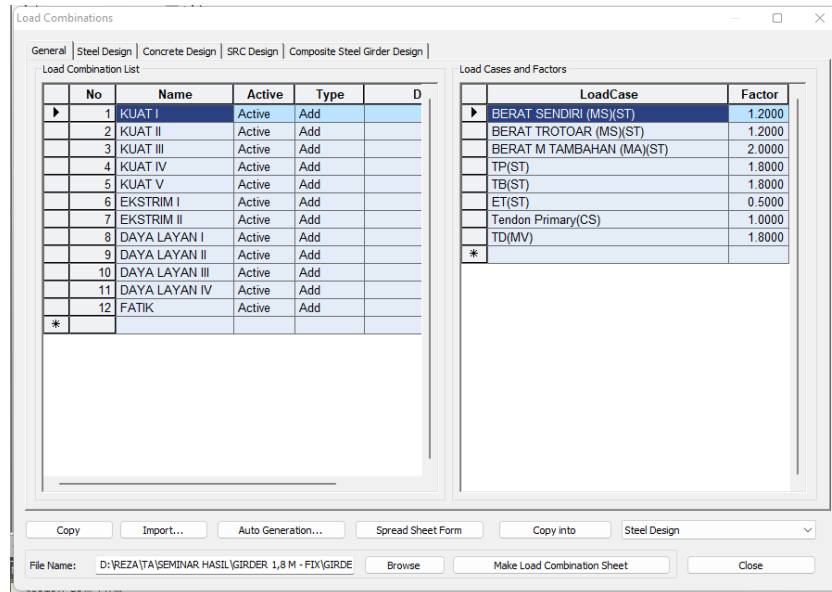
Gambar 3.17: Konfigurasi *Static Load Cases*.

h. Mengatur *moving load cases*.



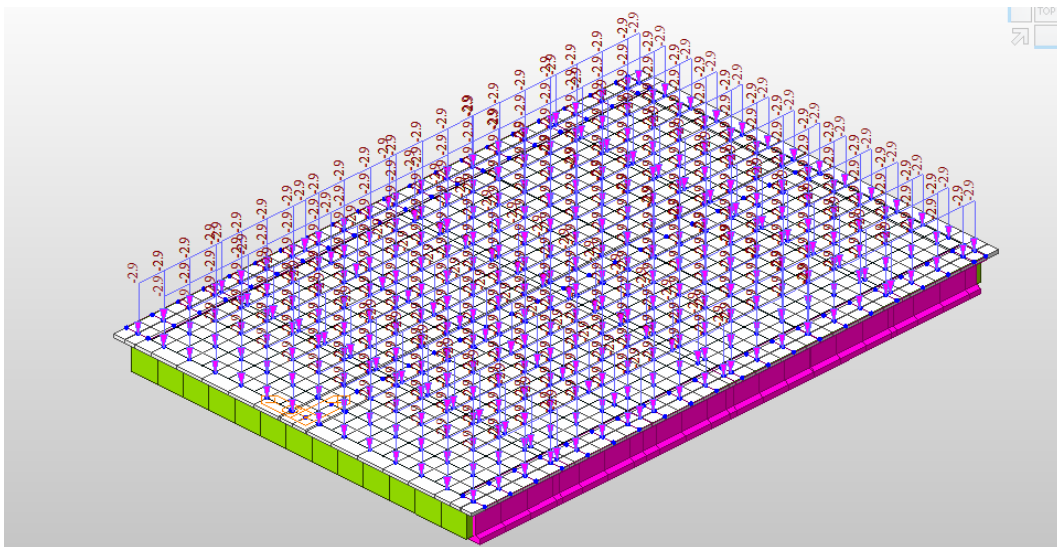
Gambar 3.18: Konfigurasi *Moving Load Cases*.

i. Mengatur kombinasi pembebanan yang akan digunakan.



Gambar 3.19: Konfigurasi Kombinasi Pembebanan.

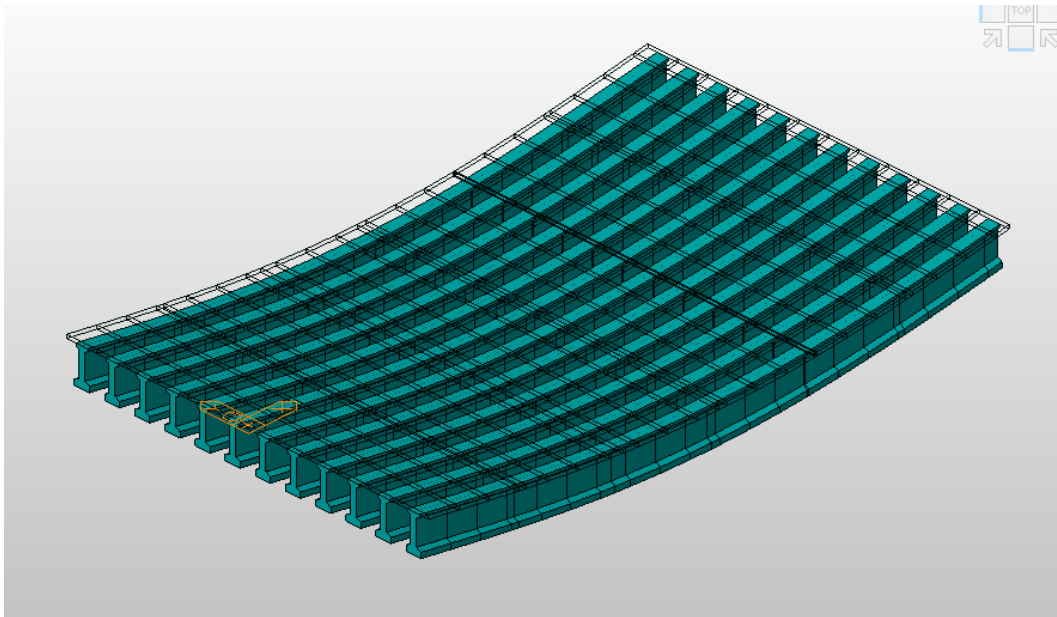
j. Mendefinisikan beban ke struktur.



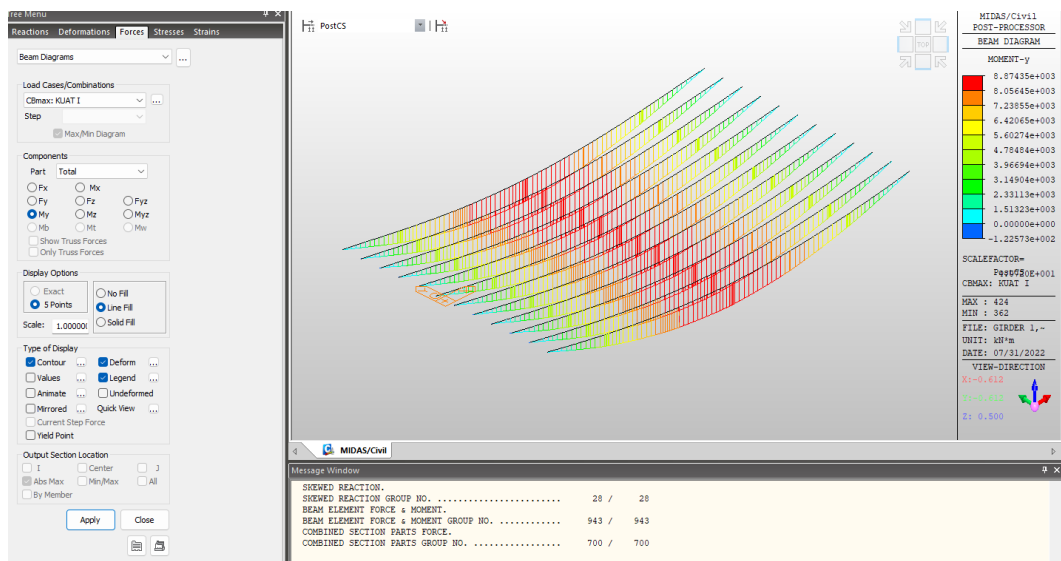
Gambar 3.20: Definisi Beban ke Struktur.

k. Menjalankan proses analisis struktur.

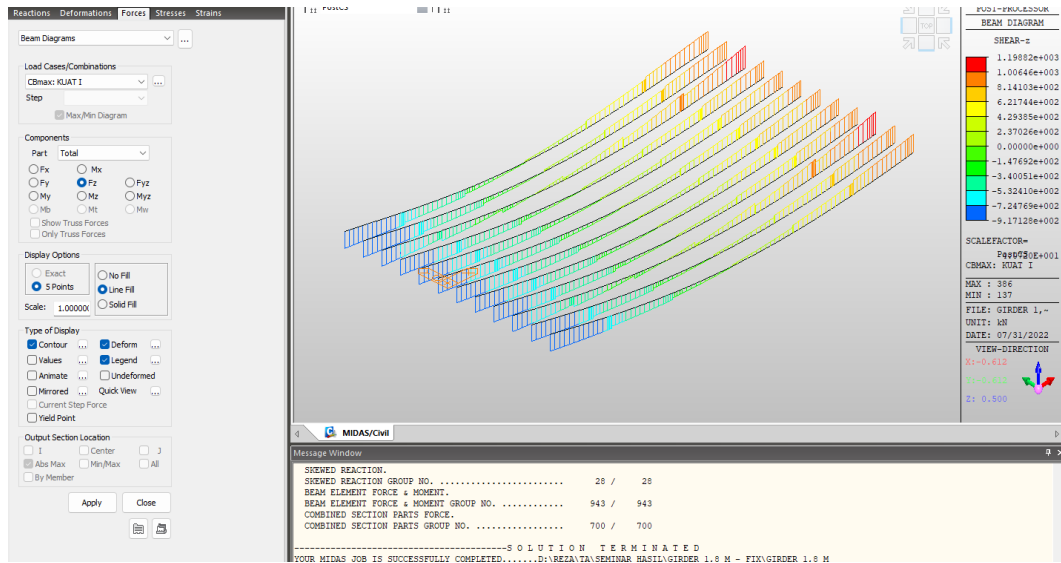
l. Melihat hasil akhir dari analisis struktur jembatan, baik dari gaya dalam, lendutan, ataupun kehilangan prategang yang terjadi pada struktur jembatan rencana.



Gambar 3.21: Hasil Analisis Lendutan PCI Girder.

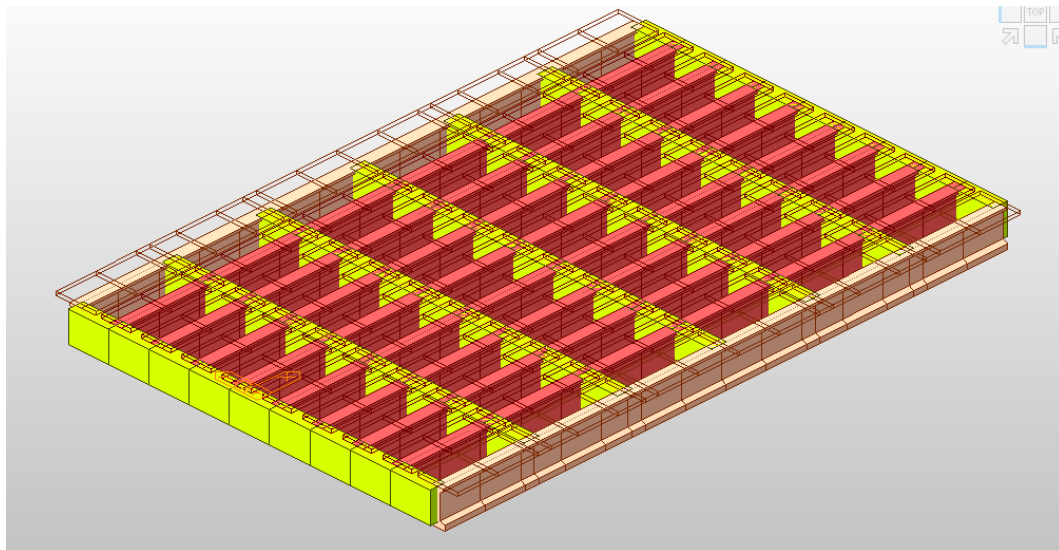


Gambar 3.22: Hasil Analisis Gaya Dalam (Momen) PCI Girder.

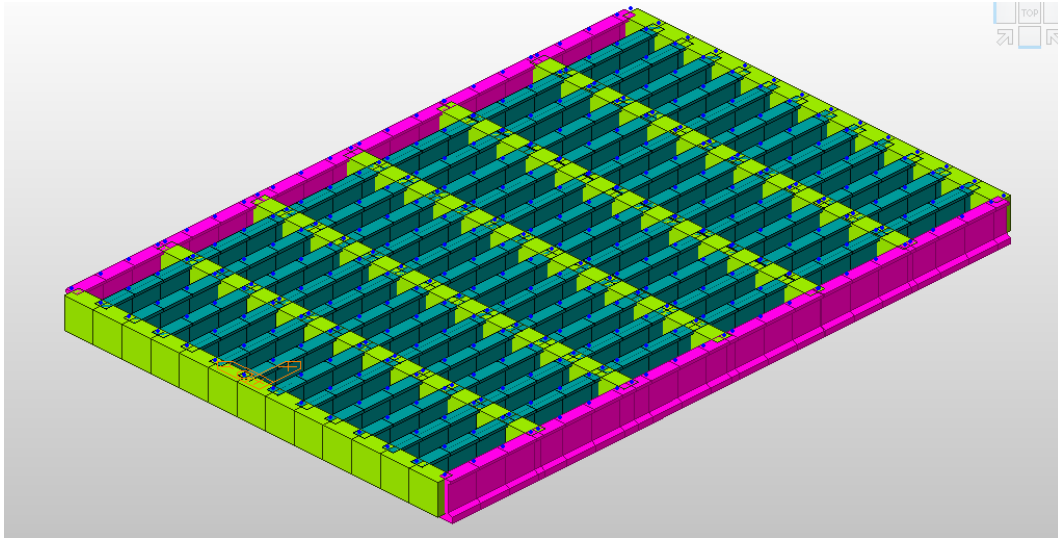


Gambar 3.23: Hasil Analisis Gaya Dalam (Gaya Geser) PCI Girder.

m. Pemodelan telah selesai dilakukan.



Gambar 3.24: Hasil Modelling Model 1 (Girder Jarak 2,5 m).



Gambar 3.25: Hasil *Modelling* Model 2 (Girder Jarak 1,8 m).

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas tentang hasil studi dan hasil analisis dari program software berdasarkan dua jenis struktur jembatan yaitu, jembatan PCI girder model 1 (girder jarak 2,5 m) dan jembatan PCI girder model 2 (girder jarak 1,8 m). Dalam analisis ini didapat hasil dari perbandingan kedua pemodelan.

4.2. Hasil Analisis

Dari hasil analisis struktur terhadap struktur jembatan akibat pembebanan yang sesuai dengan SNI 1725-2016 dilakukan pengecekan gaya dalam serta deformasi yang terjadi pada struktur jembatan akibat beban yang bekerja pada struktur jembatan.

4.2.1. Hasil Analisis Lendutan

4.2.1.1. Hasil Analisis Lendutan Model 1

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 1 menghasilkan nilai lendutan yang dapat dilihat pada Tabel 4.1 sebagai berikut.

Tabel 4.1: Hasil Analisis Lendutan Model 1.

No	Kombinasi Beban	Deformasi Dz (m)	Deformasi izin L/800 (m)	Ket
1	Daya Layan I	-0,0069	0,0438	OK
2	Daya Layan III	-0,0029	0,0438	OK

Note: Tanda (-) menunjukkan arah ke bawah.

Berdasarkan tabel 4.1 di atas, dapat dilihat bahwa struktur jembatan model 1 dengan jarak girder 2,5 m pada kondisi pembebanan daya layan I dan III memiliki nilai lendutan yang memenuhi syarat standar Binamarga yang mengharuskan

jembatan memiliki nilai lendutan lebih kecil dari nilai $L/800$. Nilai yang tertera pada tabel merupakan nilai maksimum yang terjadi pada setiap kombinasi pembebanan.

4.2.1.2. Hasil Analisis Lendutan Model 2

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 2 menghasilkan nilai lendutan yang dapat dilihat pada Tabel 4.2 sebagai berikut.

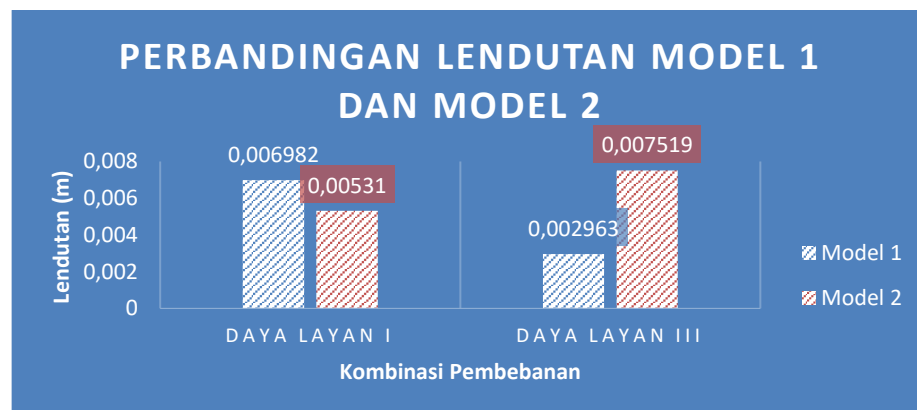
Tabel 4.2: Hasil Analisis Lendutan Model 2.

No	Kombinasi Beban	Deformasi Dz (m)	Deformasi izin $L/800$ (m)	Ket
1	Daya Layan I	0,0053	0,0438	OK
2	Daya Layan III	0,0075	0,0438	OK

Berdasarkan tabel 4.2 di atas, dapat dilihat bahwa struktur jembatan model 2 dengan jarak girder 1,8 m pada kondisi pembebanan daya layan I dan III memiliki nilai lendutan yang memenuhi syarat standar Binamarga yang mengharuskan jembatan memiliki nilai lendutan lebih kecil dari nilai $L/800$. Nilai yang tertera pada tabel merupakan nilai maksimum yang terjadi pada setiap kombinasi pembebanan.

4.2.1.3. Hasil Perbandingan Lendutan

Hasil perbandingan nilai lendutan antara struktur jembatan model 1 dan model 2 dapat dilihat pada grafik diagram batang pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1: Grafik Perbandingan Nilai Lendutan Antara Model 1 dan Model 2.

Berdasarkan Gambar 4.1 dapat dilihat bahwa struktur jembatan model 2 memiliki nilai lendutan yang lebih besar dibandingkan dengan struktur jembatan model 1. Lendutan maksimum yang dihasilkan yaitu sebesar 0,0069 m ke arah bawah untuk model 1 dan 0,0075 m untuk model 2. Hal ini disebabkan karena jumlah girder yang berada pada model 2 relatif lebih banyak dibandingkan dengan model 1 sehingga lendutan yang terjadi semakin besar.

4.2.1.4. Hasil Analisis Anti Lendutan (*Camber*) Model 1 dan Model 2

Peraturan yang menjelaskan tentang optimasi ketinggian *camber* terhadap bentang jembatan, untuk menjaga keamanan dan kenyamanan dari pengguna jembatan yang dikutip dari *Departement Of Transportation Structure Design And Construction Division di New York* Amerika Serikat dapat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.3: Optimasi Ketinggian *Camber* Terhadap Panjang Bentang.

Bentang Jembatan Maksimum (m)	<i>Camber</i> maksimum (cm)
15	20
20	30
25	40
30	50
35	60
40	70
45	80
50	100
55	120
60	140
65	180

Berdasarkan hasil analisis kombinasi beban mati dan beban hidup, untuk jembatan model 1 dan model 2 memiliki nilai *camber* (anti lendutan) masing – masing sebesar 0,0602 m dan 0,0485 m. Kedua nilai ini memenuhi standard peraturan yang telah di tetapkan oleh DOT berdasarkan tabel di atas.

4.2.2. Hasil Analisis Momen dan Torsi

4.2.2.1. Hasil Analisis Momen dan Torsi Model 1

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 1 menghasilkan nilai momen dan torsi yang dapat dilihat pada Tabel 4.4 dan Tabel 4.5 sebagai berikut.

Tabel 4.4: Hasil Analisis Nilai Momen Model 1.

No	Kombinasi Pembebanan	Momen (kNm)
1	Kuat I	14589,31
2	Kuat II	12755,23
3	Kuat III	6345,27
4	Kuat IV	6336,47
5	Kuat V	6414,03
6	Fatik	3199,81

Tabel 4.5: Hasil Analisis Nilai Torsi Model 1.

No	Kombinasi Pembebanan	Torsi (kNm)
1	Kuat I	244,68
2	Kuat II	243,56
3	Kuat III	240,71
4	Kuat IV	239,64
5	Kuat V	239,93
6	Fatik	6,42

Berdasarkan tabel 4.4 dan tabel 4.5, nilai yang dihasilkan merupakan nilai maksimum yang terjadi pada masing – masing kombinasi pembebanan. Nilai momen dan torsi terbesar terjadi pada kombinasi beban kuat I yang memiliki nilai masing – masing sebesar 14589,31 kNm dan 244,68 kNm. Nilai momen dan torsi terendah terjadi pada kombinasi pembebanan Fatik yang memiliki nilai masing - masing sebesar 3199,81 kNm dan 6,42 kNm.

4.2.2.2. Hasil Analisis Momen dan Torsi Model 2

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 1 menghasilkan nilai momen dan torsi yang dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan Tabel 4.7 sebagai berikut.

Tabel 4.6: Hasil Analisis Nilai Momen Model 2.

No	Kombinasi Pembebanan	Momen (kNm)
1	Kuat I	8368,38
2	Kuat II	7472,27
3	Kuat III	4680,9
4	Kuat IV	4677,44
5	Kuat V	4678,73
6	Fatik	1553,15

Tabel 4.7: Hasil Analisis Nilai Torsi Model 2.

No	Kombinasi Pembebanan	Torsi (kNm)
1	Kuat I	557,34
2	Kuat II	557,52
3	Kuat III	560,11
4	Kuat IV	558,13
5	Kuat V	558,54
6	Fatik	19,3

Berdasarkan tabel 4.6 dan tabel 4.7, nilai yang dihasilkan merupakan nilai maksimum yang terjadi pada masing – masing kombinasi pembebanan. Nilai momen terbesar terjadi pada kombinasi beban kuat I yang memiliki nilai sebesar 8368,38 kNm sedangkan nilai torsi terbesar terjadi pada kombinasi beban kuat III yang memiliki nilai sebesar 560,11 kNm. Nilai momen dan torsi terendah terjadi pada kombinasi pembebanan Fatik yang memiliki nilai masing - masing sebesar 1553,15 kNm dan 19,3 kNm.

4.2.3. Hasil Analisis Gaya Geser

4.2.3.1. Hasil Analisis Gaya Geser Model 1

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 1 menghasilkan nilai gaya geser yang dapat dilihat pada Tabel 4.8 sebagai berikut.

Tabel 4.8: Hasil Analisis Gaya Geser Model 1.

No	Kombinasi Pembebanan	Gaya Geser (kN)
1	Kuat I	2985,48
2	Kuat II	2985,95
3	Kuat III	2992,13
4	Kuat IV	2987,59
5	Kuat V	2988,85
6	Fatik	283,02

Berdasarkan tabel 4.8, nilai yang dihasilkan merupakan nilai maksimum yang terjadi pada masing – masing kombinasi pembebanan. Nilai gaya geser terbesar terjadi pada kombinasi beban kuat III yang memiliki nilai sebesar 2992,13 kN. Nilai gaya geser terendah terjadi pada kombinasi pembebanan Fatik yang memiliki nilai 283,02 kN.

4.2.3.2. Hasil Analisis Gaya Geser Model 2

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 2 menghasilkan nilai gaya geser yang dapat dilihat pada Tabel 4.9 sebagai berikut.

Tabel 4.9: Hasil Analisis Gaya Geser Model 2.

No	Kombinasi Pembebanan	Gaya Geser (kN)
1	Kuat I	3696,67
2	Kuat II	3694,69
3	Kuat III	3692,02
4	Kuat IV	3688,22

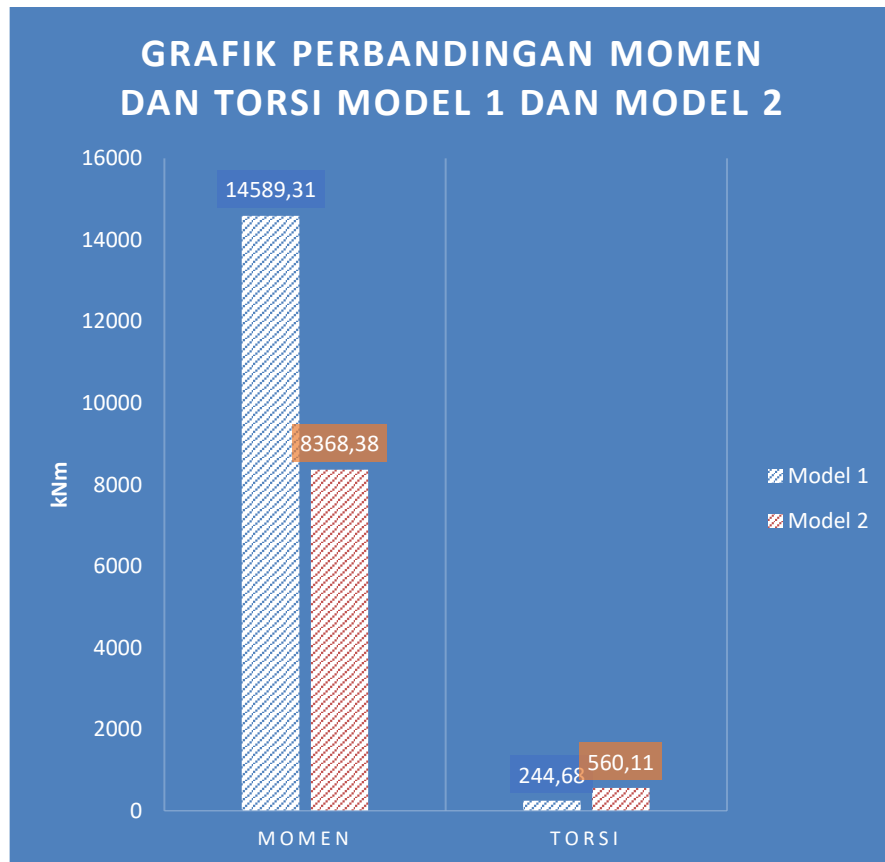
Tabel 4.9: *Lanjutan.*

No	Kombinasi Pembebanan	Gaya Geser (kN)
5	Kuat V	3689,62
6	Fatik	150,49

Berdasarkan tabel 4.9, nilai yang dihasilkan merupakan nilai maksimum yang terjadi pada masing – masing kombinasi pembebanan. Nilai gaya geser terbesar terjadi pada kombinasi beban kuat I yang memiliki nilai sebesar 3696,67 kN. Nilai gaya geser terendah terjadi pada kombinasi pembebanan Fatik yang memiliki nilai 150,49 kN.

4.2.4. Hasil Perbandingan Momen dan Torsi

Hasil perbandingan nilai momen dan torsi antara struktur jembatan model 1 dan model 2 dapat dilihat pada grafik diagram batang pada Gambar 4.2.

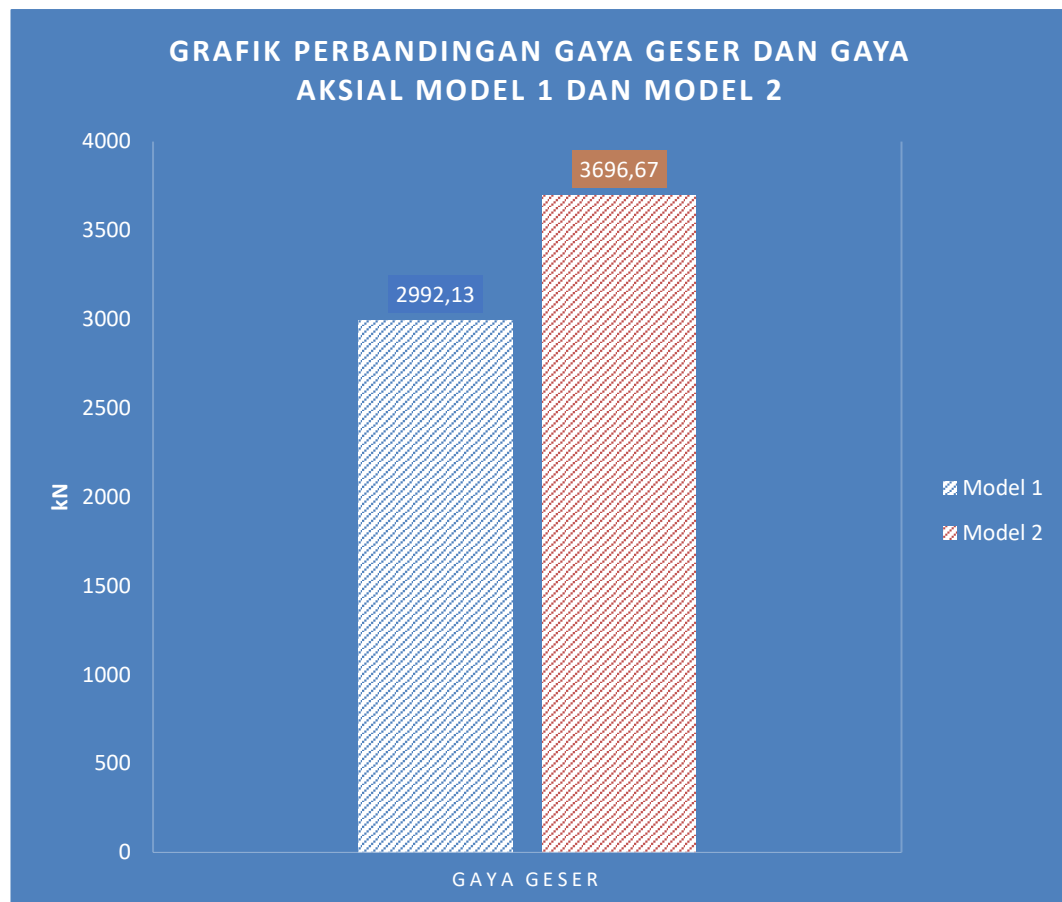


Gambar 4.2: Grafik Perbandingan Nilai Momen dan Torsi Antara Model 1 dan Model 2.

Berdasarkan Gambar 4.2, nilai momen terbesar dimiliki oleh struktur jembatan model 1 dengan nilai sebesar 14589,31 kNm. Sedangkan untuk nilai torsi terbesar dimiliki oleh struktur jembatan model 2 dengan nilai sebesar 560,11kNm.

4.2.5. Hasil Perbandingan Gaya Geser

Hasil perbandingan nilai gaya geser antara struktur jembatan model 1 dan model 2 dapat dilihat pada grafik diagram batang pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3: Grafik Perbandingan Nilai Gaya Geser Antara Model 1 dan Model 2.

Berdasarkan Gambar 4.3, nilai gaya geser terbesar dimiliki oleh struktur jembatan model 2 dengan nilai sebesar 3696,67 kN. Sedangkan untuk nilai gaya geser terkecil dimiliki oleh struktur jembatan model 1 dengan nilai sebesar 2992,13 kN.

4.2.6. Hasil Analisis Kehilangan Prategang

4.2.7.1. Hasil Analisis Kehilangan Prategang Model 1

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 1 menghasilkan nilai kehilangan prategang yang dapat dilihat pada Tabel 4.10 sebagai berikut.

Tabel 4.10: Hasil Analisis Kehilangan Prategang Model 1.

Stress (MPa)	Elastic Deform. Loss (MPa)	Creep/Shrinkage Loss (MPa)	Relaxation Loss (MPa)	Stress (After All Loss) (%)
1181,96	8,63	61,92	164,83	81,55

Berdasarkan tabel 4.11, kehilangan prategang akibat perpindahan elastis tendon memiliki nilai sebesar 8,63 MPa. Untuk kehilangan prategang akibat rangkai dan susut beton memiliki nilai sebesar 61,92 MPa. Sedangkan untuk kehilangan prategang akibat relaksasi baja memiliki nilai sebesar 164,83 MPa. Dengan demikian struktur jembatan model 1 memiliki tegangan efektif sebesar 81,55% setelah kehilangan prategang dengan nilai sebesar 18,45%.

Menurut Lin (2000) kehilangan prategang total yang terjadi untuk metode pasca tarik sebesar 20%. Rekomendasi tersebut didasari oleh penegangan lebih sementara (*temporary overstressing*) yang dilakukan (Putra, 2021). Maka kehilangan yang terjadi pada model 1 terpenuhi dan tidak melebihi dari rekomendasi yang ada

4.2.7.2. Hasil Analisis Kehilangan Prategang Model 2

Berdasarkan hasil analisis *software* terhadap pemodelan struktur jembatan model 2 menghasilkan nilai kehilangan prategang yang dapat dilihat pada Tabel 4.11 sebagai berikut.

Tabel 4.11: Hasil Analisis Kehilangan Prategang Model 2.

Stress (MPa)	Elastic Deform. Loss (MPa)	Creep/Shrinkage Loss (MPa)	Relaxation Loss (MPa)	Stress (After All Loss) (%)
1181,96	9,50	62,64	164,86	81,56

Berdasarkan tabel 4.12, kehilangan prategang akibat perpendekan elastis tendon memiliki nilai sebesar 9,50 MPa. Untuk kehilangan prategang akibat rangkai dan susut beton memiliki nilai sebesar 62,64 MPa. Sedangkan untuk kehilangan prategang akibat relaksasi baja memiliki nilai sebesar 164,86 MPa. Dengan demikian struktur jembatan model 2 memiliki tegangan efektif sebesar 81,56% setelah kehilangan prategang dengan nilai sebesar 18,44%.

Menurut Lin (2000) kehilangan prategang total yang terjadi untuk metode pasca tarik sebesar 20%. Rekomendasi tersebut didasari oleh penegangan lebih sementara (*temporary overstressing*) yang dilakukan (Putra, 2021). Maka kehilangan yang terjadi pada model 2 terpenuhi dan tidak melebihi dari rekomendasi yang ada

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil dan pembahasan di atas, maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut.

1. Jarak girder mempengaruhi perilaku struktur jembatan yang ada. Dengan membandingkan dua model struktur jembatan yang memiliki jarak girder berbeda menghasilkan hasil nilai lendutan dan anti lendutan yang berbeda. Jembatan dengan model 1 memiliki nilai lendutan maksimum sebesar 0,0069 m dan untuk nilai anti lendutan yang diambil sebesar 0,0602 m. Untuk jembatan dengan model 2 memiliki nilai lendutan maksimum sebesar 0,0075 m dan untuk nilai anti lendutan yang diambil sebesar 0,0485 m. Nilai anti lendutan yang diambil berdasarkan hasil lendutan dari kombinasi beban mati dan beban hidup jembatan. Kedua model jembatan memenuhi syarat batas izin lendutan yang diizinkan oleh peraturan RSNI T-12-2004 dengan lendutan maksimal harus lebih kecil dari $L/800$ yang memiliki nilai 0,0438 m.
2. Berdasarkan hasil analisis untuk jembatan model 1 didapat nilai ultimit momen sebesar 14589,31 kNm, nilai ultimit torsi sebesar 244,68 kNm, dan gaya geser ultimit sebesar 2992,13 kN. Sedangkan untuk jembatan model 2 didapat nilai ultimit momen sebesar 8368,38 kNm, nilai ultimit torsi sebesar 560,11 kNm, dan gaya geser ultimit sebesar 3696,67 kN.
3. Berdasarkan hasil analisis didapat nilai lendutan jembatan model 1 dengan nilai 0,0069 m lebih kecil dibandingkan dengan jembatan model 2 dengan nilai 0,0075 m. Dan untuk nilai momen ultimit jembatan model 2 dengan nilai 14589,31 kNm juga lebih besar dibandingkan dengan jembatan model 2 dengan nilai 8368,38 kNm. Hal ini disebabkan karena adanya perbedaan jumlah girder yang diakibatkan oleh jarak as ke as girder yang berbeda di setiap modelnya sehingga menghasilkan nilai lendutan dan kekuatan yang berbeda pula.

5.2. Saran

Berdasarkan hasil analisis di atas, maka dapat disarankan beberapa hal sebagai berikut:

1. Disarankan agar penelitian selanjutnya melakukan analisis struktur jembatan yang kompleks yang terdiri dari struktur atas, struktur bawah, perletakan ataupun pilar yang terdapat pada jembatan. Sehingga analisis struktur jembatan yang dihasilkan lebih akurat dan detail.
2. Penulis menyarankan agar kedepannya ada kajian perbandingan yang menganalisis jenis struktur atas jembatan yang berbeda.
3. Disarankan untuk penelitian selanjutnya agar dapat menganalisis faktor luar dari struktur jembatan itu sendiri baik dari faktor ekonomis ataupun metode kerja yang akan dilakukan.

DAFTAR PUSTAKA

- Adrian, M Yusra. (2018). *Analisis Lendutan Struktur Jembatan Jalan Raya dengan Sistem Balok Prategang (Literatur)*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. (SNI 2847-2019). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2016). *Pembebanan Untuk Jembatan*. (SNI 1725-2016). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2016). *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. (SNI 2833-2016). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2016). *Tujuh Kawat Baja Tanpa Lapisan Dipilin Untuk Konstruksi Beton Pratekan*. (SNI 1154-2016). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2004). *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*. RSNI T-12-2004. Jakarta: BSN.
- Batubara, Samsuardi, dkk. (2018). *Perencanaan Jembatan Beton Prategang dengan Bentang 24 Meter Berdasarkan Standar Nasional Indonesia (SNI)*. Vol.1 No.2. ISSN – 2614-5707.
- Indrianto, Haryadi, dkk. (2017). *Analisa Perilaku Dinamik Struktur Atas Jembatan Mahakam IV MYC Samarinda*. Samarinda: Universitas Mulawarman.
- Lin, T. Y dan Burns, Ned. H. 2000. *Desain Struktur Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid I*. Jakarta : Binarupa Aksara.
- Nurrizki, Yusak, dkk. (2020). *Studi Perbandingan Efisiensi Struktur Atas Jembatan Beton Pratekan Antara Sistem Jembatan Konvensional dengan Jembatan Integral pada Berbagai Variasi Bentang*. Surabaya: Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Pranoto, Yudi, dkk. (2021). *Analisis Kapasitas Struktur Atas Jembatan Mahakam IV (Tipe Arch Bridge) Kalimantan Timur*. Samarinda: Politeknik Negeri Samarinda.
- Putra, Bastya Pratama, dkk. (2017). *Studi Perbandingan Penggunaan PCU Girder dan PCI Girder pada Struktur Atas Jembatan Jurang Gempal, Wonogiri*. Yogyakarta: Program Studi Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.
- Putra, Idhza Apriliandi. (2021). *Analisa Loss Of Prestressed Pada Jembatan Beton Prategang Post-Tensioned Bentang 40,8 Meter (Studi Kasus : Jalan Tol Pekanbaru – Dumai Seksi I)*. Pekanbaru : Universitas Islam Riau.

Remazana, Puji. (2018). *Analisa Perencanaan Struktur Jembatan Dengan Bentang 200 M Menggunakan Metode Cable Stayed Semi Fan System (Studi Literatur)*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Zebua, Maemuna. (2019). *Analisa Perbandingan Kekuatan Struktur Jembatan Menggunakan Gelagar I Terhadap Sistem Baja Prategang Sebagai Fungsi Jembatan Jalan Raya*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

LAMPIRAN

Lampiran 1. Hasil Perhitungan Gaya Dalam Jembatan Model 1

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)
35	KUAT I	J[24]	-8874,32	49,1	-2,67	64,01
35	KUAT I	I[22]	-8874,32	-74,83	-2,67	31,85
35	KUAT II	J[24]	-8872,35	51,96	-2,08	60,92
35	KUAT II	I[22]	-8872,35	-71,97	-2,08	35,91
35	KUAT III	I[22]	-8865,75	-57,84	0,62	55,19
35	KUAT III	J[24]	-8865,75	66,09	0,62	44,88
35	KUAT V	I[22]	-8865,63	-60,79	0,18	51,54
35	KUAT V	J[24]	-8865,63	63,14	0,18	48,59
35	KUAT IV	J[24]	-8865,44	61,96	0	50,11
35	KUAT IV	I[22]	-8865,44	-61,97	0	50,11
29	KUAT I	I[21]	-8823,38	-49,74	-27,3	75,72
29	KUAT I	J[23]	-8823,38	74,19	-27,3	45,16
29	KUAT II	I[21]	-8822,65	-52,46	-21,23	72,5
29	KUAT II	J[23]	-8822,65	71,47	-21,23	48,73
29	KUAT III	I[21]	-8820,49	-57,25	-0,71	67,03
29	KUAT III	J[23]	-8820,49	66,68	-0,71	55,26
29	KUAT V	I[21]	-8820,21	-60,62	-0,2	62,9
29	KUAT V	J[23]	-8820,21	63,31	-0,2	59,53
29	KUAT IV	J[23]	-8820,09	61,97	0	61,25
29	KUAT IV	I[21]	-8820,09	-61,96	0	61,25
42	KUAT I	J[26]	-8786,98	-113,54	-13,05	288,75
42	KUAT I	I[24]	-8786,98	-237,47	-13,05	-150,01
42	KUAT II	J[26]	-8783,91	-111,87	-13,48	287,42
42	KUAT II	I[24]	-8783,91	-235,8	-13,48	-147,17
28	KUAT I	I[20]	-8779,82	89,5	9,13	260,46
1	KUAT III	J[15]	-3783,25	2992,13	139,01	-2365,15
1	KUAT V	J[15]	-3784,05	2988,85	137,92	-2361,24
1	KUAT IV	J[15]	-3784,3	2987,59	137,49	-2359,73
1	KUAT II	J[15]	-3789,52	2985,95	156,22	-2358,96
1	KUAT I	J[15]	-3791,01	2985,48	161,57	-2358,74
7	KUAT III	J[16]	-3843,23	2889,8	67,39	-2251,96
7	KUAT V	J[16]	-3843,74	2887,06	67,43	-2248,67
7	KUAT IV	J[16]	-3843,73	2886,33	66,91	-2247,75
1	KUAT III	I[13]	-3783,25	2868,2	139,01	4960,27

1	KUAT V	I[13]	-3784,05	2864,92	137,92	4955,97
1	KUAT IV	I[13]	-3784,3	2863,66	137,49	4954,34
7	KUAT II	J[16]	-3855,12	2862,13	60,76	-2220,29
1	KUAT II	I[13]	-3789,52	2862,02	156,22	4951
1	KUAT I	I[13]	-3791,01	2861,55	161,57	4950,05
7	KUAT I	J[16]	-3858,37	2855,22	59	-2212,45
7	KUAT III	I[14]	-3843,23	2765,87	67,39	4817,63
7	KUAT V	I[14]	-3843,74	2763,13	67,43	4814,08
7	KUAT IV	I[14]	-3843,73	2762,4	66,91	4813,17
7	KUAT II	I[14]	-3855,12	2738,2	60,76	4780,13
7	KUAT I	I[14]	-3858,37	2731,29	59	4770,69
95	KUAT I	J[14]	-6926,86	1571,94	220,84	452,01
257	KUAT I	J[32]	-6919,1	1555,2	-221,44	444,04
95	KUAT II	J[14]	-6910,71	1403	220,81	449,11
257	KUAT II	J[32]	-6904,68	1389,98	-221,28	442,91
113	KUAT I	J[16]	-7141,69	1350,37	126,22	279,58
240	KUAT I	J[54]	-8566,5	-1261,29	244,68	5246,42
240	KUAT I	I[31]	-8464,35	-1489,35	244,68	1840,14
240	KUAT II	J[54]	-8490,69	-1114,18	243,56	4798,23
240	KUAT II	I[31]	-8388,54	-1321,32	243,56	1785,88
240	KUAT III	J[54]	-8212,91	-600,49	240,71	3213,53
240	KUAT III	I[31]	-8110,76	-734,41	240,71	1576,93
240	KUAT V	J[54]	-8225,12	-606,31	239,93	3246,13
240	KUAT V	I[31]	-8122,96	-741,17	239,93	1593,8
240	KUAT IV	J[54]	-8225,35	-599,29	239,64	3229,59
240	KUAT IV	I[31]	-8123,19	-733,21	239,64	1595,98
95	KUAT I	J[14]	-6926,86	1571,94	220,84	452,01
95	KUAT I	I[270]	-7038,4	1342,77	220,84	4064,25
95	KUAT III	J[14]	-6850	812,45	220,83	438,26
95	KUAT III	I[270]	-6961,54	677,42	220,83	2269,46
95	KUAT II	J[14]	-6910,71	1403	220,81	449,11
95	KUAT II	I[270]	-7022,25	1194,74	220,81	3665,14
95	KUAT IV	J[14]	-6854,2	811,7	220,72	438,95
95	KUAT IV	I[270]	-6965,74	676,67	220,72	2268,27
95	KUAT V	J[14]	-6853,72	819,68	220,7	439,62
95	KUAT V	I[270]	-6965,26	683,71	220,7	2287,71
1	KUAT I	J[15]	-3791,01	2985,48	161,57	-2358,74
1	KUAT I	I[13]	-3791,01	2861,55	161,57	4950,05
1	KUAT II	J[15]	-3789,52	2985,95	156,22	-2358,96
1	KUAT II	I[13]	-3789,52	2862,02	156,22	4951
255	KUAT III	J[263]	-6742,6	512,85	150,4	3395,89

248	KUATI	J[168]	-7694,71	-192,01	-3,23	14589,31
87	KUATI	I[156]	-7477,63	181,87	1,46	14478,54
249	KUATI	I[168]	-7396,88	182,77	-4,49	14235,32
86	KUATI	J[156]	-7352,96	-192,01	1,06	14123,9
248	KUATI	I[149]	-7867,8	-291,94	-3,23	13859,65
247	KUATI	J[149]	-7851,8	-291,07	-6,57	13845,09
87	KUATI	J[175]	-7647,02	281,9	1,46	13777,72
88	KUATI	I[175]	-7524,39	281,43	-1,5	13662,46
249	KUATI	J[187]	-7566,26	282,79	-4,49	13532,25
250	KUATI	I[187]	-7450,22	281,99	-1,86	13423,2
86	KUATI	I[137]	-7526,05	-291,94	1,06	13394,24
85	KUATI	J[137]	-7516,83	-290,81	4,56	13385,94
247	KUATI	I[130]	-8051,31	-407,78	-6,57	12841,1
246	KUATI	J[130]	-8005,5	-407,28	-8,94	12794,58
248	KUAT II	J[168]	-7561,09	-160,43	-4,03	12755,23
88	KUATI	J[194]	-7721,76	398,26	-1,5	12684,72
87	KUAT II	I[156]	-7375,15	150,63	0,63	12669,19
194	KUATI	J[165]	-7109,14	-226,41	-3,74	12643,3
176	KUATI	J[164]	-7142,1	-234,52	-3,38	12637,7
159	KUATI	I[160]	-7157,84	228,29	-2,85	12629,21
141	KUATI	I[159]	-7092,62	228,43	-1,24	12617,02
212	KUATI	J[166]	-6899	-218,96	-3,61	12589,66
89	KUATI	I[194]	-7589,89	398,24	2,88	12558,04
123	KUATI	I[158]	-6851,45	229,63	0,6	12542,2
230	KUATI	J[167]	-6379,79	-224,22	-2,03	12514,05

Lampiran 2. Hasil Perhitungan Lendutan Jembatan Model 1

Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)
164	DAYA LAYAN I	0,003974	-0,00054	-0,00698
165	DAYA LAYAN I	0,003977	-0,00164	-0,00698
160	DAYA LAYAN I	0,004033	0,000565	-0,00695
166	DAYA LAYAN I	0,004028	-0,00274	-0,00694
167	DAYA LAYAN I	0,004108	-0,00385	-0,00688
159	DAYA LAYAN I	0,0041	0,001667	-0,00687
183	DAYA LAYAN I	0,004626	-0,00054	-0,00686
179	DAYA LAYAN I	0,004667	0,000567	-0,00685
184	DAYA LAYAN I	0,004642	-0,00164	-0,00682
168	DAYA LAYAN I	0,004175	-0,00495	-0,00681
147	DAYA LAYAN I	0,003362	-0,00275	-0,00679
148	DAYA LAYAN I	0,003389	-0,00385	-0,00679
149	DAYA LAYAN I	0,003373	-0,00496	-0,00679
146	DAYA LAYAN I	0,003335	-0,00165	-0,00678
178	DAYA LAYAN I	0,004743	0,001669	-0,00678
158	DAYA LAYAN I	0,00419	0,00277	-0,00676
145	DAYA LAYAN I	0,003336	-0,00054	-0,00674
185	DAYA LAYAN I	0,004719	-0,00274	-0,00674
141	DAYA LAYAN I	0,003375	0,000566	-0,00667
177	DAYA LAYAN I	0,00486	0,002771	-0,00664
186	DAYA LAYAN I	0,004855	-0,00384	-0,00662
157	DAYA LAYAN I	0,004293	0,003874	-0,00662
140	DAYA LAYAN I	0,003428	0,001672	-0,0066
130	DAYA LAYAN I	0,002578	-0,00496	-0,00652
139	DAYA LAYAN I	0,003491	0,002777	-0,00652
187	DAYA LAYAN I	0,005007	-0,00495	-0,00651
198	DAYA LAYAN I	0,005301	0,000567	-0,0065
202	DAYA LAYAN I	0,00527	-0,00053	-0,00649
156	DAYA LAYAN I	0,00437	0,004977	-0,00648
176	DAYA LAYAN I	0,005022	0,003873	-0,00647
129	DAYA LAYAN I	0,002673	-0,00386	-0,00645
138	DAYA LAYAN I	0,003541	0,00388	-0,00643
203	DAYA LAYAN I	0,0053	-0,00163	-0,00643

197	DAYA LAYAN I	0,005385	0,001666	-0,00642
128	DAYA LAYAN I	0,002692	-0,00275	-0,00639
323	DAYA LAYAN I	0,002321	-0,00497	-0,00638
137	DAYA LAYAN I	0,003534	0,004982	-0,00635
304	DAYA LAYAN I	0,005505	0,000561	-0,00632
308	DAYA LAYAN I	0,005476	-0,00052	-0,00632
127	DAYA LAYAN I	0,002682	-0,00165	-0,00632
204	DAYA LAYAN I	0,005405	-0,00274	-0,00632
175	DAYA LAYAN I	0,005188	0,004975	-0,00629
319	DAYA LAYAN I	0,002444	-0,00386	-0,00629
196	DAYA LAYAN I	0,00553	0,002766	-0,00628
312	DAYA LAYAN I	0,00551	-0,00161	-0,00625
300	DAYA LAYAN I	0,005591	0,001645	-0,00625
126	DAYA LAYAN I	0,002685	-0,00054	-0,00625
315	DAYA LAYAN I	0,002476	-0,00276	-0,0062
122	DAYA LAYAN I	0,002712	0,000562	-0,00618
205	DAYA LAYAN I	0,005603	-0,00384	-0,00617
316	DAYA LAYAN I	0,005625	-0,00271	-0,00614
121	DAYA LAYAN I	0,002753	0,001668	-0,00612
311	DAYA LAYAN I	0,00247	-0,00165	-0,00612
296	DAYA LAYAN I	0,005745	0,002735	-0,00611
195	DAYA LAYAN I	0,005754	0,003866	-0,00609
120	DAYA LAYAN I	0,002793	0,002775	-0,00608
119	DAYA LAYAN I	0,002793	0,00388	-0,00605
307	DAYA LAYAN I	0,002473	-0,00055	-0,00604
118	DAYA LAYAN I	0,002706	0,004983	-0,00603
206	DAYA LAYAN I	0,005848	-0,00494	-0,00602
111	DAYA LAYAN I	0,001826	-0,00495	-0,00601
320	DAYA LAYAN I	0,005842	-0,00381	-0,00598
303	DAYA LAYAN I	0,002497	0,000558	-0,00597
292	DAYA LAYAN I	0,005989	0,003836	-0,00592
299	DAYA LAYAN I	0,002535	0,001668	-0,00591
194	DAYA LAYAN I	0,006017	0,004967	-0,00589
295	DAYA LAYAN I	0,002569	0,00278	-0,00589
287	DAYA LAYAN I	0,002438	0,004995	-0,00589
291	DAYA LAYAN I	0,002554	0,003891	-0,00588
217	DAYA LAYAN I	0,005897	0,000558	-0,00588

Lampiran 3. Hasil Perhitungan Kehilangan Prategang Jembatan Model 1

Elem	Stress (After Immediate Loss) (kN/m²)	Elastic Deform. Loss : (kN/m²)	Creep /Shrinkage Loss (kN/m²)	Relaxation Loss (kN/m²)	Stress(After All Loss)
	1181961,62	8633,25	-61919,29	-164831,97	0,82
240	1181961,62	8633,25	-61919,29	-164831,97	0,82
96	1181961,62	8236,18	-62996,82	-164831,97	0,81
222	1181961,62	8236,18	-62996,82	-164831,97	0,81
131	1181961,64	8142,90	-63063,47	-164831,97	0,81
221	1181961,64	8142,90	-63063,47	-164831,97	0,81
113	1181961,64	8100,64	-63127,86	-164831,97	0,81
149	1181961,64	8120,28	-63085,40	-164831,97	0,81
167	1181961,64	8106,89	-63094,11	-164831,97	0,81
185	1181961,64	8106,89	-63094,11	-164831,97	0,81
203	1181961,64	8120,28	-63085,40	-164831,97	0,81
239	1181961,64	8100,64	-63127,86	-164831,97	0,81
114	1181961,62	7517,75	-63777,23	-164831,97	0,81
204	1181961,62	7517,75	-63777,23	-164831,97	0,81
132	1181961,62	7186,21	-64118,97	-164831,97	0,81
186	1181961,62	7186,21	-64118,97	-164831,97	0,81
150	1181961,62	7047,38	-64255,23	-164831,97	0,81
168	1181961,62	7047,38	-64255,23	-164831,97	0,81
95	1181961,64	6525,58	-64247,90	-164831,97	0,81
257	1181961,64	6525,58	-64247,90	-164831,97	0,81
78	1205445,97	10217,50	-70176,20	-168107,01	0,81
240	1205445,97	10217,50	-70176,20	-168107,01	0,81
79	1205445,97	9880,79	-70575,48	-168107,01	0,81
241	1205445,97	9880,79	-70575,48	-168107,01	0,81
96	1205445,97	9015,49	-71673,04	-168107,01	0,81
97	1205445,97	9043,90	-71636,42	-168107,01	0,81
222	1205445,97	9015,49	-71673,04	-168107,01	0,81
223	1205445,97	9043,90	-71636,42	-168107,01	0,81
112	1205445,98	8945,75	-71698,21	-168107,01	0,81
113	1205445,98	8958,33	-71686,81	-168107,01	0,81
238	1205445,98	8945,75	-71698,21	-168107,01	0,81
239	1205445,98	8958,33	-71686,81	-168107,01	0,81
95	1205445,98	8737,21	-71872,86	-168107,01	0,81
130	1205445,98	8770,57	-71889,19	-168107,01	0,81
220	1205445,98	8770,57	-71889,19	-168107,01	0,81

257	1205445,98	8737,21	-71872,86	-168107,01	0,81
131	1205445,98	8729,56	-71940,30	-168107,01	0,81
221	1205445,98	8729,56	-71940,30	-168107,01	0,81
94	1205445,98	8648,80	-71995,96	-168107,01	0,81
256	1205445,98	8648,80	-71995,96	-168107,01	0,81
148	1205445,98	8580,12	-72110,57	-168107,01	0,81
149	1205445,98	8539,08	-72163,67	-168107,01	0,81
202	1205445,98	8580,12	-72110,57	-168107,01	0,81
203	1205445,98	8539,08	-72163,67	-168107,01	0,81
166	1205445,98	8479,14	-72230,51	-168107,01	0,81
184	1205445,98	8479,14	-72230,51	-168107,01	0,81
167	1205445,98	8443,19	-72279,39	-168107,01	0,81
185	1205445,98	8443,19	-72279,39	-168107,01	0,81
115	1205445,97	8389,88	-72338,77	-168107,01	0,81
205	1205445,97	8389,88	-72338,77	-168107,01	0,81
114	1205445,97	8272,14	-72474,73	-168107,01	0,81
204	1205445,97	8272,14	-72474,73	-168107,01	0,81
133	1205445,97	8053,52	-72690,63	-168107,01	0,81
187	1205445,97	8053,52	-72690,63	-168107,01	0,81
132	1205445,97	7925,33	-72838,76	-168107,01	0,81
151	1205445,97	7913,93	-72843,57	-168107,01	0,81
169	1205445,97	7913,93	-72843,57	-168107,01	0,81
186	1205445,97	7925,33	-72838,76	-168107,01	0,81
150	1205445,97	7784,80	-72993,14	-168107,01	0,81
168	1205445,97	7784,80	-72993,14	-168107,01	0,81
79	1229613,36	12778,25	-81908,36	-171477,30	0,80
241	1229613,36	12778,25	-81908,36	-171477,30	0,80
80	1229613,36	12704,71	-82000,61	-171477,30	0,80
242	1229613,36	12704,71	-82000,61	-171477,30	0,80
94	1229613,37	11715,18	-83218,77	-171477,31	0,80
256	1229613,37	11715,18	-83218,77	-171477,31	0,80
93	1229613,37	11675,33	-83266,90	-171477,31	0,80
255	1229613,37	11675,33	-83266,90	-171477,31	0,80
80	1237869,67	13868,83	-86465,18	-172628,70	0,80
242	1237869,67	13868,83	-86465,18	-172628,70	0,80
93	1237869,67	12804,75	-87795,08	-172628,70	0,80
255	1237869,67	12804,75	-87795,08	-172628,70	0,80
111	1229613,37	10057,19	-84752,25	-171477,31	0,80
112	1229613,37	10050,33	-84760,09	-171477,31	0,80
237	1229613,37	10057,19	-84752,25	-171477,31	0,80
238	1229613,37	10050,33	-84760,09	-171477,31	0,80

Lampiran 4. Hasil Perhitungan Gaya Dalam Jembatan Model 2

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)
43	KUAT I	J[27]	-8834,24	34,17	14,68	79,6
43	KUAT I	I[25]	-8834,24	-55,06	14,68	60,81
43	KUAT II	J[27]	-8832,66	36,49	11,42	77,9
43	KUAT II	I[25]	-8832,66	-52,74	11,42	63,28
43	KUAT III	I[25]	-8827,53	-39,85	-0,54	76,14
43	KUAT III	J[27]	-8827,53	49,38	-0,54	67,56
43	KUAT IV	J[27]	-8827,15	44,61	0	71,95
43	KUAT IV	I[25]	-8827,15	-44,61	0	71,95
43	KUAT V	I[25]	-8827,11	-43,25	-0,16	73,18
43	KUAT V	J[27]	-8827,11	45,98	-0,16	70,73
49	KUAT I	I[26]	-8820,58	-33,33	2,17	83,71
49	KUAT I	J[28]	-8820,58	55,9	2,17	63,4
49	KUAT II	I[26]	-8820,36	-35,84	1,69	81,51
49	KUAT II	J[28]	-8820,36	53,39	1,69	65,71
49	KUAT III	I[26]	-8819,85	-40,54	0,52	77,41
49	KUAT III	J[28]	-8819,85	48,69	0,52	70,07
49	KUAT V	I[26]	-8819,7	-43,45	0,15	74,82
49	KUAT V	J[28]	-8819,7	45,78	0,15	72,73
49	KUAT IV	J[28]	-8819,6	44,61	0	73,8
49	KUAT IV	I[26]	-8819,6	-44,61	0	73,8
50	KUAT I	J[29]	-8803,57	-115,92	-0,66	222,22
50	KUAT I	I[27]	-8803,57	-205,15	-0,66	-66,75
50	KUAT II	J[29]	-8802,39	-114,18	-1,27	220,94
50	KUAT II	I[27]	-8802,39	-203,41	-1,27	-64,89
7	KUAT I	J[16]	-3424,55	3696,67	26,04	-1888,81
7	KUAT II	J[16]	-3424,78	3694,69	24,27	-1887,09
1	KUAT III	J[15]	-3423,77	3692,02	199,69	-1884,44
7	KUAT III	J[16]	-3425,68	3690,53	18,37	-1883,56
1	KUAT V	J[15]	-3423,79	3689,62	198,02	-1882,28
7	KUAT V	J[16]	-3425,53	3688,65	19,06	-1881,83
1	KUAT IV	J[15]	-3423,93	3688,22	198,25	-1881,06
7	KUAT IV	J[16]	-3425,59	3687,76	18,06	-1881,05
1	KUAT II	J[15]	-3422,2	3684,87	195,95	-1877,62
1	KUAT I	J[15]	-3421,71	3683,92	195,29	-1876,64
7	KUAT I	I[14]	-3424,55	3607,44	26,04	4684,88
7	KUAT II	I[14]	-3424,78	3605,46	24,27	4683,05

1	KUAT III	I[13]	-3423,77	3602,79	199,69	4680,9
7	KUAT III	I[14]	-3425,68	3601,3	18,37	4679,08
1	KUAT V	I[13]	-3423,79	3600,4	198,02	4678,73
7	KUAT V	I[14]	-3425,53	3599,42	19,06	4677,43
1	KUAT IV	I[13]	-3423,93	3598,99	198,25	4677,44
7	KUAT IV	I[14]	-3425,59	3598,53	18,06	4676,62
1	KUAT II	I[13]	-3422,2	3595,65	195,95	4674,85
1	KUAT I	I[13]	-3421,71	3594,69	195,29	4674,11
14	KUAT I	J[18]	-6517,81	1923,83	18,47	-1052,51
14	KUAT II	J[18]	-6517,72	1921,88	17,61	-1050,73
14	KUAT III	J[18]	-6518,2	1918,01	14,94	-1047,37
8	KUAT III	J[17]	-6509,61	1917,28	83,99	-1044,61
461	KUAT III	J[40]	-6736,8	892,96	-560,11	195,92
461	KUAT III	I[481]	-6777,06	846,52	-560,11	881,04
461	KUAT V	J[40]	-6733,11	895,89	-558,54	199,27
461	KUAT V	I[481]	-6773,37	849,46	-558,54	886,73
461	KUAT IV	J[40]	-6732,07	891,44	-558,13	198,61
461	KUAT IV	I[481]	-6772,33	845	-558,13	882,51
461	KUAT II	J[40]	-6725,52	1159,75	-557,52	209,16
461	KUAT II	I[481]	-6765,77	1107,71	-557,52	1105,47
461	KUAT I	J[40]	-6723,64	1236,41	-557,34	212,18
461	KUAT I	I[481]	-6763,9	1182,78	-557,34	1169,18
436	KUAT III	J[38]	-7120,9	580,89	-383,63	286,4
436	KUAT III	I[479]	-7155,69	541,12	-383,63	731,84
436	KUAT IV	J[38]	-7121,02	581,93	-383,57	285,14
436	KUAT IV	I[479]	-7155,81	542,15	-383,57	731,41
436	KUAT V	J[38]	-7121,11	587,19	-383,43	285,53
436	KUAT V	I[479]	-7155,9	547,11	-383,43	735,88
436	KUAT II	J[38]	-7124,26	875,9	-383,08	280,79
436	KUAT II	I[479]	-7159,05	823,29	-383,08	957,1
436	KUAT I	J[38]	-7125,19	959,89	-382,94	279,54
436	KUAT I	I[479]	-7159,98	903,61	-382,94	1021,58
112	KUAT I	J[49]	-7898,3	-982,9	-279,31	3121,83
112	KUAT I	I[13]	-7820,02	-1099,17	-279,31	1276,22
112	KUAT II	J[49]	-7891,61	-908,94	-279,22	2976,84
112	KUAT II	I[13]	-7813,33	-1021,61	-279,22	1267,6
198	KUAT I	J[501]	-7197,43	-139,08	-4,35	8368,38
223	KUAT I	J[506]	-7309,18	-137,7	-8,37	8364,86
349	KUAT I	I[531]	-7294,63	142,57	-26,3	8344,35
374	KUAT I	I[536]	-7172,02	150,7	-15,97	8339,52
173	KUAT I	J[496]	-7007,63	-135,39	0,57	8325,89

248	KUAT I	J[511]	-7367,74	-128,31	-9,21	8312,87
324	KUAT I	I[526]	-7371,06	124,2	-30,34	8307,02
399	KUAT I	I[541]	-6968,99	147,3	-4,12	8289,02
299	KUAT I	I[521]	-7419,16	138,2	-13,12	8280,67
350	KUAT I	I[269]	-7331,45	149,33	-0,98	8255,85
349	KUAT I	J[269]	-7324,07	153,18	-26,3	8248,88
375	KUAT I	I[270]	-7210,17	156,71	-1,71	8248,7
374	KUAT I	J[270]	-7201,03	161,24	-15,97	8240,47
148	KUAT I	J[491]	-6727,95	-122,09	5,9	8236,99
325	KUAT I	I[268]	-7400,73	133,5	0,44	8220,55
324	KUAT I	J[268]	-7400,73	134,86	-30,34	8220,49
400	KUAT I	I[271]	-7002,05	153,02	-2,2	8195,87
399	KUAT I	J[271]	-6997,15	157,76	-4,12	8192,6
424	KUAT I	I[546]	-6667,88	124,59	7,21	8191,27
299	KUAT I	J[266]	-7448,78	138,57	-13,12	8189,74
273	KUAT I	J[516]	-7348,49	-140,71	-2,76	8180,04
300	KUAT I	I[266]	-7432,12	151,24	1,88	8173,82
274	KUAT I	I[516]	-7362,79	127,29	19,45	8173,32
199	KUAT I	I[501]	-7084,44	138,32	17,59	8136,85

Lampiran 5. Hasil Perhitungan Lendutan Jembatan Model 2

Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)
521	DAYA LAYAN III	0,00527	-0,00042	0,007519
243	DAYA LAYAN III	0,004781	-0,00041	0,007516
516	DAYA LAYAN III	0,005253	0,000412	0,007509
241	DAYA LAYAN III	0,004767	0,000404	0,007499
266	DAYA LAYAN III	0,005454	-0,00041	0,007498
264	DAYA LAYAN III	0,005439	0,000404	0,00749
526	DAYA LAYAN III	0,005293	-0,00123	0,007471
245	DAYA LAYAN III	0,004802	-0,00122	0,007465
268	DAYA LAYAN III	0,005478	-0,00121	0,007451
511	DAYA LAYAN III	0,005248	0,00123	0,007439
262	DAYA LAYAN III	0,005436	0,001211	0,007426
239	DAYA LAYAN III	0,004765	0,001213	0,007418
531	DAYA LAYAN III	0,005325	-0,00204	0,007406
246	DAYA LAYAN III	0,004831	-0,00202	0,007393
269	DAYA LAYAN III	0,005512	-0,00202	0,00739
506	DAYA LAYAN III	0,005265	0,002033	0,007353
261	DAYA LAYAN III	0,005454	0,002013	0,007346
536	DAYA LAYAN III	0,005369	-0,00283	0,007343
270	DAYA LAYAN III	0,005559	-0,00281	0,007332
238	DAYA LAYAN III	0,004778	0,002018	0,00732
247	DAYA LAYAN III	0,004866	-0,00282	0,007316
220	DAYA LAYAN III	0,004101	-0,00041	0,007304
541	DAYA LAYAN III	0,00542	-0,00362	0,00729
271	DAYA LAYAN III	0,005617	-0,00361	0,007287
218	DAYA LAYAN III	0,00409	0,000404	0,007283
289	DAYA LAYAN III	0,006123	-0,0004	0,007282
287	DAYA LAYAN III	0,006111	0,000401	0,00728
501	DAYA LAYAN III	0,005297	0,002829	0,007269
260	DAYA LAYAN III	0,00549	0,002811	0,007268
272	DAYA LAYAN III	0,005673	-0,0044	0,007257
222	DAYA LAYAN III	0,004119	-0,00121	0,007254
546	DAYA LAYAN III	0,005468	-0,00441	0,007254
248	DAYA LAYAN III	0,004901	-0,00362	0,007245
274	DAYA LAYAN III	0,005708	-0,00519	0,007245
291	DAYA LAYAN III	0,006148	-0,00121	0,007239
551	DAYA LAYAN III	0,005491	-0,0052	0,007236

285	DAYA LAYAN III	0,006114	0,001204	0,007231
237	DAYA LAYAN III	0,004802	0,002819	0,007218
259	DAYA LAYAN III	0,00554	0,003605	0,007203
496	DAYA LAYAN III	0,005341	0,003621	0,007196
216	DAYA LAYAN III	0,00409	0,001211	0,007195
292	DAYA LAYAN III	0,006189	-0,00201	0,007192
249	DAYA LAYAN III	0,004925	-0,00441	0,007186
223	DAYA LAYAN III	0,004143	-0,00202	0,007174
284	DAYA LAYAN III	0,006138	0,002005	0,007173
258	DAYA LAYAN III	0,005593	0,004398	0,007154
293	DAYA LAYAN III	0,006249	-0,00281	0,007154
491	DAYA LAYAN III	0,005385	0,004409	0,00714
251	DAYA LAYAN III	0,004926	-0,00521	0,007139
294	DAYA LAYAN III	0,00633	-0,0036	0,00713
297	DAYA LAYAN III	0,006493	-0,00519	0,007127
236	DAYA LAYAN III	0,00483	0,003616	0,007125
295	DAYA LAYAN III	0,006421	-0,0044	0,007123
256	DAYA LAYAN III	0,005629	0,00519	0,007121
283	DAYA LAYAN III	0,006187	0,002803	0,00712
486	DAYA LAYAN III	0,005411	0,005198	0,007101
215	DAYA LAYAN III	0,0041	0,002015	0,007082
282	DAYA LAYAN III	0,00626	0,003599	0,00708
224	DAYA LAYAN III	0,004167	-0,00282	0,007078
281	DAYA LAYAN III	0,006347	0,004393	0,007055
235	DAYA LAYAN III	0,004851	0,004411	0,007045
279	DAYA LAYAN III	0,006418	0,005187	0,007039
225	DAYA LAYAN III	0,004182	-0,00362	0,006979
233	DAYA LAYAN III	0,004853	0,005204	0,006978
214	DAYA LAYAN III	0,004114	0,002816	0,006958
226	DAYA LAYAN III	0,004176	-0,00441	0,006885
197	DAYA LAYAN III	0,003435	-0,0004	0,00685
310	DAYA LAYAN III	0,006772	0,000399	0,006837
312	DAYA LAYAN III	0,006782	-0,0004	0,006835
213	DAYA LAYAN III	0,004122	0,003614	0,006834
195	DAYA LAYAN III	0,003427	0,000404	0,006828
199	DAYA LAYAN III	0,003452	-0,00121	0,006804
308	DAYA LAYAN III	0,006779	0,001202	0,006804
314	DAYA LAYAN III	0,006808	-0,00121	0,006802
228	DAYA LAYAN III	0,004146	-0,00521	0,006797
315	DAYA LAYAN III	0,006856	-0,00201	0,006769
320	DAYA LAYAN III	0,007278	-0,00519	0,006769

Lampiran 6. Hasil Perhitungan Kehilangan Prategang Jembatan Model 2

Elem	Stress (After Immediate Loss) (N/mm²)	Elastic Deform Loss (N/mm²)	Creep /Shrinkage Loss (N/mm²)	Relaxation Loss (N/mm²)	Stress (After All Loss)
112	1181,956	9,499	-62,643	-164,862	0,8156
437	1181,956	9,499	-62,643	-164,862	0,8156
137	1181,956	8,5759	-63,3704	-164,862	0,8142
412	1181,956	8,5759	-63,3704	-164,862	0,8142
211	1181,9504	8,167	-63,7714	-164,8612	0,8135
236	1181,9504	8,1542	-63,7837	-164,8612	0,8135
361	1181,9504	8,1542	-63,7837	-164,8612	0,8135
386	1181,9504	8,167	-63,7714	-164,8612	0,8135
186	1181,9504	8,1438	-63,8011	-164,8612	0,8134
261	1181,9504	8,1371	-63,8	-164,8612	0,8134
286	1181,9504	8,1271	-63,8069	-164,8612	0,8134
311	1181,9504	8,1271	-63,8069	-164,8612	0,8134
336	1181,9504	8,1371	-63,8	-164,8612	0,8134
411	1181,9504	8,1438	-63,8011	-164,8612	0,8134
161	1181,9504	7,9539	-64,0488	-164,8612	0,8131
436	1181,9504	7,9539	-64,0488	-164,8612	0,8131
162	1181,956	7,936	-64,0496	-164,862	0,813
387	1181,956	7,936	-64,0496	-164,862	0,813
112	1198,7888	10,7212	-67,9501	-167,2098	0,8128
437	1198,7888	10,7212	-67,9501	-167,2098	0,8128
187	1181,956	7,5874	-64,4129	-164,862	0,8124
362	1181,956	7,5874	-64,4129	-164,862	0,8124
185	1189,3748	8,4636	-65,943	-165,8967	0,8122
186	1189,3748	8,4822	-65,9222	-165,8967	0,8122
210	1189,3748	8,4782	-65,9245	-165,8967	0,8122
211	1189,3748	8,479	-65,9249	-165,8967	0,8122
235	1189,3748	8,4491	-65,9559	-165,8967	0,8122
236	1189,3748	8,4444	-65,9635	-165,8967	0,8122
360	1189,3748	8,4491	-65,9559	-165,8967	0,8122
361	1189,3748	8,4444	-65,9635	-165,8967	0,8122
385	1189,3748	8,4782	-65,9245	-165,8967	0,8122
386	1189,3748	8,479	-65,9249	-165,8967	0,8122
410	1189,3748	8,4636	-65,943	-165,8967	0,8122
411	1189,3748	8,4822	-65,9222	-165,8967	0,8122
113	1198,7888	10,3258	-68,3878	-167,2098	0,8121

212	1181,956	7,377	-64,6285	-164,862	0,8121
260	1189,3748	8,4191	-65,9874	-165,8967	0,8121
261	1189,3748	8,4135	-65,9966	-165,8967	0,8121
285	1189,3748	8,4006	-66,0065	-165,8967	0,8121
286	1189,3748	8,3969	-66,0145	-165,8967	0,8121
310	1189,3748	8,4006	-66,0065	-165,8967	0,8121
311	1189,3748	8,3969	-66,0145	-165,8967	0,8121
335	1189,3748	8,4191	-65,9874	-165,8967	0,8121
336	1189,3748	8,4135	-65,9966	-165,8967	0,8121
337	1181,956	7,377	-64,6285	-164,862	0,8121
438	1198,7888	10,3258	-68,3878	-167,2098	0,8121
161	1189,3748	8,3076	-66,1483	-165,8967	0,8119
237	1181,956	7,2531	-64,7526	-164,862	0,8119
312	1181,956	7,2531	-64,7526	-164,862	0,8119
436	1189,3748	8,3076	-66,1483	-165,8967	0,8119
160	1189,3748	8,2506	-66,2127	-165,8967	0,8118
262	1181,956	7,1928	-64,8079	-164,862	0,8118
287	1181,956	7,1928	-64,8079	-164,862	0,8118
435	1189,3748	8,2506	-66,2127	-165,8967	0,8118
137	1198,7888	9,4901	-69,1088	-167,2098	0,8108
412	1198,7888	9,4901	-69,1088	-167,2098	0,8108
138	1198,7888	9,4363	-69,165	-167,2098	0,8107
413	1198,7888	9,4363	-69,165	-167,2098	0,8107
136	1181,9504	6,6711	-65,7287	-164,8612	0,8106
461	1181,9504	6,6711	-65,7287	-164,8612	0,8106
135	1189,3748	7,4285	-67,3759	-165,8967	0,8101
460	1189,3748	7,4285	-67,3759	-165,8967	0,8101
136	1189,3748	7,3627	-67,4392	-165,8967	0,81
461	1189,3748	7,3627	-67,4392	-165,8967	0,81
163	1198,7888	8,9884	-69,6285	-167,2098	0,8099
388	1198,7888	8,9884	-69,6285	-167,2098	0,8099
162	1198,7888	8,9277	-69,6949	-167,2098	0,8098
387	1198,7888	8,9277	-69,6949	-167,2098	0,8098
188	1198,7888	8,6917	-69,9268	-167,2098	0,8094
363	1198,7888	8,6917	-69,9268	-167,2098	0,8094
187	1198,7888	8,6025	-70,0247	-167,2098	0,8093
362	1198,7888	8,6025	-70,0247	-167,2098	0,8093
213	1198,7888	8,5049	-70,1159	-167,2098	0,8091
338	1198,7888	8,5049	-70,1159	-167,2098	0,8091
212	1198,7888	8,409	-70,2217	-167,2098	0,809
337	1198,7888	8,409	-70,2217	-167,2098	0,809

238	1198,7888	8,3968	-70,2269	-167,2098	0,8089
313	1198,7888	8,3968	-70,2269	-167,2098	0,8089
113	1215,9747	13,0663	-75,9562	-169,607	0,8088
237	1198,7888	8,2997	-70,334	-167,2098	0,8088
263	1198,7888	8,3434	-70,284	-167,2098	0,8088
288	1198,7888	8,3434	-70,284	-167,2098	0,8088
312	1198,7888	8,2997	-70,334	-167,2098	0,8088
438	1215,9747	13,0663	-75,9562	-169,607	0,8088
262	1198,7888	8,2468	-70,3908	-167,2098	0,8087
287	1198,7888	8,2468	-70,3908	-167,2098	0,8087
114	1215,9747	12,7369	-76,3166	-169,607	0,8082
159	1206,3422	9,8274	-72,9596	-168,2634	0,8082
160	1206,3422	9,8364	-72,9488	-168,2634	0,8082
184	1206,3422	9,8349	-72,9096	-168,2634	0,8082

BIODATA PENULIS



DATA DIRI PENULIS

Nama Lengkap : Reza Hariadi
Tempat, Tanggal Lahir : Tembung, 23 Desember 2000
Jenis Kelamin : Laki - Laki
Agama : Islam
Alamat : Jl. Pasar V Tembung, Gg. Durian 25
Email : rezah23ixp1@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. MIS Al – Manar Tembung
2. MTsN 2 Medan
3. MAN 2 Model Medan
4. S1 Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara