

TUGAS AKHIR

ANALISIS KEKUATAN DAN LENDUTAN JANGKA PANJANG PADA BETON PRATEGANG TIPE PCI GIRDER STUDI KASUS JEMBATAN LEMAH ABANG (*ANALYSIS OF STRENGTH AND LONG TERM DEFLECTION PRESTRESSED CONCRETE PCI GIRDER CASE STUDY LEMAH ABANG BRIDGE'S*)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Muhammad Amirul Gumelar
13511084**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2020**

TUGAS AKHIR

ANALISIS KEKUATAN DAN LENDUTAN JANGKA PANJANG PADA BETON PRATEGANG TIPE PCI GIRDER STUDI KASUS JEMBATAN LEMAH ABANG (*ANALYSIS OF STRENGTH AND LONG TERM DEFLECTION PRESTRESSED CONCRETE PCI GIRDERCASE STUDY LEMAH ABANG BRIDGE'S*)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk
Memenuhi Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Muhammad Amirul Gumelar
13511084**

**Disetujui:
Dosen Pembimbing**

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Suharyatmo', is written over a horizontal line.

**Ir. Suharyatmo, M.T.
Tanggal:**

TUGAS AKHIR

ANALISIS KEKUATAN DAN LENDUTAN JANGKA PANJANG PADA BETON PRATEGANG TIPE PCI GIRDER STUDI KASUS JEMBATAN LEMAH ABANG (*ANALYSIS OF STRENGTH AND LONG TERM DEFLECTION PRESTRESSED CONCRETE PCI GIRDER CASE STUDY LEMAH ABANG BRIDGE'S*)

Disusun oleh

Muhammad Amirul Gumelar
13511084

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Suharyatmo, Ir., M.T.
NIK: 865110201

Penguji I



Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng
NIK: 155111306

Penguji II



Astriana Hardawati, S.T., M.Eng
NIK: 165111301

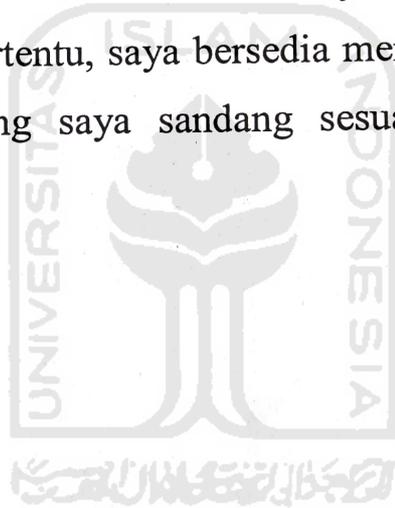
Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil



Sri Amini Yuni Astuti, Dr. Ir. M.T.
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan tugas akhir yang saya kutip dari karya orang lain telah dituliskan dalam sumernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian dari laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.



Yogyakarta, November 2020

Yang membuat pernyataan,



Muhammad Amirul Gumelar

(13511084)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Studi Analisis Kekuatan dan Lendutan Jangka Panjang pada Beton Prategang Tipe PCI Girder Studi Kasus Jembatan Lemah Abang. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Ir. Suharyatma, M.T selaku dosen pembimbing Tugas Akhir, terimakasih atas bimbingan, nasehat dan segala dukungan baik moral maupun non moral yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan tugas akhir ini,
2. Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, MT selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
3. Seluruh dosen dan pengajar Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah,
4. Kedua orang tua, Bop Budi Santoso, Nyung Niken Nawangwulan, terima kasih atas semua pengorbanan yang begitu banyak baik material maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini,
5. Adik saya, Lingga Buwono Jati, terimakasih atas doa dan bantuannya,
6. Teman seperjuangan saya, yang tidak bisa saya sebutkan satu per satu, terimakasih kebersamaan, semangat, kerjasama dan bantuannya,
7. Siti Masruroh yang selalu mensupport saya, memberi bantuan, doa, dan semangat

DAFTAR ISI

Judul	i
Pengesahan	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
DAFTAR NOTASI	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Masalah	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Penelitian Terdahulu	5
2.3 Penelitian Sekarang	7
2.4 Keaslian Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI	9
3.1 Tinjauan Umum	9
3.2 Struktur Jembatan	9
3.2.1 Klasifikasi Jembatan Menurut Material Super Structure	10
3.2.2 Klasifikasi Jembatan Berdasar Fungsi Penggunaan	10
3.2.3 Klasifikasi Jembatan Berdasar Sistem Struktur yang Digunakan	11

3.2.4	Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Kondisi Pendukung	13
3.2.5	Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Sifat-Sifat Jembatan	13
3.3	Jembatan Beton Prategang	14
3.4	Beton	18
3.4.1	Kuat Tekan Beton	18
3.5	Baja Prategang	19
3.5.1	Jenis Baja Prategang	19
3.5.2	Relaksasi	22
3.5.3	Korosi	22
3.6	Baja Tulangan (Non-Prategang)	23
3.7	Tahap Pembebanan	24
3.8	Pembebanan Jembatan Berdasar SNI 1725-2016	25
3.8.1	Beban Mati	25
3.8.2	Beban Lalu Lintas	27
3.8.3	Beban Lingkungan	32
3.8.4	Beban Gempa	35
3.8.5	Kombinasi Pada Keadaan Batas Ultimate	37
3.9	Struktur Balok Prategang	39
3.9.1.	Analisis Penampang Balok Prestressed	39
3.9.2.	Tata Letak Tendon	41
3.10	Analisis Lentur	43
3.10.1	Idealisasi Blok Tegangan Tekan	43
3.10.2	Komponen Regangan Baja Prategang	44
3.10.3	Mu untuk Tulangan Tunggal dengan Tendok Terikat	46
3.10.4	Penampang dengan Tulangan Non-Prategang dan Tendon Terikat	46
3.10.5	Perkiraan Berdasar RSNI T-12-2004	47
3.11	Kemampuan Layan dan Lendutan	49
3.11.1	Ketentuan Kemampuan Layan	50
3.11.2	Lendutan Jangka Pendek	50
3.11.3	Lendutan Jangka Panjang	55

3.11.4	Lendutan Jangka Panjang Berdasar ACI-209	61
3.11.5	Kehilangan Prategang	70
BAB IV METODE ANALISIS		76
4.1	Tinjauan Umum	76
4.2	Data Sekunder	76
4.3	Data Struktur	76
4.4	Tahap Analisis	78
4.4.1	Analisis Pembebanan	79
4.4.2	Analisis Kapasitas Momen dan Lendutan Seketika	80
4.4.3	Analisis Lendutan Jangka Panjang	80
BAB V ANALISIS DATA		82
5.1	Data Jembatan	82
5.2	Perhitungan Pembebanan	84
5.2.1	Berat Sendiri (MS)	84
5.2.2	Beban Mati Tambahan (MA)	86
5.2.3	Beban Lalu Lintas	86
5.2.4	Gaya Rem (TB)	87
5.2.5	Beban Angin (TW)	89
5.2.6	Beban Gempa (EQ)	90
5.2.7	Kombinasi Beban Ultimit	93
5.3	Perhitungan Beton I Girder	94
5.3.1.	Perhitungan Dimensi Beton <i>I Girder</i>	94
5.3.2.	Perhitungan Properties Beton <i>I Girder</i>	94
5.3.3.	Perhitungan Gaya Prategang dan Tendon Prategang	96
5.3.4.	Daerah Aman Tendon	103
5.3.5.	Tata Letak Tendon	108
5.3.6.	Kehilangan Gaya Prategang	115
5.4	Perhitungan Kapasitas Momen	120
5.5	Perhitungan Lendutan <i>Girder</i>	123
5.5.1	Lendutan Jangka Pendek	123
5.5.2	Lendutan Jangka Panjang	127

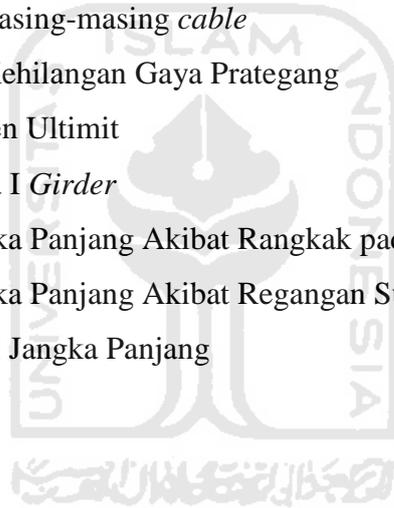
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	134
6.1 Kesimpulan	134
6.2 Saran	134
DAFTAR PUSTAKA	136
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	8
Tabel 3.1	Kuat Tekan dan Faktor Pengali untuk Berbagai Ukuran Silinder	19
Tabel 3.2	Faktor Pengali untuk Berbagai Rasio Panjang-Diameter Silinder Beton	19
Tabel 3.3	Kawat-kawat untuk Beton Prategang	21
Tabel 3.4	Strand Standar 7 Kawat untuk Beton Prategang	21
Tabel 3.5	Berat Isi dan Kerapatan Massa untuk Beban Mati	26
Tabel 3.6	Faktor Beban Berat Sendiri	26
Tabel 3.7	Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan	27
Tabel 3.8	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana	28
Tabel 3.9	Faktor Beban untuk Beban Lajur “D”	29
Tabel 3.10	Faktor Beban untuk Beban “T”	30
Tabel 3.11	Faktor Beban Akibat Susut dan Rangkak	32
Tabel 3.12	Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang	33
Tabel 3.13	Tekanan Angin Dasar	34
Tabel 3.14	Faktor Modifikasi Respon (R) Bangunan Bawah	35
Tabel 3.15	Faktor Modifikasi Respon (R) Hubungan Antar Elemen Struktur	35
Tabel 3.16	Kombinasi Beban dan Faktor Beban	38
Tabel 3.17	Faktor-Faktor yang Menjadi Pertimbangan Berbagai Metode	57
Tabel 3.18	Nilai $\gamma_{sh,tc}$ Berdasar Durasi Perawatan	62
Tabel 3.19	Faktor Koreksi Susut untuk Ketebalan Rata-rata dari $\gamma_{sh,d}$	63
Tabel 3.20	Nilai Konstanta a dan b	66
Tabel 3.21	Faktor Koreksi Susut untuk Ketebalan Rata-rata dari $\gamma_{c,d}$	68
Tabel 3.22	Koefisien <i>Wobble</i> dan Koefisien Friksi	72
Tabel 5.1	Nilai F_{PGA} dan F_A	92
Tabel 5.2	Nilai F_V	92
Tabel 5.3	Kombinasi Pembebanan Ultimit	94

Tabel 5.4	Kombinasi Momen Ultimit	94
Tabel 5.5	<i>Properties Prestressed Concrete I Girder</i>	95
Tabel 5.6	<i>Properties strands I Girder</i>	99
Tabel 5.7	Jumlah <i>Strands I Girder</i> Prategang	101
Tabel 5.8	Perhitungan Momen pada <i>I girder</i>	105
Tabel 5.9	Batas Bawah Letak Tendon <i>I Girder</i>	106
Tabel 5.10	Batas Atas Letak Tendon	108
Tabel 5.11	Perhitungan y_d'	110
Tabel 5.12	Eksentrisitas masing-masing tendon	111
Tabel 5.13	Lintasan Inti Tendon	112
Tabel 5.14	Perhitungan masing-masing <i>cable</i>	114
Tabel 5.15	Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang	119
Tabel 5.16	Kontrol Momen Ultimit	123
Tabel 5.17	Lendutan Pada <i>I Girder</i>	127
Tabel 5.18	Lendutan Jangka Panjang Akibat Rangkak pada <i>I Girder</i>	130
Tabel 5.19	Lendutan Jangka Panjang Akibat Regangan Susut pada <i>I Girder</i>	132
Tabel 5.20	Lendutan Total Jangka Panjang	133



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Jembatan Lemah Abang	2
Gambar 3.1	Jembatan <i>Truss Warren</i>	12
Gambar 3.2	Pendukung Gelagar Jembatan	13
Gambar 3.3	Distribusi Tegangan Serat Beton pada Balok Persegi Panjang dengan Tendon Lurus	16
Gambar 3.4	Jenis-Jenis Baja yang Dipakai untuk Beton Prategang	20
Gambar 3.5	Tulangan Non-Prategang pada Serat Atas Tengah Bentang	23
Gambar 3.6	Tulangan Non-Prategang pada Serat Atas Tepi Bentang	23
Gambar 3.7	Tulangan Non-Prategang Menahan Lentur Saat Pengangkatan	24
Gambar 3.8	Tulangan Non-Prategang Menahan Tekan	24
Gambar 3.9	Beban Lajur “D”	29
Gambar 3.10	Pembebanan untuk Truk “T” (500 kN)	30
Gambar 3.11	Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Pembabanan lajur “D”	31
Gambar 3.12	Tata Letak Tendon	43
Gambar 3.13	Penampang, Regangan, Tegangan Aktual dan Idealisasi	43
Gambar 3.14	Komponen Regangan Baja Prategang	45
Gambar 3.15	Penampang dengan Tulangan Non-Prategang	46
Gambar 3.16	Deformasi pada Balok	51
Gambar 3.17	Balok dengan Posisi Tendon Lurus	52
Gambar 3.18	Balok dengan Posisi Tendon Berpola Trapesoidal	53
Gambar 3.19	Balok dengan Posisi Tendon Parabola	53
Gambar 3.20	Balok dengan Posisi Tendon Parabola Eksentrisitas Bagian Angkur	53
Gambar 3.21	Balok dengan Posisi Tendon Menyudut Eksentrisitas Bagian Angkur	54
Gambar 3.22	Balok dengan Posisi Tendon Lengkung kemudian Lurus	54
Gambar 3.23	Balok dengan Posisi Tendon Lengkung kemudian Lurus	54

	Eksentrisitas Bagian Angkur	54
Gambar 4.1	Peta Lokasi Jembatan Lemah Abang	77
Gambar 4.2	Jembatan Lemah Abang	77
Gambar 4.3	Flowchart Penulisan Tugas Akhir	79
Gambar 5.1	Potongan Melintang Jembatan	82
Gambar 5.2	Penampang Girder Ujung dan <i>Girder</i> Tengah	83
Gambar 5.3	Tampak Samping Gelagar Jembatan dengan Diafragma	83
Gambar 5.4	Gaya Rem	88
Gambar 5.5	Beban Angin	89
Gambar 5.6	Nilai P_{GA}	91
Gambar 5.7	Nilai S_s	91
Gambar 5.8	Nilai S_1	91
Gambar 5.9	Penampang Girder Tengah dan Pembagian Properties	95
Gambar 5.10	Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas Tendon di Tepi	98
Gambar 5.11	Penampang Girder dan Posisi Tendon	101
Gambar 5.12	Tendon Beton Prategang	102
Gambar 5.13	Batas Bawah Letak Tendon	105
Gambar 5.14	Batas Atas Letak Tendon	107
Gambar 5.15	Grafik Batas Atas dan Batas Bawah terhadap Panjang Bentang	108
Gambar 5.16	Posisi Tendon di Tengah Bentang	109
Gambar 5.17	Posisi Tendon di Ujung Bentang	110
Gambar 5.18	Lintasan inti tendon	112
Gambar 5.19	Grafik Lintasan	115
Gambar 5.20	Gambar Penampang Girder dengan posisi tendon terpasang	120
Gambar 5.21	Tampilan Midas Civil	128
Gambar 5.22	Tampilan Koefisien Rangkak	128
Gambar 5.23	Hasil Koefisien Rangkak	129
Gambar 5.24	Hasil Koefisien Regangan Susut	131

DAFTAR LAMPIRAN



DAFTAR NOTASI

L	= Panjang Jembatan
f	= tegangan serat
P	= b.h
A_c	= gaya tekan
f^t	= Tegangan serat atas
MC	= Momen akibat berat sendiri
I_g	= Inersia penampang
P_{ec}	= Gaya eksentrisitas tendon
W_a	= Tahanan momen sisi atas
W_b	= Tahanan momen sisi bawah
E_c	= Elastisitas beton
f^c	= Kuat tekan beton syarat pada usia 28 hari
ϵ_t	= Regangan total
ϵ_e	= Regangan elastisitas
ϵ_c	= Regangan rangkak
ϵ_{sh}	= Regangan susut
F_{re}	= kehilangan tegangan akibat relaksasi baja prategang
K_{re}	= Koefisien relaksasi
J	= Faktor waktu
C	= Faktor relaksasi yang besarnya tergantung pada jenis tendon
F_{sh}	= Kehilangan tegangan akibat susut
F_{cr}	= Kehilangan tegangan akibat rangkak
F_{es}	= Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton
L_{av}	= panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus
L_{max}	= panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_E	= Panjang bentang ekuivalen
Δ_T	= Rentang akibat beban temperatur
$T_{\text{mindesign}}$	= Temperatur minimal
$T_{\text{maxdesign}}$	= Temperatur maksimum
L	= panjang komponen jembatan (mm)
α	= koefisien muai temperature (mm/mm/°C)
P_D	= Tekan angin rencana
P_B	= Tekanan angin dasar
V_{DZ}	= Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana
V_B	= Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm
E_Q	= gaya gempa horizontal statis (kN)
C_{sm}	= koefisien respons gempa elastis
R_d	= faktor modifikasi respons
W_t	= berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)
f'_{ci}	= kuat tekan beton yang direncanakan pada umur awal saat dilakukan transfer gaya prategang
f_{ci}	= Serat terluar tegangan tekan (saat transfer)
f_{ti}	= Serat terluar tegangan tarik (saat transfer)
f_{cs}	= Serat terluar mengalami tekan (Saat layan/service)
f_{ts}	= Serat terluar mengalami tarik (Saat layan/service)
f_{ps}	= tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat tarik nominalnya,
f_{pu}	= kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan.
f_{py}	= kuat leleh tendon prategang yang disyaratkan,
r	= radius girasi
I_x	= inersia penampang
A	= luas penampang
k_t	= batas <i>kern</i> atas
y_a	= letak titik berat <i>girder</i> terhadap sisi atas

k_b	= batas <i>kern</i> bawah
y_b	= letak titik berat <i>girder</i> terhadap sisi bawah
H	= tinggi penampang <i>I girder</i>
P_t	= besar gaya prategang awal
d	= diameter nominal <i>strands</i>
A_{st}	= luas tampang nominal 1 <i>stands</i>
P_{bs1}	= beban putus 1 <i>strands</i>
\emptyset	= faktor reduksi kekuatan beban putus satu <i>strands</i>
$n_{s \text{ min}}$	= jumlah <i>strands</i> minimal
nt	= jumlah tendon yang diperlukan
P_{b1}	= beban putus 1 tendon
N_s	= jumlah <i>strands</i> dalam 1 tendon di setiap baris
N_{st}	= jumlah total <i>strands</i> di setiap baris
nt	= jumlah tendon total
ns	= jumlah <i>strands</i> total
A_{ps}	= luas baja prategang yang digunakan
P_o	= persentase tegangan leleh yang timbul pada baja
P_j	= gaya prategang yang terjadi akibat <i>jacking</i>
f_{pj}	= tegangan tarik baja prategang saat <i>jacking</i>
R	= rasio kehilangan gaya prategang
LOF	= kehilangan gaya prategang (25%)
P_{eff}	= gaya prategang efektif
M_0	= momen akibat beban <i>girder</i>
MT	= momen akibat beban layan
$c.g.c$	= <i>center gravity concrete</i> (pusat gravitasi beton)
$c.g.s$	= <i>center gravity steel</i> (pusat gravitasi baja)
a_{min}	= jarak antara pusat tekanan ke garis netral
e_b	= jarak dari tendon ke garis netral
e_b'	= eksentrisitas maksimum pada batas bawah
e_{b1}	= penambahan lebar daerah tendon batas bawah jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik

a_{max}	= jarak antara pusat tekanan ke tendon
e_t	= jarak dari tendon ke garis netral
e_t'	= eksentrisitas maksimum pada batas atas
e_{t1}	= pertambahan lebar daerah tendon batas atas jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik
ΔfpA	= kehilangan prategang akibat angkur
ΔpF	= kehilangan tegangan akibat gesekan tendon
ΔfpF	= pengurangan gaya prategang (kehilangan) tegangan pada baja prategang
Δf_{cs}	= kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis
f_{pi}	= tegangan baja setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel
p_i	= gaya prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel
f_{ps}	= tegangan baja prategang setelah transfer
f_{csd}	= tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Struyk dan Veen (1995), jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan jalan atau lalu lintas ketika terdapat rintangan pada sisi yang lebih rendah, rintangan ini dapat berupa jalan atau sungai. Dari pengertian tersebut disimpulkan bahwa jembatan merupakan sarana transportasi yang digunakan sebagai penunjang dalam peningkatan pertumbuhan sosial, ekonomi dan industri. Seiring dengan berkembangnya ilmu pengetahuan jembatan telah mengalami perkembangan yang pesat, jembatan tidak hanya sebagai penghubung atau meneruskan jalan, namun juga sebagai bangunan monumental yang menjadi kebanggaan suatu daerah. Perkembangan tipe jembatan dari tahun ke tahun selalu berkembang. Penggunaan atau pemilihan tipe jembatan disesuaikan dengan berbagai macam pertimbangan seperti beban lalu lintas, kondisi tanah, kondisi alam dan pertimbangan-pertimbangan lainnya. Mengingat pentingnya jembatan ini, maka pembuatannya harus memenuhi aspek-aspek penting bagi struktur seperti kekuatan, kekokohan, tingkat keawetan (usia pakai), kestabilan dan syarat-syarat struktur yang lain.

Pemilihan beton prategang sebagai material jembatan dikarenakan pada sifat yang dimiliki oleh beton itu sendiri dan kinerjanya terhadap beban yang didukungnya. Beton dibandingkan dengan bahan bangunan lain mempunyai beberapa kelebihan, antara lain yaitu kuat tekan tinggi, harga relatif murah, tahan kebakaran, termasuk bahan yang awet. Sifat beton yang kurang baik terhadap tegangan tarik yang tinggi, maka diperkuat dengan baja sebagai material yang memiliki kuat tarik tinggi. Namun kinerjanya masih kurang maksimal, maka melalui riset lanjutan tentang beton oleh para peneliti dan ditemukannya beton dengan sistem prategang.

Lendutan pada jembatan merupakan aspek penting yang harus diperhatikan karena dengan beban yang terus berjalan di atas jembatan akan mengalami

lendutan, ketikan lendutan masih kecil, kemungkinan masih memenuhi syarat keamanan, hanya saja kurang terpenuhi secara aspek kenyamanan. Namun semakin lama lendutan jembatan akan semakin besar. Lendutan pada jembatan meliputi lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang. Lendutan jangka pendek diakibatkan oleh beban, sedangkan lendutan jangka panjang diakibatkan beban yang bekerja secara menerus dan mengakibatkan perubahan pada material beton prategang (deformasi akibat material). Sedangkan analisis kapasitas momen untuk mencari kekuatan pada beton prategang jembatan, dilakukan dengan menghitung momen ultimit akibat beban dan kekuatan tendon prategang atau gaya prategang dari tendon.

Jembatan Lemah Abang yang berlokasi di perbatasan Kabupaten Sleman dan Gunungkidul, tepatnya di Dusun Lemah Abang Gayamharjo Prambanan Sleman dan Dusun Gembyong Ngoro-oro Patuk Gunungkidul, merupakan daerah perbukitan dengan tipe jembatan *simple beam* dan dibangun pada tahun 2017. Yang memiliki bentang ± 90 m dan lebar 9 m, menghubungkan 2 Kabupaten yaitu Kabupaten Sleman dan Kabupaten Gunungkidul maka dari itu memiliki beban lalu lintas yang cukup tinggi dan cukup besar.



Gambar 1.1 Jembatan Lemah Abang
(Sumber : Google)

Untuk itu dilakukan perhitungan lendutan dan kemampuan layan jembatan sebagai topik tugas akhir. Perhitungan lendutan di dalam tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui kinerja jembatan kaitannya dengan kemampuan layan jembatan dengan jangka waktu yang lama setelah selesai masa konstruksi, apakah lendutan masih memenuhi persyaratan, baik itu untuk lendutan jangka pendek maupun jangka panjang. Apakah Jembatan Lemah Abang memenuhi persyaratan kapasitas

momen lebih besar dari kapasitas ultimit, lendutan seketika apakah memenuhi persyaratan yang diberikan oleh RSNI T-12-2004 yaitu $(\frac{L}{250})$ dan lendutan jangka panjang apakah memenuhi persyaratan yang diberikan ACI yaitu $(\frac{L}{240})$ dan menurut CEB-FIP $(\frac{L}{250})$. Apabila mencapai selisih yang besar dengan batasan tersebut, maka keamanan jembatan perlu ditinjau ulang untuk mengantisipasi terjadinya keruntuhan struktur.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dikemukakan di atas, maka rumusan masalah yang diambil adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana hasil perhitungan pembebanan, momen nominal dan hasil kapasitas momen? Apakah memenuhi persyaratan bahwa momen nominal lebih besar dari momen ultimit?
2. Bagaimana hasil perhitungan lendutan seketika (*short term deflection*) memenuhi lendutan ijin yaitu $(\frac{L}{250})$ dan
3. Hasil perhitungan jangka panjang (*long term deflection*) memenuhi lendutan ijin yaitu $(\frac{L}{240})$ ACI dan $(\frac{L}{250})$ CEB-FIP

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari analisis ini antara lain:

1. Menganalisis kemampuan penampang beton prategang terhadap beban yang bekerja. Mengetahui nilai momen nominal dengan ketentuan aman lebih besar dari momen ultimit.
2. Menghitung lendutan struktur gelagar beton prategang khususnya lendutan seketika (*short term deflection*) dengan ketentuan aman $(\frac{L}{250})$ dan
3. Menghitung lendutan jangka panjang (*long term deflection*). Meliputi koefisien rangkai dan susut. Dengan ketentuan aman $(\frac{L}{240})$ ACI dan $(\frac{L}{250})$ CEB-FIP

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari analisis ini adalah agar penulis dapat mengetahui, menghitung nilai lendutan seketika akibat beban yang bekerja maupun lendutan jangka panjang pada jembatan ini berdasarkan persyaratan yang ada

Kegunaan studi pada penulisan tugas akhir ini adalah untuk mengaplikasikan ilmu struktur yang diperoleh selama kuliah dan nilai hasil tersebut dapat digunakan acuan dalam hal perawatan bangunan jembatan beton prategang tersebut.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah diperlukan agar penulisan tugas akhir dapat terarah dan terfokus kepada tujuan yang akan dicapai. Beberapa batasan masalah yang dipakai dalam analisis ini adalah sebagai berikut

1. Menghitung pembebanan pada studi kasus jembatan Lemah Abang
2. Menghitung Kapasitas Momen Jembatan Lemah Abang dengan tipe beton prategang balok gelagar I
3. Menghitung lendutan jangka pendek dan jankga panjang
4. Program olah data menggunakan Ms. Excel dan MidasCivil 2011
5. Spesifikasi peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut.
 - a. Untuk pembebanan jembatan SNI 1725-2016 dan untuk analisis beban gempa SNI 2833-2016.
 - b. Untuk analisis kapasitas momen mengacu pada RSNI T-12-2004, untuk analisis lendutan mengacu pada SNI 1725-2016.
 - c. Untuk penentuan lendutan berdasarkan CEB 1990 dan ACI 209.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Studi pustaka merupakan suatu aktivitas untuk meninjau atau mengkaji kembali beberapa literatur yang telah dipublikasikan oleh akademisi atau peneliti lain sebelumnya yang terkait topik atau permasalahan yang akan diteliti (Taylor & Procter, 2010). Pada bab sebelumnya telah dibahas mengenai latar belakang penelitian sehingga timbul tujuan dan manfaatnya. Selanjutnya pada bab ini akan diuraikan mengenai garis besar dari sebagian penelitian sebelumnya yang sejenis, dan pada akhir bab akan diuraikan perbedaan antara penelitian sebelumnya dengan penelitian yang sekarang.

2.2 Penelitian Terdahulu

Analisis mengenai kekuatan dan lendutan pada beton prategang ini masih jarang ditemukan. Dalam Penulisan Tugas Akhir ini, penulis mengambil referensi dari jurnal, artikel maupun penelitan sebelumnya. Adapun diantaranya sebagai berikut:

1. Wijiastuti, Yuni Fatniawati, Neneng (2003)

Pada tugas akhir ini mengambil judul “Analisis Lendutan Beton Prategang Parsial pada Gelagar Jembatan dengan Metode Approximate Time Step” tujuan dari penulisan tugas akhir tersebut adalah untuk mengetahui pengaruh prosentase pemberian gaya prategang terhadap lendutan pada balok prategang menerus. Analisis dilakukan dengan merencanakan gelagar prategang dengan panjang bentang total 30 dan 50 meter pada tiga dukungan dengan memberikan gaya prategang sebesar 100% (penuh), 90%, 80%, dan 75% dari gaya prategang yang dibutuhkan pada gelagar prategang. Dilanjutkan dengan menghitung lendutan dengan menggunakan metode *Approximate Time Step*. Perhitungan lendutan meliputi lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang.

2. George C Fanourakis, Yunus Balim (2003)

George C Fanourakis adalah seorang profesor di Universitas Johannesburg, sedangkan Yunus Ballim dosen di Universitas Johannesburg. Penelitian yang dilakukan adalah membandingkan hasil dari berbeda analisis. Dalam penelitian “Memprediksi Deformasi Rangkak Beton: Perbandingan Hasil dari Berbeda Penelitian” ini meninjau keakuratan prediksi rangkak yang dihasilkan oleh delapan model code type Internasional yang umum digunakan dan tidak mempertimbangkan parameter material yang sama. Perbedaan analisis ini antara SABS 0100 (1992), BS 8110 (1985), ACI 209 (1992), AS 3600 (1988), CEB-FIP (1970), CEB-FIP (1978), CEB-FIP (1990), RILEM Model B3 (1995) dan menghasilkan tabel angka koefisien dari perbedaan analisis. Dan yang paling akurat adalah RILEM model B3, CEB-FIP (1990), ACI 209 (1992).

3. Daud R. Wiyono, William Trisina (2013)

Daud R. Wiyono adalah seorang Dosen teknik sipil di suatu perguruan tinggi di Bandung. Beliau melakukan analisis lendutan pada struktur balok. Terdapat langkah secara lengkap khususnya pada balok di sebuah bangunan atau gedung yang berdasarkan peraturan-peraturan yang berlaku. serta pengalaman beliau sebagai dosen dan ahli konstruksi atau dosen struktur. Salah satu contoh penelitiannya adalah “Analsis Lendutan Seketika dan Lendutan Jangka Panjang pada Struktur Balok” persyaratan dalam penentuan nilai lendutan berdasar pada ACI-209. Langkah-langkah yang diguakan dalam penelitian ini menghitung pembebanan, kemudian menghitung momen ultimate. Kemudian menghitung lendutan balok, lendutan jangka pendek dan jangka panjang.

4. Baskoro Abdi Praja, Andreas Triwiyono (2016)

Dalam penelitian ini Baskoro dan Andreas melakukan penelitian mengenai pengaruh rangkak susut terhadap jembatan bentang panjang. Dalam penelitian “Perilaku Rangkak Susut Terhadap Lendutan Struktur Jembatan Bentang Panjang” studi kasus (Jembatan Lemah Ireng 1 pada ruas jalan Tol Semarang-Bawen) dengan pengaruh variasi pembebanan jangka panjang (rangkak susut) penelitian rangkak susut ini perlu dilakukan untuk mengetahui perilaku lendutan pada gelagar boks jembatan hingga umur rencana (100 Tahun) tahapan

pembebanan yang dilakukan adalah menerapkan beban levelling aspal, dan beban rangkai dan susut dengan menggunakan variasi durasi jangka panjang dengan interval 5, 10, 15, 20, 40, 60, 80 dan 100 tahun. Serta memanfaatkan fasilitas Software Midas Civil 2011.

2.3 Penelitian Sekarang

Hasil dari tinjauan umum dan penelitian sebelumnya dapat memberikan gambaran secara umum untuk pembuatan tugas akhir penulis, diantaranya sebagai berikut :

1. Struktur atas jembatan direncanakan menggunakan gelagar beton prategang tipe penampang I. Perlu dilakukan perhitungan terhadap momen nominal dan kapasitas momen.
2. Acuan perencanaan pembebanan jembatan menggunakan peraturan standar Pembebanan Jembatan SNI 1725-2016, standar perencanaan analisis beban gempa untuk analisis jembatan ini menggunakan SNI 2833-2016, perencanaan struktur beton untuk jembatan menggunakan RSNIT-12-2004
3. Acuan dalam penentuan lendutan jembatan menggunakan ACI-209 dan CEB FIP 1990
4. Proses analisa struktur dibantu dengan menggunakan program Midas Civil 2011 dan program Ms. Excel 2007
5. Metode yang dapat digunakan dalam analisis lendutan jangka panjang ini adalah *FEM (Finite Element Method)* dengan bantuan program Midas Civil. Pada penelitian terdahulu menggunakan metode Approximate Time step dimana suatu metode perhitungan lendutan yang didasarkan pada penjumlahan besar lendutan yang terjadi akibat faktor-faktor yang mempengaruhinya. Faktor-faktor tersebut antara lain gaya prategang yang diberikan, beban akibat berat sendiri, beban mati, dan beban hidup

2.4 Keaslian Penelitian

Berdasarkan penelitian-penelitian terdahulu tentang analisis jembatan, penelitian yang akan dilakukan yaitu Analisis Kekuatan dan Lendutan Jangka

Panjang Beton Prategang Jembatan Lemah Abang Dengan PC I Girder belum pernah dilakukan. Analisis Jembatan ini menggunakan Peraturan Standar Pembebanan SNI 1725-2016 yang merupakan acuan standar pembebanan struktur jembatan, Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2016, serta Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan R.SNI T-12-2004 yang merupakan pegangan atau panduan dalam perencanaan jembatan di Indonesia. Pada tabel 2.1 berikut dapat dilihat perbedaan antara penelitian terdahulu dan sekarang sebagai bukti keaslian penelitian.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Nama Peneliti	George C Fanourakis, Yunus Ballim	Wijiastuti, Yuni Fatniawati, Neneng	Daud R. Wiyono, William Trisina	Baskoro Abdi Praja, Andreas Triwiyono	M.Amirul Gumelar
Tahun	2003	2003	2013	2016	2019
Analisis	Membandingkan Hasil dari Berbeda Analisis	Analisis Lendutan Beton Prategang Parsial pada Gelagar Jembatan	Analisis Lendutan pada Struktur Balok Prategang	Pengaruh Rangkak Susut terhadap Jembatan Bentang Panjang	Analisis Kekuatan dan Lendutan pada Beton Prategang Tipe PCI Girder
Objek	Membandingkan analisis ACI dan CEB, dll	-	Balok Prategang di sebuah gedung	-	Jembatan PCI Girder
Lokasi Penelitian	-	-	-	Jembatan Lemah ireng 1	Jembatan Lemah Abang
Peraturan yang digunakan	ACI, CEB, Rilem, SABS, BS	Metode Approximate Time Step	ACI 209	-	SNI 1725-2016, SNI 2833-2016, RSNI T-12 2004,

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Bab ini menjelaskan teori yang mendukung dalam tugas akhir ini yaitu analisis kekuatan dan lendutan pada beton prategang tipe *PCI girder*. Teori yang diperoleh dari catatan-catatan, buku, jurnal, dan laporan tugas akhir dari peneliti sebelumnya. Analisis yang dilakukan pada tugas akhir ini Jembatan Lemah Abang meliputi analisis momen nominal dan analisis lendutan.

3.2 Struktur Jembatan

Supriyadi (2007) menyatakan jembatan mempunyai arti penting bagi setiap orang dan tingkat kepentingannya tidak sama bagi setiap orang, sehingga akan menjadi suatu bahan studi yang menarik. Bab ini juga akan tentang komponen jembatan, komponen jembatan dibagi menjadi dua yaitu:

1. Struktur Atas (*Superstructure*)

Struktur atas berada pada bagian atas jembatan, dimana merupakan bagian yang menerima langsung beban-beban. Meliputi berat sendiri, beban mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas, gaya rem, beban angin, kemudian disalurkan pada bangunan bawah. Struktur atas terdiri dari :

- a. Kontruksi trotoar
- b. Sandaran
- c. Pelat lantai
- d. Gelagar
- e. Balok Diafragma
- f. Tumpuan

2. Struktur bawah jembatan berfungsi memikul seluruh beban struktur atas dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, aliran air, hanyutan, tumbukan, gesekan pada tumpuan tersebut, yang kemudian disalurkan ke pondasi. Bagian struktur bawah jembatan terdiri dari:

- a. *Abutment*
- b. Pilar
- c. Pondasi

3.2.1 Klasifikasi Jembatan Menurut Material Super Structure

1. Jembatan baja adalah jembatan yang menggunakan berbagai macam komponen dan sistem struktur baja: deck, girder, rangka batang, pelengkung, penahan dan penggantung kabel.
2. Jembatan beton adalah jembatan yang menggunakan beton bertulang dan beton prategang
3. Jembatan kayu, adalah jembatan dengan bahan kayu untuk bentang yang relatif pendek
4. Jembatan Metal alloy adalah jembatan yang menggunakan bahan metal aloy seperti alluminium aloy dan stainless steel
5. Jembatan komposit adalah jembatan dengan bahan komposit komposit fiber dan plastic
6. Jembatan batu adalah jembatan yang terbuat dari bahan batu ; di masa lampau batu merupakan bahan yang umum digunakan untuk jembatan pelengkung.

3.2.2 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Fungsi Penggunaanya

1. Jembatan jalan adalah jembatan untuk lalu lintas kendaraan bermotor
2. Jembatan kereta api jembatan untuk lintasan kereta api
3. Jembatan kombinasi adalah jembatan yang digunakan sebagai lintasan kendaraan bermotor dan kereta api
4. Jembatan pejalan kaki Jembatan yang digunakan untuk lalu lintas pejalan kaki
5. Jembatan *aqueduct* Jembatan untuk menyangga jaringan perpipaan saluran air

3.2.3 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Sistem Struktur yang Digunakan

1. Jembatan I-Girder
Gelagar utama terdiri dari plat girder atau *roled-I*. Penampang I efektif menahan beban tekuk dan geser.
2. Jembatan gelagar kotak (box girder)

Gelagar utama terdiri dari satu atau beberapa balok kotak baja fabrikasi dan dibuat dari beton, sehingga mampu menahan lendutan, geser dan torsi secara efektif

3. Jembatan Balok T (*T-Beam*)

Sejumlah Balok T dari beton bertulang diletakkan bersebelahan untuk mendukung beban hidup

4. Jembatan Gelagar Komposit

Plat lantai beton dihubungkan dengan girder atau gelagar baja yang bekerja sama mendukung beban sebagai satu kesatuan balok. Gelagar baja terutama menahan tarik sedangkan plat beton menahan momen lendutan.

5. Jembatan gelagar *grillage* (*grillage girder*)

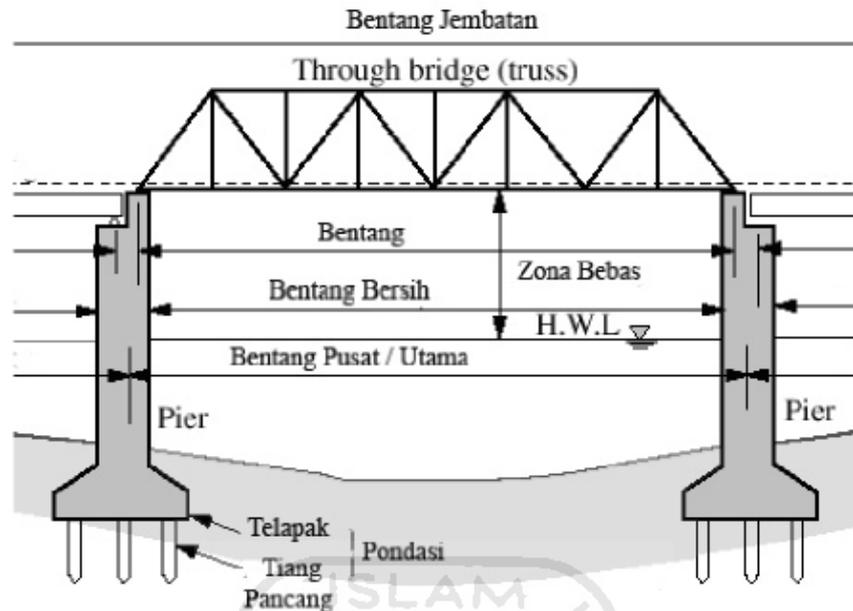
Gelagar utama dihubungkan secara melintang dengan balok lantai membentuk pola grid dan akan menyalurkan beban bersama-sama

6. Jembatan Dek Orthotropic

Dek terdiri dari plat dek baja dan rusuk/rib pengaku

7. Jembatan Rangka Batang (*Truss*)

Elemen-elemen berbentuk batang disusun dengan pola dasar menerus dalam struktur segitiga kaku. Elemen-elemen tersebut dihubungkan dengan sambungan pada ujungnya. Setiap bagian menahan beban axial juga tekan dan tarik. Gambar 3.1 menunjukkan Jembatan truss Warren dengan elemen vertikal yang disebut "*through bridge*", plat dek diletakkan melintasi bagian bawah jembatan



Gambar 3.1 Jembatan Truss Warren

(Sumber : Chen & Duan, 2000)

8. Jembatan Pelengkung (*arch*)
Pelengkung merupakan struktur busur vertikal yang mampu menahan beban tegangan axial
9. Jembatan Kabel Tarik (*Cable stayed*)
Gelagar digantung oleh kabel berkekuatan tinggi dari satu atau lebih menara. Desain ini lebih sesuai untuk jembatan jarak panjang.
10. Jembatan Gantung
Gelagar digantung oleh penggantung vertikal atau mendekati vertikal yang kemudian digantungkan pada kabel penggantung utama yang melewati menara dari tumpuan satu ke tumpuan lainnya. Beban diteruskan melalui gaya tarik kabel. Desain ini sesuai dengan jembatan dengan bentang yang terpanjang.

3.2.4 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Kondisi Pendukung

1. Jembatan Dengan Pendukung Sederhana
Gelagar utama atau rangka batang ditopang oleh roll di satu sisi dan sendi di sisi yang lainnya. (Gambar 3.2a)

2. Jembatan Dengan Pendukung Menerus

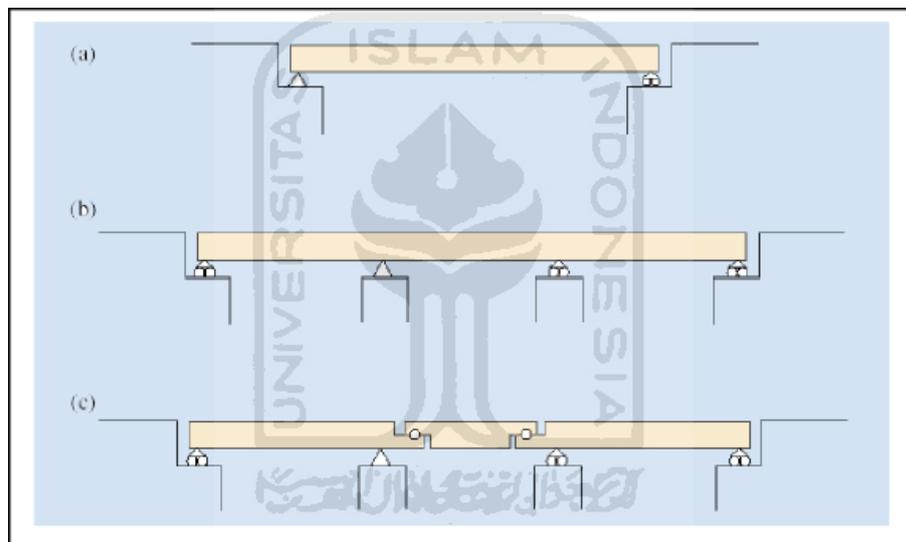
Gelagar atau rangka batang didukung menerus oleh lebih dari tiga sendi sehingga menjadi sistem struktur yang tidak tetap. Kecenderungan itu lebih ekonomis karena jumlah sambungan sedikit serta tidak memerlukan perawatan. Penurunan pada pendukung sebaiknya dihindari. (Gambar 3.2b)

3. Jembatan gerber (jembatan kantilever)

Jembatan menerus yang dibuat dengan penempatan sendi di antara pendukung. (Gambar 3.2c)

4. Jembatan rangka kaku

Gelagar terhubung secara kaku pada sub struktur



Gambar 3.2 Pendukung Gelagar Jembatan

(Sumber : Chen & Duan, 2000)

3.2.5 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Sifat-Sifat Jembatan

1. Jembatan Sementara Atau Darurat

Jembatan sementara atau darurat karena jembatan diperuntukan dan dibangun pada keadaan tertentu, misal jembatan yang sedang di renovasi kemudian dibuatkan jembatan sementara yang terbuat dari material pohon kelapa dengan tujuan agar jembatan tersebut masih bisa difungsikan.

2. Jembatan Tetap Atau Permanen

Jembatan dikatakan tetap atau permanen ialah jembatan yang dirancang untuk keberadaannya dapat dimanfaatkan terus atau sesuai umur rencana jembatan (misal dengan umur rencana 50 th) atau tidak terikat waktu:

- a. Jembatan baja tipe Australia
- b. Jembatan baja Belanda
- c. Jembatan komposit
- d. Jembatan beton, dan lain-lain.

3. Jembatan Bergerak

Jembatan bergerak karena jembatan tersebut dirancang dapat dipindahkan atau dapat dibuka untuk jalur air atau jembatan dapat diputar, seperti jembatan yang melintasi sungai atau lautan yang bisa dibuka untuk kapal lewat. Jembatan bergerak biasanya dibuat pada sungai dimana kapal besar yang lewat memerlukan ketinggian yang cukup tetapi pembuatan jembatan dengan pilar sangat tinggi dianggap tidak ekonomis. Ada tiga macam tipe jembatan bergerak yaitu:

- a. Jembatan terbuka (*Bascule bridges*)
- b. Jembatan terangkat vertikal (*vertical lift bridges*)
- c. Jembatan berputar (*swing bridges*).

Jembatan terbuka atau *bascule bridges* biasanya digunakan untuk bentang yang tidak terlalu panjang dengan bentang maksimum 100 m. Jembatan terangkat vertikal atau *vertical lift bridges* biasanya digunakan untuk bentang yang lebih panjang yaitu sekitar 175 m, tetapi jarak bersih yang didapat tergantung dari seberapa tinggi jembatan dapat dinaikan.

Ketinggian maksimum untuk mendapatkan jarak bersih adalah sekitar 40 m. Jembatan berputar mempunyai keuntungan karena kapal yang akan lewat tidak dibatasi ketinggiannya. Jembatan berputar dapat digunakan dengan bentang sampai dengan 160 m.

3.3 Jembatan Beton Prategang

Beton adalah suatu bahan yang mempunyai kekuatan tekan yang tinggi, namun kekuatan tariknya relatif rendah. Sedangkan baja adalah material yang

memiliki kekuatan tarik tinggi. Kombinasi antara beton dan baja sebagai bahan struktur makan tegangan tarik akan dipikul oleh baja, sedangkan tegangan tekan akan dipikul oleh beton.

(ACI) Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal.

(SNI 03-2847-2002) beton prategang merupakan beton bertulang yang telah diberikan tegangan tekan dalam untuk mengurangi tegangan tarik potensial dalam akibat beban kerja.

Menurut Nawy (2001) pada balok prategang, balok diasumsikan bersifat homogen dan elastis. Ketidakmampuan beton untuk menahan tegangan tarik, digantikan oleh tegangan tekan yang diakibatkan oleh tendon prategang. Berikut konsep-konsep dasar pemberian prategang.

Tinjauan balok persegi panjang yang ditumpu sederhana mengalami gaya prategang P kosentris seperti pada gambar 3.3(a), tegangan tekan seragam dan mempunyai intensitas :

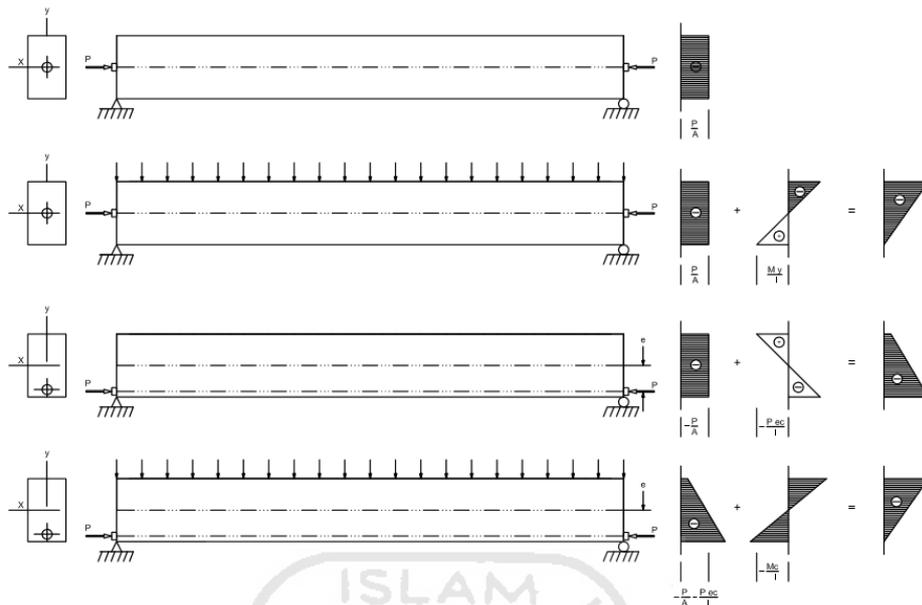
$$f = -\frac{P}{A_c} \quad (3.1)$$

Dimana:

f = tegangan serat

$A_c = b.h$

P = gaya tekan



Gambar 3.3 Distribusi Tegangan Serat Beton pada Balok Persegi Panjang dengan Tendon Lurus. (a) Tendon kosentris, hanya prategang. (b) Tendon kosentris, berat sendiri ditambahkan. (c) Tendon eksentris, hanya prategang. (d) Tendon eksentris, berat sendiri ditambahkan

(Sumber : Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar Jilid 1 G. Nawy. 2001)

Beban transversal yang timbul pada balok seperti gambar 3.3(b), maka akan timbul momen maksimum ditengah bentang, maka tegangan pada serat atas menjadi :

$$f^t = -\frac{P}{A_c} - \frac{Mc}{I_g} \quad (3.2)$$

dan tegangan pada serat bawah menjadi :

$$f_b = -\frac{P}{A_c} + \frac{Mc}{I_g} \quad (3.3)$$

Dimana:

f^t = tegangan di serat atas

f_b = tegangan di serat bawah

$c = h/2$, untuk penampang persegi panjang

$I_g = bh^3/12$, untuk momen inersia bruto penampang

Konsep ini menjelaskan bahwa gaya prategang P kosentris $-P/A$ mengurangi tegangan lentur tarik Mc/I di serat bawah sebesar yang dikehendaki bahkan hingga tegangan tarik hilang sama sekali atau hingga tegangan tarik masih diijinkan sesuai dengan peraturan. Sebaliknya, tegangan tekan P kosentris menambah tegangan lentur tekan yang terjadi tegangan di serat atas.

Pembatasan ini dapat dihindari dengan penambahan tegangan tarik di serat atas dengan cara meletakkan tendon prategang secara eksentris di bawah garis netral. Jika tendon diletakkan dengan besar eksentrisitas e dari pusat berat beton, maka akan timbul momen P_e , sehingga tegangan di tengah bentang pada tegangan serat atas menjadi :

$$f^t = -\frac{P}{A_c} + \frac{P_{ec}}{W_a} - \frac{Mc}{W_a} \quad (3.4)$$

Sedangkan tegangan pada serat bawah menjadi :

$$f_b = -\frac{P}{A_c} - \frac{P_{ec}}{W_b} + \frac{Mc}{W_b} \quad (3.5)$$

Dimana:

A_c = luas penampang beton

P = gaya tekan

P_{ec} = eksentrisitas tendon

Mc = Momen akibat berat sendiri

W_a = Tahanan Momen sisi atas

W_b = Tahanan Momen sisi bawah

Menurut Burns (1993) perbedaan utama antara beton bertulang dengan beton prategang adalah dalam mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai dengan kemampuannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan tulangan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Hal ini dicapai dengan cara menarik baja dan menahannya ke beton, jadi beton dalam

keadaan tertekan sebelum mendapat tekanan akibat beban luar. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Baja adalah bahan yang dibuat untuk bekerja menahan kekuatan tarik tinggi oleh prategang, sedangkan beton bahan yang getas ditarik dan kemampuan menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan terlebih dahulu, tanpa mengurangi kemampuan tekanan. Jadi beton prategang merupakan kombinasi yang ideal.

3.4 Beton

Pada beton prategang, Beton adalah suatu material yang terdiri dari campuran semen, air, agregat dan bahan tambah bila diperlukan. Beton yang digunakan untuk beton prategang adalah yang mempunyai kekuatan tekan yang cukup tinggi dengan nilai kuat tekan $f'c \geq 45$ MPa. Kuat tekan yang tinggi ini diperlukan untuk menahan tegangan tekan pada serat beton yang tertekan oleh gaya prategang. Nilai modulus elastisitas beton dipengaruhi oleh kekuatan tekan yang dimiliki oleh beton tersebut. Besarnya harga modulus elastisitas beton E_c dapat diambil sebesar $4700\sqrt{f'c}$.

3.4.1 Kuat Tekan Beton

Nawy (2001) menyatakan bahwa kuat tekan $f'c$ berdasarkan atas silinder standar dengan ukuran 150mm x 300mm yang diolah di laboratorium standar dan diuji pembebanan selama 28 hari.

Wang dan Salmon, (1990) Pengertian kuat tekan beton adalah besarnya beban per satuan luas, yang menyebabkan benda uji beton hancur bila dibebani gaya tekan tertentu yang oleh mesin tekan. Kuat tekan beton merupakan sifat terpenting dalam kualitas beton. Kuat tekan beton ditentukan oleh pengaturan dari perbandingan semen, agregat kasar, halus dan air. Suatu jumlah tertentu air diperlukan untuk memberikan aksi kimiawi dalam pengerasan beton, kelebihan air meningkatkan kemampuan pekerjaan akan tetapi menurunkan kekuatan.

Cara menentukan nilai kuat tekan beton:

$$f'c = \frac{P}{A} \quad (3.6)$$

Dimana:

$f'c$ =Kuat tekan beton (MPa)

P = Beban tekan (N)

A = Luas penampang (mm^2)

Benda uji tidak hanya berbentuk silinder namun benda uji berbentuk kubus (karakteristik) apabila bentuk dan ukuran benda uji berbeda dengan bentuk dan ukuran sederhana, maka perlu dikali dengan faktor pengali sebagaimana tercantum dalam tabel 3.1 dan tabel 3.2.

Tabel 3.1 Kuat Tekan dan Faktor Pengali Untuk Berbagai Ukuran Silinder Beton

Ukuran Silinder		Faktor Pengali	Kuat tekan (%)
D (mm)	L (mm)		
50	100	0,917	108
75	150	0,943	106
100	200	0,962	104
150	300	1,000	100
200	400	1,042	96

(Sumber: Neville, 1977)

Tabel 3.2 Faktor Pengali Untuk Berbagai Rasio Panjang-Diameter Silinder Beton

Rasio Panjang–Diameter	Faktor Pengali
2,00	1,00
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,94
1,00	0,92

(Sumber: Neville, 1977)

3.5 Baja Prategang

3.5.1 Jenis Baja Prategang

Pada beton prategang, sebagai pemberi prategang pada beton merupakan baja dengan mutu sangat tinggi hingga 270.000 psi atau lebih (1862 MPa atau lebih tinggi lagi). Baja bermutu tinggi seperti itu dapat mengimbangi kehilangan

prategang dan mempunyai taraf tegangan sisa yang dapat menahan gaya prategang yang dibutuhkan. Kehilangan prategang normal dapat diperkirakan di dalam selang 241 sampai 414 MPa. Karena itu, prategang awal harus sangat tinggi, sekitar 1241 sampai 1517 MPa. Baja prategang dapat berbentuk kawat-kawat tunggal, strand yang terdiri dari atas beberapa kawat yang dipuntir membentuk elemen tunggal dan batang-batang bermutu tinggi.

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

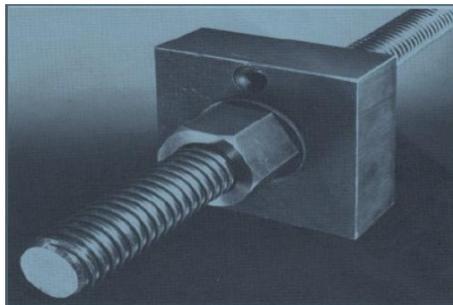
1. Kawat tunggal (*wire*) (Gambar 3.4 (a)), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (*pretension*).
2. Kawat untaian (*strand*) (Gambar 3.4 (b)), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pascatarik (*post tension*).
3. Kawat batangan (*bar*) (Gambar 3.4 (c)), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (*pretension*).
4. Tulangan biasa, sering digunakan untuk tulangan non-prategang (tidak ditarik), seperti tulangan memanjang, sengkang, tulangan untuk pengangkuran dan lain-lain.



a. Kawat Tunggal



b. Untaian Kawat (Strand)



c. Baja Batangan (*Bar*)

Gambar 3.4 Jenis-Jenis Baja yang Dipakai Untuk Beton Prategang
(Sumber: Google)

Kawat tunggal yang dipakai untuk beton prategang adalah yang sesuai dengan spesifikasi ASTM A 421, sedangkan strands terbuat dari tujuh kawat dengan memuntir enam di antaranya. Dengan spesifikasi ASTM A 416

Tabel 3.3 Kawat-Kawat untuk Beton Prategang

Diameter Nominal (in)	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

(Sumber: Edward G Nawy, 2001)

Tabel 3.4 Strand Standar 7 Kawat untuk Beton Prategang

Diameter nominal strand (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				
1/4(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
1/2(0,500)	36.000	0,144	490	30.600
3/5(0,600)	54.000	0,216	737	45.900

Tabel 3.4 Strand Standar 7 Kawat untuk Beton Prategang

Mutu 270				
3/8(0,375)	23.000	0,058	290	19.550
7/16(0,438)	31.000	0,115	390	26.350
1/2(0,500)	41.300	0,153	520	35.100
3/5(0,600)	58.600	0,217	740	49.800

(Sumber: Edward G Nawy, 2001)

3.5.2 Relaksasi

(Nawy, 2001) Relaksasi baja adalah kehilangan prategang apabila kawat-kawat mengalami regangan yang konstan terhadap waktu. Identik dengan rangkai pada beton, dengan pembeda bahwa relaksasi baja adalah kehilangan tegangan pada baja, sedangkan rangkai adalah perubahan regangan. Besarnya kehilangan tegangan pada baja akibat relaksasi baja prategang dapat dihitung dengan rumus:

$$F_{re} = [K_{re} - J(F_{sh} + F_{cr} + F_{es})] C \quad (3.8)$$

Dimana:

F_{re} = kehilangan tegangan akibat relaksasi baja prategang

K_{re} = Koefisien relaksasi

J = Faktor waktu

C = Faktor relaksasi yang besarnya tergantung pada jenis tendon

F_{sh} = Kehilangan tegangan akibat susut

F_{cr} = Kehilangan tegangan akibat rangkai

F_{es} = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton

3.5.3 Korosi

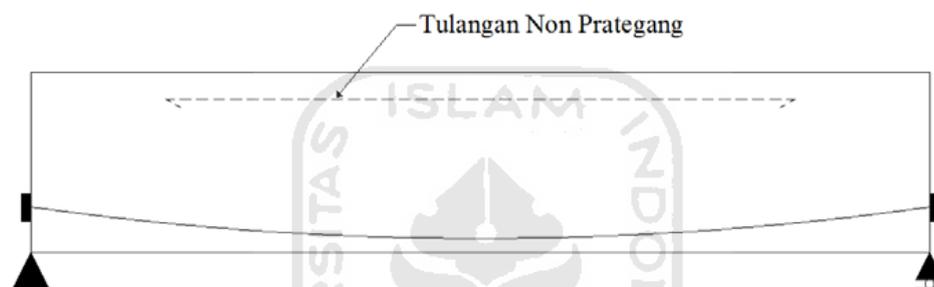
(Nawy, 2001) proteksi terhadap korosi pada baja prategang lebih kritis dibanding dengan yang dilakukan pada baja non prategang. Hal tersebut penting karena kekuatan elemen beton prategang merupakan fungsi dari gaya prategang, yang pada gilirannya merupakan fungsi dari luas tendon prategang. Reduksi akibat korosi pada luas baja prategang dapat mengurangi kuat momen nominal pada beton prategang secara drastis.

3.6 Baja Tulangan (Non-Prategang)

(Budiadi, 2008) Penampang beton prategang juga memerlukan tulangan non-prategang. Tendon sebagai penahan bagian utama beban, pengurang defleksi sedangkan tulangan non pra-tegang penahan terjadinya retakan, penambah kekuatan *ultimate* serta penambah kekuatan terhadap beban yang tidak diharapkan.

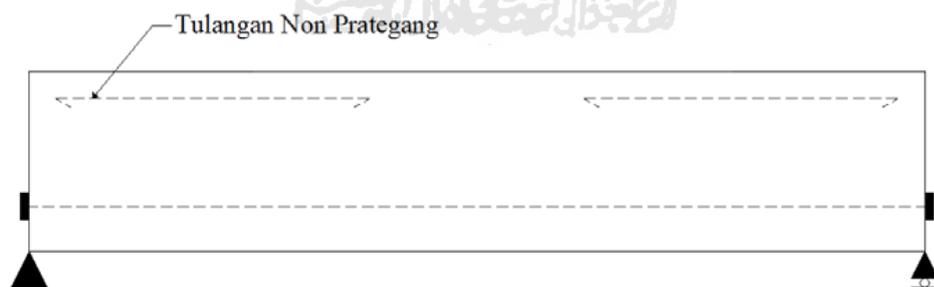
Penggunaan tulangan non-prategang di antaranya adalah:

1. Penahan pada tengah bentang untuk untuk memberikan kekuatan segera setelah peralihan prategang (pada serat atas) gambar 3.5



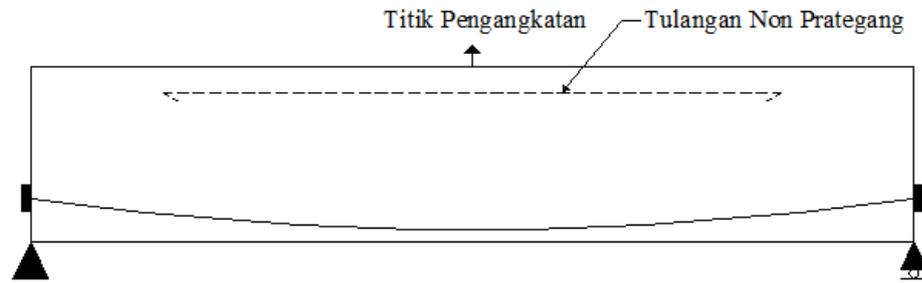
Gambar 3.5 Tulangan Non-Prategang pada Serat Atas Tengah Bentang
(Sumber: Google)

2. Penahan pada tepi bentang untuk untuk memberikan kekuatan segera setelah peralihan prategang (pada serat atas) gambar 3.6



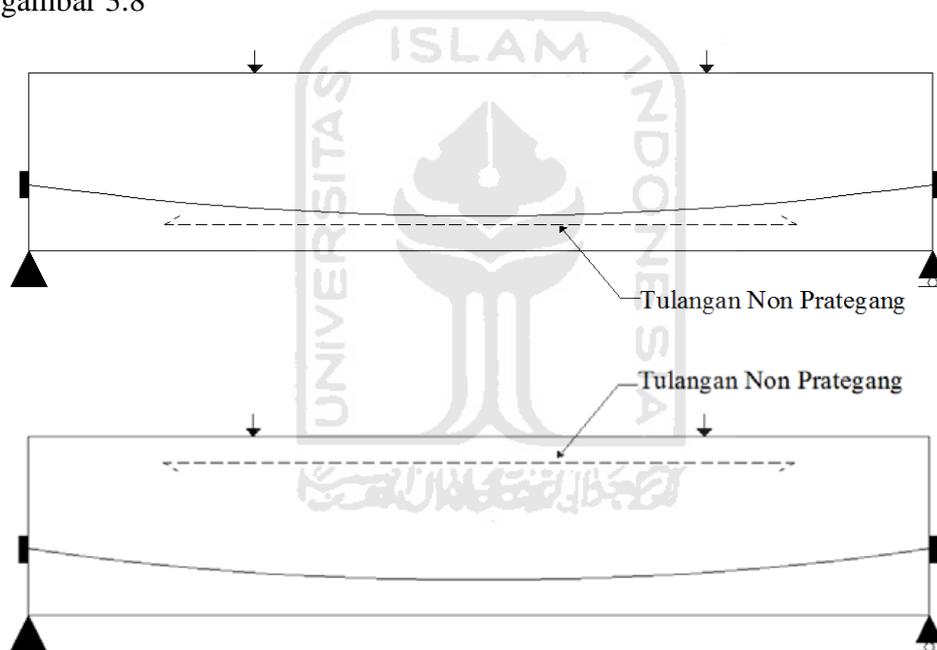
Gambar 3.6 Tulangan Non-Prategang pada Serat Atas Tepi Bentang
(Sumber: Google)

3. Penahan lentur pada bagian tertentu dan memeperkuat selama pengangkatan dan pemasangan gambar 3.7



Gambar 3.7 Tulangan Non-Prategang Menahan Lentur Saat Pengangkatan
(Sumber: Google)

4. Penahan tekan pada bagian dekat tendon saat dimensi beton tidak cukup kuat gambar 3.8



Gambar 3.8 Tulangan Non-Prategang Menahan Tekan
(Sumber: Google)

3.7 Tahapan Pembebanan

Perancangan beton prategang dimulai dari pembebanan, tidak hanya meninjau beban luar yang bekerja seperti beban mati dan beban hidup, tetapi juga terhadap kombinasi dari beban-beban gaya prategang yang bekerja pada penampang beton. Tahap pembebanan tersebut yang paling kritis biasanya pada

tahap sesaat setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan pada masa pelayanan/akhir (*service/final stage*). (Supriyadi dan Agus, 2007).

1. *Initial stage*

Initial stage adalah tahap berupa gaya prategang yang dipindahkan pada beton dengan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini gaya prategang yang terjadi maksimum, sebab belum ada kehilangan prategang. Sedangkan kekuatan beton minimum karena umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis, untuk mempercepat proses penarikan pada sistem penarikan awal (*pre tensioning*), tendon dilepaskan pada saat beton mencapai 60-80%. Kekuatan yang disyaratkan yaitu pada umur 28 hari, kemudian pada sistem penarikan akhir (*post tensioning*), tendon tidak ditarik sekaligus tetapi ditarik dalam dua atau tiga tahap penarikan, hal ini dilakukan untuk memberikan kesempatan kepada beton dalam mencapai kekuatan yang diisyaratkan saat gaya prategang diterapkan sepenuhnya.

2. *Final stage*

Tahap ini merupakan kondisi paling berat untuk kondisi masa pelayanan, dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai terbesar yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban lalu lintas dan sejenisnya.

3.8 Pembebanan Jembatan berdasar SNI 1725-2016

Di Indonesia peraturan tentang pembebanan jembatan mengacu pada Peraturan Standar Pembebanan Untuk Jembatan SNI 1725-2016. Berikut ini dalam tugas akhir ini digunakan pembebanan menurut 1725-2016. Beban rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan:

3.8.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban tersendiri dari struktur yaitu dari bagian-bagian jembatan termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu

kesatuan tetap dengannya. Berat dari bagian-bagian struktur merupakan masa dikali dengan percepatan gravitasi.

Tabel 3.5 Berat Isi dan Kerapatan Massa untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat Isi (KN/m ³)	Kerapatan Masa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal	22,0	2245
2	Besi tuang	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal	22,0	2245
6	Beton ringan	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f'c < 35$ Mpa	22,0-25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ Mpa	$22+0,022 f'c$	$2240+2,29 f'c$
8	Baja	78,5	7850
9	Kayu ringan	7,8	800
10	Kayu keras	11,0	1125

(Sumber: SNI 1725-2016)

Percepatan gravitasi yang digunakan 9,81 m/detik². Besarnya berat isi dan kerapatan massa sebagaimana diberikan dalam tabel 3.5 di atas. Beban yang termasuk dalam beban mati adalah sebagai berikut:

1. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain. Selain itu juga berat bahan dan bagian jembatan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 3.6

Tabel 3.6 Faktor beban berat sendiri

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})				
	Bahan	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
		Biasa	Terkurangi	Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,0	1,1	0,9	0,9
	Alumunium	1,0	1,1	0,9	0,9
	Beton Pracetak	1,0	1,2	0,85	0,85
	Beton dicor di tempat	1,0	1,3	0,75	0,75
	Kayu	1,0	1,4	0,70	0,70

(Sumber: SNI 1725-2016)

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang membentuk beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 3.7 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang. Hal ini bisa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan.

Tabel 3.7 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,0 ⁽¹⁾	2,0	0,7
	Khusus (terawasi)	1,0	1,4	0,8
Catatan ⁽¹⁾ Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

(Sumber: SNI 1725-2016)

Semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali. Pengaruh dari alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan harus dihitung seakurat mungkin.

3.8.2 Beban Lalu lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan, atau setara dengan satu iringan kendaraan. 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. Dalam keadaan tertentu beban "D" yang nilainya telah diturunkan atau dinaikkan dapat digunakan. Beban lalu lintas sebagai berikut:

1. Lajur lalu lintas rencana

Secara umum, jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm. Perencana harus memperhitungkan kemungkinan berubahnya lebar bersih jembatan dimasa depan sehubungan dengan perubahan fungsi dari bagian jembatan. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 3.8. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Tabel 3.8 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Tipe Jembatan ⁽¹⁾	Lebar bersih jembatan ⁽²⁾ (mm)	Jumlah lajur lalu lintas rencana (n)
Satu lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10.000$	3
	$10.000 \leq w < 12.500$	4
	$12.500 \leq w < 15.250$	5
	$w \geq 15.250$	6
Dua arah, dengan median	$5500 \leq w < 8000$	2
	$8250 \leq w < 10.750$	3
	$11.000 \leq w < 13.500$	4
	$13.750 \leq w < 16.250$	5
	$w \geq 16.250$	6
Catatan (1) : Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang. Catatan (2) : Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.		

(Sumber: SNI 1725-2016)

2. Beban Lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 3.9. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D" seperti pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Faktor Beban untuk Beban Lajur "D"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan batas layan (γ_{TD}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,0	1,8
	Boks Girder Baja	1,0	2,0

(Sumber: SNI 1725-2016)

3. Intesitas Beban "D"

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

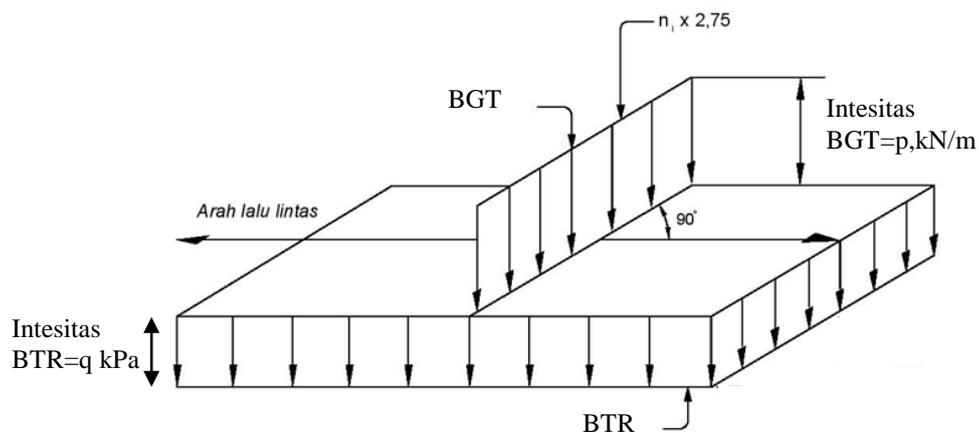
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.9)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (3.10)$$

Keterangan:

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

L = panjang total jembatan yang dibebani (meter)



Gambar 3.9 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.

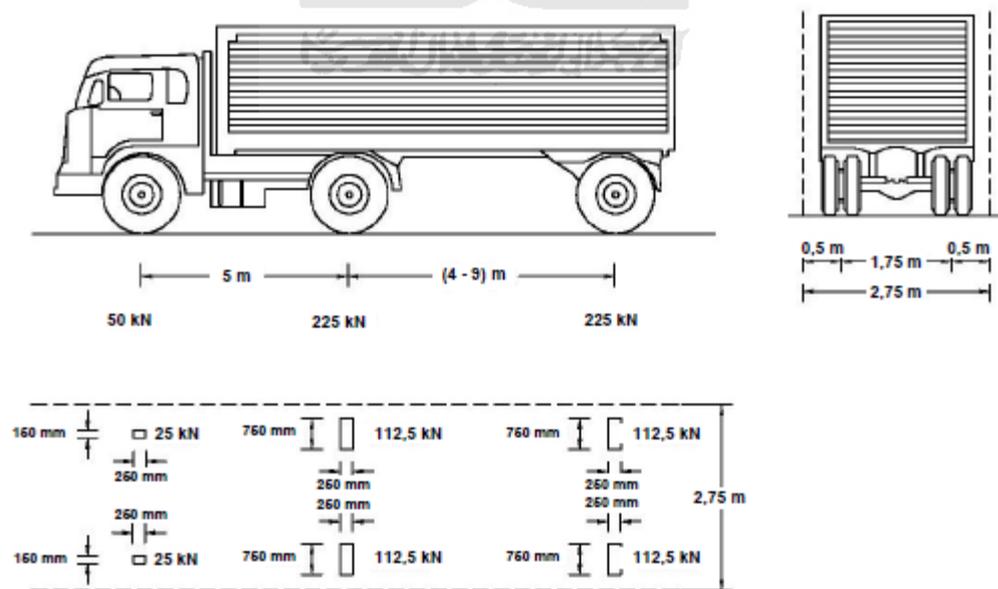
4. Beban Truk "T" (TT)

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 untuk beban "T" seperti terlihat pada Tabel 3.10

Tabel 3.10 Faktor Beban untuk Beban "T"

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban	
		Keadaan batas layan (γ_{TT}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1,0	1,8
	Boks Girder Baja	1,0	2,0

(Sumber: SNI 1725-2016)



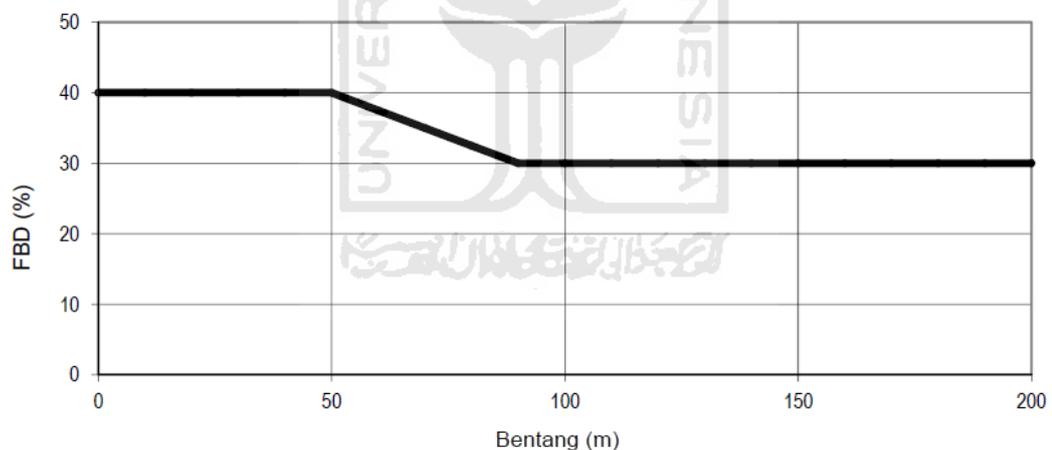
Gambar 3.10 Pembebanan untuk Truk "T" (500 kN)

(Sumber: SNI 1725-2016)

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam Gambar 3.10. Berat dari tiap-tiap gandar disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah manjang jembatan.

5. Faktor Beban Dinamis

Beban statis truk rencana harus diperbesar sesuai dengan FBD berdasarkan Gambar 3.11. Gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah.



Gambar 3.11 Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Pembabanan lajur "D"

(Sumber: SNI 1725-2016)

6. Gaya Rem

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

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

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

3.8.3 Beban Lingkungan

Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebabpenyebab alamiah lainnya.

Besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar ini dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat. Perencana mempunyai tanggung jawab untuk mengidentifikasi kejadian-kejadian khusus setempat dan harus memperhitungkannya dalam perencanaan.

1. Pengaruh Susut dan Rangkak

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 3.11 Faktor Beban Akibat Susut dan Rangkak

Tipe beban	Faktor beban (γ_{SH})	
	Keadaan batas layan (γ_{SH}^S)	Keadaan batas ultimit(γ_{SH}^U)
Tetap	1,0	0,5
Catatan : Walaupun susut dan rangkak bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan		

(Sumber: SNI 1725-2016)

2. Pengaruh 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 (Tabel 3.12). Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 3.12 Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan (γ_{PR}^S)	Keadaan batas ultimit(γ_{PR}^U)
Tetap	1,0	1,0

(Sumber: SNI 1725-2016)

Pengaruh utama prategang adalah sebagai berikut:

- a. 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 1,0.
- b. Pada keadaan batas ultimit, pengaruh sekunder akibat gaya prategang harus dianggap sebagai beban yang bekerja.

3. Beban Angin

Menurut SNI 1725-2016 beban angin pada arah horizontal (tekanan angin horizontal) sebaiknya direncanakan pada struktur yaitu gaya angin yang bekerja pada struktur atas dan struktur bawah, maupun pada kendaraan. Namun pada analisis ini hanya diasumsikan beban angin pada kendaraan.

a. Beban Angin pada Kendaraan (EW_1)

Beban angin harus direncanakan 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 tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm,

tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.13 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 3.13 Tekanan Angin Dasar

Sudut (°)	Komponen tegak lurus (N/mm)	Komponen Sejajar (N/mm)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

(Sumber: SNI 1725-2016)

3.8.4 Beban Gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. 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_d) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (3.11)$$

Keterangan:

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respons elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan. R_d (faktor modifikasi respon) didapat dari tabel 3.14 dan 3.15

Tabel 3.14 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

(Sumber: SNI 2833-2016)

Tabel 3.15 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

(Sumber: SNI 2833-2016)

Gaya gempa harus diasumsikan untuk dapat bekerja dari semua arah lateral. Faktor modifikasi respon (R) yang sesuai harus digunakan di kedua arah sumbu ortogonal bangunan bawah. Pilar tipe dinding dapat dianalisis sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah.

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- a. 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
- b. 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x

Sehingga apabila diaplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

$$1) DL + \gamma_{EQ} LL \pm E_{Qx} \pm 0,3 E_{Qy} \quad (3.12)$$

$$2) DL + \gamma_{EQ} LL \pm E_{Qy} \pm 0,3 E_{Qx} \quad (3.13)$$

Keterangan :

DL = mati yang bekerja (kN)

γ_{EQ} = faktor beban hidup kondisi gempa

$$\gamma_{EQ} = 0,5 \text{ (jembatan sangat penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0,3 \text{ (jembatan penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0 \text{ (jembatan lainnya)}$$

LL = beban hidup yang bekerja (kN)

E_{Qx} = beban gempa yang bekerja pada arah x

E_{Qy} = beban gempa yang bekerja pada arah y

3.8.5 Kombinasi Pada Keadaan Batas Ultimate

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.14)$$

Keterangan :

η_i = faktor pengubah respons

γ_i = faktor beban

Q_i = gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

Faktor beban untuk setiap beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.16 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. Hasil perkalian harus dijumlahkan sebagaimana ditentukan dalam Persamaan dan dikalikan dengan faktor pengubah.



Tabel 3.16 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _S	EW _L	BF	EU _N	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,5	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0
Daya layan I	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1,0	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber: SNI 1725-2016)

Jika komponen pracetak dan prategang digunakan dan dikombinasikan dengan balok baja, pengaruh dari hal-hal berikut harus diperhitungkan sebagai beban konstruksi (*PL*) :

1. Friksi antara dek pracetak dan balok baja jika penarikan *strand* longitudinal pada pelat pracetak dilakukan sebelum pelat disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
2. Gaya induksi pada balok baja dan *shear connector* jika penarikan tendon/*strand* longitudinal pada pelat pracetak dilakukan setelah dek disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
3. Pengaruh adanya rangkai dan susut yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.
4. Pengaruh efek *Poisson* yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.

Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai pedoman dapat digunakan faktor γ_{EQ} sebagai yang tertera pada subbab 3.8.4

3.9 Struktur Balok Prategang

Struktur atas jembatan merupakan hal yang sangat penting untuk diperhatikan, karena sebagian besar beban-beban eksternal pertama kali bekerja pada jembatan berasal dari struktur atas yang kemudian akan diteruskan ke struktur bawah jembatan. Perencanaan struktur atas Jembatan Lemah Abang meliputi perencanaan tiang sandaran, slab lantai kendaraan dan perencanaan balok prategang dengan bentang 40 m.

3.9.1. Analisis Penampang Balok *Prestressed*

Balok/gelagar pada jembatan berfungsi mendukung semua beban yang bekerja pada struktur atas jembatan, kemudian diteruskan ke struktur bawah jembatan. Struktur atas Jembatan Lemah Abang ini menggunakan *prestressed concrete I girder*

Perencanaan balok beton prategang didasarkan atas beban kerja, tegangan ijin dan asumsi yang didasarkan pada RSNIT-12-2004. Persamaan terdiri atas beberapa tahapan, yaitu :

1. pemilihan bentuk dan ukuran penampang,
2. peninjauan besar gaya prategang dan eksentrisitas tendon,
3. penentuan tata letak/*layout* tendon disepanjang balok,
4. pemeriksaan terhadap tegangan-tegangan yang terjadi, kuat/kapasitas penampang pada kondisi batas, lendutan, geser dan sebagainya.

Menurut RSNI T-12-2004 tegangan ijin beton untuk komponen struktur lentur dan tegangan ijin tendon prategang seperti berikut ini.

1. Tegangan ijin beton saat transfer untuk struktur lentur tidak boleh melebihi nilai berikut.
 - a. Serat terluar mengalami tegangan tekan (f_{ci}) $\leq 0,60 \cdot f_c' i$
 - b. Serat terluar mengalami tegangan tarik (f_{ti}) $\leq 0,25 \cdot \sqrt{f_c' i}$
2. Tegangan ijin beton saat akhir untuk struktur lentur tidak boleh melampaui nilai berikut.
 - a. Serat terluar mengalami tegangan tekan (f_{cs}) $\leq 0,45 \cdot f_c'$
 - b. Serat terluar mengalami tegangan tarik (f_{ts}) $\leq 0,50 \cdot \sqrt{f_c' c}$
3. Tegangan ijin tarik tendon prategang (f_{ps}) tidak boleh melampaui nilai berikut.
 - a. Akibat gaya pengankuran tendon $\leq 0,94 \cdot f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,85 \cdot f_{pu}$.
 - b. Sesaat setelah pemindahan gaya pratekan $\leq 0,82 \cdot f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,74 \cdot f_{pu}$.
 - c. Tendon paskatarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya $\leq 0,70 f_{pu}$.

dengan:

f_{ps} : tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat tarik nominalnya,

f_{py} : kuat leleh tendon prategang yang disyaratkan,

f_{pu} : kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan.

$f_c' i$: kuat tekan beton saat awal (transfer)

3.9.2. Tata Letak Tendon

Penampang balok prategang yang diletakkan diatas dua tumpuan akan terjadi momen maksimum. Pada daerah tersebut, tendon (*ekivalen cgs*) diletakkan sedekat mungkin dengan sisi bawah balok agar diperoleh lengan momen, akibat gaya dalam maksimum. Saat transfer tidak direncanakan terjadinya tegangan tarik $>f_{ti}$ pada ujung balok perencanaan, maka besar beban sendiri balok (M_0) harus diperhatikan. Perencanaan dilakukan dengan melihat luas yang diperlukan untuk perlawanan geser, letak pelat bantalan, jarak angkur dan jarak bersih dongkrak.

Ujung balok direncanakan $M = 0$, maka tendon sebaiknya diletakkan di dalam *kern* agar tidak terjadi tegangan tarik sehingga *cgs* berimpit dengan *cgc* yang memberikan tegangan merata.

$$\text{Radius girasi, } r^2 = \frac{I_x}{A} \quad (3.15)$$

$$\text{Batas kern atas, } k_t = \frac{r^2}{y_a} \quad (3.16)$$

$$\text{Batas kern bawah, } k_b = \frac{r^2}{y_b} \quad (3.17)$$

Letak tendon (*cgs*) dipengaruhi oleh besar momen pada setiap titik, maka eksentrisitas tendon e berubah sesuai dengan besar momen. Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan sebagai berikut.

1. Batas bawah didasarkan saat transfer, agar tegangan pada serat atas \leq tegangan ijin. Lengan minimum dari kopel tendon,

$$a_{\min} = \frac{M_0}{P_t} \quad (3.18)$$

Batas eksentrisitas bawah,

$$es_b = a_{\min} + k_b \quad (3.19)$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik,

$$es_{b'} = \frac{f_{ti} \cdot A \cdot k_b}{P_t} \quad (3.20)$$

$$es_{b1} = es_b + es_{b'} = a_{\min} + k_b + es_{b'} \quad (3.21)$$

2. Batas atas didasarkan saat layan. Jika tendon diletakkan di luar batas ini maka beban yang dapat dipikul berkurang atau tegangan serat bawah yang terjadi > tegangan ijin.

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_e} \quad (3.22)$$

Batas eksentrisitas atas,

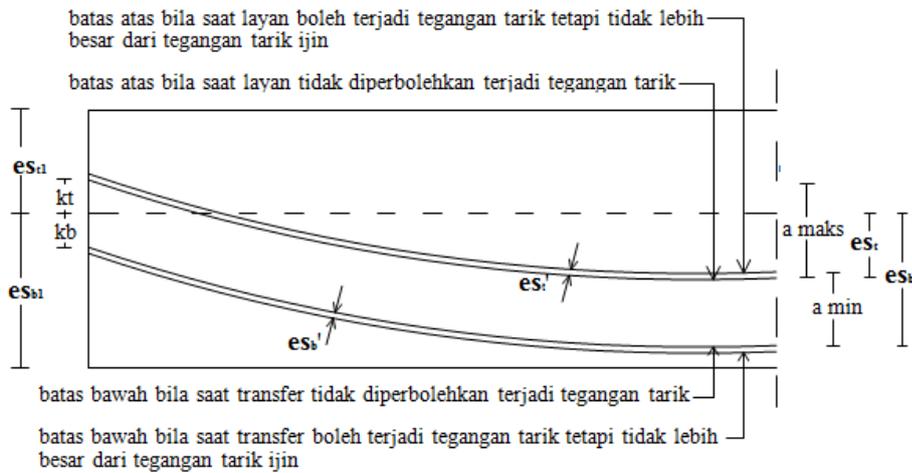
$$es_t = a_{\max} + k_t \quad (3.23)$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik,

$$es_t' = \frac{f_{ts} \cdot A \cdot k_t}{P_e} \quad (3.24)$$

$$es_{t1} = es_t - es_t' = a_{\max} - k_t - es_t' \quad (3.25)$$

Untuk lebih jelasnya keterangan rumus di atas dapat dilihat pada Gambar 3.12 di bawah ini.

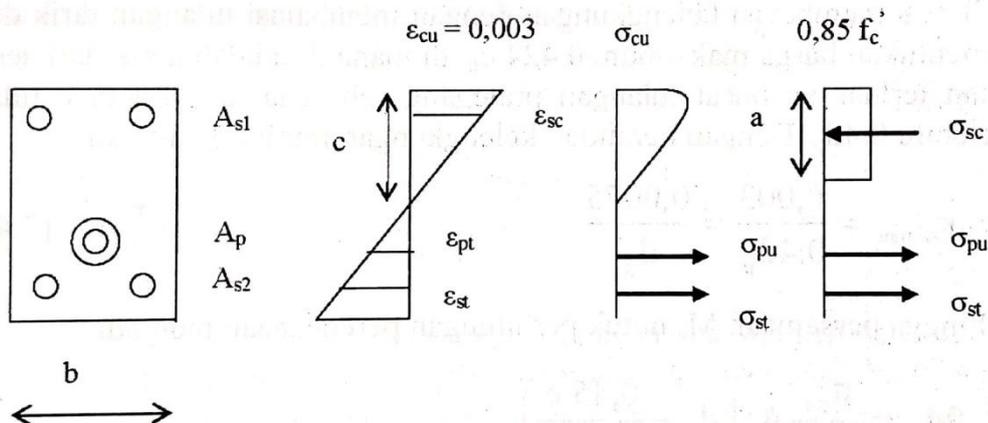


Gambar 3.12 Tata Letak Daerah Aman Tendon

3.10 Analisis Lentur

(Budiadi, 2008), kekuatan batas penampang terhadap lentur (M_u) dihitung berdasar teori kekuatan lentur yang melibatkan kekuatan beton dan baja di serat tarik dan tekan. Kekuatan batas ini sekaligus membatasi tahap batas kekuatan (*Strength Limit*). Di samping kekuatan Perlu dicek juga daktilitas penampang. Karena struktur yang daktil akan mengalami deformasi yang panjang sebelum akhirnya mengalami keruntuhan.

3.10.1 Idealisasi Blok Tegangan Tekan



Gambar 3.13 Penampang, Regangan, Tegangan Aktual dan Idealisasi

Idealisasi blok tekan digambarkan pada gambar 3.13 menurut RSNI-T-12-2004 nilai $\alpha = \beta c$, sedangkan harga konstanta kuat tekan beton β ditentukan sebagai berikut:

$$\text{Untuk } f'c \leq 30 \text{ Mpa, } \beta = 0,85 \quad (3.20)$$

$$\text{untuk } f'c > 30 \text{ Mpa, } \beta = 0,85 - 0,008 (f'c - 30) \quad (3.21)$$

$$0,65 \leq \beta \leq 0,85 \quad (3.22)$$

Sehingga luas diagram tegangan yang merupakan harga gaya tekan C_c adalah:

$$C_c = 0,85 f'c b. c \quad (3.23)$$

Harga momen batas diperoleh dengan mengambil momen terhadap C_c sebesar:

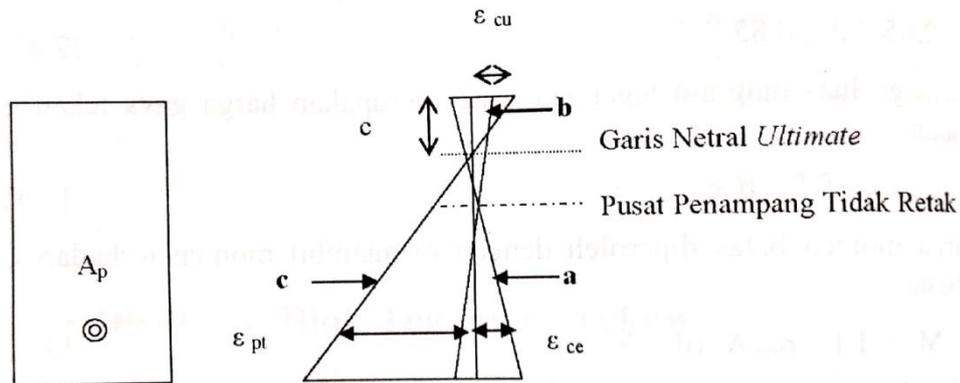
$$M_u = T.l = \sigma_{pu} A_p (d_p - \frac{1}{2}.c) \quad (3.24)$$

Kekuatan rencana M_n diperoleh dengan mengalikan M_u dengan faktor reduksi kekuatan Φ . Untuk lentur RSNI-T-12-2004 menetapkan $\Phi = 0,80$. Sehingga $M_u \leq 0,80 M_n$, kelengkungan batas diperoleh dengan persamaan:

$$K_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{0,003}{c} \quad (3.25)$$

3.10.2 Komponen Regangan Baja Prategang

(Budiadi, 2008) regangan pada tulangan prategang terikat pada suatu tahap pembebanan sebagaimana ditunjukkan Gambar 3.14 adalah sama dengan regangan yang disebabkan oleh prategang awal ditambah pembebanan regangan pada beton pada level baja. Tahap (a) menunjukkan regangan beton elastis yang disebabkan oleh prategang efektif ketika momen luar sama dengan nol.



Gambar 3.14 Komponen Regangan Baja Prategang

$$\epsilon_{ce} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P}{A} + \frac{P_e e^2}{I} \right) \quad (3.26)$$

Tegangan pada baja prategang adalah:

$$\sigma_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \quad (3.27)$$

sedangkan regangan pada baja prategang adalah:

$$\epsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \quad (3.28)$$

Tahap (b) adalah distribusi regangan beton ketika momen luar cukup untuk menekan kembali (*decompress*) beton pada level baja. Pada tahap ini regangan pada baja prategang sama dengan nilai pada tahap (a) ditambah dengan penambahan regangan sebesar ϵ_{cs} . Tahap (c) berhubungan dengan tahap beban batas. Regangan beton pada level baja ϵ_{pt} dapat dinyatakan dengan:

$$\epsilon_{pt} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \quad (3.29)$$

Perubahan regangan pada baja prategang antara tahap (b) dan (c) sama dengan ϵ_{pt} sehingga regangan pada baja prategang pada beban batas dinyatakan dengan:

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_{pe} + \epsilon_{cs} + \epsilon_{pt} \quad (3.30)$$

3.10.3 Mu untuk Tulangan Tunggal dengan Tendon Terikat

(Budiadi, 2008) untuk menghitung kekuatan lentur batas dengan persamaan 3.24 nilai tinggi pada garis netral c dan tegangan akhir pada baja prategang σ_{pu} harus ditentukan terlebih dahulu. Nilai c ditentukan dengan cara coba-coba menggunakan persamaan equilibrium $C = T$ atau $C = 0,85 f'c b \beta c = T = \sigma_{pu} A_p$ sehingga:

$$\sigma_{pu} = \frac{0,85 f'c b \beta c}{A_p} \quad (3.31)$$

3.10.4 Penampang dengan Tulangan Non-Prategang dan Tendon Terikat

(Budiadi, 2008) pada umumnya penampang beton prategang mempunyai tulangan non-prategang di daerah tarik dan tekan untuk berbagai tujuan. Pada gambar berikut resultan gaya tekan terdiri dari baja tekan $C_s = \sigma_{sc} A_{sc}$ dan beton $C_c = 0,85 f'c b \beta c$

Gambar 3.15 Penampang dengan Tulangan Non-Prategang

Regangan tekan beton adalah:

$$\epsilon_{SC} = \frac{0,003(c-d_{s1})}{c} \quad (3.32)$$

Gaya tarik terdiri dari $T_s = \sigma_{st} \cdot A_{st}$ dan $T_p = \sigma_{pu} \cdot A_{pu}$ sedangkan regangan pada tulangan non-prategang tarik adalah:

$$\epsilon_{st} = \frac{0,003(d_{s2}-c)}{c} \quad (3.33)$$

Jika $\epsilon_{st} < \epsilon_y$ maka, $\sigma_{st} = \epsilon_{st} \cdot E_s$ dan jika $\epsilon_{st} > \epsilon_y$ maka $\sigma_{st} = f_y$ nilai c dicoba-coba sehingga diperoleh persamaan keseimbangan horizontal:

$$T_p + T_s = C_c + C_s \quad (3.34)$$

Jika dianggap kedua tulangan tarik dan tekan leleh, maka $C_s = f_y \cdot A_{st}$ dan harga dari $T_s = f_y \cdot A_{st}$. Dari persamaan 3.34 bila ditulis kembali $C_c = T_p + T_s - C_s$.

$0,85 f'c b \beta c = \sigma_{pu} A_p + f_y (A_{st} - A_{sc})$ sehingga harga σ_{pu} menjadi:

$$\sigma_{pu} = \frac{0,85 f'c b \beta c - f_y (A_{st} - A_{sc})}{A_p} \quad (3.35)$$

Dengan mengambil momen terhadap tulangan tarik non-prategang dihasilkan:

$$M_u = C_c \cdot I_c + C_s \cdot I_s - T_p \cdot I_p \quad (3.36)$$

di mana $l_c = d_{s2} - \frac{\beta c}{2}$, $l_s = d_{s2} - d_{s1}$ dan $l_p = d_{s2} - d_p$. Besarnya kelengkungan minimum adalah:

$$K_{u \min} = \frac{0,0075}{d_p} \quad (3.37)$$

3.10.5 Perkiraan Berdasar RSNI T-12-2004

1. Tendon Terikat

Tegangan analitis batas baja prategang f_{ps} (untuk perhitungan kekuatan batas nominal penampang beton prategang) harus diambil tidak melebihi f_{py} . Jika tidak tersedia perhitungan yang lebih tepat, dan tegangan efektif pada tendon f_{se} tidak kurang dari $0,5 f_{pu}$, tegangan analitis batas baja prategang f_{ps} dalam tendon yang terlekat penuh, dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$f_{ps} = f_p \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left[\rho_p \frac{f_p}{f'c} + \frac{d_{s2}}{d_p} \{ \omega - \omega' \} \right] \right) \quad (3.38)$$

Jika pengaruh tulangan tekan diperhitungkan pada saat menghitung f_{ps} dengan persamaan (3.38), maka:

$$\left[\rho_p = \frac{f_p}{f'c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right] \quad (3.39)$$

harus diambil tidak kurang dari 0,17 dan d' tidak lebih dari $0,15d_p$. Dengan γ_p adalah faktor yang memperhitungkan jenis tendon prategang:

- a. $\gamma_p = 0,55$ untuk $\frac{f_{py}}{f_p}$ tidak kurang dari 0,80
- b. $\gamma_p = 0,40$ untuk $\frac{f_{py}}{f_p}$ tidak kurang dari 0,85
- c. $\gamma_p = 0,28$ untuk $\frac{f_{py}}{f_p}$ tidak kurang dari 0,90

RSNI T-12-2004 juga menetapkan nilai M_n untuk berbagai kondisi dengan persamaan sebagai berikut:

- a. Kondisi lentur bebas

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d_{s1} \right) + T_s \left(d_p - \frac{h}{2} \right) + T_p \left(d_p - \frac{h}{2} \right) \quad (3.40)$$

- b. Jika tulangan tekan diabaikan

$$M_n = T_s \left(d_{s2} - \frac{\alpha}{2} \right) + T_p \left(d_p - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.41)$$

- c. Untuk beton prategang penuh

$$M_n = T_p \left(d_p - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.42)$$

2. Tendon Tidak Terikat

Bila tendon tidak terikat, tegangan analitis batas baja prategang f_{ps} harus ditentukan dari persamaan berikut:

- a. untuk balok dengan perbandingan bentang dan tinggi penampang ≤ 35 :

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (3.43)$$

namun nilai f_{ps} tidak boleh diambil lebih besar dari $(f_{se} + 400)$

dengan $\rho_p = \frac{A_p}{bd_p}$

- b. untuk balok dengan perbandingan bentang dan tinggi penampang > 35 :

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (3.44)$$

namun nilai f_{ps} tidak boleh diambil lebih besar dari $(f_{se} + 200)$.

Dalam kasus yang manapun, nilai f_{ps} tidak boleh diambil lebih besar dari f_{py} .

3.11 Kemampuan Layan dan Lendutan

(Budiadi, 2008) ada dua tahap utama dalam penentuan kemampuan layan struktur beton prategang.

1. Tahap transfer dimana kekuatan beton masih rendah, beban pada struktur masih minim (hanya beban mati dan beban konstruksi yang bekerja) tetapi gaya prategang mencapai nilai puncaknya.
2. Ketika semua kehilangan sudah tercapai dan semua beban sudah bekerja, dengan nilai gaya prategang mencapai nilai terendah pada kedua tahap tersebut semua persyaratan harus dipenuhi.

Persyaratan utama yang harus dipenuhi adalah persyaratan kekuatan dan kemampuan layan. Persyaratan kekuatan diantaranya adalah kekuatan lentur, geser, puntir, dan lain-lain. Sedangkan persyaratan kemampuan layan meliputi kombinasi beban, lendutan jangka pendek dan panjang, perubahan struktur dan retak.

Untuk struktur beton prategang, persyaratan kekuatan dan daya layan lebih banyak ditentukan oleh besarnya gaya prategang. Untuk menetapkan besarnya gaya prategang, harus ditentukan terlebih dahulu section properties, yaitu inersia I , momen tahan W , eksentrisitas penampang e , dan batas-batas tegangan tarik dan tekan. Parameter-parameter tersebut juga membatasi retak dan lendutan. Pada struktur beton prategang, sebelum terjadi retak, lendutan dapat diprediksi secara akurat. Hal ini disebabkan, pada beban bekerja, umumnya penampang didesain untuk tidak mengalami retak sehingga perhitungan lendutan dapat dilakukan dengan mudah dan lengkap.

3.11.1 Ketentuan Kemampuan Layan

RSNI T-12-2004 memberikan persyaratan dan pembatasan lendutan pada komponen balok dan pelat pada jembatan sebagai berikut:

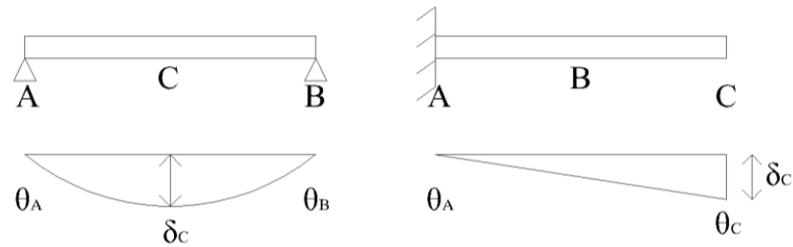
1. Geometrik dari penampang harus direncanakan untuk melawan lendutan akibat pengaruh tetap sehingga sisa lendutan (positif atau negatif) masih dalam batas yang dapat diterima.
2. Agar lendutan tidak mengganggu tampak dari struktur, lendutan akibat pengaruh tetap yang diberikan pada Peraturan Pembebanan untuk Jembatan Jalan Raya harus sedemikian sehingga pada bagian tengah bentang tidak melebihi $1/300$ bentang dan tidak terjadi lendutan.
3. Lendutan akibat beban rencana untuk daya layan pada Peraturan Pembebanan untuk Jembatan Jalan Raya tidak melampaui $1/250$ bentang.
4. Lendutan akibat beban hidup layan termasuk kejut harus dalam batas yang sesuai dengan struktur dan kegunaannya. Kecuali dilakukan penyelidikan lebih lanjut dan tidak melampaui $1/800$ untuk bentang dan $1/400$ untuk kantilever.

Menurut SNI 7833-2012 memberikan persyaratan untuk lendutan ijin pada beton pracetak dan beton prategang sebagai berikut:

1. Konstruksi lantai yang disatukan dengan komponenn non struktural, memiliki jumlah lendutan akibat beban mati, beban hidup serta lendutan seketika, yang mungkin tidak rusak oleh lendutan yang besar. Tidak melampaui $1/240$
2. Konstruksi lantai yang disatukan dengan komponenn non struktural, memiliki jumlah lendutan akibat beban mati, beban hidup serta lendutan seketika, yang mungkin terjadi kerusakan oleh lendutan yang besar. Tidak melampaui $1/480$

3.11.2 Lendutan Jangka Pendek

Secara umum lendutan jangka pendek adalah lendutan yang diakibatkan beban. (Gilbert, 1990) untuk suatu balok sederhana seperti pada Gambar 3.16 berikut, besarnya sudut θ dan lendutan δ dapat ditentukan dengan persamaan:



Gambar 3.16 Deformasi pada Balok

$$\theta_A = \frac{L}{6} (\kappa_A + 2 \kappa_C) \quad (3.45)$$

$$\theta_B = \frac{L}{6} (\kappa_A + 10 \kappa_C + \kappa_B) \quad (3.46)$$

$$\delta_C = \frac{L^2}{96} (\kappa_A + 10 \kappa_C + \kappa_B) \quad (3.47)$$

sedangkan untuk balok kantilever, besarnya sudut θ dan lendutan δ dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\theta_C = \frac{L}{3} (\kappa_A + 2 \kappa_C) \quad (3.48)$$

$$\delta_C = \frac{L^2}{4} (\kappa_A + \kappa_C) \quad (3.49)$$

untuk penampang yang tidak retak, perhitungan lendutan didasarkan pada inersia penuh I_g , kelengkungan pada suatu penampang dapat diestimasi sebesar:

$$\kappa_i = \frac{M - P_i e}{E_c I_g} \quad (3.50)$$

dimana:

P_i = gaya prategang awal

E_c = modulus elastisitas beton

e = eksentrisitas

M = momen yang bekerja pada penampang

Setelah terjadi retakan, inersia penampang berkurang. Harga inersia penampang bukan I_g lagi, tetapi berubah menjadi I_e :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (3.51)$$

Dengan $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$ dan $f_r = 0,7\sqrt{f'_c}$

di mana:

M_{cr} = momen yang pertama kali menyebabkan keretakan pada penampang

f_r = modulus keretakan

M_a = momen maksimum yang bekerja pada penampang

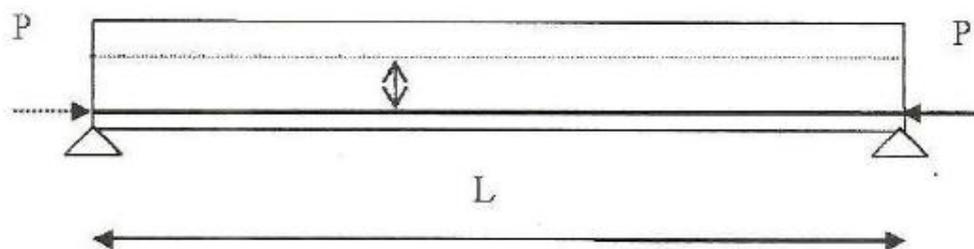
I_g = inersia penampang utuh (tidak retak)

I_{cr} = inersia penampang retak

y_t = jarak dari pusat berat ke serat tekan terluar.

(Raju, 1986) beberapa hal yang mempengaruhi defleksi pada struktur beton prategang adalah beban mati, beban hidup, gaya prategang, profil kabel, modulus elastisitas beton, susut, rangkak, relaksasi dari baja, panjang bentang, dan sifat dari tumpuan. Lendutan jangka pendek lebih banyak ditentukan oleh rasio antara momen lentur dan kekakuan dari penampang. Berikut ini adalah beberapa rumus untuk menentukan camber (lengkungan ke atas) dari struktur beton prategang dengan profil kabel tertentu.

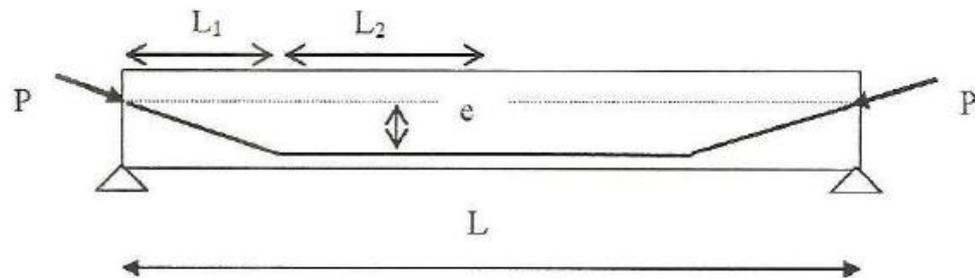
1. *Straight Tendons*



Gambar 3.17 Balok dengan Posisi Tendon Lurus

$$\alpha = \frac{-P e L^2}{8 E I} \quad (3.52)$$

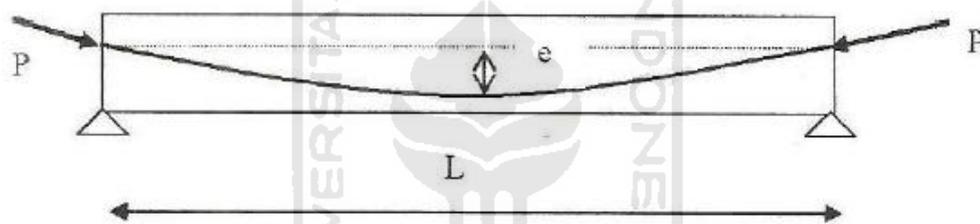
2. *Trapezoidal Tendons*



Gambar 3.18 Balok dengan Posisi Tendon Berpola Trapesoidal

$$\alpha = \frac{-Pe}{6EI} (2L_1^2 + 6L_1L_2 + 3L_2^2) \quad (3.53)$$

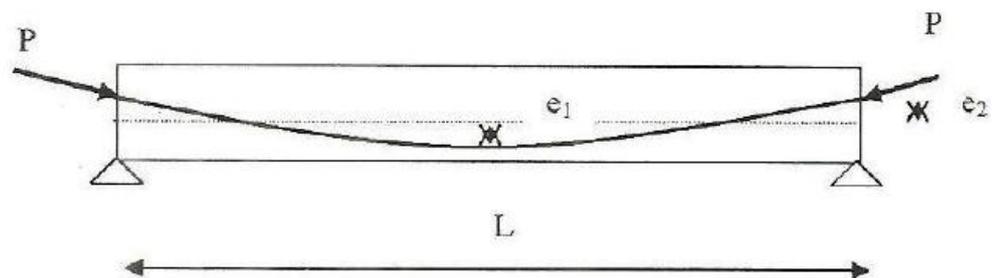
3. *Parabolic Tendons (Central Anchors)*



Gambar 3.19 Balok dengan Posisi Tendon Parabola

$$\alpha = \frac{5PeL^2}{48EI} \quad (3.54)$$

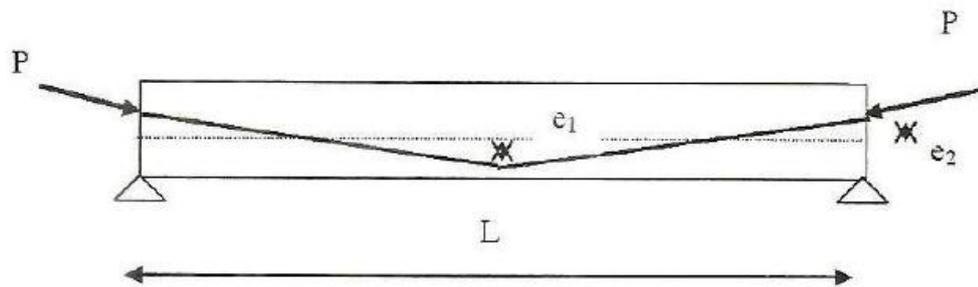
4. *Parabolic Tendons (Eccentric Anchors)*



Gambar 3.20 Balok dengan Posisi Tendon Parabola Eksentrisitas Bagian Angkur

$$\alpha = \frac{PL^2}{48EI} (-5e_1 + e_2) \quad (3.55)$$

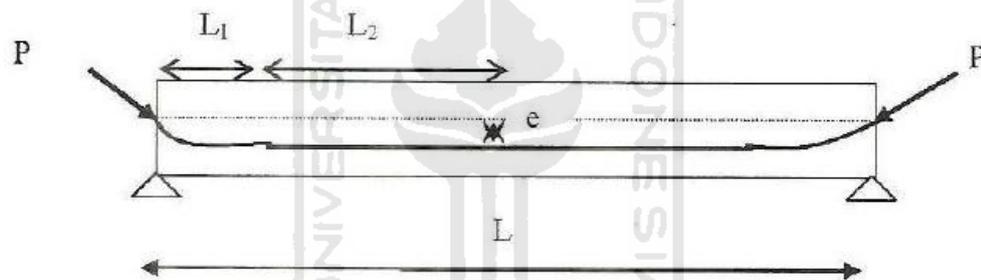
5. *Sloping Tendons (Eccentric Anchors)*



Gambar 3.21 Balok dengan Posisi Tendon Menyudut Eksentrisitas Bagian Angkur

$$\alpha = \frac{P L^2}{24 E I} (-2e_1 + e_2) \quad (3.56)$$

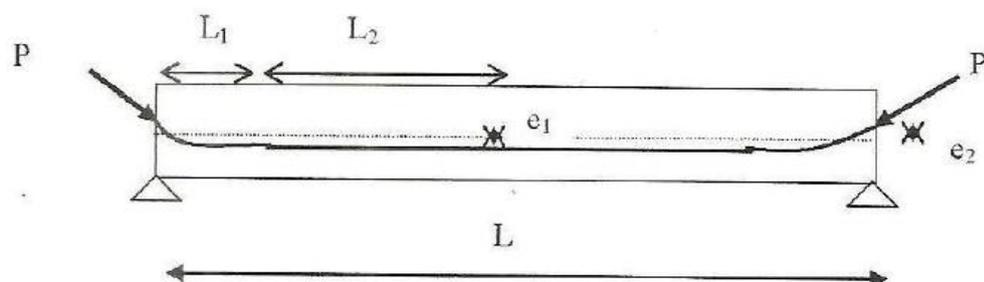
6. *Parabolic and Straight Tendons*



Gambar 3.22 Balok dengan Posisi Tendon Lengkung kemudian Lurus

$$\alpha = \frac{-P e}{12 E I} (5L_1^2 + 12L_1L_2 + 6L_2^2) \quad (3.57)$$

7. *Parabolic and Straight Tendons (Eccentric Anchors)*



Gambar 3.23 Balok dengan Posisi Tendon Lengkung kemudian Lurus Eksentrisitas Bagian Angkur

$$\alpha = \frac{-P e}{12 E I} (5L_1^2 + 12L_1L_2 + 6L_2^2) \quad (3.58)$$

di mana:

α = lendutan ke atas (camber)

P = gaya prategang

L = panjang bentang

L_1, L_2 = panjang segmen pada komponen struktur

E = modulus elastisitas beton

I = inersia penampang

e_1, e_2 = eksentrisitas pada penampang

Sedangkan lendutan ke bawah akibat beban merata bisa ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 E I} \quad (3.59)$$

δ = Lendutan ke bawah

q = beban merata pada struktur

L = Panjang bentang

E = Modulus elastisitas beton

I = Inersia

Untuk balok sederhana dengan beban terpusat P di tengah bentang, lendutannya ditentukan oleh persamaan sebagai berikut:

$$\delta = \frac{P L^4}{48 E I} \quad (3.60)$$

3.11.3 Lendutan Jangka Panjang

Secara umum lendutan jangka panjang adalah lendutan yang diakibatkan oleh material beton prategang. RSNI T-12-2004 menetapkan bahwa bila tidak dihitung dengan cara yang lebih mendetail dan teliti, maka penambahan lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut dari komponen struktur lentur (beton normal dan beton ringan) harus dihitung dengan mengalikan lendutan jangka pendek akibat beban tetap yang ditinjau dengan faktor λ yang besarnya adalah:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho} \quad (3.61)$$

dengan:

ρ = rasio tulangan non prategang tekan $\left(\frac{A_{sc}}{b d}\right)$ pada tengah bentang untuk balok

seederhana dan menerus. Nilai ρ pada tumpuan untuk balok kantilever.

ξ = faktor konstantan ketergantungan waktu untuk beban tetap, dengan nilai:

$\xi = 2,0$ untuk 5 tahun atau lebih

$\xi = 1,4$ untuk 12 bulan

$\xi = 1,2$ untuk 6 bulan

$\xi = 1,0$ untuk 3 bulan

1. Rangkak (*creep*)

Nawy (2001) rangkak adalah peningkatan regangan terhadap waktu akibat beban yang terus menerus bekerja. Deformasi awal akibat beban adalah regangan elastis, sementara regangan tambahan akibat beban sama yang terus bekerja adalah regangan rangkak.

(Budiadi A. ,2008) rangkak disebabkan oleh bekerjanya tegangan. Rangkak dan susut menyebabkan retak yang dapat mempengaruhi kemampuan layan dan keawetan struktur. Jumlah regangan pada struktur pada waktu tertentu (t) adalah penjumlahan dari regangan langsung, regangan susut dan regangan rangkak. Atau dengan rumus:

$$\varepsilon_t(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_c + \varepsilon_{sh} \quad (3.7)$$

Dimana:

ε_t = Regangan total

ε_e = Regangan elastis/langsung

ε_c = Regangan Rangkak

ε_{sh} = Regangan susut

Lendutan akhir akibat rangkak dapat diambil sebesar:

Lanjutan Tabel 3.17 Faktor-Faktor yang Menjadi Pertimbangan Berbagai Metode

Faktor Intrinsik	Tipe agregat	√							
	Rasio pori/semen								√
	Kandungan udara			√					
	Kadar semen					√			√
	Tipe semen					√	√	√	√
	Kepadatan beton			√	√				
	Rasio agregat halus/total (massa)			√					
	<i>Slump</i>			√					
	Faktor air semen					√			√
	Kandungan air								√
Faktor Ekstrinsik	Umur saat pembebanan pertama	√	√	√	√	√	√	√	√
	Umur <i>sample</i>								√
	Tegangan yang diberikan	√	√	√	√	√	√	√	√
	<i>Characteristic strenght at loading</i>	√	√						
	Luas penampang								√
	Tipe <i>curing</i>								√
	f'c saat 28 hari			√	√	√	√	√	√
	Durasi pembebanan			√	√	√	√	√	√
	Ketebalan efektif	√	√	√	√	√	√	√	√
	Modulus elastisitas saat pembebanan	√	√						√
	Modulus elastisitas saat 28 hari	√	√	√	√	√	√	√	√
	Kelembaban rata-rata	√	√	√	√	√	√	√	√
	Temperatur							√	√
	<i>Time drying commences</i>								√

Sumber: George C Fanourakis, Yunus Ballim (2003)

2. Susut (*shrinkage*)

(Nawy) susut beton pada dasarnya dibedakan menjadi 2 jenis yaitu: susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam acuan. Permukaan yang diekspos seperti pelat lantai akan lebih mudah dipengaruhi oleh udara kering karena adanya bidang kontak yang luas. Dalam hal demikian terjadi penguapan yang lebih cepat

melalui permukaan beton dibandingkan dengan pergantian oleh air dari lapisan beton yang lebih bawah. Sebaliknya susut pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya dan proses hidrasi pasta semen telah selesai. Susut pengeringan adalah berkurangnya volume elemen beton jika terjadi kehilangan uap air karena penguapan. Fenomena sebaliknya, yaitu penambahan volume karena penyerapan air, disebut swelling. Susut dan swelling menunjukkan adanya perpindahan air ke luar dan ke dalam struktur gel pada beton akibat adanya perbedaan kelembaban atau perbedaan kejenuhan di antara elemen-elemen yang berdekatan. Fenomena ini tidak bergantung pada beban luar. Susut adalah proses yang tidak reversibel. Jika beton yang sudah benar-benar susut kemudian dijenuhkan dengan air, maka tidak akan tercapai volume asalnya.

(Budiadi A. ,2008) susut tidak disebabkan oleh tegangan, tapi akibat dari hilangnya air dalam proses pengeringan beton.

Lendutan akibat susut dapat diambil sebesar:

$$\delta_{sh} = \beta \kappa_{sh} L^2 \quad (3.63)$$

di mana:

β = faktor dari kondisi tumpuan dengan harga:

$\beta = 0,5$ untuk balok kantilever

$\beta = 0,125$ untuk balok sederhana

$\beta = 0,09$ untuk ujung akhir balok menerus

$\beta = 0,065$ untuk bentang tengah balok menerus

κ_{sh} = kelengkungan akibat susut di tengah bentang

L = panjang bentang

Harga κ_{sh} untuk penampang tidak retak dapat diestimasi sebesar:

$$\kappa_{sh} = \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \quad (3.64)$$

dan untuk penampang retak:

$$\kappa_{sh} = \frac{\varepsilon_{sh}}{h} \quad (3.65)$$

dengan h adalah tinggi penampang dan ε_{sh} adalah regangan susut (*shrinkage strain*). Untuk penampang dengan tulangan tekan, lendutan dapat ditentukan dengan mengalikan κ_{sh} dengan $\left(1 - \frac{A_{sc}}{A_s}\right)$, di mana $A_s = A_{st} + A_p$.

Lendutan jangka panjang komponen struktur beton prategang juga dapat dihitung relatif terhadap datum yang ditentukan, jika dasar dan distribusi memanjang dari kelengkungan sepanjang bentang diketahui secara sesaat berdasarkan riwayat pembebanan, yang termasuk gaya prategang dan beban hidup. Lendutan, secara umum, merupakan fungsi dari kemiringan garis regangan (*curvature*), di mana harga kelengkungan akhir κ_1 pada suatu penampang adalah:

$$\kappa_t = \kappa_{mt} + \kappa_{pt} \quad (3.66)$$

di mana:

κ_{mt} = Perubahan kelengkungan akibat beban luar

κ_{pt} = Perubahan kelengkungan akibat prategang

Regangan rangkak akibat beban luar dihitung sebagai fungsi dari koefisien rangkak sehingga κ_{mt} dapat ditentukan dengan cara berikut:

$$\kappa_{mt} = \kappa_i (1 + \varphi_c) \quad (3.67)$$

di mana:

κ_i = Kelengkungan awal sesaat setelah beban luar bekerja,

φ_c = Koefisien rangkak.

Kelengkungan akibat prategang setelah waktu t adalah:

$$\kappa_{pt} = \frac{-P_i e}{E I} \left[1 - \frac{\Delta P}{P_i} + \left(1 - \frac{\Delta P}{2 P_i} \right) \varphi_c \right] \quad (3.68)$$

Dengan $\Delta P = P_i - P_t$

di mana:

κ_{pt} = Kelengkungan akibat prategang pada waktu t ,

P_i = Gaya prategang awal

P_t = Gaya prategang pada waktu t ,

e = Eksentrisitas Penampang

E = Modulus elastisitas beton

I = Inersia penampang

Sehingga lendutan jangka panjang dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\delta_c = \delta_i(1 + \varphi_c) - a_i \left[\left(1 - \frac{\Delta P}{P_i}\right) + \left(1 - \frac{\Delta P}{2P}\right) \varphi_c \right] \quad (3.69)$$

atau dengan rumus sederhana dapat ditulis lagi menjadi:

$$\delta_c = \left[\delta_i - a_i \left(\frac{P_t}{P_i}\right) \right] (1 + \varphi_c) \quad (3.70)$$

di mana:

δ_i = Defleksi awal akibat beban luar,

a_i = *camber* awal akibat prategang

3.11.4 Lendutan Jangka Panjang Berdasar ACI-209

1. Susut (*Shrinkage*)

$$\varepsilon_{sh}(t, t_c) = \frac{(t-t_c)^a}{f+(t-t_c)^a} \times \varepsilon_{shu} \quad (3.71)$$

dimana:

f = di mana f (dalam hari)

a = Konstanta bentuk dan ukuran rasio waktu

ε_{shu} = Regangan susut ultimit

= 780×10^{-6} mm/mm (in/in) kondisi normal

$t - t_c$ = Waktu dari akhir perawatan beton

Untuk kondisi tertentu dengan pertimbangan 7 faktor

$$\varepsilon_{shu} = 780\gamma_{sh} \times 10^{-6} \text{ mm/mm (in/in)}$$

dimana:

$$\gamma_{sh} = \gamma_{sh,tc} \gamma_{sh,RH} \gamma_{sh,vs} \gamma_{sh,s} \gamma_{sh,\psi} \gamma_{sh,c} \gamma_{sh,a}$$

- a. Perawatan Kelembaban Beton (*Initial Moist Curing, $\gamma_{sh,tc}$*)

Untuk waktu perawatan beton dengan rumus:

$$\gamma_{sh,tc} = 1,202 - 0,2337 \log t_c \quad R^2 = 0,9987 \quad (3.72)$$

atau $\gamma_{sh,tc}$ diberikan dalam tabel 3.18 di bawah ini.

Tabel 3.18 Nilai $\gamma_{sh,tc}$ Berdasar Durasi Perawatan

Durasi Perawatan (hari)	$\gamma_{sh,tc}$
1	1,2
3	1,1
7	1,0
14	0,93
28	0,86
90	0,75

- b. Koefisien kelembaban relatif sekitar (*Relative Humidity, $\gamma_{sh,RH}$*)

$$\gamma_{sh,RH} = 1,40 - 1,02h \text{ untuk } 0,4 \leq h \leq 0,80 \quad (3.73)$$

$$= 3,00 - 3,0h \text{ untuk } 0,80 \leq h \leq 1 \quad (3.74)$$

dimana :

h = dalam desimal

untuk kelembaban relatif sekitar di bawah 40% nilai lebih dari 1,0 karena $\gamma_{sh,RH} = 0$ ketika $h = 100\%$

- c. Rasio volume permukaan (*Surface Volume Ratio, $\gamma_{sh,vs}$*)

$$\gamma_{sh,vs} = 1,2e^{(-0,00472(V/S))} \text{ in SI units} \quad (3.75)$$

dimana :

V = sampel volume (dalam mm^3 atau in^3)

S = sampel area permukaan (dalam mm^2 atau in^2)

Metode ini juga mempertimbangkan penggunaan metode ketebalan rata-rata untuk menghitung efek bagian dari ϵ_{shu} . Metode ketebalan rata-rata cenderung menghitung nilai faktor koreksi yang lebih tinggi dibandingkan dengan metode rasio volume permukaan.

Untuk ketebalan rata-rata kurang dari 150 mm atau rasio volume permukaan kurang dari 37,5 mm menggunakan tabel 3.19

Untuk ketebalan rata-rata lebih besar dari 150 mm dan sampai sekitar 300 - 380 mm menggunakan persamaan 3.76 - 3.79

Untuk tahun awal pengeringan ($t-t_c \leq 1$ Tahun)

$$\gamma_{sh,d} = 1,23 - 0,0015d \quad (3.76)$$

$$\gamma_{sh,d} = 1,23 - 0,006 (V/S) \quad (3.77)$$

Untuk nilai akhir ($t-t_c > 1$ Tahun)

$$\gamma_{sh,d} = 1,17 - 0,00114d \quad (3.78)$$

$$\gamma_{sh,d} = 1,17 - 0,00456 (V/S) \quad (3.79)$$

Tabel 3.19 Faktor Koreksi Susut untuk Ketebalan Rata-rata dari $\gamma_{sh,d}$

Rata-rata ketebalan, d (mm)	Rasio volume permukaan, V/S (mm)	Faktor susut ($\gamma_{sh,d}$)
51	12,5	1,35
76	19	1,25
102	25	1,17
127	31	1,08
152	37,5	1,00

d. Faktor Slump (Slump Factor, $\gamma_{sh,s}$)

$$\gamma_{sh,s} = 0,89 + 0,00161s \quad (3.80)$$

dimana:

s = slump beton (dalam mm)

e. Faktor agregat (*Fine aggregate factor*, $\gamma_{sh,\psi}$)

$$\gamma_{sh,\psi} = 0,30 + 0,014\psi \text{ untuk } \psi \leq 50\% \quad (3.81)$$

$$\gamma_{sh,\psi} = 0,90 + 0,002\psi \text{ untuk } \psi > 50\% \quad (3.82)$$

dimana :

Ψ = rasio agregat halus terhadap total agregat menurut beratnya dinyatakan dalam persentase.

f. Faktor semen (*Cement content factor*, $\gamma_{sh,c}$)

$$\gamma_{sh,c} = 0,75 + 0,00061 c \quad (3.83)$$

dimana :

c = Kandungan semen (dalam kg/m^3)

g. Faktor kandungan udara (*Air content factor*, $\gamma_{sh,a}$)

$$\gamma_{sh,a} = 0,95 + 0,008a \geq 1 \quad (3.84)$$

dimana :

a = Kandungan udara (dalam %)

Penyusutan adalah fungsi dari waktu yang bebas dari tekanan dalam elemen beton. Regangan akibat penyusutan biasanya dinyatakan berdasarkan waktu dari t_0 ke t

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \times f(t, t_0) \quad (3.85)$$

dimana:

ε_{s0} = mewakili koefisien penyusutan

$f(t, t_0)$ = fungsi waktu

t = merupakan waktu pengamatan

t_0 = Waktu awal penyusutan

2. Rangkak (*Creep*)

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + C(t, t_0) \quad (3.86)$$

Dimana $E(t_0)$ mewakili modulus elastisitas pada saat beban diaplikasikan, dan $C(t, t_0)$ mewakili rangkak deformasi yang dihasilkan pada usia t , yang disebut sebagai spesifik rangkak.

Fungsi rangkak $J(t, t_0)$ juga dapat dinyatakan dalam perbandingan relatif terhadap deformasi elastis

$$J(t, t_0) = \frac{1 + \emptyset(t, t_0)}{E_{cmto}(t_0)} \quad (3.87)$$

dimana $\emptyset(t, t_0)$ didefinisikan sebagai koefisien rangkak yang mewakili rasio rangkak ke deformasi elastis. E_{cmto} adalah modulus elastis pada waktu beban t_0 . Modulus Elastis (E_{cmto}) pada waktu beban t_0 didapat dari rumus:

$$E_{cmto} = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{cmto}} \text{ (Mpa)} \quad (3.88)$$

dimana :

γ_c = berat unit beton (kg/m^3)

f_{cmto} = kuat tekan beton pada waktu pembebanan (MPa)

$$f_{cmt} = \left[\frac{t}{a+bt} \right] f_{cm28} \quad (3.89)$$

dimana :

f_{cm28} = kuat tekan beton umur 28 hari (Mpa)

a = dalam hari

b = konstanta

$$\emptyset(t, t_0) = \frac{(t-t_0)}{d+(t-t_0)} \quad (3.90)$$

dimana :

$\emptyset(t, t_0)$ = koefisien rangkai, saat umur beton

d = dalam hari

$(t-t_0)$ = waktu saat mulai pembebanan

Ψ = konstanta bentuk dan ukuran rasio waktu

\emptyset_u = koefisien rangkai ultimit

= 2,35

untuk kondisi diluar standar, maka koefisien rangkai ultimit (\emptyset_u) dengan pertimbangan 7 faktor, maka:

$$\emptyset_u = 2,35\gamma_c \quad (3.91)$$

dimana :

$$\gamma_c = \gamma_{c,to} \gamma_{c,RH} \gamma_{c,vs} \gamma_{c,s} \gamma_{c,\psi} \gamma_{sh,c} \gamma_{c,a}$$

Tabel 3.20 Nilai Konstanta a dan b

Tipe Semen	Lembab beton		Uap air beton	
	a	b	a	b
I	4,0	0,85	1,0	0,95
III	2,3	0,92	0,7	0,98

a. Perawatan beton, $\gamma_{c,to}$

Untuk umur perawatan dengan kelembaban beton lebih dari 7 hari atau lebih dari 1 sampai 3 hari untuk perawatan penguapan beton, maka $\gamma_{c,to}$ dapat menggunakan rumus dibawah ini

(untuk perawatan kelembaban beton)

$$\gamma_{c,to} = 1,25t_0^{-0,118} \quad (3.92)$$

(untuk perawatan penguapan beton)

$$\gamma_{c,to} = 1,13t_0^{-0,094} \quad (3.93)$$

dimana :

t_0 = waktu pembebanan beton (dalam hari)

b. Koefisien kelembaban relatif sekitar (*Relative Humidity*, $\gamma_{c,RH}$)

$$\gamma_{c,RH} = 1,27 - 0,67h \quad \text{untuk } h \geq 0,40 \quad (3.94)$$

dimana :

h = kelembaban relatif dalam desimal

untuk kelembaban relatif dibawah 40% maka nilai rangkai γ_h diatas 1,0

c. Rasio volume permukaan (*Surface Volume Ratio*)

Digunakan dalam ketentuan rasio volume permukaan, dengan rasio volume permukaan selain 38mm atau ketebalan rata-rata selain 150mm.

$$\gamma_{c,vs} = \frac{2}{3} (1 + 1,13e^{-0,0213(v/s)}) \quad (3.95)$$

dimana :

V = sampel volume (dalam mm^3)

S = sampel are permukaan (dalam mm^2)

Metode ini juga mempertimbangkan penggunaan metode ketebalan rata-rata untuk menghitung efek bagian dari ϕ_u . Metode ketebalan rata-rata cenderung menghitung nilai faktor koreksi yang lebih tinggi dibandingkan dengan metode rasio volume permukaan.

Untuk ketebalan rata-rata kurang dari 150 mm atau rasio volume permukaan kurang dari 37,5 mm menggunakan tabel 3.21

Untuk ketebalan rata-rata lebih besar dari 150 mm dan sampai sekitar 300 - 380 mm menggunakan persamaan 3.96 - 3.99 dibawah ini.

Tabel 3.21 Faktor Koreksi Susut untuk Ketebalan Rata-rata dari $\gamma_{c,d}$

Rata-rata ketebalan, d (mm)	Rasio volume permukaan, V/S (mm)	Faktor susut ($\gamma_{sh,d}$)
51	12,5	1,35
76	19	1,25
102	25	1,17
127	31	1,08
152	37,5	1,00

Selama 1 tahun setelah pembebanan ($t - t_0$) \leq 1 tahun

$$\gamma_{c,d} = 1,14 - 0,00092d \quad (3.96)$$

$$\gamma_{c,d} = 1,14 - 0,00363 (V/S) \quad (3.97)$$

untuk nilai ultimit ($t - t_0$) $>$ 1 tahun

$$\gamma_{c,d} = 1,10 - 0,00067d \quad (3.98)$$

$$\gamma_{c,d} = 1,10 - 0,00268 (V/S) \quad (3.99)$$

dimana :

d = 4 (V/S) adalah ketebalan rata-rata (dalam mm)

d. Faktor *slump* beton, $\gamma_{c,s}$

$$\gamma_{c,s} = 0,82 + 0,00264s \quad (3.100)$$

dimana :

s = *Slump* beton segar (dalam mm)

e. Faktor agregat,

$$\gamma_{c,\psi} = 0,88 + 0,0024 \psi \quad (3.101)$$

dimana :

ψ = rasio agregat dalam total berat (dalam persentase)

f. Faktor kandungan udara, $\gamma_{c,a}$

$$\gamma_{c,a} = 0,46 + 0,09a \geq 1 \quad (3.102)$$

dimana :

a = Kandungan udara (dalam persentase)

Spesifik rangkai juga dapat dinyatakan sebagai berikut :

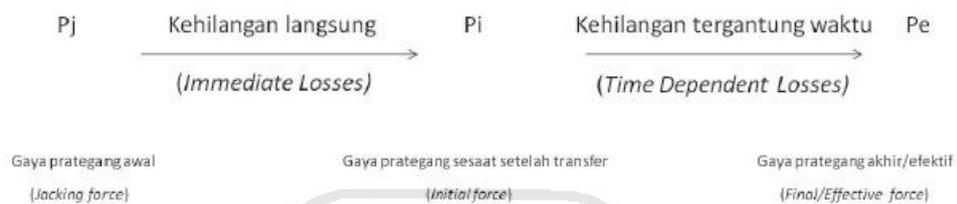
$$\emptyset (t,t_0) = E (t_0).C(t,t_0) \quad (3.103)$$

$$C (t,t_0) = \frac{\emptyset (t,t_0)}{E (t_0)} \quad (3.104)$$

Dalam software Midas Civil memungkinkan kita menentukan koefisien rangkai dan susut berdasarkan persamaan CEB-FIP, ACI, dan lain-lain atau dapat juga secara langsung ditentukan dengan nilai-nilai yang diperoleh dari percobaan.

3.11.5 Kehilangan Prategang

(Budiadi, 2008) Kehilangan tegangan adalah berkurangnya gaya yang bekerja pada tendon dalam tahap-tahap pembebanan. Di dalam suatu sistem struktur beton prategang selalu terdapat kehilangan gaya prategang, baik akibat sistem penegangan maupun akibat pengaruh waktu. Secara umum kehilangan tegangan pada struktur beton prategang dapat diilustrasikan pada gambar berikut:



Kehilangan langsung atau kehilangan sesaat adalah $P_j - P_i$ dan kehilangan tegangan akibat pengaruh waktu adalah $P_i - P_e$. Kehilangan tegangan langsung disebabkan oleh perpendekan elastis dari beton, gesekan sepanjang kelengkungan tendon pada struktur pascatarik, slip pada ankur, dan lain-lain. Kehilangan tegangan akibat pengaruh waktu disebabkan oleh perpendekan dari beton pada level baja akibat rangkai dan penyusutan beton serta relaksasi dari baja.

1. Kehilangan Seketika

Kehilangan seketika secara umum disebabkan oleh kondisi beton dari keadaan basah menjadi kering, gesekan antara selongsong dengan tendon pada struktur pascatarik, dan slip pada sistem pengankuran tendon di daerah *end blocks*. Kehilangan seketika meliputi:

a. Perpendekan Elastis

Mekanisme pengeringan beton yang mempengaruhi kehilangan tegangan badalah berbeda antara struktur dengan sistem pratarik dan pascatarik. Pada struktur pratarik, perubahan regangan pada tulangan prategang yang diakibatkan oleh perpendekan elastis dari beton adalah sama dengan regangan beton di level baja.

1) Pratarik

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_s}{E_c} \times f_{cgp} \quad (3.71)$$

2) Pascatarik

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_s}{E_c} \times f_{cgp} \times \frac{N-1}{2 \times N} \quad (3.72)$$

di mana:

E_c = Modulus elastis beton prategang (MPa)

E_s = Modulus elastisitas tendon (MPa)

f_{cgp} = Total tegangan beton pada titik berat tendon karena gaya prategang saat transfer (untuk pretension members) dan berat sendiri pada penampang momen maksimum. (MPa)

N = Jumlah tendon yang sama

Total tegangan beton pada level baja (f_{cgp}) dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e^2}{I_x} + \frac{M_G \cdot e}{I_x} \quad (3.73)$$

dimana:

P_i = gaya prategang awal

M_G = momen akibat berat gelagar beton

I_x = inersia penampang balok

e = eksentrisitas tendon pada momen maksimum

b. Gesekan pada Tendon

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang melengkung diketahui adanya gesekan pada sistem penarik (*jacking*) dan angkur sehingga tegangan yang ada pada tendon lebih kecil daripada yang terdapat pada alat baca tekanan (*pressure gauge*). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong

(*wobble*). Untuk itu digunakan koefisien wobble, K , dan koefisien kelengkungan μ .

$$P_x = P_0 \cdot e^{-(k \cdot Lx + \phi \cdot \alpha)} \quad (3.74)$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{(P_0 - P_x)}{A_p} \quad (3.75)$$

di mana:

Δf_{pF} = kehilangan tegangan akibat gesekan kabel

P_x = gaya prategang setelah kehilangan friksi

P_0 = gaya prategang awal

L = panjang kabel yang diukur dari ujung kabel ke lokasi x , tapi karena tinggi puncak lengkung relative kecil dibandingkan bentang maka bisa didekati dengan panjang proyeksi (panjang bentang balok)

K = *wobble effect*

Φ = koefisien gesek kabel dan material

α = sudut kabel (*radian*)

Nilai K dan μ dan selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 3.22 Koefisien Wobble dan Koefisien Friksi

		Jenis Baja Prategang	Koefisien Wobble K (1/m)	Koefisien Friksi (μ)
		Tendon Kawat	0,0033 – 0,004	0,15 – 0,2
		Batang Kekuatan Tinggi	0,0003 – 0,002	0,08-0,30
		Strand 7 kawat	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,2
Tendon Tanpa Lekatan	Mastic Coated	Tendon kawat	0,0033 – 0,006	0,05 – 0,15
		Strand 7 kawat	0,0033 – 0,006	0,05 – 0,15
	Pre-greased	Tendon kawat	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15
		Strand 7 kawat	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15

c. Slip pada Angkur

Slip pada angkur terjadi sewaktu kawat dilepaskan dari mesin penarik dan ditahan baji pada angkur. Panjang atau besarnya slip tergantung tipe baji dan tegangan pada kawat tendon. Cara mudah untuk mengatasi kehilangan ini adalah dengan memberikan kelebihan tegangan (Lin dan Burns, 2000).

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} \times E_s \quad (3.76)$$

Dimana: •

Δf_{pA} = kehilangan gaya prategang karena slip angkur

ΔA = deformasi pengankuran/slip

E_s = modulus *elastic* kabel

L = panjang tendon

2. Kehilangan Tegangan Tergantung Waktu

Kehilangan tegangan tergantung waktu (*time dependent loss of stress*) diakibatkan oleh proses penuaan beton selama dalam pemakaian. Proses ini terutama dipengaruhi oleh adanya susut dan rangkak pada beton sepanjang umur pemakaian. Disamping kedua hal tersebut, kehilangan tegangan juga dipengaruhi oleh adanya relaksasi pada baja prategang.

a. Rangkak pada Beton

Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak dan kehilangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elemen struktural.

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak didapati persamaan untuk tendon terekat (*bounded*), dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pCR} = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} (f_{cgp} - f_{csd}) \quad (3.77)$$

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak didapati persamaan untuk tendon tak terekat (*unbounded*),

$$\Delta f_{pCR} = nK_{cr} \times f_{cpa} \quad (3.78)$$

di mana:

K_{cr} = komponen struktur pratarik (2,0) dan komponen struktur paskatarik (1,6)

f_{csd} = tegangan beton level pusat berat tendon akibat seluruh beban mati tambahan yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

f_{cpa} = tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon (tendon tak terekat)

n = modulus ratio antara prestress dengan beton balok saat peralihan

b. Susut pada Beton

Untuk komponen struktur paskatarik, kehilangan beton prategang akibat susut agak kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian paskatarik. Metode bergantung waktu untuk kehilangan gaya prategang disebabkan susut adalah. Metode perawatan basah,

$$\varepsilon_{SH,t} = \frac{t}{t+35} \cdot \varepsilon_{SHu} \quad (3.79)$$

dimana :

ε_{SHu} = regangan susut ultimit ($820 \cdot 10^{-6}$ mm/mm)

t = umur jembatan Sehingga kehilangan tegangan akibat susut,

$$\Delta f_{pSH} = \varepsilon_{SH,t} \cdot E_{ps} \quad (3.80)$$

c. Relaksasi Baja

Relaksasi baja terjadi pada baja prategang dengan perpanjangan tetap selama suatu periode yang mengalami pengurangan gaya prategang. Pengurangan gaya prategang tergantung pada lamanya waktu berjalan dan rasio gaya prategang awal f_{pi} terhadap gaya prategang akhir f_{py} . Besarnya kehilangan tegangan akibat relaksasi baja adalah:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.81)$$

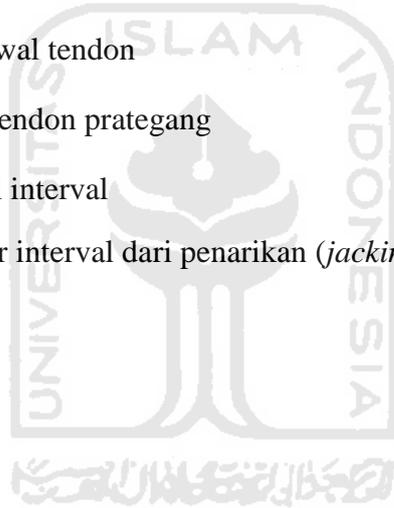
di mana:

f_{pi} = tegangan awal tendon

f_{py} = kuat leleh tendon prategang

t_1 = waktu awal interval

t_2 = waktu akhir interval dari penarikan (*jacking*)



BAB IV METODE ANALISIS

4.1 Tinjauan Umum

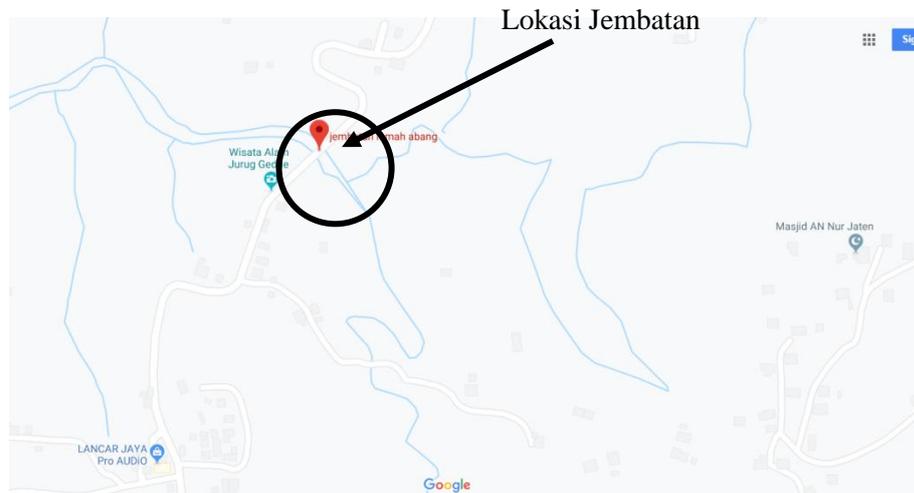
Kekuatan dan lendutan yang terjadi diperoleh dari analisis struktur dengan berdasarkan data yang sesuai, sehingga para pengendara tetap nyaman dan tidak menyebabkan keruntuhan pada struktur jembatan. Pada Bab ini akan dijelaskan tentang tahapan analisis mengenai kekuatan dan lendutan pada beton prategang tipe *PCI Girder*. Studi kasus Jembatan Lemah Abang.

4.2 Data Sekunder

1. Nama Jembatan : Jembatan Lemah Abang
2. Lokasi Jembatan : Desa Lemah Abang, Gayamharjo, Prambanan, Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta
3. Tahun Pembuatan : 2017
4. Konstruksi Bag. Atas : Gelagar Pratekan Indonesia (GPI)
5. Konstruksi Bag. Bawah : Beton Bertulang
6. Jenis Pondasi : Pondasi Sumuran
7. Panjang Jembatan : 90 m
8. Lebar Jembatan : 9,5 m
9. Jumlah Jalur / Lajur : 2 Jalur
10. Jumlah Bentang : 3 Bentang
11. Jumlah Pilar : 2 Pilar
12. Jumlah Gelagar : 5 Gelagar

4.3 Data Struktur

Jembatan Lemah Abang yang melintasi Sungai Gembyong yang terletak di Desa Lemah Abang, Gayamharjo, Prambanan, Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta merupakan sarana vital dalam transportasi antar Kabupaten, peta lokasi Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Peta Lokasi Jembatan Lemah Abang
(Sumber: Google)

Dahulu Jembatan ini hanya kecil sederhana, namun karena pertumbuhan lalu lintas yang cukup tinggi maka dibuka jalur baru yang kemudian dibangun Jembatan Lemah Abang ini. Apabila jembatan ini bermasalah sehingga tidak dapat dilewati. Oleh sebab itu pelayanan transportasi perlu dilakukan perawatan, terutama mengetahui lendutan jembatan yang mempengaruhi kenyamanan pengendara. Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 4.2



Gambar 4.2 Jembatan Lemah Abang
(Sumber: Google)

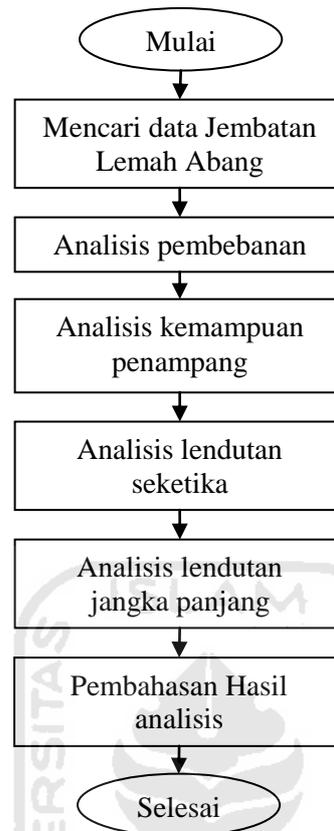
Adapun data-data pelengkap berupa gaya prategang pada tipe profil tendon yang terpasang diperoleh dari www.structuralsystem.co.au dengan faktor reduksi 0,75

4.4 Tahap Analisis

Analisis akan dilaksanakan dengan berdasar data teknis lapangan. Analisis akan dilakukan dengan meninjau dari beberapa standar atau peraturan yang dipakai antara lain RSNI T-12-2004, SNI 1725-2016. Adapun tahapan-tahapan dari analisis yang dilakukan ini adalah:

1. mencari data mengenai Jembatan Lemah Abang
2. menentukan spesifikasi struktur jembatan
3. analisis beban-beban yang bekerja pada jembatan
4. analisis kemampuan penampang
5. analisis lendutan seketika
meliputi: lendutan elastis akibat beban yang dapat dihitung dengan perhitungan mekanika teknik, di mana lendutan yang terjadi bersifat linier terhadap penambahan beban
6. dan analisis lendutan jangka panjang
meliputi :
 - a. analisis rangkai penambahan regangan terhadap waktu akibat adanya beban yang bekerja
 - b. analisis susut perubahan volume yang tidak berhubungan dengan beban. Jika dihalangi secara merata, proses susut dalam beton akan menimbulkan deformasi yang umumnya bersifat menambah deformasi rangkai.
7. pembahasan hasil analisis

Adapun bagan alir (*flowchart*) tahapan dari analisis kekuatan dan lendutan Jembatan Lemah Abang seperti yang digambarkan pada Gambar 4.3



Gambar 4.3 Flowchart Penulisan Tugas Akhir

Pada gambar 4.3 flowchart menunjukkan analisis lendutan jangka panjang dilakukan setelah lendutan jangka pendek. Namun apabila perlu dilakukan bersamaan, maka lendutan jangka panjang dapat dilakukan bersamaan dengan lendutan jangka pendek. Atau tanpa melewati proses analisis lendutan jangka pendek terlebih dahulu.

4.4.1 Analisis Pembebanan

Analisis Pembebanan dilakukan dengan mengacu pada SNI 1725-2016 pembebanan untuk jembatan. dan SNI 2833-2016 untuk Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa. yang dipadukan dengan SNI 1726-2012 dalam penentuan beban gempa. Beban yang dianalisis meliputi:

1. Perhitungan berat sendiri elemen struktural (*MS*),
2. Perhitungan beban mati tambahan akibat aspal dan air hujan (*MA*),
3. Perhitungan beban bergerak akibat lalu lintas di atasnya (*TD*) dan (*TT*),
4. Perhitungan beban akibat pengaruh gaya rem (*TB*),

5. Perhitungan beban akibat angin (TW),
6. Perhitungan akibat beban gempa (EQ).

4.4.2 Analisis Kapasitas Momen dan Lentutan Seketika

Langkah-langkah yang digunakan dalam analisis kapasitas momen mengacu pada RSNI T-12-2004 Perencanaan Jembatan Beton. Hasil hitungan yang berupa momen nominal adalah besaran yang sudah direduksi dengan faktor reduksi sesuai yang diatur oleh RSNI T-12-2004, dan sesuai persyaratan harus lebih besar dari momen ultimit yang harus dipikul oleh balok gelagar.

Analisis lentutan seketika dilakukan dengan menggunakan kombinasi pembebanan sesuai yang diatur dalam SNI 1725-2016. Dengan masing-masing kombinasi memperhitungkan lentutan ke arah bawah akibat beban dan lentutan ke arah atas (*camber*) akibat tegangan dari tendon. Meliputi:

1. Perhitungan lentutan seketika, akibat beban sendiri (MS),
2. Perhitungan lentutan seketika akibat beban tambahan (MA)
3. Perhitungan lentutan akibat beban lalu lintas (TD/TT)
4. Perhitungan lentutan akibat pengaruh gaya rem (TB),
5. Perhitungan lentutan akibat angin (TW),
6. Perhitungam lentutan akibat beban gempa (EQ).
7. Perhitungan lentutan ke atas (*camber*) seketika yang diakibatkan oleh tendon prategang.

4.4.3 Analisis Lentutan Jangka Panjang

Analisis lentutan jangka panjang dilakukan dengan mempertimbangkan lentutan akibat *creep* (rangkak) dan *shrinkage* (susut) yang terjadi pada balok gelagar setelah struktur berumur beberapa tahun. Dalam penelitian ini, jangka waktu yang diambil sebagai perhitungan adalah pada saat umur bangunan mencapai 50 Tahun, sebagaimana umur rencana jembatan biasa.

Analisis koefisien rangkak (*creep coefficient*) dan regangan susut (*shrinkage strain*) yang akan digunakan untuk menghitung lentutan akibat rangkak dan susut dilakukan dengan software MidasCivil 2011 untuk kemudian

dimasukkan dalam hitungan sehingga menghasilkan lendutan jangka panjang.

Perhitungan meliputi:

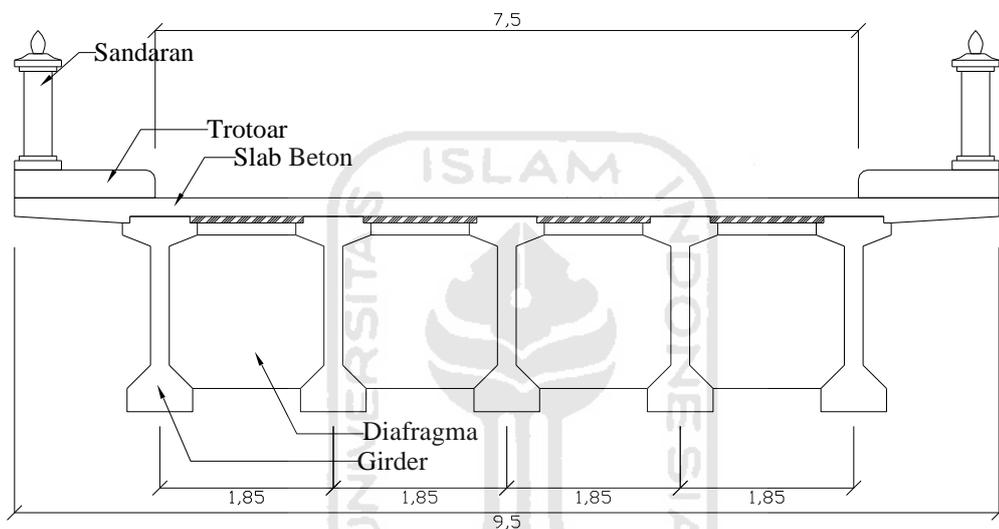
1. Perhitungan lendutan jangka panjang karena rangkai (*creep*) untuk jangka waktu 50 tahun
2. Perhitungan lendutan jangka panjang karena susut (*shrinkage*) untuk jangka waktu 50 tahun



BAB V ANALISIS DATA

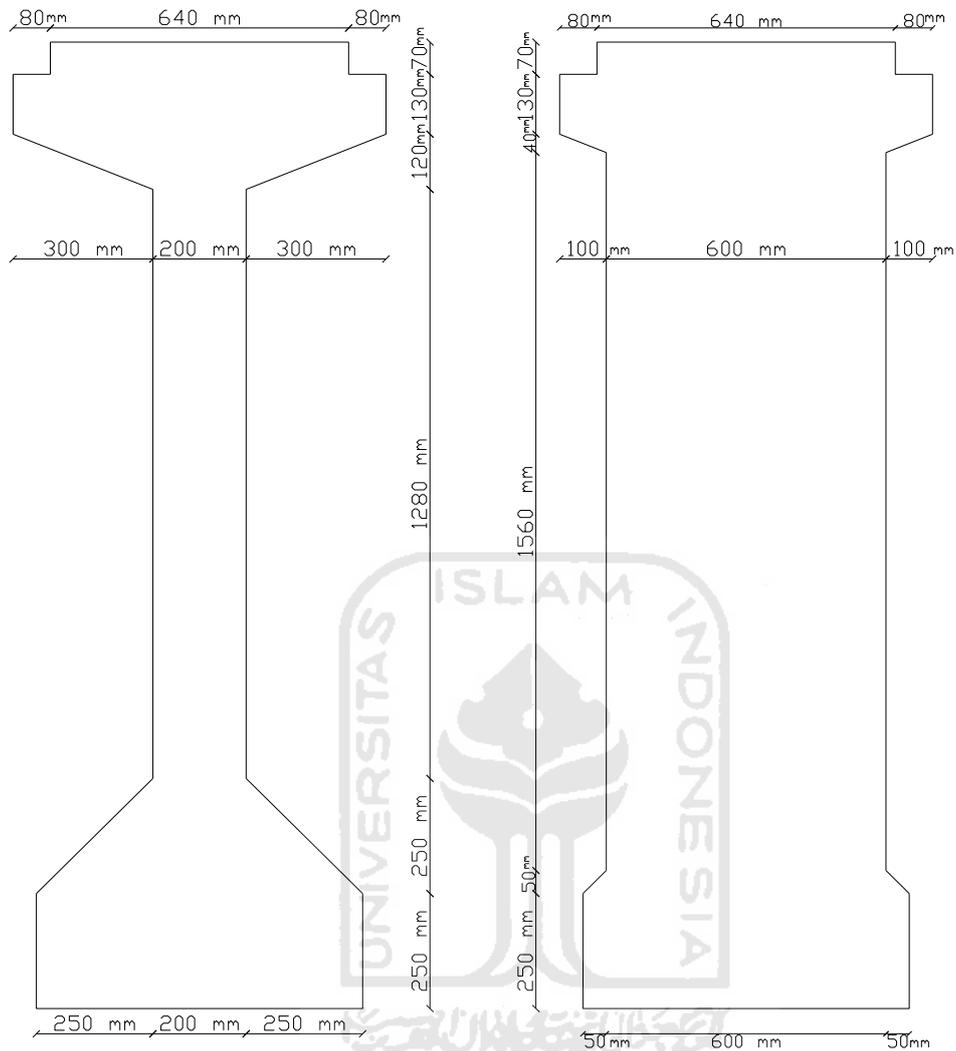
5.1 Data Jembatan

Data jembatan yang akan dianalisis ini mengacu pada dokumen as built drawing yang sudah disetujui dan disahkan oleh pihak-pihak terkait. Data teknis jembatan yang akan dianalisa diuraikan sebagai berikut,



Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan

Panjang bentang jembatan	$L = 40$ m
Lebar jalan (jalur lalu lintas)	$B_1 = 7,5$ m
Lebar trotoar	$B_2 = 1$ m
Lebar total jembatan, $B = B_1 + 2.B_2$	$= 9,5$ m
Jarak antar girder,	$s = 1,85$ m



Gambar 5.2 Penampang Girder Ujung dan Girder Tengah

Dimensi diafragma : Lebar diafragma $b_d = 0,15$ m

Tinggi diafragma $h_d = 1,65$ m

Tebal slab lantai jembatan $t_s = 0,2$ m

Tebal lapisan aspal $t_a = 0,02$ m

Tinggi genangan air hujan $t_h = 0,05$ m



Gambar 5.3 Tampak Samping Gelagar Jembatan dengan Diafragma

Jumlah balok diafragma sepanjang L , $n_d = 6$ buah

5.2 Perhitungan Pembebanan

Sebelum, memulai Analisis kekuatan dan lendutan pada beton prategang, dilakukan Perhitungan pembebanan dengan data teknis yang didapat dilakukan menurut SNI 1725-2016, untuk mengetahui jumlah tendon dan posisi tendon, serta mendapatkan momen ultimit yang diakibatkan oleh beban, dapat diuraikan sebagai berikut.

5.2.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bagian struktural jembatan yang meliputi bagian diafragma, girder, dan slab, ditambah dengan berat bagian non struktural yang ditopang oleh satu lajur girder. Faktor ultimit untuk beban sendiri menurut SNI 1725-2016 adalah sebesar 1,2

1. Berat sendiri elemen diafragma

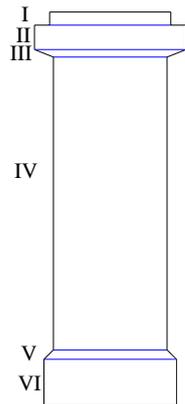
$$\begin{aligned}
 \text{Bentang jembatan } (L) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Beban diafragma } (W_d) &= h_d \times s \times b_d \times \text{Berat Jenis} \\
 &= 1,65 \times 1,85 \times 0,15 \times 25 \\
 &= 11,447 \text{ kN} \\
 n_d &= 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{MSd} \text{ (beban diafragma pada girder)} &= (6 \times 11,447) / 40 \\
 &= 1,7071 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat sendiri elemen girder

Dalam memudahkan perhitungan berat elemen girder. Maka elemen girder dibagi menjadi beberapa luasan. Yang kemudian dikalikan dengan berat jenis beton. Dipilih girder yang berada pada tengah dari lebar jembatan, yang diasumsikan menerima beban paling besar

a. girder ujung x =



$$\text{Luas I} = 0,07 \times 0,64 \times 25 = 1,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas II} = 0,13 \times 0,8 \times 25 = 2,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas III} = 0,5 \times 0,04 \times (0,6+0,8) \times 25 = 0,7 \text{ kN/m}$$

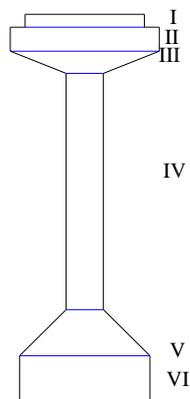
$$\text{Luas IV} = 0,6 \times 1,56 \times 25 = 23,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas V} = 0,5 \times 0,05 \times (0,6+0,7) \times 25 = 0,8125 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas VI} = 0,25 \times 0,7 \times 25 = 4,375 \text{ kN/m}$$

$$Q_{MS1} = 33,0075 \text{ kN/m}$$

b. girder tengah x =



$$\text{Luas I} = 0,07 \times 0,64 \times 25 = 1,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas II} = 0,13 \times 0,8 \times 25 = 2,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas III} = 0,5 \times 0,12 \times (0,2+0,8) \times 25 = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas IV} = 0,2 \times 1,28 \times 25 = 6,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas V} = 0,5 \times 0,25 \times (0,2+0,7) \times 25 = 2,8125 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luas VI} = 0,25 \times 0,7 \times 25 = 4,375 \text{ kN/m}$$

$$Q_{MS2} = 18,8075 \text{ kN/m}$$

3. Berat Sendiri elemen Slab

$$Q_{MSs} = 0,2 \times 1,85 \times 25$$

$$= 9,25 \text{ kN/m}$$

4. Berat barrier dan trotoar

$$Q_{MSb} = ((1,5 \times 0,5) + (0,3 \times 1,5) \times 25) / 5$$

$$= 6,00 \text{ kN/m}$$

Dari beban-beban di atas maka Q_{MS} total 35,77 dan didapatkan gaya geser dan momen sebesar:

$$V_{MS} = 0,5 \times Q_{MS} \times L$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 35,77 \times 40 \\
 &= 715,4906 \text{ kN} \\
 M_{MS} &= \frac{1}{8} \times Q_{MS} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 35,77 \times 40^2 \\
 &= 7154,9063 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Berat mati tambahan adalah berat elemen-elemen yang berada di atas jembatan yang mungkin berubah sepanjang waktu dan menimbulkan beban yang termasuk dipikul oleh elemen struktural.

Dalam analisis ini berat tambahan yang dihitung meliputi lapisan aspal setebal 2 cm dan air hujan setinggi 5 cm. Faktor ultimit untuk beban mati tambahan menurut SNI 1725-2016 adalah sebesar 2,0

$$\text{Bentang jembatan } (L) = 40 \text{ m}$$

1. Lapisan Aspal

$$\begin{aligned}
 Q_{MA1} &= 0,02 \times 1,85 \times 22 \\
 &= 0,814 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Air Hujan

$$\begin{aligned}
 Q_{MA2} &= 0,05 \times 1,85 \times 9,8 \\
 &= 0,9065 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari beban-beban di atas maka didapatkan beban merata sebesar :

$$\begin{aligned}
 Q_{MA} &= 0,814 + 0,9065 \\
 &= 1,7205 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

gaya geser dan momen akibat beban mati tambahan :

$$\begin{aligned}
 V_{MA} &= 0,5 \times Q_{MA} \times L = 0,5 \times 1,7205 \times 40 \\
 &= 34,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{MA} &= \frac{1}{8} \times Q_{MA} \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1,7205 \times 40^2 \\
 &= 344,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.3 Beban Lalu Lintas

Beban lajur "D" terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 3.9 Faktor ultimit untuk beban lajur ini menurut SNI 1725-2016 adalah sebesar 1,8

Beban terbagi merata (BTR) mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L . Untuk panjang bentang $L = 40$ m, sesuai pada (persamaan 3.10)

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

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{40} \right)$$

$$= 7,875 \text{ kpa}$$

dan BGT atau p ditetapkan sesuai ketentuan SNI 1725-2016 sebesar 49 kN/m dan diletakkan pada tengah bentang agar mendapatkan momen terbesar. Dan FBD untuk BGT dari grafik FBD (faktor beban dinamis) didapat untuk $L = 40\text{m}$ adalah 40%.

Besarnya beban lajur pada girder dihitung dengan langkah sebagai berikut. Beban merata pada beban lajur pada girder didapatkan sebesar,

$$\begin{aligned} Q_{TD} &= q \times s \\ &= 7,875 \times 1,85 \\ &= 14,56875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sedangkan beban titik pada beban lajur sebesar:

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (1 + FBD) \times p \times s \\ &= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,85 \\ &= 126,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser dan momen akibat beban lajur pada girder:

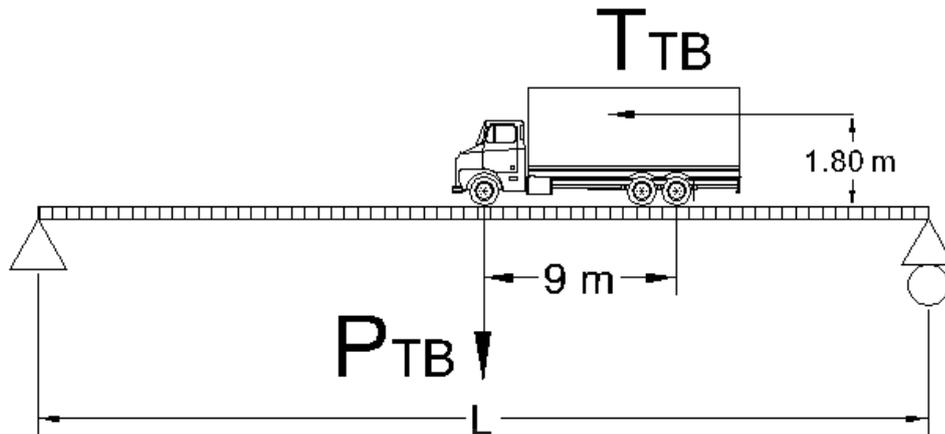
$$\begin{aligned} V_{TD} &= 0,5 \times (Q_{TD} \times L + P_{TD}) \\ &= 0,5 \times (14,56875 \times 40 + 126,91) \\ &= 354,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{TD} &= \frac{1}{8} \times Q_{TD} \times L^2 + \frac{1}{4} \times P_{TD} \times L \\ &= \frac{1}{8} \times 14,56875 \times 40^2 + \frac{1}{4} \times 126,91 \times 40 \\ &= 4182,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.2.4 Gaya Rem (TB)

Gaya rem menurut SNI 1725-2016 diasumsikan sebagai gaya horizontal searah sumbu memanjang jembatan dan dianggap bekerja pada ketinggian 1,8 m

di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan (L) sebagai berikut.



Gambar 5.4 Gaya Rem

25% dari berat ganda truk desain (seperti pada gambar 3.10 ditetapkan 500 kN)

$$\begin{aligned} \text{beban rem } (T_{TB}) &= 25\% \cdot 500 \\ &= 125 \text{ kN} \end{aligned}$$

5% dari berat truk desain ditambah beban terbagi rata (BTR atau q)

$$\begin{aligned} \text{beban rem } (T_{TB}) &= 5\% \cdot (500 + 7,875) \\ &= 25,3937 \text{ kN} \end{aligned}$$

diambil nilai beban rem terbesar dari keduanya, Nilai gaya akibat beban rem (P_{TB}) dapat diperoleh pada perhitungan di bawah ini.

$$P_{TB} = \frac{1,8}{9} \cdot T_{TB}$$

$$\begin{aligned} P_{TB} &= \frac{1,8}{9} \cdot 125 \\ &= 25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum akibat gaya rem,

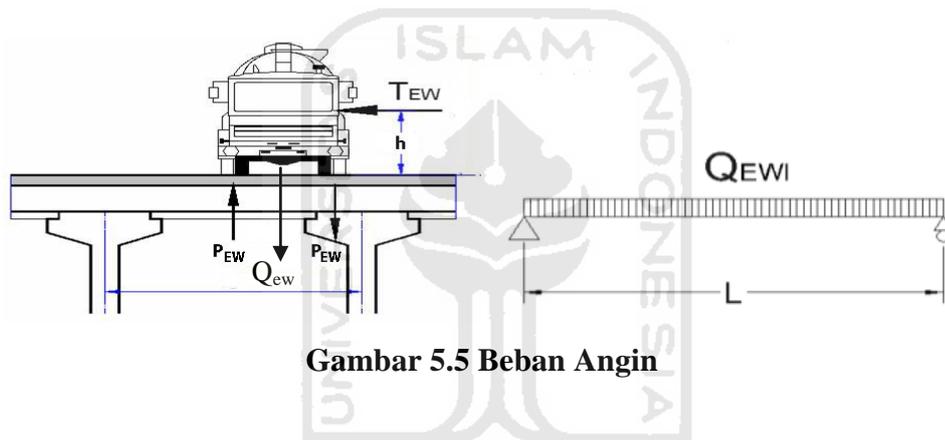
$$\begin{aligned} V_{TB} &= \frac{1}{2} \times P_{TB} \\ &= 0,5 \times 25 \\ &= 12,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat gaya rem,

$$\begin{aligned}
 M_{TB} &= \frac{1}{4} \cdot P_{TB} \cdot L \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 12,5 \cdot 40 \\
 &= 125 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.5 Beban Angin (TW)

Nilai beban angin menurut SNI 1725-2016 diasumsikan sebagai tekanan menerus $T_{EW} = 1,46 \text{ kN/m}$ Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi $h = 1,8 \text{ m}$ di atas lantai jembatan, sedangkan jarak antar roda kendaraan $x = 1,75 \text{ m}$. Transfer beban angin ke lantai jembatan,



Gambar 5.5 Beban Angin

$$\begin{aligned}
 Q_{EW} &= 2 \cdot h/x \cdot T_{EW} \\
 &= 2 \cdot 1,8/1,75 \cdot 1,46 \\
 &= 3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum akibat beban angin,

$$\begin{aligned}
 V_{EW} &= \frac{1}{2} \times Q_{EW} \times L \\
 &= 0,5 \times 3 \times 40 \\
 &= 60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban angin,

$$\begin{aligned}
 M_{EW} &= \frac{1}{8} \times Q_{EW} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,751 \times 40^2 \\
 &= 600 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.6 Beban Gempa (EQ)

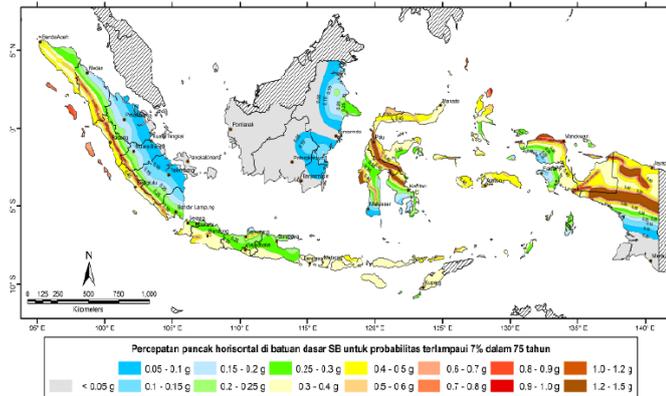
Perencanaan beban gempa mengacu pada Standar Perencanaan Gempa untuk Jembatan (SNI-2833-2016) dengan diketahui data sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban sendiri, } (Q_{MS}) &= 35,77 \text{ kN/m} \\
 \text{Beban mati tambahan, } (Q_{MA}) &= 1,721 \text{ kN/m} \\
 \text{Panjang bentang } I \text{ Girder, } (L) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Kuat tekan Beton Girder } (f'_c) &= 50 \text{ Mpa} \\
 \text{Berat total jembatan, } (W_t) &= (Q_{MS} + Q_{MA}) \cdot L \\
 &= (35,77 + 1,721) \cdot 40 \\
 &= 1708 \text{ kN} \\
 \text{Elastisitas Beton } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 1000 \\
 &= 33234018,716 \text{ Mpa} \\
 \text{Kekakuan balok sederhana, } (K) &= \frac{48 \cdot E_c \cdot I_x}{L^3} \\
 &= \frac{48 \cdot 33234018,716 \cdot 0,7978}{40^3} \\
 &= 19886,92396 \text{ kN/m} \\
 \text{Waktu getar struktur, } (T) &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K}} \\
 &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1708}{9,81 \cdot 19886,92396}} \\
 &= 0,5879 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Jembatan Lemah Abang terletak di Daerah Istimewa Yogyakarta yang memiliki tanah keras dengan koefisien tanah berdasarkan peta gempa SNI-2833-2016 maka didapat nilai koefisien

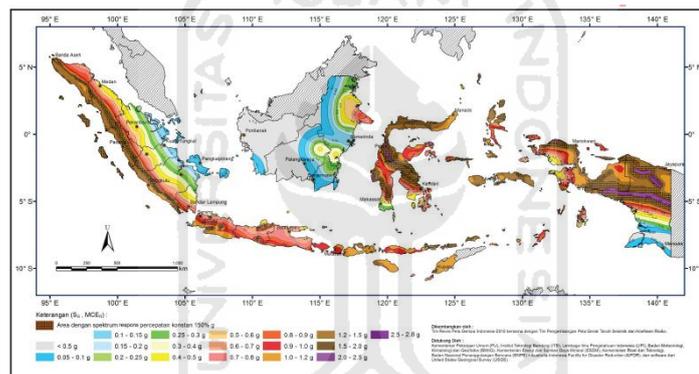
koefisien beban gempa horizontal,

$$P_{ga} = 0,4 \text{ (didapat dari gambar 5.6 di bawah)}$$



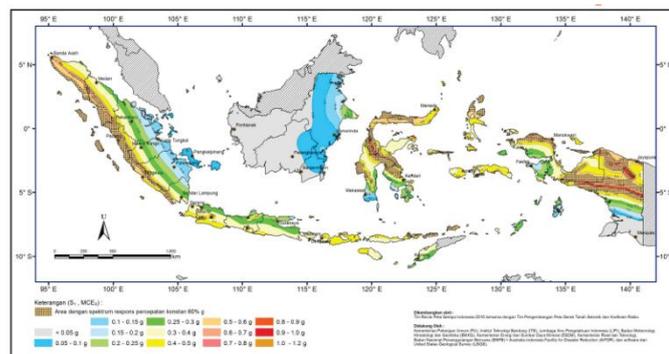
Gambar 5.6 Nilai PGA
(Sumber : SNI 2833-2016)

$S_s = 0,8$ (didapat dari gambar 5.7 di bawah)



Gambar 5.7 Nilai S_s
(Sumber: SNI 2833-2016)

$S_1 = 0,5$ (didapat dari gambar 5.8 di bawah)



Gambar 5.8 Nilai S₁
(Sumber: SNI 2833-2016)

$F_{PGA} = 1$ (dari tabel 5.1 di bawah)

Tabel 5.1 Nilai F_{PGA} dan F_A

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

(Sumber: SNI 2833-2016)

$$F_A = 1,1 \text{ (dari tabel 5.1 di atas)}$$

$$F_V = 1,3 \text{ (dari tabel 5.2 di bawah)}$$

Tabel 5.2 Nilai 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)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	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

(Sumber: SNI 2833-2016)

$$\begin{aligned} A_S &= F_{PGA} \cdot P_{ga} \\ &= 1 \cdot 0,4 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_A \cdot S_s \\ &= 1,1 \cdot 0,8 \\ &= 0,88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_V \cdot S_1 \\ &= 1,3 \cdot 0,5 \\ &= 0,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_S &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= \frac{0,65}{0,88} \\ &= 0,74 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,74 \\
 &= 0,15 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Beban gempa

$$\begin{aligned}
 P_{EQ} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,88}{2} \times 1708 \\
 &= 751,5056 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya gempa

$$\begin{aligned}
 Q_{EQ} &= \frac{P_{EQ}}{L} \\
 &= \frac{751,5056}{40} \\
 &= 18,7876 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum akibat beban gempa vertikal jembatan,

$$\begin{aligned}
 V_{EQ} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{EQ} \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18,7876 \cdot 40 \\
 &= 375,7528 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban gempa,

$$\begin{aligned}
 M_{EQ} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{EQ} \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 18,7876 \cdot 50^2 \\
 &= 3757,5279 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.7 Kombinasi Beban Ultimit

Masing-masing beban dikombinasikan sesuai standar pembebanan SNI 1725-2016. Kombinasi beban yang bekerja dan faktor ultimit beban ditunjukkan dalam tabel 5.3 dan tabel 5.4

Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan Ultimit

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Kombinasi		
			1	2	3
1	Berat Sendiri (MS)	1,2	√	√	√
2	Beban Mati Tambahan (MA)	2,0	√	√	√
3	Beban Lalu Lintas (TD)	1,8	√	√	√
4	Gaya Rem (TB)	1,8	√	√	
5	Beban Angin	1,2	√		
6	Beban Gempa	1,0			√

Momen-momen yang bekerja dikalikan dengan faktor beban ultimit dan dikombinasikan sesuai dengan tabel 5.4 Kombinasi momen ultimit ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 5.4 Kombinasi Momen Ultimit

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Momen (kNm)	Kombinasi		
				1	2	3
1	Berat Sendiri (MS)	1,2	4990,896	5898,08	5898,08	5898,08
2	Beban Mati Tambahan (MA)	2,0	344,1	688,20	688,20	688,20
3	Beban Lalu Lintas (TD)	1,8	4182,85	7529,13	7529,13	7529,13
4	Gaya Rem (TB)	1,8	125	225	225	-
5	Beban Angin	1,2	600,6857	720,82	-	-
6	Beban Gempa	1,0	3757,528	-	-	3757,528
Jumlah				15152,23	14431,41	17963,93

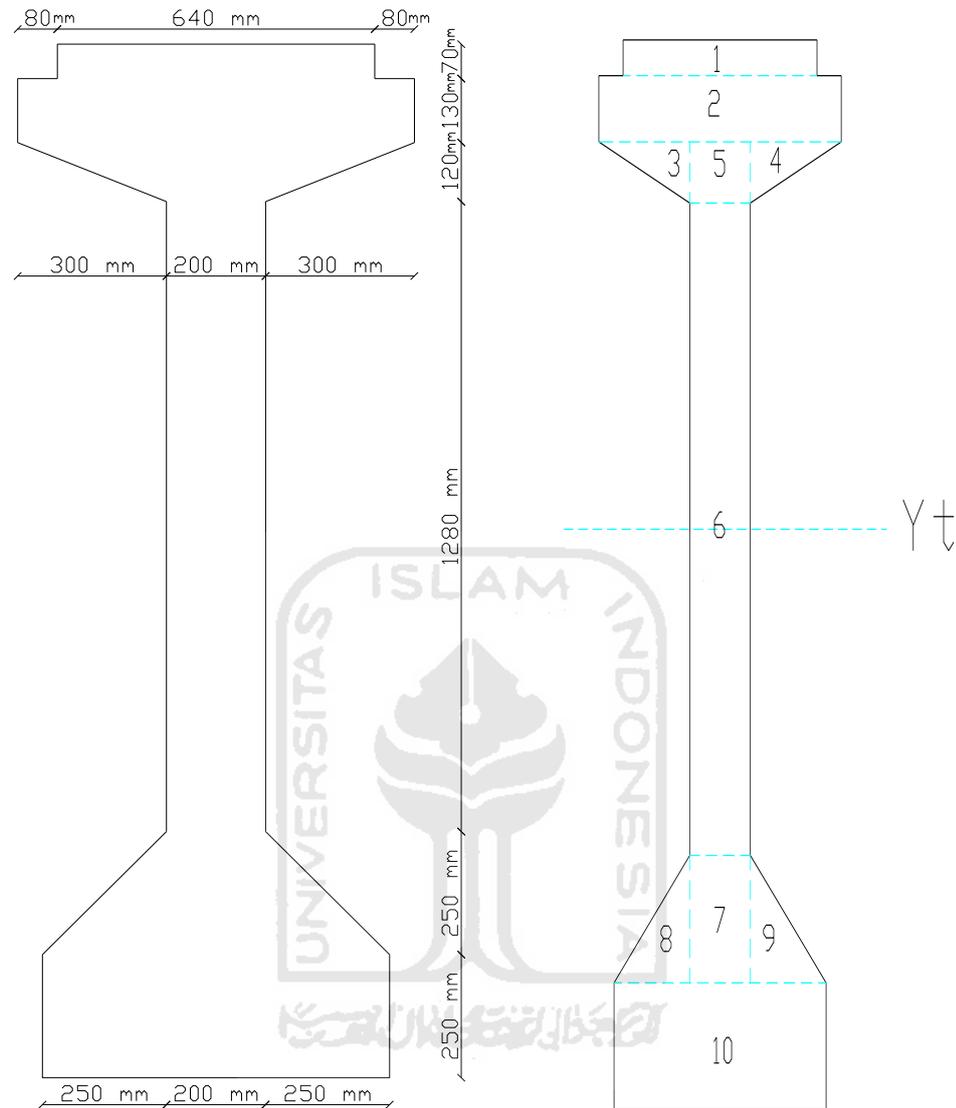
5.3 Perhitungan Beton I Girder

5.3.1. Perhitungan Dimensi Beton I Girder

Untuk dimensi penampang beton prategang yang didapatkan dari data teknis PU lengkapnya dapat dilihat pada gambar 5.2 di atas, kemudian digunakan untuk mencari jumlah tendon, posisi tendon, dan gaya prategang awal.

5.3.2. Perhitungan Properties Beton I Girder

Dari gambar 5.2 di atas diketahui detail pembagian dimensi penampang sehingga akan mempermudah dalam proses perhitungannya, maka dari itu dapat dihitung komponen-komponen penampang sebagaimana pada Tabel 5.5 dibawah ini.



Gambar 5.9 Penampang Girder Tengah dan Pembagian Properties

Tabel 5.5 Properties Prestressed Concrete I Girder

No	Dimensi		shape	Luas Tampang	Jarak thd alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	Lebar	Tinggi						
	b	h	factor	A	y	A * y	A * y ²	I _{co}
	(m)	(m)		(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
1	0,64	0,07	1,0000	0,0448	2,065	0,0925	0,1910	0,0000
2	0,8	0,13	1,0000	0,104	1,965	0,2044	0,4016	0,0001
3	0,3	0,12	0,5000	0,018	1,86	0,0335	0,0623	0,0000
4	0,3	0,12	0,5000	0,018	1,86	0,0335	0,0623	0,0000
5	0,2	0,12	1,0000	0,024	1,84	0,0442	0,0812	0,0000

Lanjutan Tabel 5.5 *Properties Prestressed Concrete I Girder*

6	0,2	1,28	1,0000	0,256	1,14	0,2918	0,3327	0,0349
7	0,2	0,25	1,0000	0,05	0,375	0,0187	0,0070	0,0003
8	0,25	0,25	0,5000	0,0312	0,3333	0,0104	0,0035	0,0001
9	0,25	0,25	0,5000	0,0312	0,3333	0,0104	0,0035	0,0001
10	0,7	0,25	1,0000	0,175	0,125	0,0219	0,0027	0,0009
Σ (Jumlah)				0,7523		0,7613	1,1478	0,0366

Tinggi penampang *I Girder*, $H = 2,1$ m

Luas Penampang *I Girder*, $A = 0,7523$ m²

Letak titik berat (c_g):

$$y_b \text{ (Titik berat dari bawah)} = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0,7613}{0,7523} = 1,0119 \text{ m}$$

$$y_a \text{ (Titik berat dari atas)} = H - y_b = 2,1 - 1,0119 = 1,0881 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok :

$$\begin{aligned} I_b &= \Sigma(A \cdot y^2) + \Sigma I_o \\ &= 1,1478 + 0,0366 \\ &= 1,1844 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned} I_x &= I_b - \Sigma A \cdot y_b^2 \\ &= 1,1844 - (0,7523 \cdot 1,0119^2) \\ &= 0,4019 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Tahanan Momen bagian atas:

$$W_a = \frac{I_x}{y_a} = \frac{0,4019}{1,0881} = 0,3694 \text{ m}^3$$

Tahanan Momen bagian bawah:

$$W_b = \frac{I_x}{y_b} = \frac{0,4019}{1,0119} = 0,3972 \text{ m}^3$$

5.3.3. Perhitungan Gaya Prategang dan Tendon Prategang

Struktur atas balok sederhana Jembatan Lemah Abang ini menggunakan metode paska tarik (*post tension*), sehingga untuk memperhitungkan gaya dan tendon prategang dijelaskan sebagai berikut.

1. Gaya Prategang

Tegangan Tegangan izin beton prategang ditinjau pada dua keadaan yang berbeda, yaitu:

- a. Kondisi penyaluran beton prategang (*transfer*)
- b. Kondisi beban layan (*Service*).

Pembatasan tegangan izin beton prategang pada kedua kondisi tersebut ditetapkan sebagai berikut,

Digunakan mutu beton prategang $f'_c = 41,5$ MPa

Transfer gaya prategang dianggap kekuatannya beton kondisi awal, baru mencapai 80%, maka:

$$f'_{ci} = 80\% \cdot f'_c = 0,80 \cdot 41,5 = 33,2 \text{ MPa} = 33200 \text{ kPa}$$

Tegangan izin beton,

a. Saat transfer

$$\text{serat tekan} : f_{ci} = 0,60 \cdot f'_{ci} = 0,60 \cdot 33,2 = 19,92 \text{ MPa} = 19920 \text{ kPa}$$

dimana, f_{ci} = Tegangan tekan beton saat transfer/kondisi awal.

$$\text{serat tarik} : f_{ti} = 0,25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{33,2} = 1,4405 \text{ MPa} = 1440,486 \text{ kPa}$$

dimana, f_{ti} = Tegangan tarik beton saat transfer/kondisi awal.

b. Saat layan

$$\text{serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 41,5 = 18,675 \text{ Mpa} = 18675 \text{ kPa}$$

dimana, f_{cs} = Tegangan tekan beton saat masa layan.

$$\text{serat tarik} : f_{ts} = 0,50 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,50 \cdot \sqrt{41,5} = 3,5355 \text{ Mpa} = 3535,5339 \text{ kpa}$$

dimana, f_{ts} = Tegangan tarik beton saat masa layan.

2. Perhitungan Gaya Prategang Awal

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, nilai gaya prategang awal saat penyaluran harus dibatasi. Ada beberapa hal yang mempengaruhi gaya prategang awal yang bekerja pada saat transfer.

Batasan gaya prategang awal saat transfer

tegangan awal pada serat tekan : $f_{ci} = 19920 \text{ kPa}$

tegangan awal pada serat tarik : $f_{ti} = 1440,486$ kPa

Momen maksimum akibat berat sendiri beton prategang $M_{BS} = 4990,896$ kNm

Luas penampang *girder* I prategang, $A = 0,7523$ m²

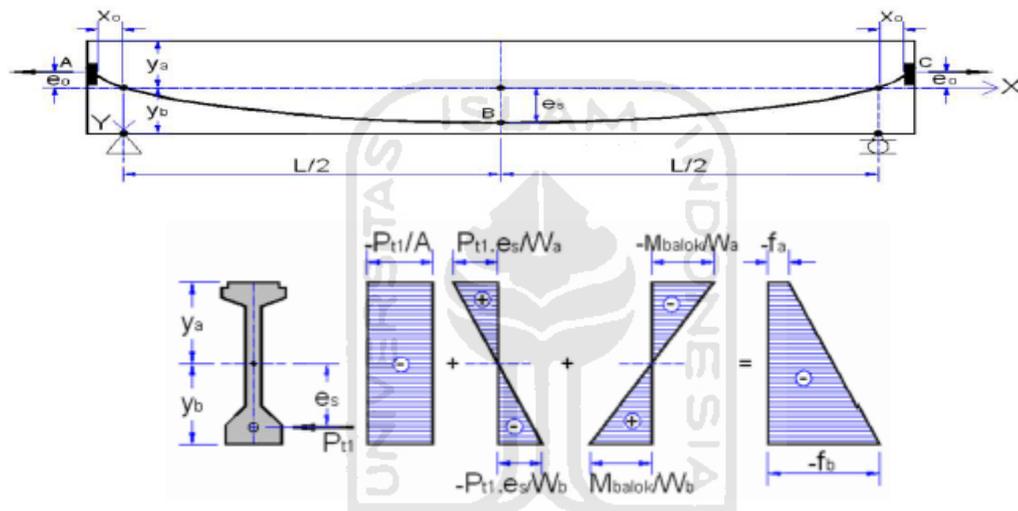
Tahanan momen sisi atas I *girder* prategang, $W_a = 0,3694$ m³

Tahanan momen sisi bawah I *girder* prategang, $W_b = 0,3972$ m³

Letak titik berat *girder* terhadap sisi bawah, $y_b = 1,0119$ m

Ditetapkan jarak pusat berat tendon terhadap sisi bawah *girder*, $z_o = 0,120$ m

Eksentrisitas tendon, $e_s = y_b - z_o = 1,0119 - 0,120 = 0,8920$ m



Gambar 5.10 Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas Tendon di Tepi

Perhitungan besar gaya prategang awal dihitung dengan persamaan tegangan di kondisi saat transfer.

Tegangan pada serat atas,

$$f_{ti} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{bs}}{W_a}$$

$$1440,486 = -\frac{P_t}{0,7523} + \frac{P_t \cdot 0,8920}{0,3694} - \frac{4990,896}{0,3694}$$

$$P_t = 14840,71436 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah,

$$f_{ci} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{bs}}{W_b}$$

$$19920 = -\frac{P_t}{0,7523} - \frac{P_t \cdot 0,8920}{0,3972} + \frac{4990,896}{0,3972}$$

$$P_t = 10163,83698 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil atau dibawahnya, $P_t = 8000 \text{ kN}$

Desian balok prategang dengan bentuk I ini menggunakan kabel baja prategang yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian “*Strands cable*” standar VSL, dengan data pada Tabel 5.6 sebagai berikut:

Tabel 5.6 Properties Strands I Girder

Jenis strands	Uncoated 7 wire strands ASTM A-416/A 416M grade 270		
	Kuat tarik strands	f_{pu}	1900000
Tegangan leleh strands	f_{py}	1600000	kPa
Diameter nominal strands	d	12,7	mm
Luas tampang nominal satu strands	A_{st}	98,7	mm ²
Beban putus satu strands	P_{bsl}	183,7	kN
Jumlah kawat untaian (<i>strands cable</i>) Dalam 1 tendon	n	19	kawat/tendon
Diameter selubung tendon		84	mm
Modulus elastis strands	E_s	193000	Mpa

Tegangan tendon prategang sesaat setelah penyaluran gaya prategang = $0,82 \cdot f_{py}$ tetapi tidak boleh melampaui $0,74 \cdot f_{pu}$.

Kuat tarik strand, $f_{pu} = 1900000 \text{ Kpa}$

Tegangan leleh strand, $f_{py} = 1600000 \text{ KPa}$

Tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer,

$$f_{pi} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 1900000 = 1406000 \text{ kPa}$$

$$f_{pi} = 0,82 \cdot f_{py} = 0,82 \cdot 1600000 = 1312000 \text{ kPa}$$

Karena $0,82 \cdot f_{py} = 1312000 \text{ KPa} < 0,74 \cdot f_{pu} = 1406000 \text{ kPa}$, maka digunakan tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer $f_{pu} = 1312000 \text{ kPa}$.

Jumlah strands minimal yang dibutuhkan untuk I girder ini adalah,

Gaya prategang awal, $P_t = 8000 \text{ kN}$

Beban putus satu *strands*, $P_{bs1} = 183,7$ kN

Faktor reduksi kekuatan Beban putus satu *strands*, $\phi = 0,8$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah } \textit{strands} \text{ minimal, } n_s \text{ min} &= \frac{P_t}{\phi \cdot P_{bs1}} \\ &= \frac{8000}{0,8 \cdot 183,7} \\ &= 54,44 \text{ Strands} \end{aligned}$$

Jumlah tendon yang diperlukan,

$$\begin{aligned} n_t &= \frac{P_t}{\phi \cdot P_{bs1} \cdot n} \\ n_t &= \frac{8000}{0,8 \cdot 183,7 \cdot 19} \\ &= 2,865 \text{ tendon} \end{aligned}$$

dimana :

n_t = Jumlah tendon yang diperlukan

n_s = Jumlah *strand* minimal

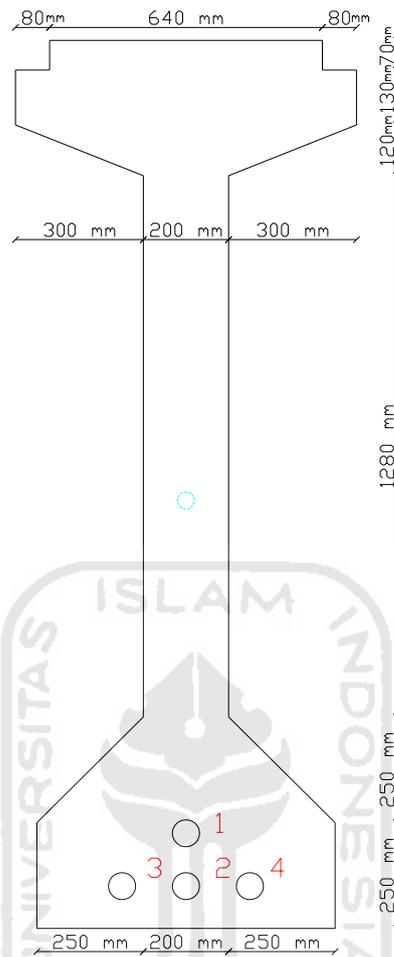
ϕ = Faktor reduksi 0,8

P_t = Gaya prategang awal

P_{bs1} = Beban putus satu *strands*

$$\begin{aligned} \text{Beban putus satu tendon, } P_{b1} &= P_{bs1} \times n \\ &= 183,7 \times 19 \\ &= 3490,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas digunakan 4 buah tendon yang disusun 2 baris dengan baris pertama berjumlah 3 tendon dan baris kedua 1 buah tendon seperti terlihat pada Gambar 5.11 dibawah ini



Gambar 5.11 Penampang Girder dan Posisi Tendon

Secara lebih rinci, susunan tendon, strand dan diameter selubung tendon diperlihatkan pada Tabel 5.7 di bawah.

Tabel 5.7 Jumlah Strands I Girder Prategang

Kode	Tendon	Keterangan	Ns	Keterangan	Nst	Ket
nt1	2	Tendon	19	strands/tendon	38	stands
	1	Tendon	12	strands/tendon	12	stands
nt2	1	Tendon	12	strands/tendon	12	stands
nt	4	Tendon		Ns	62	stands

dimana :

nt1 = Jumlah tendon dalam baris 1

nt2 = Jumlah tendon dalam baris 2

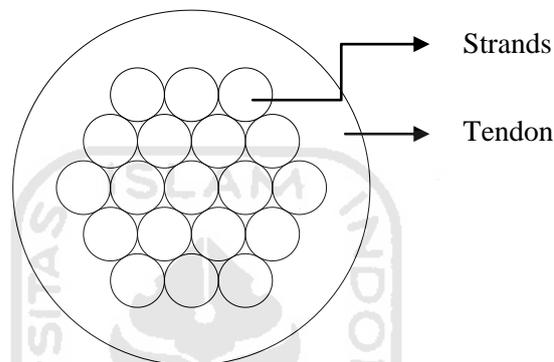
N_{st} = Jumlah strands total dalam setiap baris

Luas baja prategang yang digunakan (A_{ps}),

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 63 \cdot 0,0000987 = 0,006219 \text{ m}^2$$

Didapatkan tendon dengan diameter 84 mm dan berisi 19 strands tiap tendonnya.

Seperti pada gambar 5.12 dibawah ini



Gambar 5.12 Tendon Beton Prategang

Cek diameter tendon terhadap tebal beton prategang tendon per baris,

Pada tendon terbanyak yaitu 3 tendon pada baris pertama,

$$\begin{aligned} \text{Jarak bebas datar antar tendon} &= (\text{lebar} - 2x \text{ jarak tepi tendon ke beton luar} \\ &\quad - n \times \text{diameter}) / (n-1) \\ &= (700 \text{ mm} - 2 \times 40 - 84 \times 3) / (3-1) \\ &= 184 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut tebal vsl jarak bebas datar $> 0,7 D = 0,7 \times 84 = 58,8 \text{ mm}$ (oke)

Beban satu tendon,

$$P_{1tendon} = \frac{P_t}{nt} = \frac{8000}{4} = 2000 \text{ kN};$$

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja, P_o (% *jacking force*):

$$P_o = \frac{P_t}{0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs}} = \frac{8000}{0,85 \cdot 63 \cdot 183,7} = 81 \% < 82 \% , \text{ aman}$$

Gaya prategang yang terjadi akibat *jacking* (P_j):

$$P_j = p_o \cdot (n_t \cdot P_{bs1}) = 81\% \cdot 63 \cdot 183,7 = 9411,7647 \text{ kN}$$

Tegangan tarik baja prategang saat *jacking* (f_{pj}),

$$\begin{aligned} f_{pj} &= \frac{P_j}{A_{ps}} \\ &= \frac{9411,7647}{0,006219} \\ &= 1513454,468 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik beton prategang akibat *jacking* tidak boleh melebihi nilai;

$$0,85 \cdot f_{pu} = 1615000 \text{ kPa} > f_{pj}, \text{ oke}$$

$$0,94 \cdot f_{py} = 1514000 \text{ kPa} > f_{pj}, \text{ oke}$$

5.3.4. Daerah Aman Tendon

Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan pada tengah, seperempat dan ujung bentang dengan panjang bentang 40 m.

Gaya prategang awal, $P_t = 8000 \text{ kN}$

Kehilangan gaya prategang (*LOF*) untuk paskatarik diperkirakan sebesar 25%, maka rasio kehilangan gaya prategang (R) = $1 - LOF = 100\% - 25\% = 75\%$

Maka gaya prategang efektif

$$P_{eff} = R \cdot P_t = 75\% \cdot 8000 = 6000 \text{ kN}$$

Luas penampang *I girder* prategang, $A = 0,7523 \text{ m}^2$

$$\text{Radius girasi, } (r^2) = \frac{I}{A_c} = \frac{0,4140}{0,7523} = 0,5503 \text{ m}$$

Batas *Kern*:

$$\text{Batas } Kern \text{ atas, } k_a = \frac{r^2}{y_b} = \frac{0,5503}{1,0119} = 0,5438 \text{ m}$$

$$\text{Batas } Kern \text{ bawah, } k_b = \frac{r^2}{y_a} = \frac{0,5503}{1,0881} = 0,5058 \text{ m}$$

1. Momen - momen

$$\text{M tengah bentang} = \frac{1}{8} \cdot w \cdot L^2$$

$$M \text{ seperempat bentang} = \left(\frac{1}{2} \cdot w \cdot L \right) \frac{L}{4} - \left(w \cdot \frac{L}{4} \cdot \frac{L}{8} \right) = \frac{3}{32} \cdot w \cdot L^2$$

M pada ujung bentang (tumpuan) = 0

Maka perhitungannya menjadi,

1) Momen akibat berat sendiri

Diperkirakan berat sendiri balok, (Q_{MS}) = 17,2374 kN/m

Momen ditengah bentang,

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot Q_{ms} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 17,2374 \cdot 40^2 = 3447,49 \text{ kNm}$$

Momen diseperempat bentang,

$$M_{MS} = \frac{3}{32} \cdot Q_{ms} \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 17,2374 \cdot 40^2 = 2585,617 \text{ kNm}$$

2) Momen akibat beban mati tambahan

Beban trotoar dan pagar tepi, = 16,9670 kN/m

Beban mati tambahan, = 1,7205 kN/m

Total beban mati (M_A) = 18,6875 kN/m

Momen pada tengah bentang,

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MA} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 18,6875 \cdot 40^2 = 3737,5063 \text{ kNm}$$

Momen di seperempat bentang,

$$M_{MA} = \frac{3}{32} \cdot Q_{MA} \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 18,6875 \cdot 40^2 = 2803,1297 \text{ kNm}$$

3) Momen akibat beban hidup lalu lintas

Beban hidup (TD):

Q_{TD} = 14,56875 kN/m (didapat dari bab 5.2.3)

P_{TD} = 126,91 kN (didapat dari bab 5.2.3)

Momen pada setengah bentang,

$$\begin{aligned} M_{TD} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\ &= \frac{1}{8} \cdot 14,56875 \cdot 40^2 + \frac{1}{4} \cdot 126,91 \cdot 40 = 4182,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen pada seperempat bentang,

$$M_{TD} = \frac{3}{32} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L$$

$$= \frac{3}{32} \cdot 14,56875 \cdot 40^2 + \frac{1}{4} \cdot 126,91 \cdot 40 = 2819,8625 \text{ kNm}$$

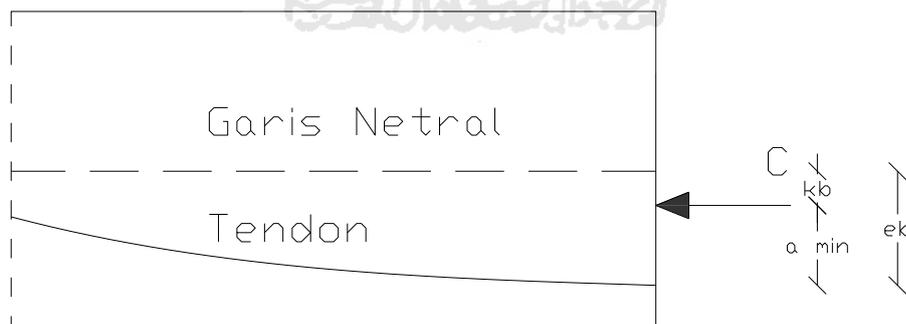
Hasil perhitungan momen selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.8 dibawah ini.

Tabel 5.8 Perhitungan Momen pada I girder

Beban (kN/m)	Momen Pada (kNm)	
	Tengah	Seperempat
Berat gelagar (M_{MS})	3447,49	2585,6174
Beban mati (M_{MA})	3737,5063	2803,1297
Beban hidup (M_{TD})	4182,85	2819,8625
$M_0 = M_{MS}$	3447,49	2585,6174
$MT = M_{MS} + M_{MA} + M_{TD}$	11367,846	8208,6096

2. Batas Bawah Letak Tendon

Menurut T.Y.Lin & H. Burns, batas bawah tendon dihitung berdasarkan momen yang bekerja pada saat transfer yaitu momen akibat beban mati. Seperti pada gambar 5.13 dibawah



Gambar 5.13 Batas Bawah Letak Tendon

$$a_{\min} = \frac{M_0}{P_0} \text{ dan } e_b = a_{\min} + k_b$$

dimana :

M_0 = Momen akibat beban sendiri balok

k_b = Jarak antara pusat tekanan ke garis netral

a_{min} = Jarak antara pusat tekanan ke tendon

e_b = Jarak dari tendon ke garis netral

Diasumsikan beban mati saat transfer, maka:

$$M_o = 3447,49 \text{ kNm}$$

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat transfer, maka lebar daerah tendon bertambah besar:

$$e_b' = \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_b}{P_i} \text{ dan } e_{b1} = e_b + e_b' = a_{min} + k_b + e_b'$$

Batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{min} = \frac{M_o}{P_o} = \frac{3447,49}{8000} = 0,4309 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_b = a_{min} + k_b = 0,4309 + 0,5058 = 0,9367 \text{ m}$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_b' = \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_b}{P_i} = \frac{1440,486 \cdot 0,7523 \cdot 0,5058}{8000} = 0,0685 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_{b1} = e_b + e_b' = 0,9367 + 0,0685 = 1,0052 \text{ m}$$

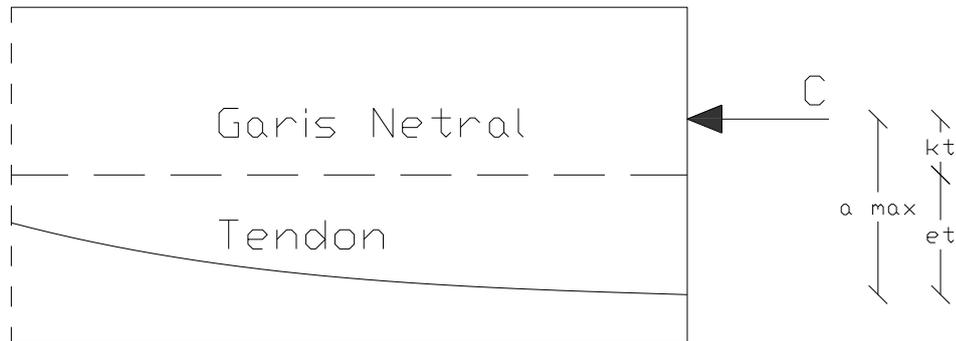
Hasil perhitungan batas bawah letak tendon dapat dilihat pada Tabel 5.9

Tabel 5.9 Batas Bawah Letak Tendon I Girder

Bagian Penampang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	A_{min} (M)	e_b (M)	e_b' (M)	e_{b1} (M)
Tengah bentang	0,4309	0,9367	0,0685	1,0052
Seperempat bentang	0,3232	0,8290	0,0685	0,8975
Ujung	0,0000	0,5058	0,0685	0,5743

3. Batas Atas Letak Tendon

Batas atas tendon dihitung berdasarkan kondisi akhir jembatan dimana semua gaya luar telah bekerja pada jembatan. Seperti pada gambar 5.14 dibawah ini.



Gambar 5.14 Batas Atas Letak Tendon

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_o} \text{ dan } e_t = a_{\max} - k_t / k_a$$

dimana :

k_t = Jarak antara pusat tekanan ke garis netral

a_{\max} = Jarak antara pusat tekanan ke tendon

e_t = Jarak dari tendon ke garis netral

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat layan, maka lebar daerah tendon bertambah sebesar :

$$e_t' = \frac{f_{ts} \cdot A_c \cdot k_a}{P_{eff}} \text{ dan } e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_a + e_t'$$

Batas atas letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_o} = \frac{11367,846}{8000} = 1,4210 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_t = a_{\max} - k_a = 1,4210 - 0,5438 = 0,8772 \text{ m}$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_t' = \frac{f_{ts} \cdot A_c \cdot k_a}{P_{eff}} = \frac{3221 \cdot 0,7523 \cdot 0,5438}{6000} = 0,2196 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_a - e_t' = 1,4210 - 0,5438 - 0,2196 = 0,6576 \text{ m}$$

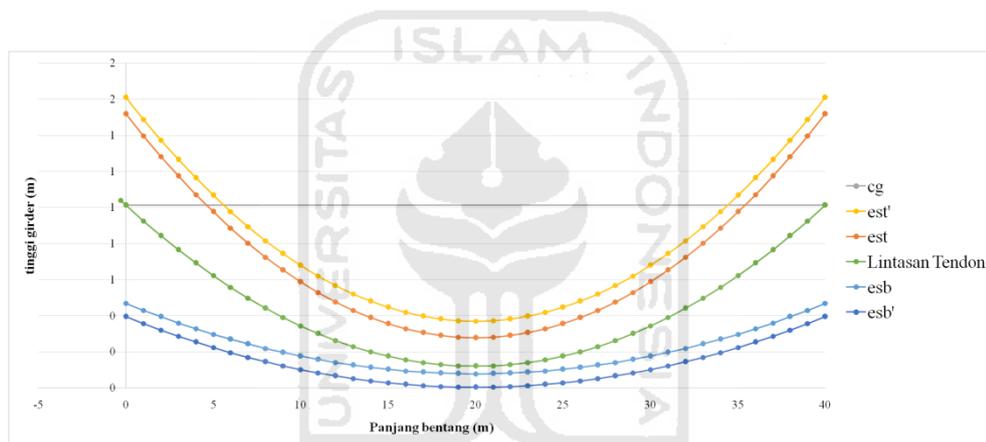
Hasil perhitungan batas atas letak tendon dapat dilihat pada Tabel 5.10

Tabel 5.10 Batas Atas Letak Tendon

Bagian Penampang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	A_{\min} (M)	e_t (M)	e_t' (M)	e_{t1} (M)
Tengah bentang	1,4210	0,8772	0,2196	0,6576
Seperempat bentang	1,0261	0,4823	0,2196	0,2627
Ujung	0,0000	-0,5438	0,2196	-0,7634

Eksentrisitas tengah bentang aktual yang diasumsikan,

$$e_t = 0,8772 \text{ m} < e_s = 0,8920 \text{ m} < e_b = 0,9367 \text{ m}, \quad \text{OK}$$



Gambar 5.15 Grafik Batas Atas dan Batas Bawah terhadap Panjang Bentang

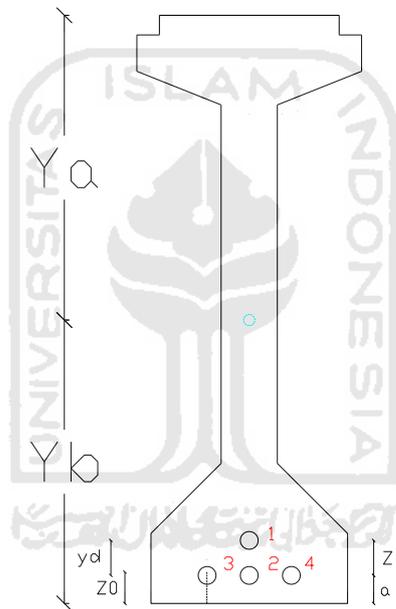
Dari Gambar 5.15 diketahui e_s' adalah batas atas saat layan boleh terjadi tegangan tarik, tapi tidak melebihi tegangan tarik ijin. Dan e_s adalah batas atas saat layan tidak terjadi tegangan tarik. Sedangkan e_b adalah batas bawah saat layan tidak terjadi tegangan tarik, dan e_b' adalah batas bawah saat layan boleh terjadi tegangan tarik, tapi tidak melebihi tegangan tarik ijin.

5.3.5. Tata Letak Tendon

Perencanaan tata letak posisi tendon pada *I girder* prategang ditinjau pada bagian tengah dan ujung bentang. Berikut perhitungan tata letak tendon dibagian tengah dan ujung bentang.

1. Posisi Tendon di Tengah Bentang

I girder direncanakan menggunakan 4 tendon prategang sistem paska tarik dipasang 2 baris, dengan baris pertama terdiri dari 3 tendon dan baris kedua 1 tendon. Tata letak tendon secara lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.16 dibawah ini. Dimana Y_a adalah jarak dari titik berat ke penampang bagian atas. Y_b adalah jarak dari titik berat ke penampang bagian bawah, y_d adalah jarak vertikal antara as ke as tendon, Z_0 adalah *I girder* ke titik berat tendon. Z_1 adalah jarak baris tendon1 terhadap alas. a adalah jarak alas *I girder* ke titik pusat baris tendon ke-1.



Gambar 5.16 Posisi Tendon di Tengah Bentang

Jarak dari alas *I girder* ke titik berat tendon, z_o ditentukan = 0,1200 m

Jarak dari alas *I girder* ke titik pusat baris tendon ke-1, a ditentukan = 0,1000 m

Jarak vertikal antara tendon,

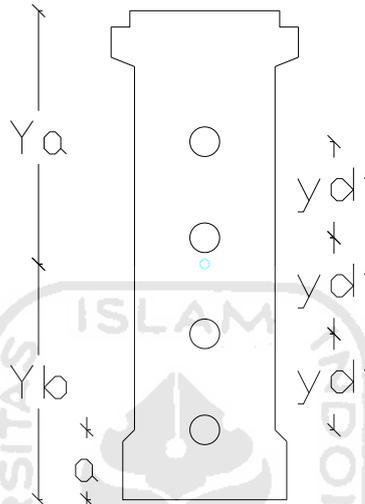
$$y_d = n_s \times (z_o - a) \div n_2 = 62 \times (0,12 - 0,1000) \div 19 = 0,125 \text{ m}$$

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas,

$$Z_1 = a + y_d = 0,1000 + 0,125 = 0,225 \text{ m}$$

2. Posisi Tendon di Tumpuan

Untuk tata letak tendon ditumpuan, direncanakan sesuai pada Gambar 5.17 sebagai berikut. Dimana Y_a adalah jarak dari titik berat ke penampang bagian atas, Y_b adalah jarak dari titik berat ke penampang bagian bawah, a Jarak tendon bawah terhadap alas, Y_d jarak antar tendon.



Gambar 5.17 Posisi Tendon di Ujung Bentang

Tabel 5.11 Perhitungan y_d'

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4 : $a' = 0,3 \text{ m}$

Jumlah tendon baris ke-1 :	$n_1 =$	1	tendon	12	strands
Jumlah tendon baris ke-2 :	$n_2 =$	1	tendon	12	strands
Jumlah tendon baris ke-3 :	$n_3 =$	1	tendon	19	strands
Jumlah tendon baris ke-4 :	$n_4 =$	1	tendon	19	strands
			jumlah strands,	n_s	62 strands

Letak titik berat penampang balok terhadap alas,	y_b	1,0119	m
--	-------	--------	---

Momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah :

Baris Tendon	Jumlah Strands	Jarak As Tendon dengan As Tendon Terbawah	Statis Momen
n_i	n_{si}	y_d	$n_i * y_d'$
1	12	0 y_d'	0 y_d'
2	12	1 y_d'	12 y_d'
3	19	2 y_d'	38 y_d'

Lanjutan Tabel 5.11 Perhitungan y_d'

4	19	3 y_d'	57 y_d'
5	0	0 y_d'	0 y_d'
$\Sigma ni * y_d' =$			107 y_d'

$$\begin{aligned}
 y_e &= y_b - a' &= & 0,7119 \text{ m} \\
 \Sigma ni * y_d' &= & ns * y_e \\
 107 \text{ } y_d' &= & 44,1408 \\
 y_d' &= & 0,4125 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Ditetapkan jarak antar tendon, $y_d' = 0,4125 \text{ m}$

Jarak tendon bawah terhadap alas, a' ditentukan = 0,3 m

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas, z_n'

$$z_1' = a' + 3y_d' = 0,3 + 3 \cdot 0,4125 = 1,5376 \text{ m}$$

$$z_2' = a' + 2y_d' = 0,3 + 2 \cdot 0,4125 = 1,1251 \text{ m}$$

$$z_3' = a' + 1y_d' = 0,3 + 1 \cdot 0,4125 = 0,7125 \text{ m}$$

$$z_4' = a' = 0,3 \text{ m}$$

3. Eksentrisitas masing-masing tendon

$$\text{Baris 1 : } f_1 = z_1' - z_1 = 1,5376 - 0,225 = 1,3126 \text{ m}$$

$$\text{Baris 2 : } f_2 = z_2' - z_2 = 1,1251 - 0,100 = 1,0251 \text{ m}$$

$$\text{Baris 3 : } f_3 = z_3' - z_3 = 0,7125 - 0,100 = 0,6125 \text{ m}$$

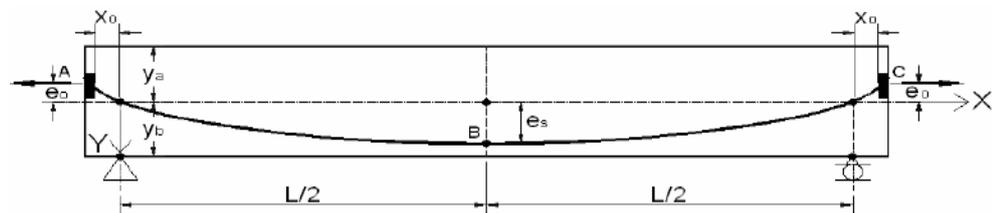
$$\text{Baris 4 : } f_4 = z_4' - z_4 = 0,3000 - 0,100 = 0,2000 \text{ m}$$

Untuk detail terlihat pada tabel 5.12 dibawah ini

Tabel 5.12 Eksentrisitas masing-masing tendon

Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tumpuan		Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tengah Bentang		
		Z_i'			Z_i'	$f_i = z_i' - z_i$
	$x = 0.00 \text{ m}$	(m)		$x = 20.00 \text{ m}$	(m)	(m)
1	$z_1' = a' + 3 * y_d'$	1,5376	1	$z_1 = a + y_d$	0,225	1,3126
2	$z_2' = a' + 2 * y_d'$	1,1251	2	$z_2 = a$	0,100	1,0251
3	$z_3' = a' + 1 * y_d'$	0,7125	3	$z_3 = a$	0,100	0,6125
4	$z_4' = a'$	0,3000	4	$z_4 = a$	0,100	0,2000

4. Lintasan Inti tendon



Gambar 5.18 Lintasan inti tendon

Berdasarkan gambar di atas

Panjang *I girder*, $L = 40$ m

Eksentrisitas, $e_s = 0,9$ (pada perhitungan sebelumnya)

Persamaan lintasan tendon $Y = 4,0892 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$, lebih detail dapat dilihat pada tabel 5.13 di bawah ini.

Tabel 5.13 Lintasan Inti Tendon

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0,3	-0,0270	9	0,6221	19	0,8897	29	0,7113
0	0,0000	10	0,6690	20	0,8919	30	0,6690
1	0,0870	11	0,7113	21	0,8897	31	0,6221
2	0,1695	12	0,7492	22	0,8830	32	0,5708
3	0,2475	13	0,7827	23	0,8719	33	0,5151
4	0,3211	14	0,8117	24	0,8563	34	0,4549
5	0,3902	15	0,8362	25	0,8362	35	0,3902
6	0,4549	16	0,8563	26	0,8117	36	0,3211
7	0,5151	17	0,8719	27	0,7827	37	0,2475
8	0,5708	18	0,8830	28	0,7492	38	0,1695
						39	0,0870
						40	0,0000

pada $x=0$ dari tumpuan, maka :

$$Y = 4,0892 \cdot \frac{0}{40^2} \cdot (40 - 0) = 0,00$$

pada $x=5$ dari tumpuan, maka :

$$Y = 4,0892 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) = 0,390$$

5. Tata letak kabel (*cabl*)

Persamaan lintasan masing-masing *cabl* $Z_i = Z_i' - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$, dengan

Z_i adalah jarak dasar balok ke titik lintasan tendon. Contoh, pada jarak 5m dari tumpuan ($x=5$) :

$$Z_0 = y_b - 4 \cdot e_s \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$= 1,012 - 4 \cdot 0,892 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5)$$

$$= 0,622 \text{ m}$$

$$Z_1 = Z_1' - 4 \cdot f_1 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$= 1,5376 - 4 \cdot 1,313 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5)$$

$$= 0,963 \text{ m}$$

$$Z_2 = Z_2' - 4 \cdot f_2 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$= 1,1251 - 4 \cdot 1,025 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5)$$

$$= 0,677 \text{ m}$$

$$Z_3 = Z_3' - 4 \cdot f_3 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

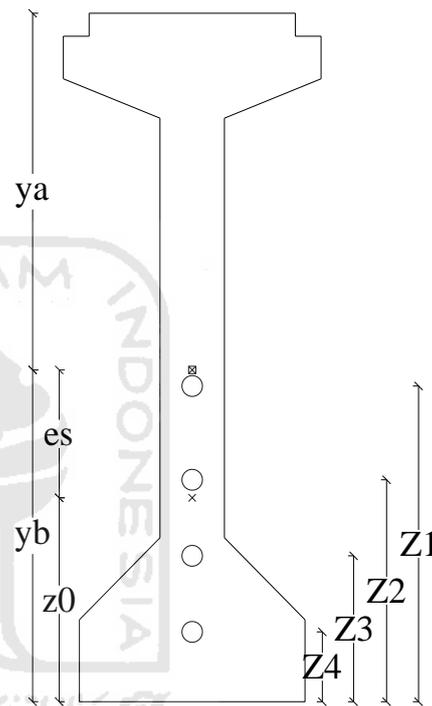
$$= 0,7125 - 4 \cdot 0,613 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5)$$

$$= 0,445 \text{ m}$$

$$Z_4 = Z_4' - 4 \cdot f_4 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$= 0,300 - 4 \cdot 0,200 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5)$$

$$= 0,213 \text{ m}$$



Pada jarak 5m dari tumpuan ($x=5m$)

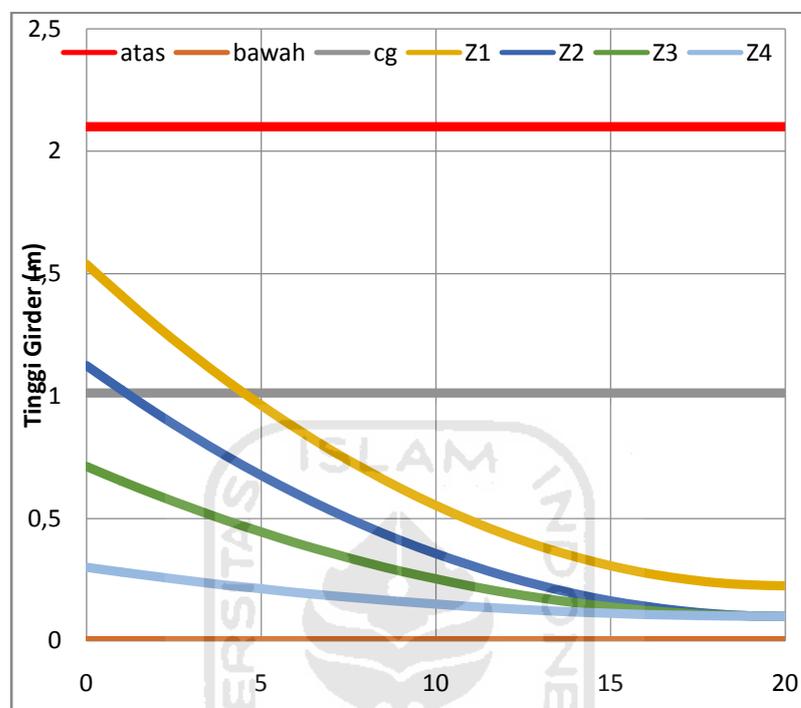
Hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.14 di bawah ini.

Tabel 5.14 Perhitungan Masing-masing *cabl*

Jarak X (m)	Trace Zo (m)	Posisi Masing-Masing Kabel			
		Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)
0	1,012	1,538	1,125	0,713	0,300
1	0,925	1,410	1,025	0,653	0,281
2	0,842	1,288	0,930	0,596	0,262
3	0,764	1,173	0,841	0,543	0,245
4	0,691	1,065	0,756	0,492	0,228
5	0,622	0,963	0,677	0,445	0,213
6	0,557	0,868	0,602	0,400	0,198
7	0,497	0,780	0,533	0,359	0,185
8	0,441	0,698	0,469	0,321	0,172
9	0,390	0,622	0,410	0,285	0,161
10	0,343	0,553	0,356	0,253	0,150
11	0,301	0,491	0,308	0,224	0,141
12	0,263	0,435	0,264	0,198	0,132
13	0,229	0,386	0,226	0,175	0,125
14	0,200	0,343	0,192	0,155	0,118
15	0,176	0,307	0,164	0,138	0,113
16	0,156	0,278	0,141	0,125	0,108
17	0,140	0,255	0,123	0,114	0,105
18	0,129	0,238	0,110	0,106	0,102
19	0,122	0,228	0,103	0,102	0,101
20	0,120	0,225	0,100	0,100	0,100

Dari tabel diatas dapat dilihat jarak serat bawah ke pusat tendon tiap baris dengan z1 merupakan tendon paling atas hingga z4 yaitu tendon paling bawah. Berdasarkan hasil perhitungan lintasan tendon dengan panjang 20

meter di atas, untuk lebih mudah melihat lintasan tendon tersebut maka dapat dibuat grafik lintasan seperti terlihat pada gambar 5.19 dibawah ini



Gambar 5.19 Grafik Lintasan

5.3.6. Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang total adalah faktor utama yang mengganggu perkembangan awal beton prategang, digunakan untuk mengetahui gaya prategang efektif. Kehilangan gaya prategang dapat digolongkan menjadi 2 yaitu kehilangan langsung (*immediate*) dan kehilangan yang bergantung dengan waktu (*time depending lost*).

1. Kehilangan Gaya Prategang Langsung, terdiri dari kehilangan tegangan akibat slip pada ankur, kehilangan tegangan akibat gesekan tendon, kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis.
 - a. Kehilangan tegangan akibat slip pada ankur

Kehilangan gaya akibat slip ankur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada ankur pada saat gaya

pendongkrakan disalurkan ke angkur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7

$$\text{Pergeseran angkur,} \quad \Delta A = 2 \text{ mm} = 0,002 \text{ m}$$

$$\text{Modulus Elastis baja prategang,} \quad E_s = 193000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Panjang Tendon,} \quad L = 40 \text{ m}$$

Kehilangan prategang akibat angkur,

$$\Delta f_{pA} = \Delta A/L \times E_s = 0,002/40 \times 193000 = 9,65 \text{ Mpa}$$

b. Kehilangan tegangan akibat gesekan tendon

$$\text{Eksentrisitas tendon (e)} = y = 0,9000 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang jembatan (L)} = x = 40 \text{ m}$$

$$\alpha = 8y/x = 8 \cdot 0,9000 / 40 = 0,1800 \text{ rad}$$

$$\text{Koefisien gesek } (\mu) = 0,2 \text{ (SNI 7833-2012)}$$

$$\text{Koefisien Wobble (K)} = 0,002 \text{ (SNI 7833-2012)}$$

$$P_o = 8000 \text{ kN}$$

$$e = 2,7183 \text{ (dasar logaritma Napier)}$$

Loss of prestress akibat gesekan kabel :

$$\begin{aligned} P_x &= P_o \cdot e^{-(Klx + \mu\alpha)} \\ &= 8000 \cdot 2,7183^{-(0,002 \cdot 40 + 0,2 \cdot 0,1800)} \\ &= 7123,8029 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Luas baja prategang (A}_p) = 0,0062 \text{ mm}^2$$

$$\Delta pF = \frac{P_o - P_x}{A_p} = \frac{8000 - 7123,8029}{0,0062} = 140896,465 \text{ Mpa}$$

c. Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis (Elastic Shortening)

$$e_s = 0,9000 \text{ m}$$

$$I_x = 0,4140 \text{ m}^4$$

$$A = 0,7523 \text{ m}^2$$

$$w_c = 22,91 \text{ kN/m}^3 = 2335,035 \text{ kg/m}^3$$

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = 80\% \cdot f'_c = 33,2 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = W_c^{1,5} (0,043 \cdot \sqrt{f'_{ci}})$$

$$= 2335,035^{1,5} (0,043 \cdot \sqrt{33,2}) = 27956,1646 \text{ MPa}$$

$$E_s = 193000 \text{ MPa}$$

$$n_s = 63 \text{ strands}$$

$$A_{ps} = 6218,73 \text{ mm}^2$$

$$M_{BS} = 3761,5 \text{ kNm}$$

$$n = E_s / E_c = 6,903665$$

Tegangan baja setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkur dan gesekan kabel

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF}$$

$$= 1513,4545 - 9,65 - 165,7605 = 1338,0439 \text{ Mpa}$$

Gaya Prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkur dan gesekan kabel

$$P_i = f_{pi} \cdot A_{ps}$$

$$= 1338,0439 \cdot 6218,73 / 1000$$

$$= 8320,0939 \text{ kN}$$

Tegangan beton dipusat berat tendon saat transfer

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot e_s}{I_x}$$

$$= -\frac{8320,0939}{0,7523} - \frac{8320,0939 \cdot 0,9000^2}{0,4140} - \frac{8320,0939 \cdot 0,9000}{0,4140}$$

$$= 11537,6941 \text{ Kpa}$$

$$= 11,5377 \text{ Mpa}$$

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

$$\Delta f_{cs} = n \cdot f_{cs}$$

$$= 6,9037 \cdot 11,5377$$

$$= 79,6524 \text{ Mpa}$$

Menurut Nawy 2001 untuk paskatarik nilai kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diambil setengahnya

$$\Delta f_{cs} = 79,6524 / 2 = 39,8262 \text{ Mpa}$$

Tegangan baja prategang setelah transfer,

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{cs} \\
 &= 1513,4545 - 9,65 - 165,7605 - 79,6524 \\
 &= 1298,2177 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Gaya prategang setelah transfer

$$P_i = A_{ps} \cdot f_{ps} = 6218,73 \cdot 1298,2177 / 1000 = 8073,2656 \text{ kN}$$

2. Kehilangan Akibat Waktu, diakibatkan oleh pengaruh rangkai, akibat relaksasi beton.

- a. Akibat Pengaruh Rangkai

$$K_{cr} = 1,6 \text{ (pascatarik)}$$

$$E_s = 193000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 27956,1646 \text{ Mpa}$$

$$P_i = 8073,2656 \text{ kN}$$

$$A_c = 0,7523 \text{ m}^2$$

$$I_{xc} = 0,4140 \text{ m}^4$$

$$e_s = 0,8920 \text{ m}$$

$$M_{BS} = 3447,49 \text{ kNm}$$

$$M_{MA} = 344,1 \text{ kNm}$$

$$n = E_s / E_c = 6,9037$$

Tegangan beton dipusat berat tendon saat transfer

$$\begin{aligned}
 f_{cs} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot e_s}{I_x} \\
 &= -\frac{8073,2656}{0,7523} - \frac{8073,2656 \cdot 0,8996^2}{0,4140} - \frac{7269,3750 \cdot 0,8996}{0,4140} \\
 &= -10723,90443 \text{ Kpa} \\
 &= -10,7239 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{csd} &= M_{MA} \cdot e_s / I_x \\
 &= 344,1 \cdot 0,8996 / 0,4140 \\
 &= 748,0567 \text{ kPa} \\
 &= 0,7481 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkai,

$$\Delta f_{pCR} = n \cdot K_{cr} \cdot (f_{cs} - f_{csd})$$

$$= 6,9037 \cdot 1,6 \cdot (10,7239 - 0,7481)$$

$$= 110,1919 \text{ Mpa}$$

b. Kehilangan Tegangan akibat Relaksasi pada Beton

Umur rencana = 50 tahun

$$= 438000 \text{ jam}$$

Kuat leleh tendon , $f_{py} = 1600 \text{ Mpa}$

Tegangan baja setelah transfer, $f_{ps} = 1298,2177 \text{ Mpa}$

$$\Delta f_{pR} = f_{ps} (\log t/45) (f_{ps}/f_{py} - 0,55)$$

$$= 1298,2177 (\log 438000/45) (1298,2177/1600 - 0,55)$$

$$= 42,5412 \text{ Mpa}$$

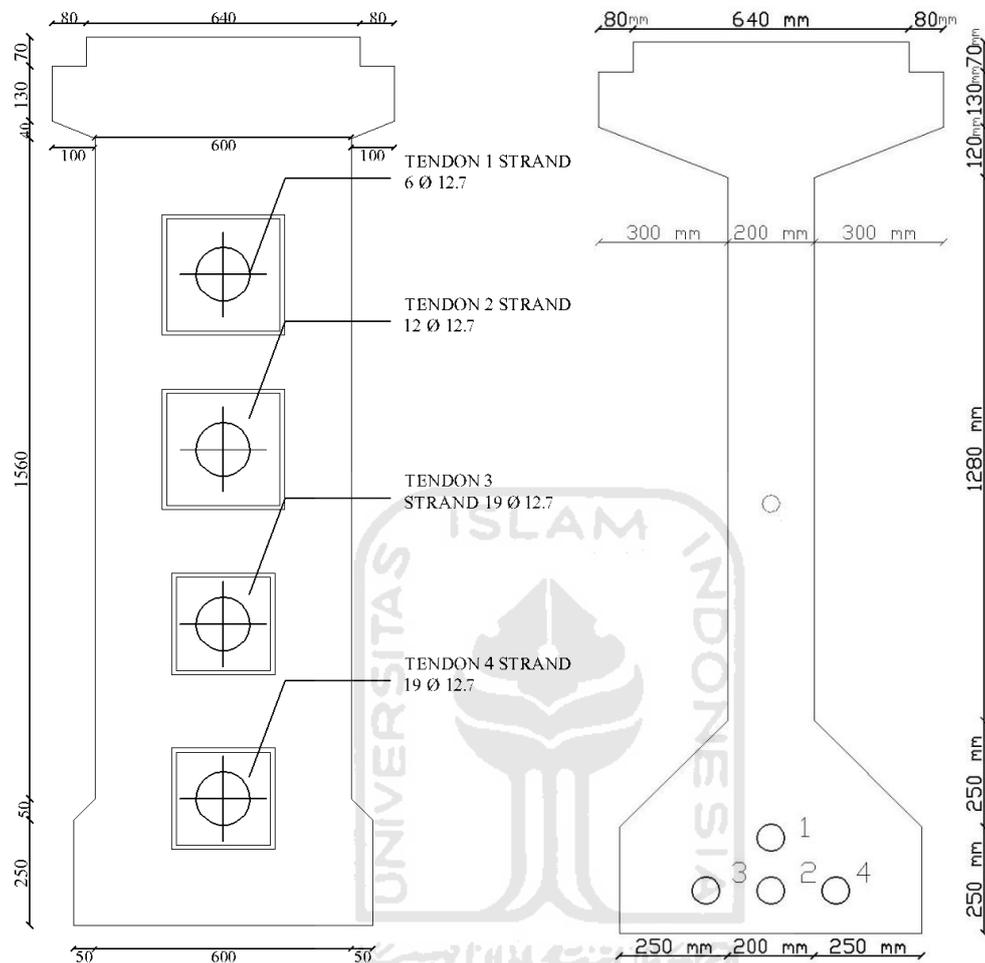
Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan kehilangan gaya prategang yang dilihat pada tabel 5.15

Tabel 5.15 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

No	Level Tegangan	Tegangan Baja	Persentase
		MPa	%
	Setelah penegangan	1513,4545	100
	Kehilangan Prategang		
1	Pergeseran Angkur	9,65	0,6376
2	Gesekan Kabel	140,8965	9,3096
3	Perpendekkan Elastis Beton	39,8262	2,6315
	kehilangan prategang awal (f_{ps})	1323,0818	87,4213
4	Rangkak Beton	110,1919	7,2808
5	Relaksasi Tendon	44,8112	2,9609
	Tegangan akhir (f_{pe})	1168,0787	77,1796
	Kehilangan Tegangan Total	345,3758	22,8204

$$\text{Gaya Prategang efektif} = A_{ps} \times f_{pe} = (6218,73 \times 1168,0787) / 1000 = 7263,9661 \text{ kN}$$

5.4 Perhitungan Kapasitas Momen



Gambar 5.20 Gambar Penampang Girder dengan posisi tendon terpasang

Gambar 5.20 (kiri) adalah posisi tendon pada ujung bentang, sedangkan 5.20 (kanan) adalah posisi tendon pada tengah bentang. Kapasitas momen girder prategang ini digunakan untuk mencari kekuatan beton prategang dengan mencari momen nominal dan momen ultimit yang akan dibandingkan dengan momen ultimit akibat beban, akan ditinjau dengan berdasarkan RSNI T-12-2004. Girder prategang diasumsikan tanpa tulangan non-prategang tarik dan tanpa tulangan non-prategang tekan, sehingga faktor ω' dan ω yang merupakan faktor rasio tulangan tarik dan tekan diabaikan atau sama dengan nol. Dalam RSNI T-12-2004 faktor γ_p yang merupakan faktor tipe prategang juga diperhitungkan. Tendon yang terpasang pada girder (Gambar 5.20) menggunakan struktur tendon prategang

dengan lekatan penuh, sehingga menurut RSNI T-12-2004 persamaan yang dapat digunakan adalah sebagai berikut.

1. Tendon 1 (C_1)

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned}\rho_p &= \frac{A_p}{b \times d_p} \\ &= \frac{(0,25 \times \pi \times 12,7^2) \times 6}{700 \times 1875} \\ &= 0,000579\end{aligned}$$

dimana :

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

Faktor pengaruh tipe prategang (γ_p), (didapat dari bab 3.10.5)

$$f_y / f_p = 0,9 \geq 0,9 \rightarrow \gamma_p = 0,28$$

Sehingga tegangan pada tendon kondisi terikat (f_{ps}) adalah sebagai berikut,

$$f_{ps} = f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right]$$

dimana :

f_p = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan (MPa)

β = konstanta kuat tekan beton (Pada bab 3.10.1)

$$= 1840 \times \left[1 - \frac{0,28}{0,69} \left(0,000579 \times \frac{1840}{41,5} + 0 \right) \right]$$

$$= 1820,8321 \text{ MPa}$$

Dari tegangan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned}T_p &= A_p \times f_{ps} \\ &= 760,0612 \times 1820,8321 \\ &= 1383943,831 \text{ N} = 1383,9438 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Tendon 2, 3, dan 4 (C₂, C₃, dan C₄)

Rasio tulangan prategang,

$$\begin{aligned}\rho_p &= \frac{A_p}{b \times d_p} \\ &= \frac{(0,25 \times \pi \times 12,7^2) \times 19}{700 \times 2000} \\ &= 0,00172\end{aligned}$$

Faktor pengaruh tipe prategang,

$$f_y / f_p = 0,9 \geq 0,9 \rightarrow \gamma_p = 0,28$$

Sehingga tegangan pada tendon kondisi terikat adalah sebagai berikut,

$$\begin{aligned}f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1840 \left[1 - \frac{0,28}{0,69} \left(0,00172 \frac{1840}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1783,059 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dari tegangan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned}T_p &= A_p \times f_{ps} \\ &= 2406,860 \times 1783,059 \\ &= 4291573,385 \text{ N} = 4291,5734 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tendon C₂, C₃, dan C₄ memiliki properties yang sama dan posisi yang sama jika ditinjau secara vertikal. Oleh karena itu, penghitungan kapasitas momen tiga tendon tersebut dilakukan cukup sekali saja.

Momen Nominal (M_n)

$$\begin{aligned}M_n &= T_p \left[d_p - \frac{\beta \times c}{2} \right] \\ &= 3 \times \left(4291,5734 \left[2 - \frac{0,69 \times 1,08805}{2} \right] \right) + 1383,9438 \left[1,875 - \frac{0,69 \times 1,08805}{2} \right] \\ &= 22991,9569 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$M_u = 0,8 \times M_n$$

$$= 18393,5656 \text{ kNm}$$

Tabel 5.16 Kontrol Momen Ultimit

Beban	Faktor Beban	Momen (kNm)	Keadaan Ultimit (Kombinasi)		
			1	2	3
Berat Sendiri (MS)	1,2	4990,896	5898,08	5898,08	5898,08
Beban Mati Tambahan (MA)	2,0	344,1	688,20	688,20	688,20
Beban Lalu Lintas (TD)	1,8	4182,85	7529,13	7529,13	7529,13
Gaya Rem (TB)	1,8	125	225	225	-
Beban Angin	1,2	600,6857	720,82	-	-
Beban Gempa	1,0	3757,528	-	-	3757,528
Mu			15152,23	14431,141	17963,93
ϕM_n			18393,5656	18393,5656	18393,5656
Keterangan			Aman	Aman	Aman

5.5 Perhitungan Lendutan Girder

Perhitungan lendutan girder terdiri dari lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang. Lendutan jangka pendek, adalah defleksi langsung yang diakibatkan oleh beban. Lendutan jangka panjang adalah lendutan yang diakibatkan beban yang bekerja terus menerus dalam jangka waktu tahunan, yang menyebabkan deformasi menerus akibat perubahan sifat-sifat material beton prategang.

5.5.1. Lendutan Jangka Pendek

Lendutan jangka pendek diperhitungkan dari beban pada perhitungan sebelumnya. Terdiri dari lendutan ke atas (camber) terdiri dari keadaan awal transfer, akibat prestress, dan akibat LOP (*Loss Of Prestress*) dan lendutan ke bawah akibat beban

1. Lendutan Pada Keadaan Awal Transfer

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *I girder* prategang,

$$e_s = 0,8920 \text{ m}$$

$$\text{Momen inersia tampang } I \text{ girder, } I_x = 0,4140 \text{ m}^4$$

$$\text{Gaya prategang awal, } P_t = 8000 \text{ kN}$$

Momen maksimal akibat berat sendiri balok, $M_{BS} = 3447,49$ kNm

Modulus elastis beton, $E_c = 30277632$ kPa

Panjang bentang jembatan, $L = 40$ m

$$\begin{aligned} Q_{PT} &= 8.P_t \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8.8000 \cdot \frac{0,8920}{40^2} = 35,6780 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_{BS}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{3447,49}{40^2} = 17,2374 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-35,6780 + 17,2374) \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} = -0,0490 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Lendutan Setelah *Loss of Prestress*

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *I girder* prategang,

$$e_s = 0,8920 \text{ m}$$

Momen maksimal akibat berat sendiri, $M_T = 4990,8962$ kNm

Gaya efektif, $P_{eff} = 6598,0694$ kN

$$\begin{aligned} Q_{peff} &= 8.P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8.6598,0694 \cdot \frac{0,8920}{40^2} = 29,4276 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_T}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{4990,8962}{40^2} = 24,9545 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{peff} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(29,4258 + 24,9545) \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} = -0,0119 \text{ m}$$

3. Lendutan pada Girder Akibat Beban

a. Lendutan Akibat Berat Sendiri (M_S)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{MS} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{35,77 \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} = 0,0967 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (M_A)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{MA} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{1,7205 \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} = 0,0045 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Lendutan Akibat *Prestress* (PR)

$$\begin{aligned} Q_{eff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 6598,0694 \cdot \frac{0,8920}{40^2} = 29,4257 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-Q_{eff} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-29,4257 \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} = -0,0782 \text{ m} \end{aligned}$$

d. Lendutan Akibat Rangkak

1) Lendutan Akibat Rangkak

Lendutan setelah *loss of prestress*, $\delta_1 = -0,0119 \text{ m}$

Lendutan saat transfer, $\delta_2 = -0,0490 \text{ m}$

Lendutan akibat rangkak, $\delta_3 = 0,0371 \text{ m}$

2) Superposisi Akibat Rangkak

$$\delta = -0,0119 - 0,0490 = 0,0371 \text{ m}$$

e. Lendutan akibat Beban Lajur "D" (TD)

$$PTD = 126,91 \text{ kN (didapat dari bab 5.2.3)}$$

$$QTD = 14,56875 \text{ kN/m (didapat dari bab 5.2.3)}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{TD} \cdot L^3}{(Ec \cdot I_x)} + \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{TD} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{1}{48} \cdot \frac{126,91 \cdot 40^3}{(30277632 \cdot 0,4140)} + \frac{5}{384} \cdot \frac{14,56875 \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} \\ &= 0,0562 \text{ m} \end{aligned}$$

f. Lendutan akibat Beban Rem (TB)

$$PTB = 25 \text{ kN (didapat dari bab 5.2.4)}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{TB} \cdot L^3}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{1}{48} \cdot \frac{25 \cdot 40^3}{(30277632 \cdot 0,4140)} \\ &= 0,00266 \text{ m} \end{aligned}$$

g. Lendutan akibat Beban Angin (EW)

$$Q_{EW} = 0,751 \text{ kN/m (didapat dari bab 5.2.5)}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EW} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,751 \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} \\ &= 0,0020 \text{ m} \end{aligned}$$

h. Lendutan akibat Beban Gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 22,7458 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EQ} \cdot L^4}{(Ec \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{22,7458 \cdot 40^4}{(30277632 \cdot 0,4140)} \\ &= 0,0605 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil lendutan yang terjadi pada *I girder* yang dapat dilihat pada tabel 5.17

Tabel 5.17 Lendutan Pada *I Girder*

Beban	Lendutan
MS (mati)	0,0967 m
MA (mati tambahan)	0,0045 m
PR (Prategang)	-0,0855 m
SH (susut/rangkak)	0,0191 m
TD (lajur)	0,0562 m
TB (rem)	0,00266 m
EW (angin kendaraan)	0,0020 m
EQ (gempa)	0,0611 m
Transfer	-0,0490 m
LOP	-0,0119 m
Total	0,1266 m

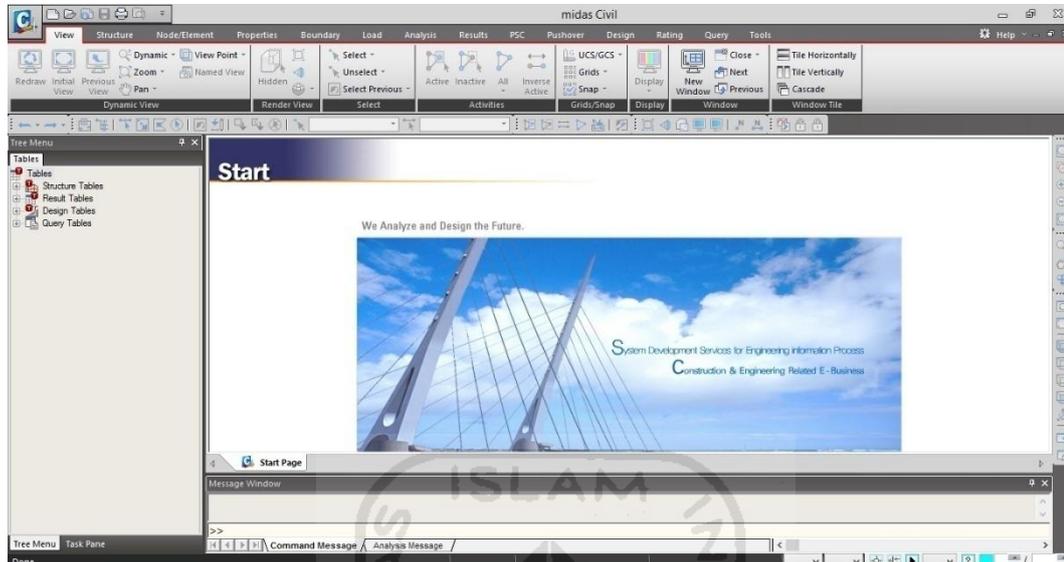
Total lendutan yang terjadi adalah $\delta_T = 0,126$ m (kebawah)

Lendutan maksimum yang diijinkan menurut SNI 7833-2012, untuk lantai yang disatukan dengan komponen non-struktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar, memiliki batas lendutan $\delta = L/240 = 40/240 = 0,1667$ m $>$ $\delta_T = 0,126$ m (aman)

5.5.2. Lendutan Jangka Panjang

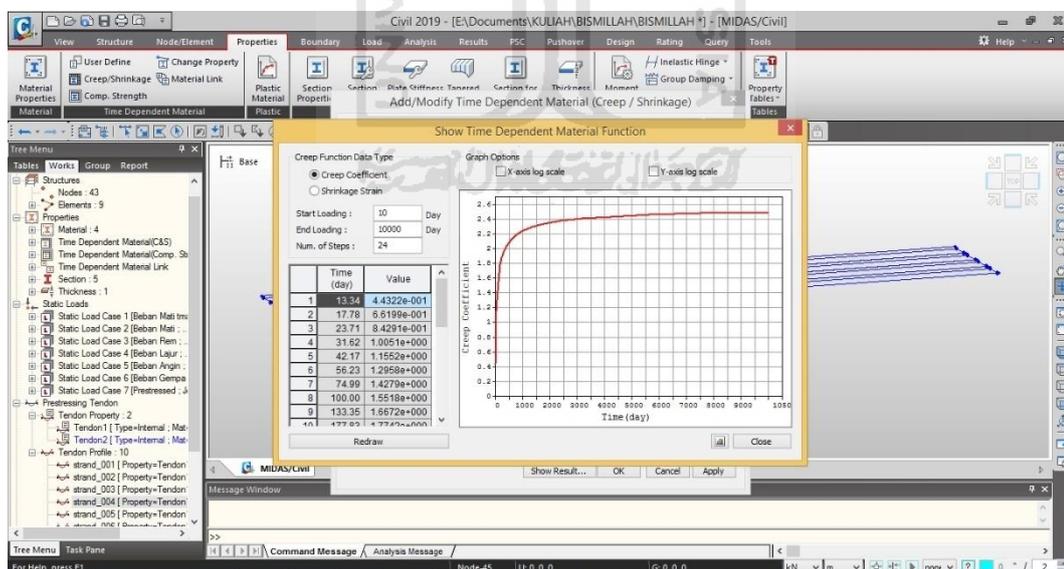
Lendutan jangka panjang pada dasarnya disebabkan oleh beban yang bekerja terus menerus dalam jangka waktu tahunan, yang menyebabkan deformasi menerus akibat perubahan sifat-sifat material beton prategang. Lendutan jangka panjang dilakukan dengan bantuan aplikasi Midas Civil yang kemudian akan menghasilkan koefisien rangkak (*creep coefficient*) dan regangan susut (*Shrinkage Strain*). Pada aplikasi Midas Civil, dalam mencari koefisien rangkak dan regangan susut sebelumnya ditentukan waktu/umur rencana struktur jembatan tersebut (*end*

loading), sedangkan waktu mulai (*start loading*) adalah waktu mulai diberikan pembebanan. Tampilan midas civil seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.21 Tampilan Midas Civil

Hasil koefisien rangkak yang didapat dari program analisis Midas Civil.



Gambar 5.22 Tampilan Koefisien Rangkak

1. Koefisien Rangkak (*creep coefficient*)

Lendutan jangka panjang akibat koefisien rangkak dapat ditentukan dengan rumus seperti pada bab 3 (3.62) :

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{t^{0,6}}{(10+t^{0,6})} \right) \times C_u$$

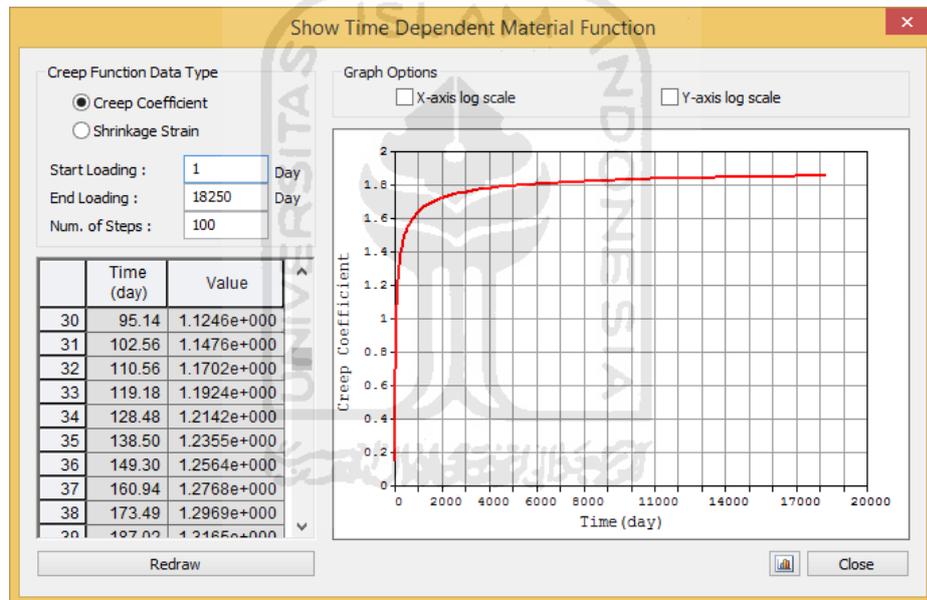
dimana :

C_u = Koefisien rangkak didapat dari bantuan aplikasi Midas Civil

ε_e = Regangan elastis/Lendutan jangka pendek

ε_{cct} = Lendutan jangka panjang akibat koefisien rangkak

a. Lendutan Jangka Panjang durasi 5 Tahun



Gambar 5.23 Hasil Koefisien Rangkak

untuk koefisien rangkak (c_u) pada waktu 1825 hari (5 tahun) dilakukan dengan interpolasi antara 1889,39 hari dan 1918,16 hari.

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{1825^{0,6}}{(10+1825^{0,6})} \right) \times 2,3393 = 2,1066$$

$$\varepsilon_{cct} = (2,1066 \cdot 0,156) = 0,3286 \text{ m}$$

b. Lendutan Jangka Panjang durasi 10 Tahun

untuk koefisien rangkak (c_u) pada waktu 3650 hari (10 tahun) dilakukan dengan interpolasi antara 3497.72 hari dan 3770.49 hari.

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{3650^{0,6}}{(10+3650^{0,6})} \right) \times 2,4172 = 2,1767$$

$$\varepsilon_{cct} = (2,1767 \cdot 0,156) = 0,3396 \text{ m}$$

c. Lendutan Jangka Panjang durasi 25 Tahun

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{9125^{0,6}}{(10+9125^{0,6})} \right) \times 2,4875 = 2,3871$$

$$\varepsilon_{cct} = (2,3871 \cdot 0,156) = 0,3724 \text{ m}$$

d. Lendutan Jangka Panjang durasi 50 Tahun

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{18250^{0,6}}{(10+18250^{0,6})} \right) \times 2,5247 = 2,4565$$

$$\varepsilon_{cct} = (2,4565 \cdot 0,156) = 0,3832 \text{ m}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil lendutan jangka panjang yang terjadi pada *I girder* akibat regangan susut, yang dapat dilihat pada tabel 5.18

Tabel 5.18 Lendutan Jangka Panjang Akibat Rangkak pada *I Girder*

Durasi	Lendutan Rangkak (m)
5 Tahun	0,3286
10 Tahun	0,3396
25 Tahun	0,3724
50 Tahun	0,3832

2. Regangan Susut (*Shrinkage Strain*)

Lendutan jangka panjang akibat regangan susut dapat ditentukan dengan rumus seperti pada bab 3 (3.63 dan 3.65) :

$$\delta_{sh} = \beta \kappa_{sh} L^2$$

$$\kappa_{sh} = \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h}$$

dimana :

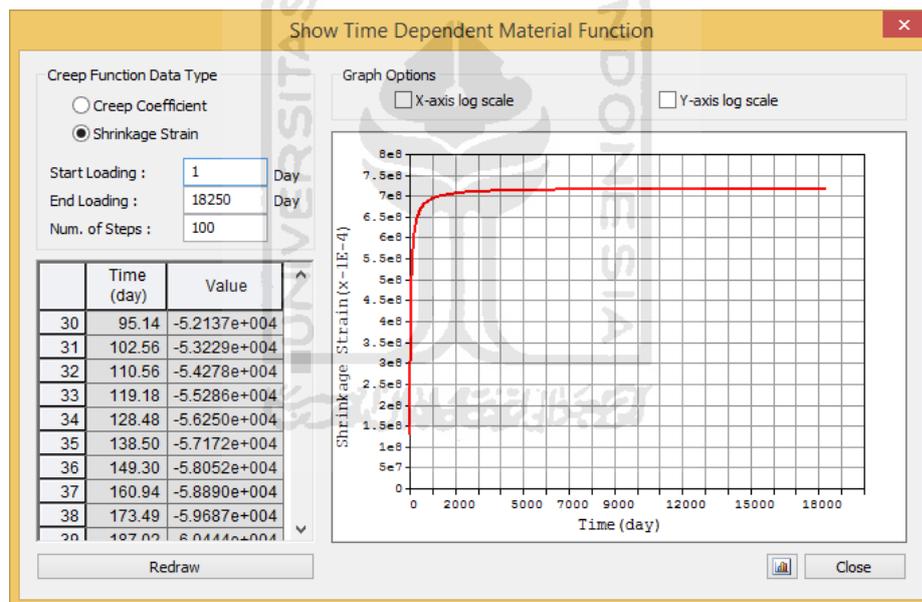
ε_{sh} = Koefisien regangan susut yang didapat dari aplikasi Midas Civil

h = tinggi penampang

β = faktor dari kondisi tumpuan (seperti pada bab 3.11.3)

δ_{sh} = Lendutan jangka panjang akibat regangan susut

a. Lendutan Jangka Panjang durasi 5 Tahun



Gambar 5.24 Hasil Koefisien Regangan Susut

$$\kappa_{sh} = \frac{0,5 \times 0,0012721}{2,1} = 0,0003029$$

$$\delta_{sh} = 0,09 \times 0,0003029 \times 40^2 = 0,0436 \text{ m}$$

b. Lendutan Jangka Panjang durasi 10 Tahun

$$\kappa_{sh} = \frac{0,5 \times 0,0012835}{2,1} = 0,0003056$$

$$\delta_{sh} = 0,09 \times 0,0003056 \times 40^2 = 0,0440 \text{ m}$$

c. Lendutan Jangka Panjang durasi 25 Tahun

$$\kappa_{sh} = \frac{0,5 \times 0,0012908}{2,1} = 0,0003073$$

$$\delta_{sh} = 0,09 \times 0,0003073 \times 40^2 = 0,0442 \text{ m}$$

d. Lendutan Jangka Panjang durasi 50 Tahun

$$\kappa_{sh} = \frac{0,5 \times 0,0012935}{2,1} = 0,0003080$$

$$\delta_{sh} = 0,09 \times 0,0003073 \times 40^2 = 0,04435 \text{ m}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil lendutan jangka panjang yang terjadi pada *I girder* akibat regangan susut, yang dapat dilihat pada tabel 5.19

Tabel 5.19 Lendutan Jangka Panjang Akibat Regangan Susut pada *I Girder*

Durasi	Lendutan Regangan Susut (m)
5 Tahun	0,0436
10 Tahun	0,0440
25 Tahun	0,0442
50 Tahun	0,0443

Sehingga didapat nilai untuk lendutan jangka panjang total yang didapatkan dari nilai Lendutan regangan susut ditambah lendutan rangkai dikurangi lendutan arah atas (*camber*) dapat dilihat pada tabel 5.20 di bawah ini

Tabel 5.20 Lendutan Total Jangka Panjang

Durasi	Lendutan Regangan Susut (m)	Lendutan Rangkak (m)	Lendutan arah atas (m)	Lendutan total (m)
5 Tahun	0,0436	0,3286	-0,1392	0,233
10 Tahun	0,0440	0,3396	-0,1392	0,2444
25 Tahun	0,0442	0,3724	-0,1392	0,2774
50 Tahun	0,0443	0,3832	-0,1392	0,2883



BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis struktur balok sederhana jembatan *prestressed concrete I girder* studi kasus Jembatan Lemah Abang ini, penampang yang telah diuraikan pada bab 5 di atas, dapat disimpulkan 3 hal berikut ini.

1. Hasil perhitungan kemampuan penampang beton terhadap beban yang bekerja, kapasitas momen ultimit harus memenuhi persyaratan yaitu memiliki nilai 0,8 dari momen nominal 22991,9569 kNm dan momen ultimit 18393,5656 kNm. Sedangkan Momen ultimit akibat pembebanan adalah 15152,23, 14431,141 dan 17963,93. Maka $0,8 M_n > M_u$ akibat pembebanan (Aman). Hasil analisis *prestressed concrete I girder* ini yaitu dengan luas penampang sebesar 0,7523 m², jumlah tendon 4 buah, jumlah strands 63 buah.
2. Hasil perhitungan lendutan seketika (*short term deflection*) total didapatkan sebesar 0,156 m (ke bawah) sedangkan lendutan yang diijinkan adalah $(\frac{L}{240})$ atau 0,167 m.
3. Hasil perhitungan jangka panjang (*long term deflection*) dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 25 Tahun, 50 Tahun. Menggunakan bantuan program Midas Civil, nilai lendutan jangka panjang berdasar koefisien rangkai dan regangan susut didapatkan hasil 0,233 m 0,244 m 0,2774 m 0,2883 m.

Hasil ini melebihi lendutan yang diijinkan $(\frac{L}{240})$ atau 0,167 m.

6.2. Saran

Berdasarkan kesimpulan di atas, hasil analisis kekuatan dan lendutan jangka panjang terhadap Jembatan Lemah Abang ini, didapatkan nilai lendutan jangka panjang yang kurang memenuhi ijin maka perlu dilakukan perawatan secara

berkala atau *maintenance* jembatan terkait nilai lendutan jangka panjang yang timbul akibat koefisien rangkai, dan regangan susut.



DAFTAR PUSTAKA

- American Concrete Institute. 2008. *ACI-209 Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*. American Concrete Institute. Farmington Hills. United States of America.
- Budiadi, A. 2008. *Desain Praktis Beton Prategang*. Andi Offset. Yogyakarta
- Aboe, A.K. 2006. *Beton Prategang*. Yogyakarta: Andi Offset.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 2004. *Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 2008. *Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2933:2008*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 2008. *Standar Pembebanan Untuk Jembatan SNI 1725:2016*, Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Lin T.Y., Burns Ned H. 2000. *Disain Struktur Beton Prategang Jilid 1 dan 2 terjemahan* Mediana Sianipar. Interaksa.
- Nawy, E.G. 2001. *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar jilid 1 dan 2 terjemahan* oleh Bambang Suryoatmono. Erlangga.
- Fanourakis, G. C. dan Ballim, Y. 2003. Predicting Creep Deformation of Concrete A Comparison of Results From Different Investigations. *Journal of 11th FIG Symposium on Deformation Measurements*. Santorini Greece.
- G, Viktor. B, Darius. K, Rimantas. K, Gintaris. dan T, Liuis. 2012. Long Term Deflections of Reinforced Concrete Elements: Accuracy Analysis of Predictions by Different Methods. *Journal of Springer Science and Business Media*. Lithuania, Spain.
- Supriyadi, B. dan Agus, S.M. 2007. *Jembatan edisi pertama*. Beta Offset. Jakarta
- VSL (Vorspann System Losinger). 2018. *VSL Post Tensioning Solutions*. http://www.vsl.com/download.php?brochure_cat=post-tensioning-strand-systems&getfile=vsl-post-tensioning-solutions.pdf. Diakses pada 18 Januari 2020 (brosur).

