

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN KAPASITAS STRUKTUR
BETON PRATEGANG PENAMPANG PCI GIRDER DENGAN
PCU GIRDER (STUDI KASUS PROYEK PEMBANGUNAN KA
ELEVATED SOLO BALAPAN – KADIPIRO FASE 1
STA.105+950 S/D STA.106+070)**

***COMPARATIVE ANALYSIS OF THE PRESTRESSED
CONCRETE STRUCTURE CAPACITY OF PCI GIRDER WITH
PCU GIRDER SECTION (CASE STUDY OF THE ELEVATED
RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT OF SOLO BALAPAN –
KADIPIRO PHASE 1 STA.105+950 TO STA.106+070)***

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



IRKHAM NOFIYANTO

19511132

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2024**

LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS PERBANDINGAN KAPASITAS STRUKTUR
BETON PRATEGANG PENAMPANG *PCI GIRDER* DENGAN
PCU GIRDER (STUDI KASUS PROYEK PEMBANGUNAN KA
ELEVATED SOLO BALAPAN – KADIPIRO FASE 1
STA.105+950 S/D STA.106+070)**

***COMPARATIVE ANALYSIS OF THE PRESTRESSED
CONCRETE STRUCTURE CAPACITY OF PCI GIRDER WITH
PCU GIRDER SECTION (CASE STUDY OF THE ELEVATED
RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT OF SOLO BALAPAN –
KADIPIRO PHASE 1 STA.105+950 TO STA.106+070)***

Disusun oleh

Irkham Nofiyanto
19511132

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

Diuji pada tanggal 22 Mei 2024

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing


Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.
NIK: 185111302

Penguji I


Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T. Ph.D
NIK: 095110101

Penguji II


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

Mengesahkan

Ketua Program Studi Teknik Sipil


Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D
NIK: 095110101

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 hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian 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, Rabu 22 Mei 2024

Yang membuat pernyataan



Irkham Nofiyanto

(19511132)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “ *Analisis Perbandingan Kapasitas Struktur Beton Prategang Penampang PCI Girder dengan PCU Girder (Studi Kasus Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Sta.105+950 s/d 106+070)*”. 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. Bapak Malik Mushthofa, S.T., M.Eng. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir, terimakasih atasbimbingan, nasehat dan segala dukungan baik moral maupun non moral yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan tugas akhir ini,
2. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T. Ph.D selaku Dosen Penguji I yang telah memberikan masukan dan saran dalam penelitian Tugas Akhir ini.
3. Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II yang telah memberikan masukan dan saran dalam penelitian Tugas Akhir ini.
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T M.T., Ph.D. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
5. Seluruh dosen dan pengajar Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah.
6. PT. Rayakonsult selaku konsultan perencana yang telah memberikan kesempatan untuk melakukan penelitian di Proyek Jalur KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro
7. Kedua orang tua, Bapak Muhyidin dan Ibu Wardanah yang telah memberikan dukungan dan do’a nya.
8. Saudara – saudara saya Mufti Darmawan, Isna Afitasari, dan Moh Milhaq Audak

yang telah memberikan dukungan dan do'a nya

9. Teman seperjuangan saya Taufiq, Maul, Najma, Amanda, Widya, Faiz yang telah menghibur dan memberi dukungan kepada saya.

Yogyakarta, Rabu 22 Mei 2024

Yang membuat pernyataan

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Irkham Nofiyanto', written in a cursive style.

Irkham Nofiyanto

(19511132)

DAFTAR ISI

Lembar Pengesahan	II
Pernyataan Plagiasi	III
Kata Pengantar	IV
Daftar Isi	V
Daftar Tabel	X
Daftar Gambar	XIII
Daftar Notasi	XVI
Abstrak	XIX
<i>Abstract</i>	XX
BAB I Pendahuluan	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II Tinjauan Pustaka	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Penelitian Terdahulu	5
2.3 Penelitian Sekarang	8
2.4 Keaslian Penelitian	9
BAB III Landasan Teori	13
3.1 Tinjauan Umum	13
3.2 Struktur Jembatan	13
3.2.1 Klasifikasi Jembatan	14

3.3 Jembatan Beton Prategang	16
3.4 Beton Prategang	19
3.4.1 Kuat Tekan Beton Prategang	19
3.4.2 Kuat Tarik Beton Prategang	19
3.5 Baja Tulangan Prategang	20
3.5.1 Kuat Tarik Leleh Ekuivalen	20
3.5.2 Tegangan Ijin Kondisi Batas Layan	20
3.5.3 Tegangan Ijin Kondisi Transfer	20
3.5.4 Jenis Baja Prategang	21
3.6 Relaksasi Baja	22
3.7 Tulangan Non Prategang	23
3.8 Variasi Dimensi Penampang Girder	25
3.9 Tahapan Pembebanan	26
3.10 Pembebanan Menurut PM No.60 Tahun 2012 dan SNI 1725-2016	27
3.10.1 Beban Mati (DL)	28
3.10.2 Beban Mati Tambahan (MA)	31
3.10.3 Beban Hidup (LL)	34
3.10.4 Beban Kejut (Kj)	36
3.10.5 Beban Horizontal (Kj)	36
3.10.6 Beban Angin (EW)	37
3.10.7 Beban Lingkungan	38
3.10.8 Beban Gempa (EQ)	39
3.11 Struktur Balok Prategang	46
3.11.1 Analisis Penampang Balok <i>Prestressed</i>	46
3.12 Analisis Gaya Dalam	47
3.12.1 Analisis Lentur	48
3.12.2 Analisis Geser	49
3.12.3 Komponen Regangan Baja Prategang	49

3.12.4 Perkiraan Menurut RSNI T-12-2004	50
3.13 Kemampuan Layan Dan Lendutan	52
3.13.1 Ketentuan Kemampuan Layan	52
3.13.2 Lendutan Jangka Pendek	53
3.13.3 Lendutan Jangka Panjang	61
3.13.4 Kehilangan Prategang (<i>Lost Of Prestressed</i>)	65
BAB IV Metode Analisis	73
4.1 Tinjauan Umum	73
4.2 Data Sekunder	73
4.3 Data Struktur	74
4.4 Tahap Analisis	75
4.4.1 Analisis Pembebanan	78
4.4.2 Analisis Kemampuan Penampang dan Lendutan Jangka Pendek	78
4.4.3 Analisis Lendutan Jangka Panjang	79
BAB V Analisis Data	80
5.1 Data Teknis Jembatan	80
5.2 Perhitungan Pembebanan PCI Girder	81
5.2.1 Beban Mati PCI Girder (DL)	82
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	89
5.2.3 Beban Hidup (LL)	94
5.2.4 Beban Kejut (Kj)	99
5.2.5 Beban Horizontal (Hr)	100
5.2.6 Beban Angin (EW)	102
5.2.7 Beban Gempa (EQ)	105
5.3 Perhitungan Struktur PCI Girder	111
5.3.1 Perhitungan <i>Section Properties</i> Penampang PCI Girder	111
5.3.2 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas, dan Jumlah Tendon	115
5.3.3 Tata Letak Tendon	121

5.3.4 Kehilangan Gaya Prategang (<i>Lost Of Prestressed</i>)	132
5.3.5 Pemeriksaan Tegangan	136
5.3.6 Perhitungan Momen Kapasitas	140
5.3.7 Perhitungan Kapasitas Geser	148
5.3.8 Perhitungan Lendutan	148
5.4 Perhitungan Pembebanan PCU Girder	160
5.4.1 Beban Mati PCU Girder (DL)	160
5.4.2 Beban Mati Tambahan (MA)	166
5.4.3 Beban Hidup (LL)	171
5.4.4 Beban Kejut (Kj)	176
5.4.5 Beban Horizontal (Hr)	177
5.4.6 Beban Angin (EW)	178
5.4.7 Beban Gempa (EQ)	180
5.5 Perhitungan Struktur PCU Girder	188
5.5.1 Perhitungan <i>Section Properties</i> Penampang PCU Girder	188
5.5.2 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas, Dan Jumlah Tendon	192
5.5.3 Tata Letak Tendon	198
5.5.4 Kehilangan Gaya Prategang (<i>Lost Of Prestressed</i>)	209
5.5.5 Pemeriksaan Tegangan	213
5.5.6 Perhitungan Momen Kapasitas	217
5.5.7 Perhitungan Kapasitas Geser	224
5.5.8 Perhitungan Lendutan	225
5.6 Pembahasan	236
BAB VI Kesimpulan dan Saran	242
6.1 Kesimpulan	242
6.2 Saran	243
DAFTAR PUSTAKA	244
LAMPIRAN	246

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbedaan Antara Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Sekarang	10
Tabel 3. 1 Kawat-Kawat Untuk Beton Prategang	22
Tabel 3. 2 <i>Strand</i> Standar 7 Kawat Untuk Beton Prategang	22
Tabel 3. 3 <i>Strand</i> Standar 7 Kawat Untuk Beton Prategang	22
Tabel 3. 4 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	28
Tabel 3. 5 Massa Jenis Bahan	29
Tabel 3. 6 Massa Jenis Bahan	29
Tabel 3. 7 Massa Jenis Bahan	30
Tabel 3. 8 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan	30
Tabel 3. 9 Spesifikasi Tipe Rel Sesuai Kelas Jalan	31
Tabel 3. 10 Spesifikasi Tipe Rel Sesuai Kelas Jalan	31
Tabel 3. 11 Berat Jenis Bahan	33
Tabel 3. 12 Berat Jenis Bahan	34
Tabel 3. 13 Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (Rm 21)	35
Tabel 3. 14 Faktor Beban Akibat Rangkak Dan Susut	38
Tabel 3. 15 Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang	39
Tabel 3. 16 Faktor Amplifikasi Untuk P_g Dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a)	40
Tabel 3. 17 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_v)	40
Tabel 3. 18 Zona Gempa	42
Tabel 3. 19 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah	43
Tabel 3. 20 Faktor Modifikasi Respon (R) Hubungan Antar elemen Struktur	43
Tabel 3. 21 Kombinasi Beban Dan Faktor Beban	44
Tabel 3. 22 Koefisien Wobble Dan Koefisien Friksi	69
Tabel 3. 23 Koefisien Susut K_{sh}	71
Tabel 5. 1 Tabel Dimensi Konstruksi Jalan Rel	91

Tabel 5. 2 Nilai F_{PGA} Dan F_A	106
Tabel 5. 3 Nilai F_V	107
Tabel 5. 4 Kombinasi Beban	109
Tabel 5. 5 Section Properties PCI Girder Sebelum Komposit	111
Tabel 5. 6 Section Properties PCI Girder Setelah Komposit	113
Tabel 5. 7 Eksentrisitas Tendon	116
Tabel 5. 8 <i>Properties strand</i>	118
Tabel 5. 9 Jumlah Tendon Masing-Masing Baris	123
Tabel 5. 10 Momen Statis	124
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Posisi Tendon	125
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Lintasan Inti Tendon	126
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Posisi Masing-Masing Kabel (<i>Cable</i>)	129
Tabel 5. 14 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur	132
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang	136
Tabel 5. 16 Perhitungan Penampang Blok Tekan	145
Tabel 5. 17 Kontrol Momen Nominal Terhadap Kombinasi Momen <i>Ultimate</i>	147
Tabel 5. 18 Batas Lendutan Maksimum Jembatan Beton	153
Tabel 5. 19 Kombinasi Kontrol Lendutan Jangka Pendek	154
Tabel 5. 20 Koefisien Rangkak (C_u)	155
Tabel 5. 21 Koefisien Susut (K_{esh})	157
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Lendutan Jangka Panjang	159
Tabel 5. 23 Tabel Dimensi Konstruksi Jalan Rel	168
Tabel 5. 24 Nilai F_{PGA} Dan F_A	183
Tabel 5. 25 Nilai F_V	184
Tabel 5. 26 Kombinasi Beban	186
Tabel 5. 27 <i>Section Properties</i> PCU Girder Sebelum Komposit	188
Tabel 5. 28 <i>Section Properties</i> PCU Girder Setelah Komposit	190
Tabel 5. 29 Eksentrisitas Tendon	193
Tabel 5. 30 <i>Properties Strands</i>	195

Tabel 5. 31 Posisi Penyebaran Tendon	196
Tabel 5. 32 Jumlah Tendon Masing-Masing Baris	200
Tabel 5. 33 Momen Statis	200
Tabel 5. 34 Rekapitulasi Posisi Tendon	202
Tabel 5. 35 Rekapitulasi Lintasan Inti Tendon	203
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Posisi Masing-Masing Kabel (<i>Cable</i>)	206
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur	209
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang	213
Tabel 5. 39 Perhitungan Blok Tekan	222
Tabel 5. 40 Kontrol Momen Nominal Terhadap Kombinasi Momen <i>Ultimate</i>	223
Tabel 5. 41 Batas Lendutan Maksimum Jembatan Beton	229
Tabel 5. 42 Kombinasi Kontrol Lendutan Jangka Pendek	230
Tabel 5. 43 Koefisien Rangkak (C_u)	231
Tabel 5. 44 Koefisien Susut (K_{esh})	233
Tabel 5. 45 Rekapitulasi Lendutan Jangka Panjang	235

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Tegangan Serat Beton Balok Persegi Panjang pada Tendon Lurus	17
Gambar 3. 2 Tulangan Non-Prategang Pada Serat Atas Tengah Bentang	24
Gambar 3. 3 Tulangan Non-Prategang Pada Serat Atas Tepi Bentang	24
Gambar 3. 4 Tulangan Non-Prategang Menahan Lentur Saat Pengangkatan	24
Gambar 3. 5 Tulangan Non-Prategang Menahan Tekan	25
Gambar 3. 6 Tabel Variasi Dimensi Penampang PCU Girder	26
Gambar 3. 7 Variasi Dimensi Penampang PCU Girder	26
Gambar 3. 8 Beban Lateral Kereta	37
Gambar 3. 9 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah	41
Gambar 3. 10 Penampang, Regangan, Tegangan Aktual dan Idealisasi	48
Gambar 3. 11 Komponen Regangan Baja Prategang	49
Gambar 3. 12 Hubungan Beban – Defleksi Balok	54
Gambar 3. 13 Diagram Defleksi oleh Beban Elastis	56
Gambar 3. 14 Balok dengan Posisi Tendon Lurus	57
Gambar 3. 15 Balok dengan Posisi Tendon Berpola Trapesodial	57
Gambar 3. 16 Balok dengan Tendon Parabola	57
Gambar 3. 17 Balok dengan Posisi Tendon Parabola Eksentrisitas Bagian Angkur	58
Gambar 3. 18 Balok dengan Posisi Tendon Menyudut Eksentrisitas Pada Angkur	58
Gambar 3. 19 Balok dengan Posisi Tendon Lengkung Kemudian Lurus	59
Gambar 3. 20 Balok Pada Posisi Tendon Lengkung Kemudian Lurus Eksentrisitas	59
Gambar 3. 21 Mekanisme Kehilangan Prategang	65
Gambar 4. 1 Layout Titik Objek Penelitian	75
Gambar 4. 2 Flowchart Penulisan Tugas Akhir	77
Gambar 5. 1 Potongan Melintang Jembatan PCI Girder	80
Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan PCU Girder Rencana	81

Gambar 5. 3 Potongan Melintang Kode Bangun Diafragma	82
Gambar 5. 4 Potongan Melintang PCI Girder	84
Gambar 5. 5 Potongan Memanjang PCI Girder	84
Gambar 5. 6 Kode Bangun Penampang PCI Girder	85
Gambar 5. 7 Potongan Melintang Jembatan	87
Gambar 5. 8 Tampak Atas Slab	88
Gambar 5. 9 Potongan Melintang Konstruksi Jalan Rel	90
Gambar 5. 10 Konstruksi Bantalan Rel	93
Gambar 5. 11 Rencana Muatan 1921	95
Gambar 5. 12 Detail Arah Beban Angin	102
Gambar 5. 13 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)	105
Gambar 5. 14 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 Detik Di Batuan Dasar (S_s)	105
Gambar 5. 15 Peta Respons Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar (S_1)	106
Gambar 5. 16 Kode Bangun PCI Girder Sebelum Komposit	111
Gambar 5. 17 Kode Bangun PCI Girder Setelah Komposit	113
Gambar 5. 18 Eksentrisitas Tendon	116
Gambar 5. 19 Gaya Prategang Awal Dan Eksentrisitas Tendon	117
Gambar 5. 20 Posisi Tendon di Tengah Bentang	122
Gambar 5. 21 Posisi Tendon di Ujung Bentang	123
Gambar 5. 22 Skema Lintasan Inti Tendon	125
Gambar 5. 23 Posisi Tendon di Tumpuan	127
Gambar 5. 24 Posisi Tendon Pada Jarak X Dari Tumpuan	127
Gambar 5. 25 Grafik Lintasan Masing-Masing Tendon	130
Gambar 5. 26 Potongan Melintang Kode Bangun Diafragma	160
Gambar 5. 27 Potongan Melintang PCU Girder	162
Gambar 5. 28 Tampak Atas Slab	164
Gambar 5. 29 Potongan Melintang Konstruksi Jalan Rel	167
Gambar 5. 30 Konstruksi Bantalan Rel	170
Gambar 5. 31 Rencana Muatan 1921	172

Gambar 5. 32 Detail Arah Beban Angin	179
Gambar 5. 33 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (P_{GA})	182
Gambar 5. 34 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik Di Batuan Dasar (S_s)	182
Gambar 5. 35 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar (S_1)	183
Gambar 5. 36 Kode Bangun PCU Girder Sebelum Komposit	188
Gambar 5. 37 Kode Bangun PCU Girder Setelah Komposit	190
Gambar 5. 38 Ekesentrisitas Tendon	193
Gambar 5. 39 Posisi Tendon di Tengah Bentang	199
Gambar 5. 40 Posisi Tendon di Ujung Bentang	200
Gambar 5. 41 Skema Lintasan Inti Tendon	202
Gambar 5. 42 Posisi Tendon di Tumpuan	204
Gambar 5. 43 Posisi Tendon Pada Jarak X Dari Tumpuan	204
Gambar 5. 44 Grafik Lintasan Masing-Masing Tendon	207
Gambar 5. 45 Grafik Perbandingan Kebutuhan Penampang Girder	236
Gambar 5. 46 Grafik Perbandingan Kebutuhan Penampang Strand	238
Gambar 5. 47 Grafik Perbandingan Momen <i>Ultimate</i>	239
Gambar 5. 48 Grafik Perbandingan Lendutan Jangka Pendek	240
Gambar 5. 49 Grafik Perbandingan Lendutan Jangka Panjang	241

DAFTAR NOTASI

L	= Panjang jembatan, (m)
f	= tegangan serat, (kN/m ²)
P	= Gaya, (kN)
A_c	= Gaya tekan, (kN)
f'	= Tegangan serat atas, (kN/m ²)
M_{ms}	= Momen akibat berat sendiri, (kNm)
M_{DL}	= Momen akibat beban mati, (kNm)
M_{MA}	= Momen akibat beban mati tambahan, (kNm)
M_{LL}	= Momen Akibat Beban Hidup, (kNm)
I_g	= Inersia penampang, (m ⁴)
P_{ec}	= Gaya eksentrisitas tendon, (kN)
W_a	= Tahanan momen serat atas, (m ³)
W_b	= Tahanan momen serat bawah, (m ³)
E_c	= Modulus elastisitas beton, (kN/m ²)
f'_c	= Kuat tekan beton, (kN/m ²)
ϵ_t	= Regangan total
ϵ_e	= Regangan elastis
ϵ_c	= Regangan rangkai

ϵ_{sh}	= Regangan susut
F_{re}	= Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja prategang, (kN/m ²)
K_{re}	= Koefisien relaksasi
J	= Faktor waktu
C	= Faktor relaksasi
F_{sh}	= Kehilangan prategang akibat susut, (kN/m ²)
F_{cr}	= Kehilangan prategang akibat rangkai, (kN/m ²)
F_{cs}	= kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton, (kN/m ²)
E_Q	= Gaya gempa horizontal statis (kN)
f_{ci}	= Tegangan serat terluar tegangan tekan (saat transfer), (kN/m ²)
f_{ti}	= Tegangan serat terluar mengalami tarik (saat transfer), (kN/m ²)
f_{cs}	= Tegangan serat terluar mengalami tekan (saat layan), (kN/m ²)
f_{ts}	= Tegangan serat terluar mengalami tarik (saat layan), (kN/m ²)
f_{pu}	= Kuat tarik <i>ultimate</i> tendon prategang, (kN/m ²)
f_{py}	= Kuat leleh tendon prategang, (kN/m ²)
I_x	= Inersia penampang, (m ⁴)
A_c	= Luas penampang beton, (m ²)
A_{ps}	= Luas penampang tendon prategang, (m ²)
y_a	= Letak titik berat <i>girder</i> terhadap sisi atas, (m)
y_b	= Letak titik berat <i>girder</i> terhadap sisi bawah, (m)
H	= Tinggi penampang, (m)

P_t	= Gaya prategang awal, (kN)
d	= Diameter nominal <i>strand</i> , (m)
A_{st}	= Luas penampang nominal 1 <i>strand</i> , (m ²)
P_{bs1}	= Beban putus 1 <i>strand</i> , (kN)
$\emptyset$	= Faktor reduksi kekuatan
$n_{s\ min}$	= Jumlah <i>strand</i> minimal
nt	= Jumlah total tendon
N_s	= Jumlah <i>strand</i> dalam 1 tendon tiap baris
N_{st}	= Jumlah total <i>strand</i> tiap baris
P_0	= Persentase tegangan leleh yang timbul, (%)
P_j	= Gaya prategang saat <i>jacking</i> , (kN)
f_{pj}	= Tegangan tarik baja saat <i>jacking</i> , (kN/m ²)
R	= Rasio kehilangan prategang
LOP	= Kehilangan prategang, (kN/m ²)
P_{eff}	= Gaya prategang efektif, (kN)
$c.g.c$	= <i>center gravity concrete</i> (garis netral beton)
$c.g.s$	= <i>center gravity steel</i> (garis netral baja)
Δf_{pA}	= Kehilangan prategang akibat angkur, (kN/m ²)
Δf_{pF}	= Kehilangan prategang akibat gesekan pada tendon, (kN/m ²)
P_i	= Gaya prategang setelah LOP, (kN)
δ	= Lendutan (m)

ABSTRAK

Jembatan adalah suatu struktur yang menghubungkan dua titik atau lebih yang bertujuan untuk melalui suatu rintangan seperti sungai, lembah, atau jalan raya. Jalur kereta api *elevated* antara Solo Balapan – Kadipiro Sta.105 + 950 s/d Sta 106+070 merupakan rel layang yang menggunakan beton prategang tipe penampang *PCI girder* sebagai struktur atas dengan bentang 40 meter. Hal tersebut menarik perhatian penulis untuk melakukan suatu kajian perbandingan menggunakan *PCU girder*, karena belum banyak penelitian terdahulu yang membahas terkait perbandingan dari kedua penampang tersebut pada studi kasus jembatan kereta api. Perbandingan tersebut ditinjau berdasarkan kapasitas struktur dan *serviceability* dari aspek lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang. Penelitian ini menggunakan 2 variasi penampang, yaitu *PCI girder* dengan tinggi H-2,1 m dan *PCU girder* dengan tinggi H-1,85 m, dan panjang bentang 40 m. Dari hasil analisis kapasitas struktur yang sudah dilakukan Momen *ultimate* dari penampang *PCI girder* sebesar 30794,85 kNm, dan momen nominal reduksi yang tersedia sebesar 34031,34 kNm. Sedangkan Momen *ultimate* dari penampang *PCU girder* sebesar 53664,02 kNm, dan momen nominal reduksi yang tersedia sebesar 66435,24 kNm. Hasil perhitungan momen kapasitas yang telah dilakukan sudah memenuhi persyaratan, bahwa perbandingan nilai momen nominal reduksi lebih besar dari momen *ultimate* ($\phi M_n > M_u$). Hasil perhitungan lendutan jangka pendek (*short term deflection*) dari penampang *PCI girder* didapatkan 0,0150 m, sedangkan dari penampang *PCU girder* didapatkan 0,01405 m. Dari hasil analisis lendutan jangka pendek di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin. Hasil lendutan jangka panjang (*long term deflection*) yang dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 20 Tahun, 50 Tahun, dan 70 Tahun untuk penampang *PCI girder* berturut-turut sebesar 0,0321 m, 0,0331 m, 0,0338 m, 0,0344 m, dan 0,0346 m, sedangkan untuk penampang *PCU girder* berturut-turut sebesar 0,03109 m, 0,03206 m, 0,03272 m, 0,03328 m, 0,03342 m. Dari hasil analisis lendutan jangka panjang telah memenuhi spesifikasi, bahwa lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin.

Kata kunci : girder, tendon, lendutan.

ABSTRACT

A bridge is a structure that connects two or more points with the aim of crossing an obstacle such as a river, valley or highway. The elevated railway line between Solo Balapan – Kadipiro Sta.105 + 950 to Sta 106+070 is an elevated railway that uses prestressed concrete type PCI girder sections as the upper structure with a span of 40 meters. This attracted the attention of the author to carry out a comparative study using PCU girders, because not many previous studies have discussed the comparison of these two parts in case studies of railway bridges. This comparison is reviewed based on structural capacity and serviceability from the aspects of short-term deflection and long-term deflection. This research uses 2 cross-sectional variations, namely PCI girder with a height of H-2,1 m and PCU girder with a height of H-1,85 m, and a span length of 40 m. From the results of the structural capacity analysis that has been carried out, the ultimate moment of the PCI girder cross section is 30794,85 kNm, and the nominal reduction moment available is 34031,34 kNm. Meanwhile, the ultimate moment of the PCU girder cross section is 53664,02 kNm, and the nominal reduction moment available is 66435,24 kNm. The results of the capacity moment calculations that have been carried out have met the requirements, that the calculation of the moment value meets the nominal reduction greater than the ultimate moment ($\phi M_n > M_u$). The results of calculating the short term deflection of the PCI girder cross section were obtained at 0,0150 m, while from the cross section of the PCU girder, it is obtained 0,01405 m. From the results of the short-term deflection analysis above, it is said to be safe because the deflection that occurs does not exceed the permitted deflection. The results of long-term deflections carried out over a period of 5 years, 10 years, 20 years, 50 years and 70 years for the PCI girder cross section are respectively 0,0321 m, 0,0331 m, 0,0338 m, 0,0344 m, and 0,0346 m. Meanwhile, the PCU girder cross-sections are 0,03109 m, 0,03206 m, 0,03272 m, 0,03328 m, 0,03342 m, respectively. From the results of the long-term deflection analysis, it has met the specifications, that the deflection that occurs does not exceed the permit deflection.

Keywords : girder, tendon, deflection.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan adalah suatu struktur yang menghubungkan dua titik atau lebih yang bertujuan untuk melalui suatu rintangan seperti sungai, lembah, atau jalan raya. Tujuan utama jembatan adalah untuk menyediakan jalur yang aman dan stabil bagi pejalan kaki, kendaraan, dan rel kereta api untuk melintasi rintangan alam atau buatan. Jembatan dapat dibuat dari berbagai macam bahan, antara lain beton, baja, batu, kayu, atau kombinasi bahan-bahan tersebut. Model dan ukuran jembatan sangat bervariasi tergantung pada lingkungan dan beban. Ada beberapa jenis jembatan yang umum, antara lain jembatan gantung, jembatan kabel, jembatan lengkung, dan jembatan gelagar (Arturo, dkk, 2020).

Beton prategang adalah teknologi konstruksi beton yang menggabungkan dua material berkualitas tinggi yaitu beton dan baja, dengan cara menarik baja dan menahannya di dalam beton sehingga memberikan tegangan pada beton. Kombinasi kedua material ini meningkatkan kinerja yang lebih baik, sehingga kuat tarik beton meningkat seiring dengan pemberian tekanan, namun tidak mengurangi kuat tekannya. Sehingga dari kombinasi kedua material tersebut menjadikan beton prategang sebagai kombinasi yang ideal (Rahmadhani, 2017).

Lendutan pada balok prategang dipengaruhi oleh kombinasi gaya prategang dan beban luar, serta lamanya pembebanan. Gaya prategang akan menyebabkan anti-lendutan (*camber*), sementara beban luar akan menyebabkan lendutan. Secara umum, lendutan dapat dibedakan menjadi dua bagian, yaitu lendutan jangka pendek yang terjadi segera setelah beban bekerja, dan lendutan jangka panjang yang terjadi setelah perkembangan waktu. Lendutan jangka panjang pada balok banyak ditentukan oleh

parameter-parameter yang tergantung pada waktu, seperti rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*) pada beton, serta relaksasi (*relaxation*) pada baja prategang (Budiadi, 2008).

Jalur kereta api *elevated* antara Solo Balapan – Kadipiro Sta.105 + 950 s/d Sta 106+070 merupakan rel layang yang menggunakan beton prategang tipe penampang *PCI girder* sebagai struktur atas dengan bentang 40 meter. Hal tersebut menarik perhatian penulis untuk melakukan suatu kajian perbandingan menggunakan *PCU girder*, karena belum banyak penelitian terdahulu yang membahas terkait perbandingan dari kedua penampang tersebut pada studi kasus jembatan kereta api. Perbandingan tersebut ditinjau berdasarkan kapasitas struktur dan *serviceability* dari aspek lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan kapasitas struktur dan *serviceability* antara *PCI Girder* dan *PCU Girder* dengan studi kasus Sta. 105+950 s/d 106+070 *double track Elevated* Solo Balapan – Kadipiro Fase 1. Aspek kapasitas struktur tersebut antara lain yaitu momen kapasitas, dan kapasitas geser. Kemudian adapun dari sisi *serviceability* sebagaimana disebutkan sebelumnya antara lain terkait dengan aspek lendutan. Studi ini diharapkan dapat menjadi sumbangan pada praktik keinsinyuran jembatan kereta api dengan struktur atas beton prategang.

1.2 Rumusan Masalah

Perumusan umum yang dikaji berdasarkan latar belakang diatas adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana perbandingan kapasitas struktur *PCI Girder* dengan *PCU Girder* terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur jembatan?
2. Bagaimana perbandingan *serviceability* *PCI Girder* dengan *PCU Girder* dari aspek lendutan jangka pendek maupun jangka panjang?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah dikemukakan, maka tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui perbandingan kapasitas struktur *PCI Girder* dengan *PCU Girder* terhadap beban yang bekerja pada jembatan kereta api.
2. Mengetahui perbandingan *serviceability PCI Girder* dengan *PCU Girder* dari aspek lendutan jangka pendek maupun jangka panjang.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dari menjalankan penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Bagi Pelaksana
Sebagai bahan masukan, informasi untuk memperhatikan pemilihan penampang *PCI Girder* dan *PCU Girder* pada berbagai proyek jembatan
2. Bagi Peneliti
Dapat mengaplikasikan secara nyata ilmu pengetahuan yang telah diperoleh dari bangku kuliah

1.5 Batasan Penelitian

Untuk memfokuskan penelitian dan memperjelas penyelesaian sehingga mudah dipahami dan penyusunannya lebih terarah, maka dilakukan pembatasan masalah sebagai berikut:

1. Penelitian ini dilakukan di Proyek Pembangunan KA *Elevated* antara Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d Sta.106+070) dengan kelas jalan kelas I, *double track*, dan tipe *continuous beam*.
2. Dalam penelitian ini penampang beton prategang yang menjadi objek studi adalah *PCI Girder* dan *PCU Girder*.

3. Perhitungan terkait dengan kapasitas struktur dan *serviceability* akibat faktor lendutan jangka pendek maupun jangka panjang pada *PCI girder* dan *PCU girder* dengan bantuan program Microsoft Excel.
4. Analisis hanya meliputi gelagar (*girder*) jembatan dengan spesifikasi peraturan sebagai berikut.
 - a. Untuk Pembebanan jembatan menggunakan spesifikasi SNI 1725-2016, untuk pembebanan jalan rel menggunakan spesifikasi PM-No.60-2012, untuk analisa beban gempa pada jembatan menggunakan spesifikasi SNI 2833-2016.
 - b. Analisis Struktur Beton untuk Jembatan mengacu pada RSNI T-12-2004 tentang perancangan struktur beton untuk jembatan.
4. Dimensi *PCU girder* mengacu pada Katalog Wika Beton.
5. Sistem prategang pada studi ini ditentukan sebagai paska tarik (*post tension*)
6. Analisis hanya meliputi tulangan prategang.
7. Dimensi jembatan sebagai berikut.
 - a. Panjang bentang : 40 m
 - b. Lebar jembatan : 12,3
8. Spesifikasi material *girder* yang digunakan meliputi.
 - a. Mutu *girder* $f'c$ 41,5 MPa untuk *PCI Girder* dan $f'c$ 50 MPa untuk *PCU Girder*
 - b. Mutu baja prategang fpy 1580 MPa, fpu 1860 MPa
 - c. Diameter *strand* 15,2 mm

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka atau disebut juga kajian pustaka (*literature review*) merupakan sebuah aktivitas untuk meninjau atau mengkaji kembali berbagai literatur yang telah dipublikasikan oleh akademisi atau peneliti lain sebelumnya terkait topik yang akan kita teliti (Soelistyarini, 2013). Pada bab sebelumnya sudah dibahas mengenai latar belakang penelitian sehingga terdapat tujuan dan manfaat dari penelitian. Selanjutnya pada bab ini akan diuraikan mengenai garis besar dari sebagian penelitian sebelumnya yang mendekati atau sejenis dengan penelitian sekarang, dan pada akhir bab akan diuraikan perbedaan antara penelitian yang sebelumnya dan penelitian yang sekarang.

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai struktur atas jembatan beton prategang telah banyak dilakukan sehingga memberikan banyak manfaat dan dapat menjadi referensi bagi penelitian ini. Untuk itu penulis mengambil referensi dari jurnal, maupun penelitian sebelumnya. Adapun diantaranya sebagai berikut.

1. Studi Perbandingan penggunaan Gelagar Beton Prategang Tipe I dan U Pada Jembatan Bentang Menengah

Penelitian yang dilakukan oleh Dedy Darwis pada Tahun 2016 dengan judul "Studi Perbandingan penggunaan Gelagar Beton Prategang Tipe I dan U Pada Jembatan Bentang Menengah". Penelitian ini bertujuan untuk merancang struktur atas jembatan yang aman terhadap beban yang bekerja pada konstruksi jembatan dengan

lebar badan jalan 7 m, lebar trotoar 1 m, dan panjang 40 m. Hasil perencanaan jembatan meliputi penggunaan gelagar berbentuk I-Girder dan U-Girder, dengan tebal slab 0,2 m dan tinggi penampang I-Girder 2,1 m serta U-Girder 1,85 m. Dalam penelitian ini, ditemukan bahwa kehilangan gaya prategang pada I-Girder adalah sebesar 32,825%, lebih kecil daripada U-Girder yang mencapai 34,5%. Baja prategang yang digunakan menggunakan *strand* 7 kawat sesuai dengan spesifikasi ASTM A-416, dan angkur VSL tipe E-55 digunakan dengan 4 tendon untuk I-Girder dan 8 tendon untuk U-Girder. Berat Struktur atas juga berperan penting dalam desain struktur bawah, dengan berat masing-masing 4062,33 kN untuk I-Girder dan 4171,06 kN untuk U-Girder. Berdasarkan analisis, jenis struktur atas yang paling efektif adalah tipe I.

2. Re-Design Struktur PCI Girder Pada Overpass Kranggan (Sta. 72+237) Proyek Jalan Tol Semarang – Solo Ruas Salatiga – Kartasura

Penelitian yang dilakukan oleh Yoffi Indityana Sari pada tahun 2018 yang berjudul "Re-Design Struktur PCI Girder Pada Overpass Kranggan (Sta. 72+237) Proyek Jalan Tol Semarang – Solo Ruas Salatiga – Kartasura". Tujuan dari penelitian ini adalah untuk membahas tentang perencanaan ulang bentangan girder pada Overpass Kranggan. Struktur balok yang digunakan pada Overpass Kranggan ini adalah *PCI Girder*. Dalam penelitian ini, penulis melakukan analisis terhadap kekuatan bentang *PCI Girder* yang digunakan pada overpass ini setelah dilakukan review desain. Analisis ini fokus pada perhitungan perencanaan struktur dengan tujuan untuk mendapatkan struktur yang mampu menahan beban yang bekerja dan value engineering yang lebih baik. Setelah dilakukan analisis perhitungan kekuatan bentang PCI girder dimensi khusus ini berhasil, maka desain yang telah dimodifikasi tersebut dapat menjadi pilihan desain bagi pihak kontraktor untuk direalisasikan pada pelaksanaan di lapangan.

3. Analisis Perbandingan *PCI Girder* Terhadap *PCU Girder Existing* Pada Proyek Pembangunan Flyover Martadinata Bogor

Penelitian yang dilakukan oleh Anita Puji Astuti, Budiono, Titik Penta Artiningsih pada tahun 2020 yang berjudul "*Analisis Perbandingan PCI Girder Terhadap PCU Girder Existing* Pada Proyek Pembangunan Flyover Martadinata Bogor". Tujuan dari penelitian ini adalah untuk memberikan alternatif desain flyover menggunakan *PCI girder* serta membandingkan desain dan biayanya. Penelitian ini melibatkan tahapan persiapan dan pengolahan data yang mencakup preliminary design dan perhitungan lendutan. Berdasarkan analisis perhitungan, ditemukan bahwa dimensi *PCI girder* yang aman dapat digunakan sebagai pengganti *PCU girder existing* pada perencanaan flyover dengan bentang 16,80 meter. Penggunaan *PCI Girder H-125* dengan $f_c' 40$ MPa dan beam spacing 2,0 m sebanyak 6 buah, membutuhkan 6 pasang bearing pad dan 5 buah diafragma. Perhitungan biaya *PCI girder* dilakukan dengan menghitung harga girder, diafragma, dan elastomeric bearing pad. Terdapat penghematan biaya sebesar Rp.82.600.001,- atau 16% dari biaya *PCU*, yaitu dari biaya awal *PCU* sebesar Rp.509.764.460,- menjadi Rp.427.164.459,-

4. Analisis Kekuatan Dan Lendutan Jangka Panjang Pada Beton Prategang Tipe *PCI Girder* Studi Kasus Jembatan Lemah Abang

Penelitian yang dilakukan oleh Muhammad Amirul Gumelar pada tahun 2020 dengan judul penelitian "*Analisis Kekuatan Dan Lendutan Jangka Panjang Pada Beton Prategang Tipe PCI Girder Studi Kasus Jembatan Lemah Abang*". Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengevaluasi kinerja jembatan dalam hubungannya dengan kemampuan layanan jembatan dalam jangka waktu yang lama setelah selesai masa konstruksi. Penelitian ini bertujuan untuk menentukan apakah Jembatan Lemah Abang memenuhi persyaratan kapasitas 3 momen yang lebih besar dari kapasitas ultimit, apakah lendutan seketika memenuhi persyaratan yang ditetapkan oleh RSNI T-12-2004 ($L 250$), dan apakah lendutan jangka panjang memenuhi persyaratan yang diberikan oleh ACI ($L 240$) dan CEB-FIP ($L 250$). Jika

terdapat selisih yang signifikan dengan batasan-batasan tersebut, maka keamanan jembatan perlu ditinjau ulang guna mencegah kemungkinan keruntuhan struktur.

5. Perbandingan Penggunaan PCI girder H-210 dan H-170 pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSJ

Penelitian ini dilakukan oleh Adam Muhammad Himawan pada tahun 2022 dengan judul penelitian "Perbandingan Penggunaan PCI girder H-210 dan H-170 pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSJ". Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan *PCI girder* H-210 cm dan *PCI girder* H-170 cm dengan variabel jumlah *strand*, kehilangan prategang, dan kapasitas lentur serta kapasitas geser pada masing-masing *PCI girder*. Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa jumlah *strand* yang dibutuhkan oleh *PCI girder* H-210 cm lebih hemat 20% dibandingkan *PCI girder* H-170 cm. Kehilangan prategang akhir yang terjadi pada *PCI girder* H-210 cm 13,351% lebih kecil dibandingkan kehilangan prategang pada *PCI girder* H-170 cm. *PCI girder* H-210 cm lebih baik dalam menahan lentur dan beban geser dibandingkan *PCI girder* iG 170 cm dengan rasio 1,115 dan 1,467.

2.3 Penelitian yang Dilakukan

Hasil dari tinjauan umum dan penelitian terdahulu dapat memberikan gambaran secara umum sebagai tinjauan pembuatan tugas akhir, penelitian sekarang diantaranya sebagai berikut.

1. Struktur atas KA Elevated Solo Balapan-Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d 106+070) direncanakan menggunakan gelagar beton prategang penampang *PCI Girder*. Penelitian ini adalah membandingkan antara *PCI Girder* desain *existing* dengan *PCU Girder* terhadap kinerja struktur yang meliputi aspek keamanan dan *serviceability* akibat dari faktor lendutan jangka pendek maupun lendutan jangka panjang
2. Acuan perencanaan pembebanan jembatan menggunakan peraturan standar pembebanan jembatan jalan rel PM No.60 Tahun 2012, standar pembebanan

jembatan SNI 1725-2016 sebagai acuan pembebanan struktur jembatan, standar perencanaan analisis pembebanan gempa menggunakan SNI 2833-2016 sebagai acuan pembebanan gempa, perencanaan struktur beton untuk jembatan menggunakan RSNIT-12-2004 sebagai acuan desain struktur jembatan.

3. Proses Analisa struktur menggunakan Program Ms. Excel

2.4 Keaslian Penelitian

Berdasarkan penelitian-penelitian terdahulu tentang perencanaan ulang atau redesign balok girder sebagai struktur atas jembatan, penelitian yang akan dilakukan yaitu melakukan analisis perbandingan kapasitas struktur *PCI Girder* dengan *PCU Girder* pada jembatan kereta api belum pernah dilakukan. Analisis jembatan ini menggunakan peraturan standar pembebanan PM No.60 Tahun 2012 yang merupakan acuan standar pembebanan jalan rel, standar pembebanan gempa untuk jembatan SNI 2833-2016, serta peraturan perencanaan struktur beton untuk jembatan R.SNI T-12-2004 merupakan panduan tentang perencanaan struktur beton untuk jembatan di Indonesia. Berikut adalah Tabel 2.1 perbedaan antara penelitian terdahulu dengan penelitian sekarang sebagai bukti.

Tabel 2. 1 Perbedaan Antara Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Sekarang

Nama Peneliti	Dedy Darwis	Yoffi Indityana	Anita Puji Astuti, Titik Penta Artiningsih	Muhmmad Amirul Gumelar	Adam Muhammad Himawan	Irkham Nofiyanto
Tahun	2016	2018	2020	2020	2022	2023
Jenis Jembatan	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang
Analisis yang dilakukan	Analisis kinerja struktur PCI Girder dan PCU Girder bentang menengah jembatan	Analisis Kekuatan PCI Girder pada Overpass setelah review Design	Analisis desain terhadap kekuatan dan lendutan <i>flyover</i> tipe PCI Girder dan membandingkan biayanya.	Analisis kinerja struktur dan lendutan jangka panjang dan jangka pendek pada jembatan PCI Girder	Perbandingan Penggunaan PCI girder H-210 dan H-170 pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSN	Analisis kapasitas struktur PCI Girder <i>existing</i> dan PCU Girder <i>redesign</i>
Lokasi	-	Surakarta	Bogor	Sleman	Banjarmasin	Surakarta
Profil	PCU girder dan PCI Girder	PCU Girder	PCI Girder	PCI Girder	PCI Girder H-210 cm dan PCI Girder H-170 cm	PCI Girder dan PCU Girder
Peraturan Yang Digunakan	RSNI T-02-2005, RSNI T12-2004-SNI 2833-2016	PM.No 60 Tahun 2012, SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004, SNI 2833-2016	SNI 1725-2016, 2NI T-12-2004, SNI T-12-2004	SNI 1725-2016, SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004, SNI 2833-2016	SNI 1725-2016, SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004, SNI 2833-2016	PM.No 60 Tahun 2012, SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004, SNI 2833-2016
Intisari	Hasil perencanaan jembatan meliputi penggunaan gelagar berbentuk I-Girder dan U-Girder, dengan tebal slab 0,2 m dan tinggi penampang I-	Hasil dari perencanaan ini adalah didapatkan bentuk dan dimensi PCI girder bentang panjang yang mampu menahan beban yang bekerja pada jembatan, sehingga didapat struktur yang aman.	Struktur atas <i>floyver</i> PCU <i>girder existing</i> menggunakan 4 <i>grider</i> sehingga diperoleh luas total <i>girder</i> sebesar 3,22 m ² . Sedangkan untuk struktur PCI <i>girder</i> didesain menggunakan 6 <i>girder</i> sehingga	Hasil perhitungan lendutan seketika (<i>short term deflection</i>) total didapatkan sebesar 0,156 m (ke bawah) sedangkan lendutan yang diijinkan adalah 0,167 m. Sedangkan hasil perhitungan jangka	Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa jumlah <i>strand</i> yang dibutuhkan oleh PCI <i>girder</i> H-210 cm lebih hemat 20% dibandingkan PCI <i>girder</i> H-170 cm. Kehilangan prategang akhir	Hasil perhitungan momen kapasitas yang telah dilakukan sudah memenuhi persyaratan, bahwa perbandingan nilai momen nominal reduksi lebih besar dari momen <i>ultimate</i> ($\phi M_n >$

	<p>Girder 2,1 m serta U-Girder 1,85 m. Dalam penelitian ini, ditemukan bahwa kehilangan gaya prategang pada I-Girder adalah sebesar 32,825%, lebih kecil daripada U-Girder yang mencapai 34,5%. Baja prategang yang digunakan menggunakan <i>strand</i> 7 kawat sesuai dengan spesifikasi ASTM A-416, dan angkur VSL tipe E-55 digunakan dengan 4 tendon untuk I-Girder dan 8 tendon untuk U-Girder. Berat Struktur atas juga berperan penting dalam desain struktur bawah, dengan berat masing-masing 4062,33 kN</p>	<p>Lendutan maksimum PCI girder terhadap kestabilan struktur terjadi pada kombinasi beban KUAT 3 sebesar 134,458 mm dengan lendutan ijin sebesar 183,2 mm.</p>	<p>diperoleh luas total sebesar 1,902 m². Oleh karena itu, PCU girder lebih berat dan lebih mahal dibandingkan PCI girder.</p>	<p>panjang (long term deflection) didapatkan nilai lendutan jangka panjang berdasar koefisien rangkai dan regangan susut didapatkan hasil 0,233 m 0,244 m 0,2774 m 0,2883 m.</p>	<p>yang terjadi pada <i>PCI girder</i> H-210 cm 13,351% lebih kecil dibandingkan kehilangan prategang pada <i>PCI girder</i> H-170 cm. <i>PCI girder</i> H-210 cm lebih baik dalam menahan lentur dan beban geser dibandingkan <i>PCI girder</i> iG 170 cm dengan rasio 1,115 dan 1,467.</p>	<p>Mu).Hasil perhitungan lendutan jangka pendek (<i>short term deflection</i>) dari penampang <i>PCI girder</i> didapatkan 0,0150 m, sedangkan dari penampang <i>PCU girder</i> didapatkan 0,01405 m. Dari hasil analisis lendutan jangka pendek di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin. Hasil lendutan jangka panjang (<i>long term deflection</i>) yang dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 20 Tahun, 50 Tahun, dan 70 Tahun untuk penampang <i>PCI girder</i> berturut-turut sebesar 0,0321 m, 0,0331 m, 0,0338 m, 0,0344 m, dan 0,0346 m.</p>
--	---	--	---	--	--	---

	untuk I-Girder dan 4171,06 kN untuk U-Girder					Sedangkan untuk penampang <i>PCU</i> <i>girder</i> berturut- turut sebesar 0,03109 m, 0,03206 m, 0,03272 m, 0,03328 m, 0,03342 m. Dari hasil analisis lendutan jangka panjang telah memenuhi batasan lendutan ijin, bahwa lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin.
--	--	--	--	--	--	---

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Pada bab landasan teori yang mendukung dalam tugas akhir ini yaitu analisis kapasitas struktur dan lendutan pada beton prategang tipe *PCI girder* dan *PCU girder*. Teori yang didapatkan dari jurnal, penelitian terdahulu, dan peraturan tentang beton struktural jembatan. Analisis yang dilakukan pada tugas akhir ini dilakukan di Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d Sta.106+070) meliputi analisis perbandingan kapasitas struktur yang meliputi aspek keamanan dan aspek *serviceability* akibat adanya lendutan jangka pendek maupun jangka panjang pada penampang *PCI girder* dan *PCU girder*.

3.2 Struktur Jembatan

Jembatan memiliki peran yang sangat penting dalam transportasi manusia. Selain itu, jembatan juga berfungsi sebagai penghubung antara daerah satu dengan daerah lainnya (Suhendi & Ali, 2020). Pada bagian ini akan dijelaskan mengenai komponen-komponen jembatan, yang terbagi menjadi dua bagian yaitu:

1. Struktur Atas (*Superstructure*)

Struktur atas terletak di bagian atas jembatan dan bertugas untuk menahan beban-beban yang diterima oleh jembatan. Beban-beban tersebut meliputi berat sendiri, beban mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas, gaya rem, beban angin, dan kemudian dialirkan ke struktur bawah. Komponen-komponen dari struktur atas meliputi:

- a. Konstruksi 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

Struktur bawah jembatan memiliki peran penting dalam menopang semua beban yang diterima oleh struktur atas jembatan, serta beban lain yang timbul akibat tekanan tanah, aliran air, hanyutan tumbukan, dan gesekan pada tumpuan tersebut. Beban-beban tersebut kemudian dialirkan ke pondasi. Bagian-bagian dari struktur bawah jembatan meliputi:

1. Jembatan Jalan Raya (*highway bridge*).
2. Jembatan Air (*waterway bridge*).
3. Jalan kereta (*railway bridge*).
4. Jembatan pipa air (*pipeway bridge*)
5. Jembatan militer (*military bridge*)
6. Jembatan pejalan kaki (*pedestrian bridge*)

Klasifikasi jembatan berdasarkan bahan konstruksinya dapat dibedakan menjadi beberapa jenis, yaitu:

1. Jembatan beton (*concrete bridge*).

Jembatan yang terbuat dari material beton.

2. Jembatan kayu (*log bridge*).

Jembatan yang terbuat dari kayu dan memiliki bentang yang relatif pendek

3. Jembatan beton prategang (*prestressed concrete bridge*)

Jembatan yang menggunakan beton berkualitas tinggi dan diperkuat dengan baja prategang untuk bentang yang panjang.

4. Jembatan rangka baja (*steel bridge*)

Jembatan yang menggunakan komponen dan struktur baja.

5. Jembatan komposit (*composite bridge*)

Jembatan yang menggunakan material beton dan baja, dengan menghubungkan gelagar baja yang bekerja sebagai satu kesatuan balok.

Berdasarkan sifat strukturnya, jembatan juga dapat dibedakan menjadi beberapa jenis antara lain:

1. Jembatan pelat (*slab bridge*).

Jembatan dengan bentuk ekonomis yang mampu menahan lentur, gaya geser, dan memiliki momen inersia yang besar.

2. Jembatan pelat berongga (*voided slab bridge*)

Jembatan yang menggunakan sedikit girder dan fabrikasi, dengan jarak antar gelagar yang lebar dan pengaku lateral diabaikan.

3. Jembatan pelengkung (*arch bridge*)

Jembatan dengan struktur busur vertikal yang mampu menahan beban tegangan aksial.

4. Jembatan rangka (*truss bridge*)

Jembatan yang terdiri dari elemen batang yang disusun dalam pola segitiga kaku, dengan sambungan pada ujungnya

5. Jembatan gelagar (*girder bridge*)

Jembatan dengan gelagar utama yang terhubung melintang dengan balok lantai, membentuk pola grid untuk menyalurkan beban bersama-sama.

6. Jembatan kabel (*cable stayed bridge*)

Jembatan dengan gelagar digantung oleh kabel berkekuatan tinggi dari satu atau lebih menara, cocok untuk jembatan jarak panjang.

7. Jembatan kantilever (*cantilever bridge*)

Jembatan berpenampang menerus dengan sendi di antara pendukung.

8. Jembatan gantung (*suspension bridge*)

Jembatan dengan gelagar digantung oleh penggantung vertikal atau mendekati vertikal, yang terhubung pada kabel penggantung utama yang melewati menara dari satu tumpuan ke tumpuan lainnya. Beban diteruskan melalui gaya tarik kabel. Desain ini cocok untuk jembatan dengan bentang terpanjang.

3.3 Jembatan Beton Prategang

Beton adalah suatu bahan yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi tetapi kekuatan tariknya relatif rendah, sedangkan baja memiliki kekuatan tarik yang tinggi. Dalam kombinasi beton dan baja sebagai bahan struktur, tegangan tarik akan ditahan oleh baja sedangkan tegangan tekan akan ditahan oleh beton.

Beton prategang adalah jenis beton yang mengalami tegangan internal dengan besaran dan distribusi yang dirancang secara khusus untuk mengimbangi tegangan eksternal yang terjadi (Nawy, 2001).

Pada balok prategang, balok diasumsikan homogen dan elastis. Kemampuan beton untuk menahan tegangan tarik digantikan oleh tegangan tekan yang dihasilkan oleh tendon prategang (Nawy, 2001).

Tinjauan balok persegi panjang yang ditumpu sederhana mengalami gaya prategang P konsentris seperti pada gambar 3.1 (a), tegangan tekan seragam dan mempunyai intensitas :

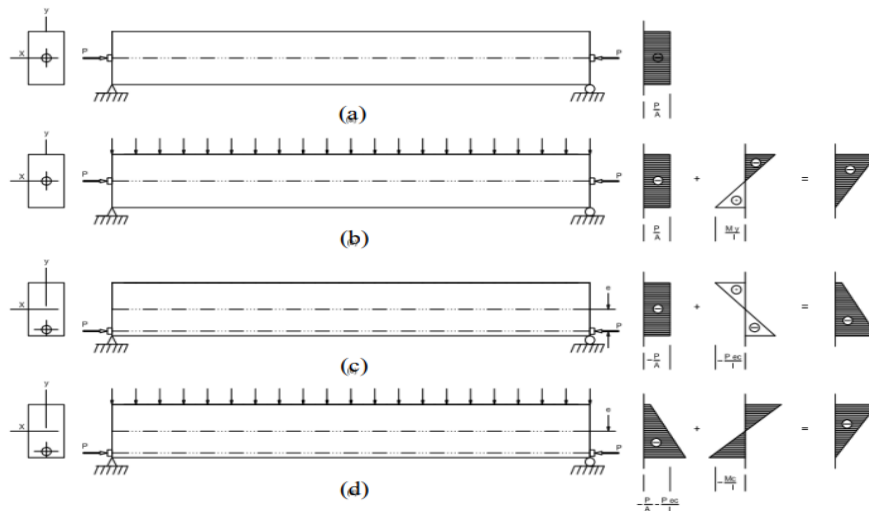
$$f = -\frac{P}{Ac} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.1)$$

Dimana:

f = tegangan serat

$Ac = b.h$

P = gaya tekan



Gambar 3. 1 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 : Nawy, 2001)

Jika beban transversal bekerja di balok, yang menimbulkan momen M di tengah bentang, maka tegangannya menjadi:

$$f^t = -\frac{P}{Ac} - \frac{Mc}{Ig} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.2)$$

Tegangan di serat bawah menjadi :

$$F_b = -\frac{P}{Ac} + \frac{Mc}{Ig} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.3)$$

Dimana :

f^t = Tegangan di serat atas, (kN/m²)

f_b = Tegangan di serat bawah, (kN/m²)

c = $h/2$, untuk penampang persegi panjang, (m)

I_g = momen inersia bruto penampang, (m⁴)

Konsep ini menjelaskan bahwa gaya prategang P konsentris $-P/A$ mengurangi tegangan lentur tarik Mc/I di serat bawah sesuai yang dikehendaki, bahkan dapat menghilangkan tegangan tarik sepenuhnya sesuai peraturan yang berlaku. Di sisi lain, tegangan tekan P konsentris akan menambah tegangan lentur tekan yang terjadi pada serat atas.

Untuk menghindari pembatasan ini, dapat menambahkan tegangan tarik pada serat atas dengan meletakkan tendon prategang secara eksentris di bawah garis netral. Jika tendon diletakkan dengan eksentrisitas e dari pusat berat beton, maka akan timbul momen P_e . Akibatnya, tegangan di tengah bentang pada serat atas akan menjadi:

$$f^t = -\frac{P}{Ac} + \frac{P_{ec}}{I_g} - \frac{Mc}{W_a} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.4)$$

Sedangkan tegangan pada serat bawah menjadi :

$$f_b = -\frac{P}{Ac} + \frac{P_{ec}}{I_g} - \frac{Mc}{W_a} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.5)$$

Dimana:

Ac = luas penampang beton, (m²)

P = gaya tekan, (kN)

P_{ec} = eksentrisitas tendon, (m)

Mc = Momen akibat berat sendiri, (kNm)

W_a = Tahanan momen sisi atas, (m^3)

W_b = Tahanan momen sisi bawah, (m^3)

3.4 Beton Prategang

Dalam beton prategang, beton merupakan suatu material yang terdiri dari campuran semen, air, agregat, dan bahan tambahan jika diperlukan. Untuk beton prategang, digunakan beton yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi dengan nilai kuat tekan f'_c minimal 45 MPa. Kekuatan tekan yang tinggi ini penting untuk menahan tegangan tekan yang timbul pada serat beton akibat gaya prategang. Nilai modulus elastisitas beton dipengaruhi oleh kekuatan tekan yang dimiliki oleh beton tersebut. Harga modulus elastisitas beton E_c dapat dihitung dengan rumus $4700 \sqrt{f'_c}$.

3.4.1 Kuat Tekan Beton Prategang

Perencana struktur menetapkan kuat tekan beton yang digunakan dalam perencanaan struktur beton berdasarkan hasil uji silinder berdiameter 150 mm dan tinggi 300 mm. Tegangan tekan dalam penampang beton, akibat kombinasi beban tetap pada kondisi batas layan lentur dan/atau aksial tekan, tidak boleh melebihi nilai $0,45 f'_c$, di mana f'_c adalah kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari, yang diukur dalam satuan MPa. Untuk kondisi beban sementara atau komponen beton prategang pada saat transfer gaya prategang, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melebihi nilai $0,60 f_{ci}$, di mana f_{ci} adalah kuat tekan beton yang direncanakan saat beban diberikan atau saat dilakukan transfer gaya prategang, juga dinyatakan dalam satuan MPa (RSNI T-12-2004).

3.4.2 Kuat Tarik Beton Prategang

Tegangan tarik yang diizinkan pada penampang beton dapat diambil untuk beton tanpa tulangan: $0,15 \sqrt{f'_c}$, dengan tegangan ijin tarik yang dinyatakan dalam

satuan MPa, dan untuk beton prategang penuh: $0,5 \sqrt{f'c}$, juga dengan tegangan ijin tarik yang dinyatakan dalam satuan MPa (RSNI T-12-2004).

Untuk kondisi transfer gaya prategang, tegangan tarik yang diizinkan pada penampang beton diambil dari nilai-nilai serat terluar yang mengalami tegangan tarik. Tegangan tarik ini tidak boleh melebihi nilai $0,25 \sqrt{f'ci}$, kecuali untuk serat terluar pada ujung komponen struktur yang didukung secara sederhana dan mengalami tegangan tarik, yang tidak boleh melebihi nilai $0,5 \sqrt{f'ci}$. Tegangan ijin tarik juga dinyatakan dalam satuan MPa.

3.5 Baja Tulangan Prategang

3.5.1 Kuat Tarik Leleh ekivalen

Kuat leleh baja prategang, f_{py} , harus ditentukan melalui pengujian atau dapat dianggap sebagai $0,75 f_{pu}$ untuk kawat baja prategang, dan $0,85 f_{pu}$ untuk semua kelas *strand* dan tendon baja bulat (RSNI T-12-2004)

3.5.2 Tegangan Ijin Kondisi Batas Layan

Tegangan tarik baja prategang pada kondisi batas layan harus dibatasi agar tidak melebihi nilai tendon pasca tarik, terutama pada daerah jangkar dan sambungan. Nilai batas ini adalah $0,70 f_{pu}$ sesaat setelah penjangkaran tendon. Sedangkan, untuk kondisi layan, tegangan tarik baja prategang dibatasi hingga $0,60 f_{pu}$ (RSNI T-12-2004).

3.5.3 Tegangan Ijin Kondisi Transfer

Tegangan tarik baja prategang pada kondisi transfer harus dibatasi agar tidak melebihi nilai akibat gaya penjangkaran tendon, yaitu $0,94 f_{py}$, tetapi tidak boleh melebihi $0,85 f_{pu}$ atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh fabrikator pembuat tendon prategang atau jangkar. Sesaat setelah transfer gaya prategang, tegangan tarik yang diizinkan dapat diambil sebesar $0,82 f_{py}$, tetapi tidak boleh melebihi $0,74 f_{pu}$ (RSNI T-12-2004).

Modulus elastisitas baja prategang (E_p) dapat diambil sebesar 200×10^3 MPa untuk kawat tegang-lepas, untuk *strand* tegang-lepas: 195×10^3 MPa, untuk baja ditarik dingin dengan kuat tarik tinggi 170×10^3 MPa.

3.5.4 Jenis Baja Prategang

Untuk mencapai prategang yang efektif dalam beton, digunakan baja dengan mutu tinggi hingga 270.000 psi atau lebih (1862 MPa atau lebih tinggi). Baja bermutu tinggi ini dapat mengkompensasi kehilangan yang terjadi pada beton sekitarnya dan memiliki tingkat tegangan sisa yang cukup untuk menahan gaya prategang yang diperlukan. Kehilangan prategang normal biasanya berada dalam kisaran 35.000 hingga 60.000 psi (241 MPa hingga 414 MPa). Oleh karena itu, prategang awal harus memiliki tingkat yang sangat tinggi, sekitar 180.000 hingga 220.000 psi (1241 MPa hingga 1517 MPa). Dari besarnya kehilangan prategang yang disebutkan di atas, dapat disimpulkan bahwa baja biasa dengan kuat leleh f_y 60.000 psi (414 MPa) hanya akan memiliki sedikit tegangan prategang setelah semua kehilangan prategang terjadi. Hal ini menegaskan pentingnya penggunaan baja bermutu tinggi untuk komponen struktur beton prategang.

Terdapat tiga macam baja (tendon) yang umum dipakai, 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 paskatarik (*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.

Kawat tunggal yang dipakai untuk beton prategang adalah yang sesuai dengan spesifikasi ASTM A 421, sedangkan *strand* terbuat dari tujuh kawat dengan memuntir enam di antaranya. Dengan spesifikasi ASTM A 416 yang tertera pada tabel 3.1, 3.2, dan 3.3 di bawah ini.

Tabel 3. 1 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	204.400
0,276	235.000	235.000	199.750	199.750

(Sumber: Nawy, 2001)

Tabel 3. 2 Strand Standar 7 Kawat Untuk Beton Prategang

Diameter Nominal <i>strand</i> (in)	Kuat Patah <i>Strand</i> (min. lb)	Luas baja Nominal <i>strand</i> (in.2)	Berat Nominal <i>strand</i>	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	0,080	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

(Sumber: Nawy, 2001)

Tabel 3. 3 Strand Standar 7 Kawat untuk Beton Prategang

Diameter Nominal <i>strand</i> (in)	Kuat Patah <i>Strand</i> (min. lb)	Luas baja Nominal <i>strand</i> (in.2)	Berat Nominal <i>strand</i>	Beban minimum pada ekstensi 1% (lb)
Mutu 270				
3/18 (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(0,6000)	58.600	0,217	740	49.800

(Sumber: Nawy, 2001)

3.6 Relaksasi Baja

Relaksasi baja merujuk pada kehilangan prategang yang terjadi ketika kawat atau *strand* mengalami regangan yang pada dasarnya konstan. Konsep ini serupa dengan rangkai pada beton, namun dengan perbedaan bahwa rangkai mengacu pada perubahan regangan, sedangkan relaksasi baja mengacu pada kehilangan tegangan pada baja (Nawy, 2001). Setelah pemberian prategang, kehilangan akibat relaksasi pada kawat dan *strand* yang tegangannya dilepaskan dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$F_{re} = [K_{re} - J(F_{sh} + F_{cr} + F_{es})] C \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3.6)$$

Dimana:

F_{re} = kehilangan tegangan akibat relaksasi baja prategang, (kN/m^2)

K_{re} = Koefisien relaksasi

J = Faktor waktu

C = Faktor relaksasi yang besarnya tergantung pada jenis tendon

F_{sh} = Kehilangan tegangan akibat susut, (kN/m^2)

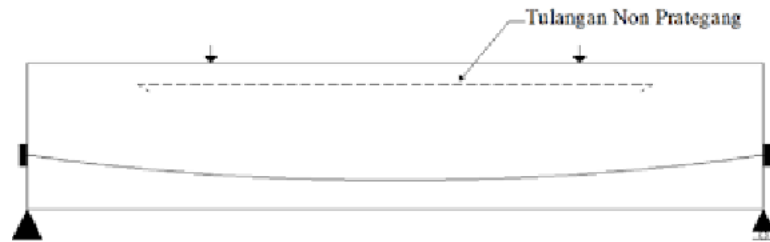
F_{cr} = Kehilangan tegangan akibat rangkai, (kN/m^2)

F_{es} = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton, (kN/m^2)

3.7 Tulangan Non Prategang

Dalam penampang beton prategang, tulangan non-prategang juga diperlukan. Tendon berfungsi sebagai penahan beban utama dan pengurang defleksi, sementara tulangan non-prategang berperan dalam menahan terjadinya retakan, meningkatkan kekuatan *ultimate*, serta memberikan kekuatan tambahan. (Budiadi, 2008) Penggunaan penulangan non prategang diantaranya adalah:

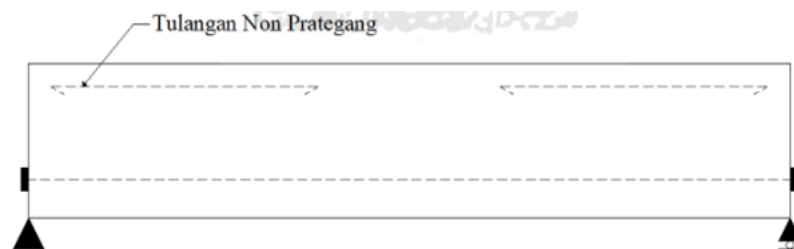
1. Penahan pada tengah bentang untuk memberikan kekuatan segera setelah peralihan prategang (pada serat atas) gambar 3.2



Gambar 3. 2 Tulangan Non-Prategang pada Serat Atas Tengah Bentang

(Sumber: Budiadi, 2008)

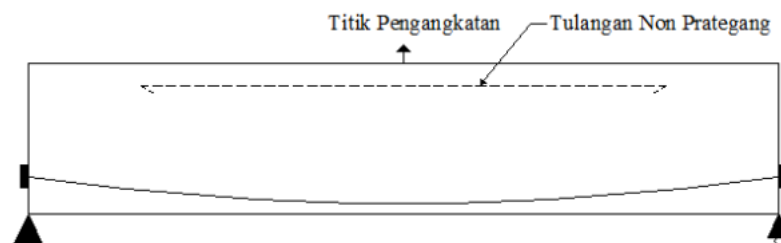
2. Penahan pada tepi bentang untuk memberikan kekuatan segera setelah peralihan prategang (pada serat atas) gambar 3.3



Gambar 3. 3 Tulangan Non-Prategang pada Serat Atas Tepi Bentang

(Sumber: Budiadi, 2008)

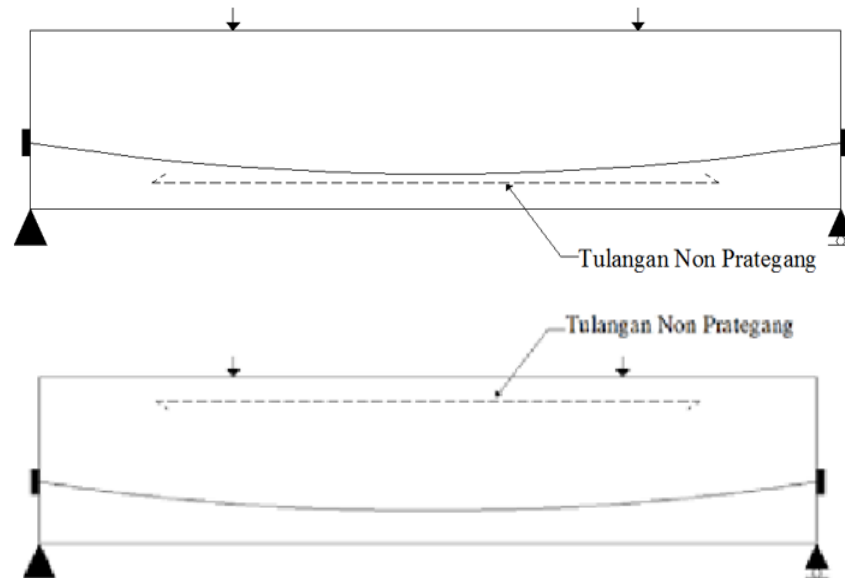
3. Penahan lentur pada bagian tertentu dan memperkuat selama pengangkatan dan pemasangan gambar 3.9



Gambar 3. 4 Tulangan Non-Prategang Menahan Lentur Saat Pengangkatan

(Sumber: Budiadi, 2008)

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



Gambar 3. 5 Tulangan Non-Prategang Menahan Tekan

(Sumber: Budiadi, 2008)

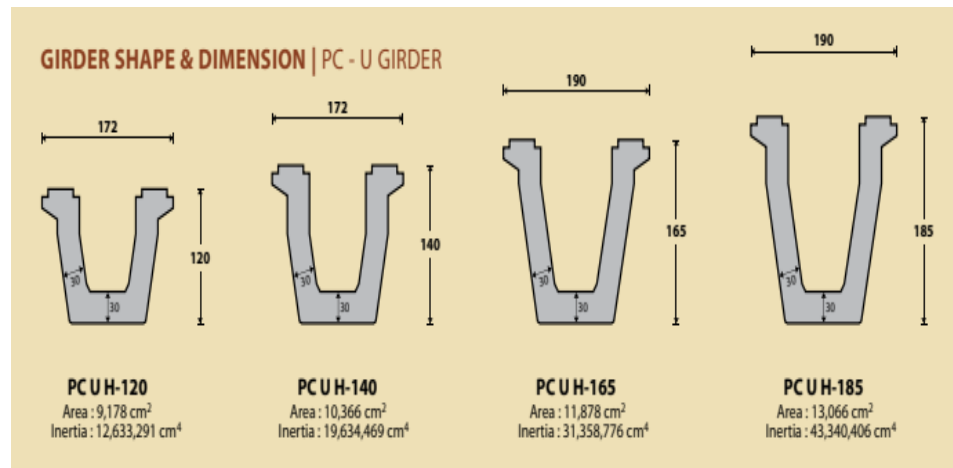
3.8 Variasi Dimensi Penampang Girder

Girder jembatan merupakan balok pendukung semua beban yang bekerja pada jembatan yang akan diteruskan ke struktur bawahnya. Berikut merupakan macam-macam penampang girder jembatan yang mengacu pada Katalog Wika Beton tertera pada gambar 3.6 dan 3.7.

Span (m)	PC UH-120cm				PC UH-140cm				PC UH-165cm				PC UH-185cm			
	Beam Spacing / f_c'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / f_c'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / f_c'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / f_c'		Beam Support Reaction (kN)	
	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult	(cm / MPa)	V_{DL}	V_{LL}	Vult
13	310 / 40	364	344	1085												
14	310 / 40	386	358	1140												
15	310 / 40	409	372	1194												
16	310 / 40	432	386	1248												
17	310 / 40	454	400	1303												
18	310 / 40	477	414	1357	310 / 40	510	414	1397								
19	310 / 40	499	428	1411	310 / 40	534	428	1453								
20	310 / 40	522	442	1466	310 / 40	558	442	1509								
21	310 / 40	545	456	1520	310 / 40	583	456	1566								
22	270 / 50	532	409	1417	310 / 40	614	470	1631								
23					310 / 40	638	484	1687								
24					310 / 50	662	498	1743								
25					310 / 50	686	512	1799	310 / 40	742	512	1866				
26					310 / 50	710	526	1855	310 / 40	768	526	1924				
27					310 / 50	735	540	1911	310 / 40	794	540	1982				
28					310 / 60	759	554	1967	310 / 40	820	554	2040				
29					270 / 60	742	494	1834	310 / 50	861	568	2117				
30									310 / 50	887	582	2175				
31									310 / 50	913	588	2221				
32									270 / 50	877	518	2045	310 / 50	992	595	2331
33													310 / 50	1020	602	2378
34													310 / 50	1047	609	2425
35													310 / 50	1074	616	2473
36													310 / 50	1102	622	2520
37													310 / 60	1129	629	2567
38													310 / 60	1157	636	2614
39													270 / 60	1111	560	2414
40													270 / 60	1136	566	2457

Gambar 3. 6 Tabel Variasi Dimensi Penampang PCU Girder

(Sumber: Katalog Wika Beton, 2017)



Gambar 3. 7 Variasi Dimensi Penampang PCU Girder

(Sumber : Katalog Wika Beton, 2017)

3.9 Tahapan Pembebanan

Perencanaan beton prategang dimulai dari pembebanan, tidak hanya meninjau pembebanan luar yang bekerja seperti beban mati dan beban hidup, tetapi juga pembebanan terhadap kombinasi terhadap beban-beban gaya prategang yang bekerja

pada penampang beton. Tahap pembebanan yang paling kritis terletak pada 25 tahap sesaat setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan pada masa pelayanan/akhir (*service/final stage*) (Budiadi, 2008).

1. *Initial Stage*

Pada tahap awal, yang disebut sebagai tahap *initial*, terjadi penempatan gaya prategang pada beton tanpa adanya beban luar selain berat sendiri. Pada tahap ini, gaya prategang mencapai nilai maksimum karena belum terjadi kehilangan prategang. Namun, kekuatan beton masih rendah karena beton masih dalam kondisi muda. Akibatnya, tegangan pada beton menjadi kritis. Untuk mempercepat proses penarikan pada tahap awal prategang, tendon dilepaskan saat beton mencapai kisaran 60-80%. Kekuatan yang diharapkan biasanya dicapai setelah 28 hari. Pada tahap akhir prategang, yang disebut sebagai tahap Post Tensioning, tendon tidak ditarik secara sekaligus, melainkan dilakukan dalam dua atau tiga tahap penarikan. Hal ini dilakukan agar beton memiliki kesempatan untuk mencapai kekuatan yang diinginkan saat gaya prategang diterapkan sepenuhnya.

2. *Final Stage*

Pada tahap ini, yang merupakan pembebanan tahap kondisi layan yang paling berat, diasumsikan bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi. Akibatnya, gaya prategang mencapai nilai terendah, sementara kombinasi beban luar mencapai nilai tertinggi. Beban luar ini mencakup berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban lalu lintas, dan beban sejenisnya.

3.10 Pembebanan Menurut PM No.60 Tahun 2012 dan SNI 1725-2016

Perencanaan konstruksi jalur kereta api harus memenuhi persyaratan teknis yang dapat dipertanggungjawabkan secara teknis dan ekonomis. Dalam konteks teknis, konstruksi jalur kereta api tersebut harus dirancang agar dapat dilalui dengan aman oleh sarana perkeretaapian dan memberikan tingkat kenyamanan tertentu selama masa pakainya. Dalam konteks ekonomis, tujuannya adalah agar pembangunan dan

pemeliharaan konstruksi tersebut dapat dilakukan dengan biaya seefisien mungkin, sambil menghasilkan output berkualitas terbaik yang tetap menjamin keamanan dan kenyamanan. Perencanaan konstruksi jalur kereta api dipengaruhi oleh faktor-faktor seperti beban yang akan ditanggung, kecepatan maksimum, beban gandar, dan pola operasi. Berdasarkan faktor-faktor ini, dilakukan klasifikasi jalur kereta api untuk memastikan perencanaan yang tepat dan sesuai dengan kebutuhan (PM No.60-2012).

3.10.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban sendiri dari struktur jembatan yang sudah diatur pada SNI 1725-2016 untuk pembebanan jembatan dan PM N0.60 2012 untuk pembebanan perkeretaapian Indonesia.

Adapun beban mati terdiri dari berat sendiri dan berat mati tambahan sebagai berikut:

1) Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bagian struktural dan elemen-elemen struktural lain yang dianggap tetap. Terdapat faktor beban untuk berat sendiri. Berikut adalah tabel 3.4 faktor beban untuk berat sendiri.

Tabel 3. 4 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas <i>Ultimate</i> (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,0	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(Sumber: SNI 1725-2016)

Berikut macam-macam berat sendiri:

a. Balok Diafragma

Balok diafragma adalah elemen struktural yang memiliki fungsi sebagai ikatan antar girder satu dengan girder yang lainnya, sehingga memberikan kestabilan masing-masing girder dalam arah memanjang. Berikut tabel 3.5 tentang berat jenis masing-masing bahan.

Tabel 3. 5 Massa Jenis Bahan

Jenis Bahan	Massa Jenis
Baja, Baja Cor	78,50 kN/m ³
Besi Cor	72,50 kN/m ³
Kayu	8,00 kN/m ³
Beton	24,00 kN/m ³
Aspal Anti Air	11,00 kN/m ³
Ballast, Gravel atau Batu Pecah	19,00 kN/m ³

(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

b. Girder Jembatan

Girder jembatan merupakan elemen struktural yang memiliki fungsi menopang seluruh beban yang bekerja pada jembatan yang kemudian diteruskan ke struktur bawahnya. Berikut tabel 3.6 tentang massa jenis bahan.

Tabel 3. 6 Massa Jenis Bahan

Jenis Bahan	Massa Jenis
Baja, Baja Cor	78,50 kN/m ³
Besi Cor	72,50 kN/m ³
Kayu	8,00 kN/m ³
Beton	24,00 kN/m ³
Aspal Anti Air	11,00 kN/m ³
Ballast, Gravel atau Batu Pecah	19,00 kN/m ³

(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

c. *Slab*

Slab merupakan pelat lantai jembatan yang memiliki fungsi sebagai penerus beban yang bersentuhan langsung dengan beban lalu lintas. Berikut tabel 3.7 tentang massa jenis masing-masing bahan.

Tabel 3. 7 Massa jenis bahan

Jenis Bahan	Massa Jenis
Baja, Baja Cor	7850 kN/m ³
Besi Cor	72,50 kN/m ³
Kayu	8,0 kN/m ³
Beton	24,00 kN/m ³
Aspal Anti Air	11,00 kN/m ³
Ballast, Gravel atau Batu Pecah	19,00 kN/m ³

(Sumber: PM No.16 Tahun 2012)

3.10.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan merujuk pada beban dari bahan-bahan nonstruktural yang ada pada jembatan, dan nilainya dapat berubah seiring berjalannya umur jembatan. Dalam situasi tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dari yang tercantum dalam Tabel 3.8 dapat digunakan dengan persetujuan dari otoritas yang berwenang. Persetujuan tersebut dapat diberikan jika otoritas tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, untuk memastikan bahwa beban tersebut tidak melebihi kapasitas jembatan selama umurnya. Berikut ini adalah Tabel 3.8 yang menunjukkan faktor beban untuk beban mati tambahan

Tabel 3. 8 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan (1) : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

(Sumber: SNI 1725-2016)

Berikut macam-macam beban mati tambahan:

1. Berat Rel

Terdapat beban rel kereta api yang diterima oleh jalan rel dari satu gandar. Beban rel dengan lebar jalan rel 1067 mm pada semua kelas jalur maksimum sesuai dengan tipe rel. Berikut tabel 3.9 dan 3.10 tipe rel sesuai kelas jalan.

Tabel 3. 9 Spesifikasi Tipe Rel Sesuai Kelas Jalan

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P Maks Gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan (jarak antar sumbu bantalan)	Jenis Penambatan	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
I	$>20.10^8$	120	18	R.60/ R.54	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	60
II	10.10^8 - 20.10^8	110	18	R.54/ R.50	$\frac{\text{Beton/Kayu}}{60}$	Elastis Ganda	30	50
III	5.10^8 - 5.10^8	100	18	R.54/ R.50/ R.42	$\frac{\text{Beton/Kayu/Baja}}{60}$	Elastis Ganda	30	40
IV	$2,5.10^8$ - 5.10^8	90	18	R.54/ R.50/ R.42	$\frac{\text{Beton/Kayu/Baja}}{60}$	Elastis Ganda/ Tunggal	25	40
V	$<2,5.10^8$	80	18	R.42	$\frac{\text{Kayu/Baja}}{60}$	Elastis Ganda/ Tunggal	25	34

(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

Tabel 3. 10 Spesifikasi Tipe Rel Sesuai Kelas Jalan

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P Maks Gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan (jarak antar sumbu bantalan)	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
I	$>20.10^8$	160	22,5	R.60	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	60
II	10.10^8 - 20.10^8	140	22,5	R.60	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	50
III	5.10^8 - 5.10^8	120	22,5	R.60 /R.54	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	40
IV	$<5.10^8$	100	22,5	R.60 /R.54	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	40

(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

2. Bantalan Rel

Menurut (PM.60 Tahun 2012) Bantalan memiliki fungsi untuk menyalurkan beban dari kereta api dan berat konstruksi jalan rel ke balas, serta menjaga lebar jalan rel dan stabilitas ke arah luar jalan rel. Bantalan dapat terbuat dari berbagai material seperti kayu, baja/besi, atau beton. Pemilihan jenis bantalan bergantung pada kelas dan kondisi lapangan, serta ketersediaan material. Setiap tipe bantalan harus memenuhi spesifikasi yang mengacu pada persyaratan teknis yang berlaku. Terdapat tiga jenis bantalan yaitu bantalan beton, bantalan kayu, dan bantalan besi. Semua jenis bantalan harus memenuhi persyaratan berikut ini:.

a. Bantalan beton merupakan struktur prategang

- 1) Untuk jalan rel dengan lebar sepur 1067 mm, bantalan beton harus memiliki kuat tekan karakteristik minimal 500 kg/cm², dan baja prategang harus memiliki tegangan putus minimum sebesar 16,876 kg/cm² (1,655 MPa). Bantalan beton tersebut harus dapat menahan momen minimum sebesar +1500 kg m pada bagian dudukan rei, dan - 930 kg m pada bagian tengah bantalan.
- 2) Untuk jalan rel dengan lebar 1435 mm, bantalan beton harus memiliki kuat tekan karakteristik minimal 600 kg/cm², dan baja prategang harus memiliki tegangan putus minimum sebesar 16,876 kg/cm² (1,655 MPa). Bantalan beton tersebut harus mampu menahan momen minimum sesuai dengan desain beban gandar dan kecepatan yang ditentukan.

3) Dimensi Bantalan Beton

a. Untuk lebar rel 1067 mm

- 1) Panjang : 2000 mm
- 2) Lebar : 260 mm
- 3) Tinggi maksimum : 220 mm

b. Untuk lebar rel 1435 mm

- 1) Panjang : 2.440 mm untuk beban gandar sampai dengan 22,5 ton
: 2.740 mm untuk beban gandar di atas 22,5 ton
 - 2) Lebar maksimum : 330 mm
 - 3) Tinggi di bawah dudukan rel : 220 mm
- 2) Bantalan kayu, harus memenuhi persyaratan kayu mutu A kelas 1 dengan modulus elastisitas (E) minimum 125.000 kg/cm².
- a) Bantalan harus memiliki kapasitas untuk menahan momen maksimum sebesar 800 kg-m, dan kekuatan lentur absolutnya tidak boleh kurang dari 46 kg/cm².
 - b) Berat jenis kayu harus setidaknya 0.9, kadar air maksimum adalah 15%, dan kayu tidak boleh memiliki mata kayu. Selain itu, retak tidak boleh melebihi panjang 230 mm dari ujung kayu.
- 3) Bantalan besi harus terbuat dari bahan Carbon Manganese Steel Grade 900 A, baik pada bagian tengah bantalan maupun pada bagian bawah rei. Bantalan ini harus memiliki kemampuan untuk menahan momen maksimum sebesar 650 kg m, dengan tegangan tarik antara 88 - 103 kg m. Elongation A1 harus lebih dari 10%.

c. *Ballast*

Menurut (PM No.60 Tahun 2012) Lapisan balas merupakan lapisan yang berfungsi sebagai perantara antara tanah dasar dan jalan rel, terletak di daerah yang mengalami konsentrasi tegangan tertinggi akibat lalu lintas kereta api. Oleh karena itu, material yang digunakan untuk membentuk lapisan balas harus dipilih dengan sangat hati-hati, dengan berat jenis yang sesuai seperti yang tercantum pada tabel berikut ini.

Tabel 3. 11 Berat Jenis Bahan

Jenis Bahan	Massa Jenis
Baja, Baja Cor	78,50 kN/m ³
Besi Cor	72,50 kN/m ³
Kayu	8,00 kN/m ³
Beton	24,00 kN/m ³
Aspal Anti Air	11,00 kN/m ³
Ballast, Gravel atau Batu Pecah	19,00 kN/m ³

(Sumber : PM No.60 Tahun 2012)

d. *Barrier* dan trotoar

Barrier pada jembatan berfungsi sebagai tiang sandaran atau pembatas jalan pada jembatan. Berat barrier untuk jembatan sendiri terbuat dari beton bertulang yang memiliki berat jenis seperti pada tabel 3.12 berikut.

Tabel 3. 12 Berat Jenis Bahan

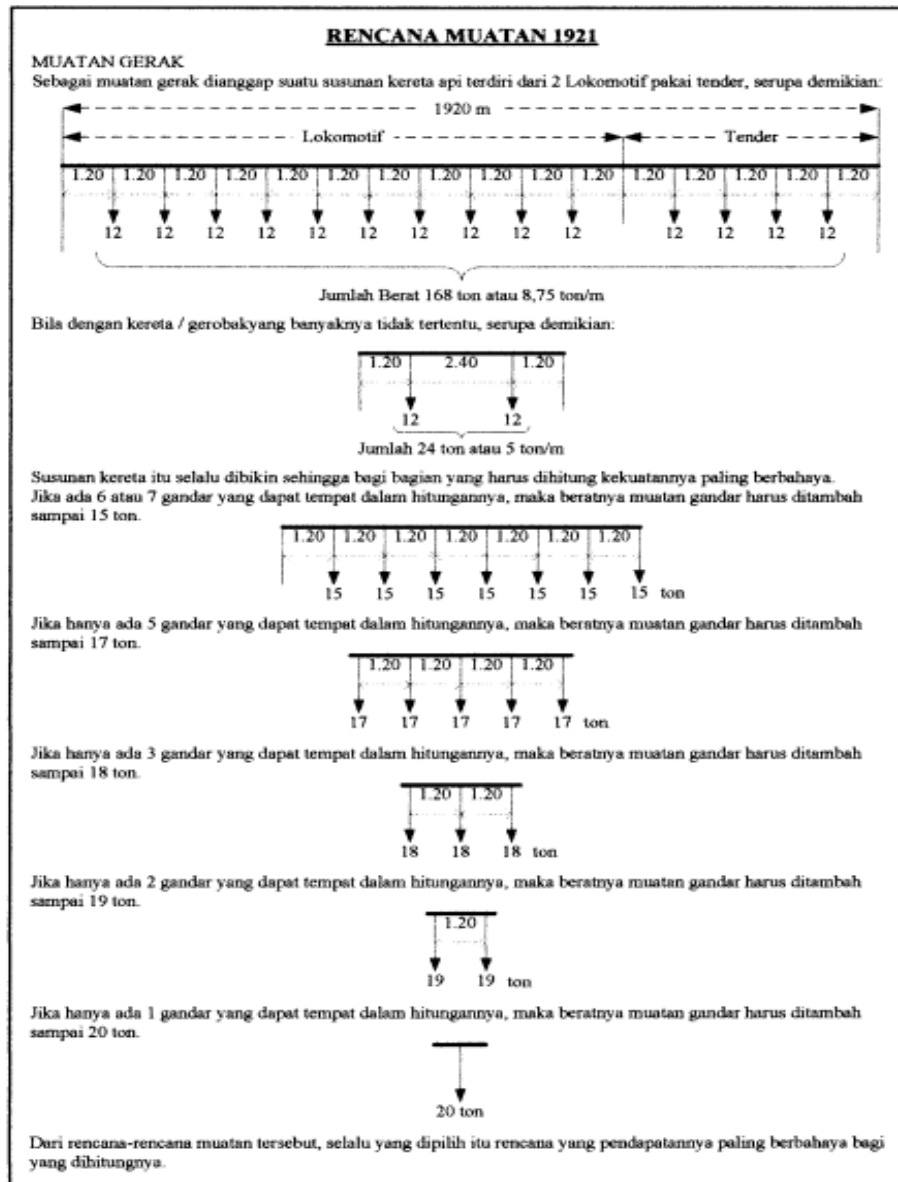
Jenis Bahan	Massa Jenis
Baja, Baja Cor	78,50 kN/m ³
Besi Cor	72,50 kN/m ³
Kayu	8,00 kN/m ³
Beton	24,00 kN/m ³
Aspal Anti Air	11,00 kN/m ³
Ballast, Gravel atau Batu Pecah	19,00 kN/m ³

(Sumber : PM No.60 Tahun 2012)

3.10.3 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan adalah beban gandar terbesar sesuai dengan rencana sarana perkeretaapian yang dioperasikan atau skema muatan yang direncanakan. Untuk beban gandar hingga 18 ton, dapat digunakan skema rencana muatan 1921 (RM 21) seperti yang tercantum dalam tabel 3.8. Untuk beban gandar hingga 18 ton, rencana muatan akan disesuaikan dengan kebutuhan tekanan gandar. Berikut adalah Tabel 3.13 yang menunjukkan Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21).

Tabel 3. 13 Skema Pembebanan Rencana Muatan 1921 (RM 21)



(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

3.10.4 Beban Kejut

Menurut Peraturan Menteri No. 60 Tahun 2012, beban kejut dapat dihitung dengan mengalikan faktor i dengan beban kereta. Berikut merupakan rumus sederhana mencari faktor i sebagai berikut:

$$\text{a. untuk rel pada alas balas, } i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \quad 3.7$$

$$\text{b. untuk rel pada perletakan, } i = 0,2 + \frac{25}{50+L} \quad 3.8$$

$$\text{c. untuk rel secara langsung pada baja, } i = 0,3 + \frac{22,5}{50+L} \quad 3.9$$

dimana i adalah faktor kejut, L adalah panjang bentang (m)

3.10.5 Beban Horizontal

1. Beban Sentrifugal

Untuk mendapatkan beban sentrifugal, perlu mengalikan faktor α dengan beban kereta. Beban bekerja pada pusat gaya berat kereta yang berada tegak lurus terhadap rel secara horizontal.

$$\alpha = \frac{V^2}{127 R} \quad 3.10$$

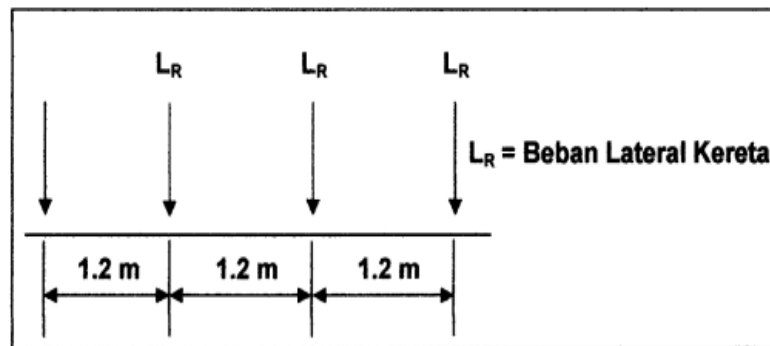
Dimana : α : koefisien beban sentrifugal

v : kecepatan maksimum kereta pada tikungan (km/jam)

R : radius tikungan (m)

2. Beban Lateral Kereta (L_R)

Beban lateral kereta adalah Beban yang bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal. Besaran adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrikl diesel sebagaimana yang tertera pada gambar 3.8 di bawah ini.



Gambar 3. 8 Beban Lateral Kereta

(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

3. Beban Pengereman dan Traksi

Beban pengereman dan traksi masing-masing merupakan 25% dari beban kereta, dan bekerja pada pusat gaya berat kereta menuju rel (secara longitudinal).

4. Beban Rel Panjang Longitudinal (L_f)

Beban rel panjang longitudinal pada dasarnya adalah 10 kN/m , maksimum 2.000 kN .

3.10.6 Beban Angin

Menurut (PM No.60 Tahun 2012) Beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horizontal, tipikal nilainya adalah:

1. Pada area proyeksi vertikal jembatan tanpa ada kereta di atasnya, beban yang diberikan adalah sebesar 3.0 kN/m^2 . Namun, pada area proyeksi rangka batang jembatan pada arah datangnya angin, beban yang diberikan adalah sebesar 2.0 kN/m^2 , tidak termasuk area sistem lantai.
2. Pada area kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya, beban yang diberikan adalah sebesar 1.5 kN/m^2 . Namun, terdapat pengecualian yaitu hanya 1.2 kN/m^2 untuk jembatan selain gelagar dek atau jembatan komposit. Selain itu,

pada area proyeksi rangka batang jembatan pada arah datangnya angin, beban yang diberikan adalah sebesar 0.8 kN/m^2 .

3.10.7 Beban Lingkungan

Menurut (SNI 1725-2016) aksi lingkungan mencakup pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan faktor-faktor alamiah lainnya. Dalam standar ini, besaran beban rencana dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian umum yang tercatat, tanpa memperhitungkan faktor-faktor khusus yang mungkin memperbesar pengaruh di lokasi tertentu. Oleh karena itu, perencana memiliki tanggung jawab untuk mengidentifikasi kejadian khusus yang ada di lokasi dan memperhitungkannya dalam perencanaan.

1. Pengaruh Rangkak dan Susut

Dalam perencanaan jembatan beton, perlu mempertimbangkan pengaruh rangkak dan penyusutan. Pengaruh ini diestimasi dengan memperhitungkan beban mati yang bekerja pada jembatan. Jika rangkak dan penyusutan dapat mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai rangkak dan penyusutan tersebut harus diminimalkan, terutama pada saat transfer dari beton prategang sebagaimana yang tertera pada tabel 3.14 di bawah ini.

Tabel 3. 14 Faktor Beban Akibat Rangkak dan Susut

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)	Keadaan Batas <i>Ultimate</i> (γ_{MA}^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)

Penerapan prategang pada bangunan statis tidak tentu akan menghasilkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang. Pengaruh sekunder ini harus diperhitungkan baik pada batas daya layan maupun batas

ultimate, sebagaimana tercantum dalam Tabel 3.15. Perhitungan prategang harus dilakukan sebelum (selama pelaksanaan) dan setelah kehilangan tegangan, dalam kombinasi dengan beban-beban lainnya.

Tabel 3. 15 Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{PR})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{PR}^S)	Keadaan Batas <i>Ultimate</i> (γ_{PR}^U)
Tetap	1,0	1,0

(Sumber: SNI 1725-2016)

Pengaruh utama prategang adalah sebagai berikut:

- Pada kondisi batas daya layan, gaya prategang dapat dianggap sebagai sistem beban pada elemen struktur. Nilai rencana dari beban prategang harus dihitung dengan menggunakan faktor beban daya layan sebesar 1,0.
- Pada kondisi batas ultimate, pengaruh sekunder yang disebabkan oleh gaya prategang harus dianggap sebagai beban yang beraksi.

3.10.8 Beban Gempa

Menurut (SNI 2833-2016) Jembatan harus direncanakan dengan memperhatikan risiko kegagalan struktural saat terjadi gempa, namun tetap mampu menanggung kerusakan signifikan dan gangguan pelayanan akibat gempa. Dalam beberapa situasi, ada kemungkinan perlu dilakukan penggantian sebagian atau seluruh struktur jembatan. Pihak yang berwenang dapat menetapkan tingkat kinerja yang lebih tinggi, seperti kinerja operasional. Beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal yang ditentukan dengan mengalikan koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen, dan kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d), menggunakan rumus berikut:

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

Keterangan:

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

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

Koefisien respons elastik C_{sm} diperoleh dengan mengacu pada peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan yang sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa yang direncanakan. Koefisien percepatan ini dikalikan dengan faktor amplifikasi yang sesuai dengan kondisi tanah hingga kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan. Nilai R_d (faktor modifikasi respons) dapat diperoleh dari Tabel 3.16 dan 3.17.

Tabel 3. 16 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
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)

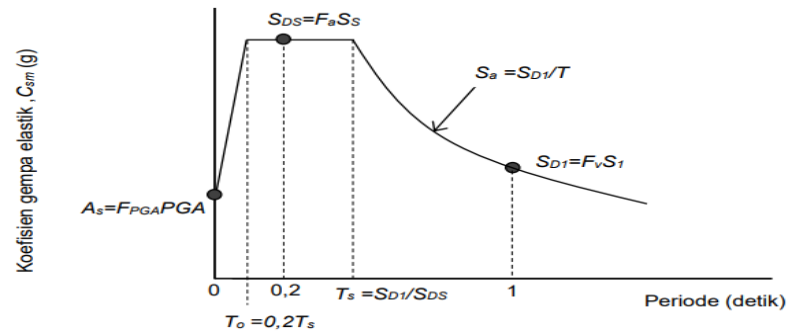
Tabel 3. 17 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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)

Respon spektra merupakan nilai yang menggambarkan amplitudo maksimum dari sistem dengan derajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode

alami) yang teredam akibat goyangan tanah. Untuk keperluan praktis, respon spektra disajikan dalam bentuk yang sudah disederhanakan pada gambar 3.9 sebagai berikut.



Gambar 3. 9 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

(Sumber : SNI 2833-2016)

Respon spektra pada permukaan tanah dihitung berdasarkan tiga nilai percepatan puncak (PGA, SS, dan S1) yang mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui sebesar 7% dalam periode 75 tahun. Selain itu, juga diperlukan nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Perumusan respon spektra dilakukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad 3.12$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad 3.13$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad 3.14$$

koefisien respon gempa elastis (C_{sm}) dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan yang menggambarkan respons elastis terhadap gempa bumi untuk periode yang lebih kecil dari T_0 .

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad 3.15$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_{S1} respon *spectra* percepatan, C_{sm} adalah sama dengan S_{DS}

Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respon gempa *elastic* (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad 3.16$$

Keterangan:

S_{DS} = nilai *spectra* permukaan tanah pada periode pendek ($T=0,2$ detik)

S_{D1} = nilai *spectra* permukaan tanah pada periode 1,0 detik

T_0 = $0,2 T_s$

T_s = $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

terdapat kategori kinerja *seismic* yang digunakan untuk menggambarkan variasi risiko dan digunakan untuk menentukan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, serta prosedur desain pondasi dan kepala jembatan. Informasi lebih lanjut mengenai kategori kinerja *seismic* sesuai dengan zona tertentu dapat ditemukan pada Tabel 3.18.

Tabel 3. 18 Zona Gempa

Koefisien Percepatan (S_{D1})	Zona Gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

(Sumber : SNI 2833-2016)

Faktor modifikasi respon pada bangunan bagian bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respon (R) yang sesuai, sebagaimana tercantum dalam Tabel 3.19 dan 3.20.

Tabel 3. 19 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. 20 Faktor Modifikasi Respon (R) 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)

Dalam analisis, gaya gempa harus diasumsikan mampu bekerja dari semua arah lateral. Faktor modifikasi respon (R) yang sesuai harus digunakan dalam kedua arah sumbu ortogonal pada bagian bawah bangunan. Pilar dengan tipe dinding dapat dianalisis sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu yang lebih lemah.

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

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y
- 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:

$$1) \quad DL + \gamma_{EQ} LL \pm EQ_x \pm 0,3 EQ_y \quad 3.17$$

$$2) \quad DL + \gamma_{EQ} LL \pm EQ_y \pm 0,3 EQ_x \quad 3.18$$

dimana:

DL = beban mati yang bekerja (kN)

γ_{EQ} = faktor beban hidup kondisi gempa

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

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

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

LL = beban hidup yang bekerja (kN)

EQ_x = beban gempa yang bekerja pada arah x

EQ_y = beban gempa yang bekerja pada arah y

Kombinasi beban keadaan ultimate adalah gaya total yang terfaktor digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \text{ (kN)} \quad 3.19$$

Dimana:

η_i = faktor pengubah respons

γ_i = faktor beban

Q_i = gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

Untuk setiap kombinasi pembebanan, faktor beban yang ditentukan dalam Tabel 3.21 harus digunakan untuk setiap beban. Sebagai perencana, perlu menyelidiki 37 bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi. Dalam setiap kombinasi pembebanan, setiap beban yang tercantum harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Hasil perkalian tersebut kemudian harus dijumlahkan sesuai dengan persamaan yang ditentukan, dan dikalikan dengan faktor pengubah yang relevan.

Tabel 3. 21 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_ρ	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_ρ	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_ρ	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_ρ	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_ρ	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_ρ	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_ρ	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatig (TD) dan (TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : $-\gamma_\rho$ dapat berupa $\gamma_{MS}, \gamma_{MA}, \gamma_{TA}, \gamma_{PR}, \gamma_{PL}, \gamma_{SH}$ tergantung beban yang ditinjau

γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

(Sumber: SNI 1725-2016)

Apabila digunakan dan mengkombinasikan komponen pracetak dan prategang dengan balok baja, maka pengaruh dari faktor-faktor berikut harus diperhitungkan sebagai beban konstruksi (PL):

1. Dalam kasus penarikan *strand longitudinal* pada pelat pracetak sebelum pelat disatukan dengan balok menjadi penampang komposit, perlu diperhitungkan friksi antara dek pracetak dan balok baja sebagai beban konstruksi (PL).
2. Jika penarikan tendon/*strand longitudinal* pada pelat pracetak dilakukan setelah dek disatukan dengan balok menjadi penampang komposit, perlu diperhitungkan gaya induksi pada balok baja dan shear connector sebagai beban konstruksi (PL).

3. Pengaruh rangkai dan susut yang berbeda pada balok baja dan pelat beton juga harus diperhitungkan sebagai beban konstruksi.
4. Pengaruh efek *Poisson* yang berbeda pada balok baja dan pelat beton

Dalam menentukan faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I, harus mempertimbangkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai panduan, dapat digunakan faktor γ_{EQ} yang tercantum pada sub bab 3.10.7

3.11 Struktur Balok Prategang

Struktur atas jembatan merupakan bagian yang mendapatkan pembebanan secara langsung dari beban di atasnya, karena sebagian besar beban-beban eksternal pertama kali bekerja pada jembatan berasal dari struktur atas yang kemudian akan diteruskan pada struktur bawah jembatan. Analisis struktur atas jembatan pada proyek pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta. 105+ 950 s/d 106+070) meliputi perbandingan Kapasitas struktur pada PCI Girder dengan PCU Girder.

3.11.1 Analisis Penampang Balok *Prestressed*

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

1. Pemilihan bentuk dan ukuran penampang.
2. Peninjauan besar gaya prategang dan eksentrisitas tendon
3. Penentuan tata letak/layout tendon sepanjang balok
4. Pemeriksaan terhadap tegangan-regangan yang terjadi, kuat atau kapasitas penampang pada kondisi batas, lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang akibat rangkai susut beton 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 tekan $(f_{ti}) \leq 0,25 \cdot \sqrt{f_c' i}$
2. Tegangan ijin beton saat akhir untuk struktur lentur tidak boleh melampaui nilai berikut.
 1. Serat terluar mengalami tegangan tekan $(f_{cs}) \leq 0,45 f_c'$
 2. Serat terluar mengalami tegangan tarik $(f_{ts}) \leq 0,50 \cdot \sqrt{f_c'}$
3. Tegangan ijin tarik pada tendon prategang (f_{ps}) tidak boleh melebihi nilai berikut:
 - a. Akibat gaya pengangkuran tendon $\leq 0,94 \cdot f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,85 \cdot f_{pu}$
 - b. Sesaat setelah pemindahan gaya prategang $\leq 0,82 \cdot f_{py}$, 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).

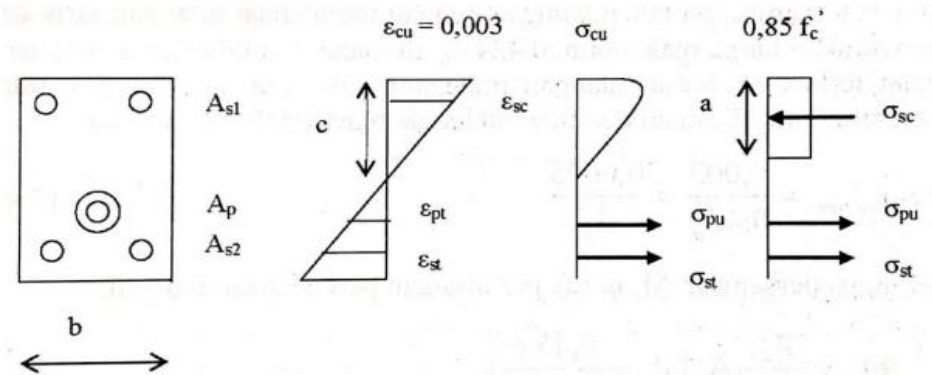
3.12 Analisis Gaya Dalam

Perhitungan kekuatan batas penampang terhadap lentur (M_u) didasarkan pada teori kekuatan lentur yang melibatkan kekuatan beton dan baja pada serat tarik dan tekan. Kekuatan batas ini juga berfungsi sebagai batasan pada tahap batas kekuatan (*Strength Limit*). Selain memperhatikan kekuatan, daktilitas penampang juga perlu

diperiksa. Struktur dengan daktilitas akan mengalami deformasi yang signifikan sebelum akhirnya mengalami keruntuhan (Budiadi, 2008).

3.12.1 Analisis Lentur

Berikut merupakan gambar 3.10 penampang, regangan, tegangan actual dan idealisasi.



Gambar 3. 10 Penampang, Regangan, Tegangan Aktual dan Idealisasi

Pada gambar 3.10, terdapat representasi idealisasi blok tekan berdasarkan RSNI T-12-2004 dengan nilai $\alpha = \beta.c$. Nilai konstanta kuat tekan beton 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:

$$C_c = 0,85 f'_c . b . a \text{ (kN)} \quad 3.23$$

Harga momen diatas diperoleh dengan mengambil momen terhadap C_c , sebesar:

$$M_u = T . l = \sigma_u A_p \left(d_p - \frac{1}{2} . a \right) \text{ (kNm)} \quad 3.24$$

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

$$K_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad 3.25$$

3.12.2 Analisis Geser

Menurut SNI 2847 – 2013 untuk komponen struktur prategang, penampang yang berada dalam jarak kurang dari $h/2$ dari muka tumpuan diizinkan untuk didesain. Hal ini berlaku untuk nilai V_u yang dihitung pada jarak $h/2$.

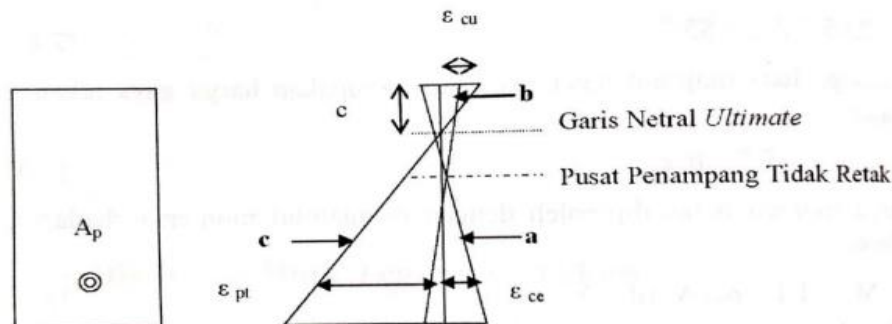
Berikut merupakan rumus untuk menghitung komponen struktur prategang untuk menahan geser sebagai berikut.

$$V_c = (0,05 \lambda \sqrt{f'c'} + 4,8 \frac{V_u + d_p}{M_u}) b_w d \text{ (kN)} \quad 3.26$$

Dengan ketentuan V_c tidak perlu diambil kurang dari $0,17 \lambda \sqrt{f'c'} b_w d$, dan V_c tidak boleh lebih dari $0,42 \lambda \sqrt{f'c'} b_w d$, dan $\frac{V_u + d_p}{M_u}$ tidak boleh lebih dari 1,0, dimana M_u terjadi serentak dengan V_u

3.12.3 Komponen Regangan Baja Prategang

Menurut (Budiadi, 2008), Regangan pada tulangan prategang yang terikat pada tahap pembebanan dapat dijelaskan dengan Gambar 3.11. Regangan ini terdiri dari regangan akibat prategang awal ditambah dengan regangan akibat pembebanan pada beton di level baja. Pada tahap (a), regangan beton elastis terjadi ketika momen luar sama dengan nol dan disebabkan oleh prategang efektif sebagaimana yang tertera pada gambar 3.11 di bawah ini.



Gambar 3. 11 Komponen Regangan Baja Prategang

(Sumber: RSNI T-12-2004)

$$\epsilon_{ce} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P}{A} + \frac{P_e e^2}{A} \right) \quad 3.27$$

Tegangan pada baja prategang adalah:

$$\sigma_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.28$$

sedangkan regangan pada baja prategang adalah:

$$\epsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \quad 3.29$$

Tahap (b) menggambarkan 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} . Sementara itu, tahap (c) terkait dengan tahap beban batas. Regangan beton pada level baja ϵ_{pt} dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\epsilon_{pt} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{p-c}}{c} \right) \quad 3.30$$

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

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_{pe} + \epsilon_{cs} + \epsilon_{pt} \quad 3.31$$

3.12.4 Perkiraan Menurut RSNI T-12-2004

1. Tegangan batas baja prategang untuk tendon terlekat

Dalam perhitungan kekuatan batas nominal penampang beton prategang, tegangan analitis batas baja prategang f_{ps} tidak boleh melebihi f_{py} . Jika tidak ada perhitungan yang lebih akurat, dan tegangan efektif pada tendon tidak kurang dari $0,5 f_{pu}$, maka tegangan analitis batas baja prategang f_{ps} dalam tendon yang terlekat penuh dapat diambil dengan nilai sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_p \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{c'}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.32$$

Jika pengaruh tulangan tekan pada saat menghitung f_{ps} dengan persamaan berikut:

$$f_{ps} = \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{c'}} + \frac{f_{pu}}{f_{c'}} (\omega - \omega') \right) (\text{kN/m}^2) \quad 3.33$$

Harus diambil tidak kurang dari 0,17 dan d' tidak lebih dari 0,15 d_p . dengan γ_p adalah faktor untuk memperhitungkan jenis tendon prategang:

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

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

- Kondisi lentur bebas

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d_{s1} \right) + T_s \left(d_p - \frac{h}{2} \right) + T_p \left(d_p - \frac{h}{2} \right) (\text{kNm}) \quad 3.34$$

- Jika tulangan tekan diabaikan

$$M_n = T_s \left(d_p - \frac{h}{2} \right) + T_p \left(d_p - \frac{h}{2} \right) (\text{kNm}) \quad 3.5$$

- Untuk prategang penuh

$$M_n = T_p \left(d_p - \frac{h}{2} \right) (\text{kNm}) \quad 3.36$$

2. Tegangan batas baja prategang untuk tendon tidak terlekat

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

- Untuk balok dengan perbandingan bentang dan tinggi penampang ≤ 35 .

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f_{ci}}{100} \rho_p (\text{kN/m}^2) \quad 3.37$$

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

- Untuk balok dengan perbandingan bentang dan tinggi penampang > 35 :

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f_{ct}}{300\rho_p} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.38$$

namun nilai f_{ps} tidak boleh diambil lebih besar dari $(f_{se} + 200)$, dan dalam kasus manapun nilai f_{ps} tidak boleh diambil lebih besar dari f_{py} .

3.13 Kemampuan Layan dan Lendutan

Dalam beton prategang, gaya prategang memiliki peranan penting dalam menentukan kekuatan dan daya tahan. Untuk menentukan gaya prategang, perlu mempertimbangkan properti *section* seperti inersia I , momen tahanan W , eksentrisitas penampang e , serta batas tegangan tarik dan tekan. Parameter-parameter ini juga membatasi retak dan lendutan. Pada beton prategang, sebelum terjadi retak, lendutan dapat diprediksi dengan akurat. Karena penampang umumnya didesain agar tidak retak saat beban bekerja, perhitungan lendutan dapat dilakukan dengan mudah dan lengkap. (Budiadi, 2008)

3.13.1 Ketentuan Kemampuan Layan

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

1. Geometri dari penampang harus direncanakan dengan mempertimbangkan pengaruh tetap agar lendutan yang tersisa tetap berada dalam batas yang dapat diterima.
2. Untuk menghindari deformasi yang terlihat secara visual pada struktur, pengaruh tetap yang diberikan sesuai dengan peraturan pembebanan untuk jembatan jalan raya harus memenuhi batasan bahwa lendutan pada bagian tengah bentang tidak boleh melebihi $L/300$ bentang dan tidak boleh terjadi lendutan.
3. Lendutan akibat beban rencana untuk daya layan pada peraturan pembebanan untuk jembatan jalan Rraya tidak boleh melebihi $L/250$ bentang.

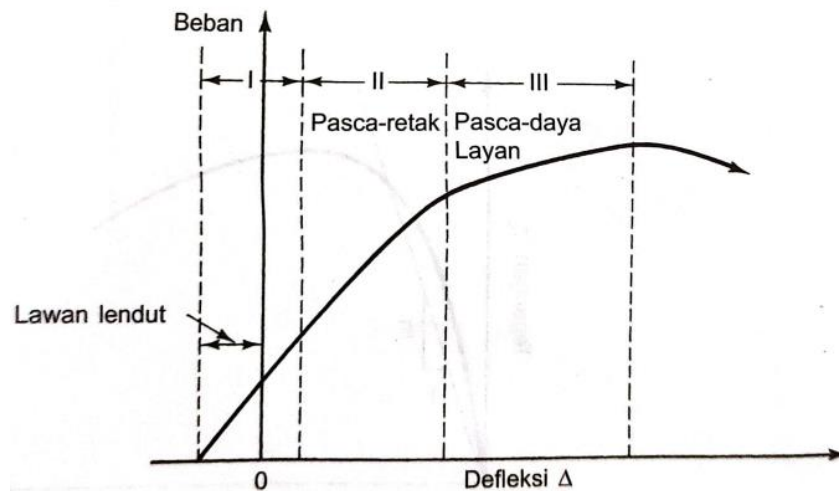
4. Lendutan akibat beban hidup layan, termasuk kejutan, harus tetap berada dalam batas yang sesuai dengan struktur dan fungsinya, kecuali jika dilakukan penyelidikan lebih lanjut, dan tidak boleh melebihi $L/800$ untuk bentang dan $L/400$ untuk kantilever.

3.13.2 Lendutan Jangka Pendek

Menurut (Nawy, 2001) Perhitungan defleksi jangka pendek pada komponen struktur beton prategang dilakukan dengan asumsi bahwa penampang tersebut memiliki sifat homogen, isotropis, dan elastis. Asumsi ini merupakan pendekatan dari perilaku sebenarnya, terutama dalam hal bahwa modulus elastisitas beton E_c bergantung pada umur beton dan momen inersia bergantung pada tingkat pembebanan, apakah penampang tersebut mengalami retak atau tidak.

1. Penampang praretak

Segmen praretak dari kurva beban defleksi secara dasarnya merupakan garis lurus yang menggambarkan perilaku elastis, seperti yang terlihat pada gambar 3.12. Tegangan tarik maksimum pada balok di segmen ini lebih rendah daripada tegangan tarik pada kondisi lentur, yang berarti lebih kecil daripada modulus raptur beton f_r . Kekakuan lentur EI dari balok dapat diestimasi dengan menggunakan modulus young E_c beton dan momen inersia penampang beton yang tidak retak. Perilaku beban defleksi sangat bergantung pada hubungan antara tegangan dan regangan dari beton.



Gambar 3. 12 Hubungan Beban – Defleksi Balok

(Sumber: Nawy, 2001)

Nilai E_c dapat diestimasi dengan menggunakan rumus empiris ACI yaitu:

$$E_c = 33 w^{1,5} \sqrt{f'c} \quad (\text{kN/m}^2) \quad 3.39$$

atau untuk beton berbobot normal:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} \quad (\text{kN/m}^2) \quad 3.40$$

Daerah praretak berakhir pada saat inisiasi retak lentur pertama, dimana tegangan beton mencapai kuat *modulus raptur*. Seperti pada kuat tarik belah langsung *modulus raptur* beton sebanding dengan akar kuadrat dari kuat tekannya. Untuk tujuan desain, nilai modulus raptur beton diambil sebesar:

$$f_r = 7,5\lambda\sqrt{f'c} \quad (\text{kN/m}^2) \quad 3.41$$

$\lambda = 1,0$ untuk beton berbobot normal

$\lambda = 0,75$ untuk beton ringan

$\lambda = 0,85$ untuk beton ringan pasir

jika *modulus raptor* f_r disamakan dengan tegangan yang dihasilkan oleh momen retak M_{cr} maka:

$$f_b = f_r = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + \frac{M_{cr}}{S_b} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.42$$

dimana subskrip b menunjukkan serat-serat , bawah pada tengah-tengah suatu balok yang ditumpu sederhana. Apabila jarak dari serat tarik ekstrim beton dari pusat berat dari penampang beton tersebut adalah y_t , maka momen retak dapat dinyatakan dengan

$$M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} \left(\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + 7,5\lambda\sqrt{f'c} \right) \text{ (kNm)} \quad 3.43$$

atau

$$M_{cr} = S_b(7,5\lambda\sqrt{f'c} + \frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right)) \text{ (kNm)} \quad 3.44$$

Dimana s_b adalah modulus elastisitas penampang di serat bawah. Momen retak akibat bagian beban hidup yang menimbulkan retak adalah:

$$M_{cr} = S_b(6,0 \lambda \sqrt{f'c} + f_{ce} - f_d) \text{ (kNm)} \quad 3.45$$

Dimana:

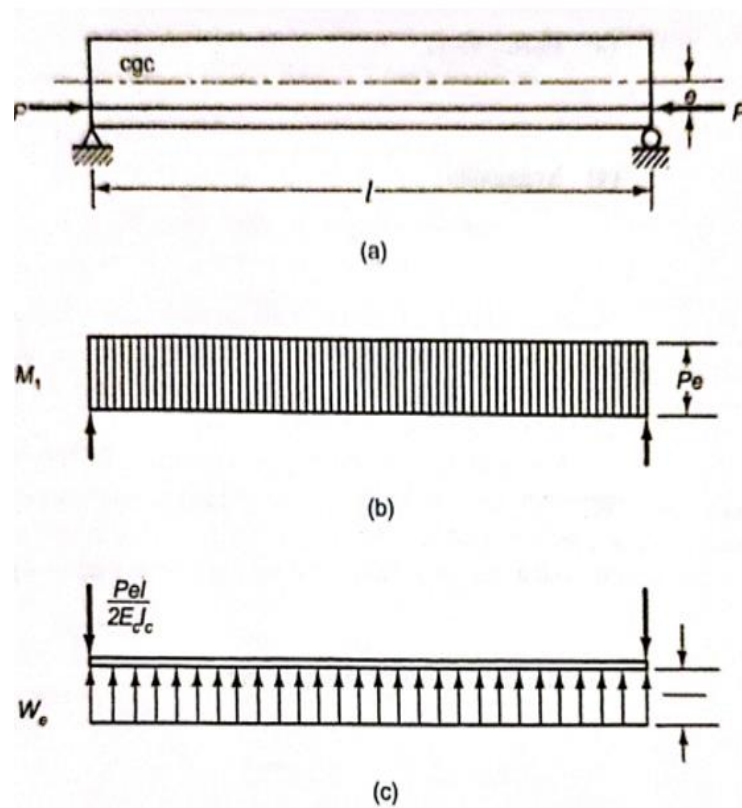
f_{ce} = tegangan tekan di pusat berat penampang beton akibat prategang efektif sesudah kehilangan pada sat tegangan tarik diakibatkan oleh beban eksternal, (kN/m²).

f_d = tegangan beton di serat tarik ekstrim akibat beban mati tak terfaktor apabila tegangan tarik dan retak akibat beban eksternal, (kN/m²).

Perhitungan defleksi pada penampang prategang tak-retak cenderung lebih akurat dibanding dengan perhitungan pada penampang retak karena asumsi perilaku elastis lebih dapat diterapkan. Berikut gambar 3.13 momen terhadap intensitas beban $(Pe)/E_c I_c$ dari tengah bentang terhadap titik tengah bentang menghasilkan.

$$\delta = \frac{Pel}{2E_c I_c} \left(\frac{1}{2} \right) - \frac{Pel}{E_c I_c} \left(\frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \right) = \frac{Pel^2}{8E_c I_c} \text{ (m)} \quad 3.46$$

Perhitungan yang sama dapat dilakukan untuk profil tendon yang bagaimanapun dan untuk jenis pembebanan transversal apapun, tanpa dipengaruhi apakah geometri atau pembebanan tendonnya simetris atau tidak. Lawan lendut atau defleksi akhirnya adalah superposisi dari defleksi-defleksi yang diakibatkan oleh prategang pada defleksi-defleksi yang diakibatkan oleh beban eksternal. Berikut merupakan gambar 3.13 diagram defleksi oleh beban elastis.

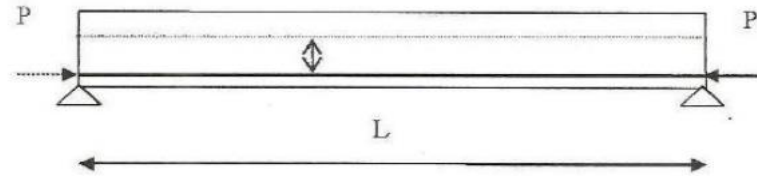


Gambar 3. 13 Diagram Defleksi oleh Beban Elastis

(Sumber: Nawy,2001)

Berikut terdapat rumus untuk menentukan lendutan keatas sesuai dengan pola tendon tertentu:

1. Straight Tendons

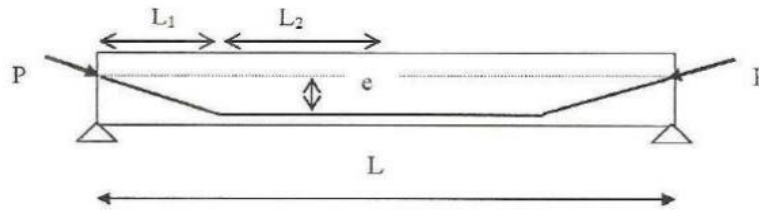


Gambar 3. 14 Balok dengan Posisi Tendon Lurus

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{-P e L^2}{8 E I} \text{ (m)} \quad 3.47$$

2. Trapezoidal Tendons

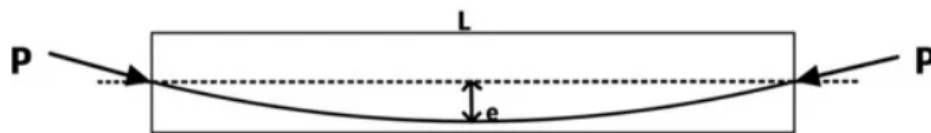


Gambar 3. 15 Balok dengan Posisi Tendon Berpola Trapezoidal

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{-P e L^2}{6 E I} (2L_1^2 + 6L_1L_2 + L_3) \text{ (m)} \quad 3.48$$

3. Parabolic Tendons (Central Anchor)

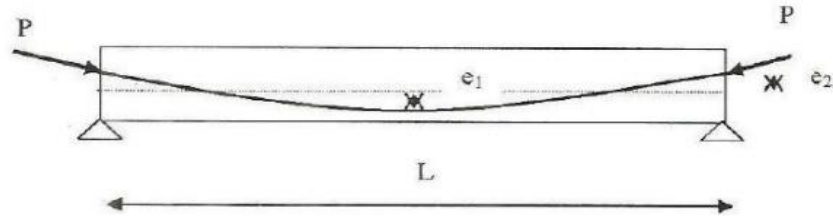


Gambar 3. 16 Balok dengan Tendon Parabola

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{5P e L^2}{48 E I} \text{ (m)} \quad 3.49$$

4. *Parabolic Tendons (Eccentric Anchors)*

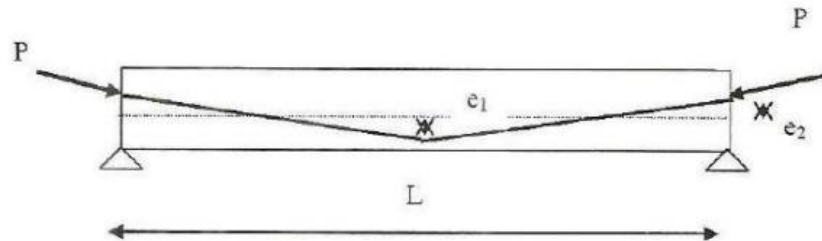


Gambar 3. 17 Balok dengan Posisi Tendon Parabola Eksentrisitas Bagian Angkur

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{5P e L^2}{48 E I} (-5e_1 + e_2) \text{ (m)} \quad 3.50$$

5. *Sloping Tendons (Eccentric Anchors)*

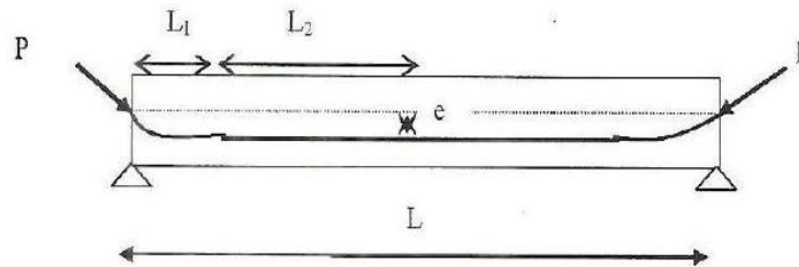


Gambar 3. 18 Balok dengan Posisi Tendon Menyudut Eksentrisitas bagian Angkur

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{P L^2}{24 E I} (-2e_1 + e_2) \text{ (m)} \quad 3.51$$

6. Parabolic and Straight Tendons

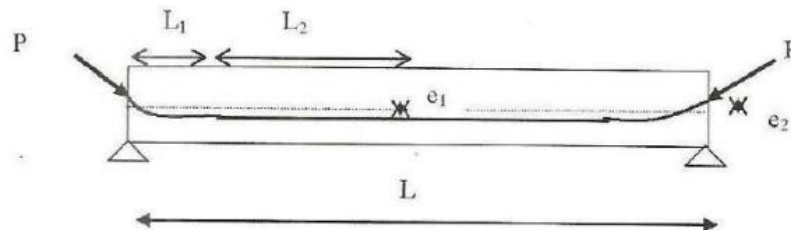


Gambar 3. 19 Balok dengan Posisi Tendon Lengkung kemudian Lurus

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{-P e}{12 E I} (5L_1^2 + 12L_1L_2 + 6L_2^2) \text{ (m)} \quad 3.52$$

7. Parabolic and Straight Tendons (Eccentric Anchors)



**Gambar 3. 20 Balok dengan Posisi Tendon Lengkung kemudian Lurus
Eksentrisitas Bagian Angkur**

(Sumber: Nawy, 2001)

$$\alpha = \frac{-P e}{12 E I} (5L_1^2 + 12L_1L_2 + 6L_2^2) \text{ (m)} \quad 3.53$$

Dimana:

α = lendutan ke atas (*camber*)

P = gaya prategang

L = panjang bentang

L_1L_2 = panjang segmen pada komponen struktur

E = modulus elastisitas beton

I = inersia penampang

e_1e_2 = eksentrisitas pada penampang

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

$$\delta = \frac{5q L^4}{384 E I} \text{ (m)} \quad 3.54$$

dengan mensubstitusikan intensitas beban q dari persamaan sebelumnya didapatkan:

$$\delta = \frac{4P_e e l^2}{48 E I} \text{ (m)} \quad 3.55$$

2. Penampang Retak

Apabila elemen prategang mengalami beban berlebih atau pada kasus prategang parsial dimana retak terkontrol terbatas diperkenankan, penggunaan momen inersia bruto I_g akan menyebabkan estimasi kurang pada defleksi atau lawan lendut pada balok prategang tersebut. Secara teoritis, momen inersia retak I_{cr} harus digunakan untuk penampang-penampang balok di antara retak. Namun, perhitungan defleksi yang terlalu rumit terkadang tidak diinginkan karena sulitnya mendapatkan ketelitian dalam perhitungan defleksi. Sebagai akibat momen inersia efektif I_e yang merupakan nilai rata-rata di sepanjang bentang dari balok yang ditumpu sederhana dengan tendon terlekat dapat digunakan. Metode ini dikembangkan oleh Branson, dapat dilihat berdasarkan metode berikut:

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) \leq I_g \text{ (m}^4\text{)} \quad 3.56$$

Persamaan 3.56 juga dapat ditulis dalam bentuk berikut

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) I_{cr} \leq I_g \text{ (m}^4\text{)} \quad 3.57$$

3.13.3 Lendutan Jangka Panjang

Menurut RSNI T-12-2004, lendutan jangka panjang adalah lendutan yang disebabkan oleh sifat material beton prategang. RSNI T-12-2004 juga mengatur bahwa jika tidak dilakukan perhitungan secara detail, penambahan lendutan jangka panjang yang disebabkan oleh rangkai dan susut beton pada komponen lentur (termasuk beton normal dan beton ringan) harus dihitung dengan mengalikan lendutan jangka pendek akibat beban tetap dengan faktor λ . Nilai faktor λ ditentukan sebagai berikut:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho} \quad 3.58$$

dengan:

ρ = rasio tulangan non prategang tekan ($\frac{A_{sc}}{b d}$) pada tengah bentang untuk balok sederhana dan menerus. Nilai ρ pada tumpuan untuk balok kantilever

ξ = faktor konstanta 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. Rangkai (*creep*)

Menurut Nawy (2001), rangkai merupakan peningkatan regangan seiring waktu akibat pembebanan yang berkelanjutan. Deformasi awal akibat beban terdiri dari regangan elastis, sedangkan penambahan regangan yang sama akibat beban yang terus bekerja adalah regangan rangkai. Total regangan pada struktur pada waktu tertentu (t) dapat dihitung sebagai jumlah dari regangan langsung, regangan susut, dan regangan rangkai. Secara matematis, hal ini dapat dinyatakan dengan rumus:

$$\epsilon_t = \epsilon_e + \epsilon_c + \epsilon_{sh} \quad 3.59$$

dimana:

ϵ_t = regangan total

ϵ_e = regangan elastis/langsung

ε_c = regangan rangkai

ε_{sh} = regangan susut

Lendutan akhir akibat rangkai dapat diambil sebesar:

$$\delta_{cr} = \frac{\varphi_1}{\alpha} \delta_{sus} \text{ (m)} \quad 3.60$$

dimana:

φ_1 = koefisien rangkai akhir dengan harga antara 2,0 – 4,0.

α = koefisien yang dipengaruhi retak dan jumlah tulangan, dengan nilai antara 1,0 – 3,5.

$\alpha = 1,5$ untuk penampang tidak retak

$\alpha = 2,5$ untuk penampang retak

δ_{sus} = lendutan jangka pendek total.

Analisis koefisien rangkai (*creep coefficient*) dapat ditinjau dengan dua spesifikasi peraturan yaitu ACI dan CEB-FIP. ACI 209 dan CEB 1990, dalam memperhitungkan faktor rangkai sama-sama menggunakan beberapa parameter berikut:

- a. umur beton ketika pembebanan awal
- b. Kuat tekan beton umur 28 hari
- c. Kelembaban rata-rata lingkungan sekitar
- d. Rasio volume terhadap luas permukaan atau ketebalan penampang elemen, dan
- e. Tipe semen

2. Susut (*shrinkage*)

Susut beton dapat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam cetakan. Permukaan yang terpapar seperti pelat lantai lebih rentan terhadap pengaruh udara kering karena memiliki area kontak yang luas. Pada kondisi tersebut, penguapan air melalui permukaan beton terjadi lebih cepat daripada penggantian air dari lapisan beton yang lebih dalam. Di sisi lain, susut

pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya dan proses hidrasi semen telah selesai. Susut pengeringan terjadi ketika uap air hilang melalui penguapan, mengakibatkan berkurangnya volume elemen beton. Sebaliknya, fenomena peningkatan volume akibat penyerapan air disebut sebagai swelling. Susut dan swelling menunjukkan perpindahan air keluar dan masuk ke dalam struktur gel beton sebagai akibat dari perbedaan kelembaban atau kejenuhan antara elemen-elemen yang berdekatan. Fenomena ini tidak tergantung pada beban eksternal yang diberikan. Susut merupakan proses yang tidak dapat dikembalikan. Jika beton yang telah mengalami susut kemudian direndam dalam air, volume beton tidak akan mencapai volume awalnya. (Nawy, 2001). Lendutan akibat susut dapat diambil sebesar:

$$\delta_{sh} = \beta k_{sh} L^2 \text{ (m)} \quad 3.61$$

dimana

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

k_{sh} = kelengkungan akibat susut di tengah bentang

L = panjang bentang

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

$$k_{sh} = \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \quad 3.62$$

dan untuk penampang retak:

$$k_{sh} = \frac{\varepsilon_{sh}}{h} \quad 3.63$$

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

Perhitungan lendutan jangka panjang pada komponen struktur beton prategang juga dapat dilakukan dengan memperhatikan datum yang ditentukan. Jika dasar dan distribusi memanjang dari lengkungan sepanjang bentang diketahui secara tepat berdasarkan pembebanan, termasuk gaya prategang dan beban hidup, lendutan umumnya tergantung pada kemiringan garis regangan (*curvature*). Nilai kelengkungan akhir k_1 pada suatu penampang dapat dinyatakan sebagai fungsi dari lendutan sebagai berikut.

$$k_t = k_{mt} + k_{pt} \text{ (m)} \quad 3.64$$

dimana:

k_{mt} = perubahan kelengkungan akibat beban luar

k_{pt} = perubahan kelengkungan akibat prategang

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

$$K_{mt} = (k_i(1 + \varphi_c)) \quad 3.65$$

dimana:

k_i = kelengkungan awal saat setelah beban luar bekerja

φ_c = koefisien rangkak

kelengkungan akibat prategang setelah waktu t adalah.

$$k_{pt} = \frac{-P_i e}{EI} \left[1 - \frac{\Delta P}{2P_i} + \left(1 - \frac{\Delta P}{2P_i} \right) \varphi_c \right] \text{ (m)} \quad 3.66$$

dengan $\Delta P = P_i - P_t$

dimana:

k_{pt} = kelengkungan akibat prategang pada waktu t (m)

P_i = gaya prategang awal (kN)

P_t = gaya prategang pada waktu t (kN)

e = eksentrisitas penampang (m)

E = modulus elastisitas beton (kN/m²)

I = momen inersia penampang (m⁴)

1. Kehilangan seketika

Kehilangan seketika umumnya terjadi akibat perubahan kondisi beton dari basah menjadi kering, gesekan antara selongsong dengan tendon pada struktur pascatarik, dan slip pada sistem pengangkuran tendon di daerah *end blocks*.

a. Perpendekan elastis

Mekanisme pengeringan beton yang mempengaruhi kehilangan tegangan memiliki perbedaan antara struktur dengan sistem pratarik dan pascatarik. Pada struktur pratarik, perubahan regangan pada tulangan prategang yang disebabkan oleh perpendekan elastis beton memiliki nilai yang sama dengan regangan beton di level baja.

1) Pratarik

Menurut (Budiadi, 2008) Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis (*elastic shortening*) tergantung pada rasio modular dan tegangan beton pada level baja atau dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pES} = n f_c \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.68$$

Dimana f_c merupakan tegangan beton pada level baja dan n adalah rasio modulus dengan nilai $n = \frac{E_s}{E_c}$, saat gaya prategang ditransfer ke beton, beton akan mengalami perpendekan dan baja prategang akan mengikuti perubahan panjang beton tersebut. Akibat perpendekan elastis ini, terjadi kehilangan tegangan pada baja prategang. Estimasi kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat dihitung sebesar:

$$\Delta f_{pES} = \frac{n P_i}{A_s + n A_c} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.69$$

dimana:

n = rasio modular pada saat transfer, dengan harga $n = \frac{E_s}{E_c}$

P_i = gaya prategang awal (kN)

A_c = luas penampang beton (m²)

A_s = luas penampang baja prategang (m^2)

2) Pascatarik

Menurut (Budiadi, 2008) Pada struktur yang menggunakan kabel tunggal, tidak terjadi kehilangan prategang akibat perpendekan beton. Hal ini disebabkan karena gaya pada kabel diukur setelah perpendekan terjadi. Namun, pada penampang yang menggunakan lebih dari satu kabel, kehilangan gaya prategang ditentukan oleh kabel yang pertama ditarik, dan nilai setengah dari gaya tersebut digunakan sebagai estimasi rata-rata dari semua kabel. Untuk menentukan kehilangan tegangan pada struktur pascatarik, dapat digunakan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pES} = \frac{n P_i}{A_c} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.70$$

dimana:

f_c = tegangan pada penampang, (kN/m^2)

P_i = gaya prategang awal, (kN)

Atau secara praktis, untuk struktur pascatarik dapat digunakan persamaan:

$$\Delta f_{pES} = 0,5 \frac{E_s}{E_c} f_c \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.71$$

b. Gesekan pada tendon

Menurut (Budiadi, 2008) Pada struktur beton prategang dengan tendon yang mengalami kelengkungan, terdapat fenomena gesekan pada sistem penarik (*jacking*) dan angkur yang menyebabkan tegangan pada tendon lebih rendah daripada nilai yang terbaca pada alat pengukur tekanan (*pressure gauge*). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh pergerakan selongsong (*wobble*). Untuk menghitung kehilangan tegangan ini, digunakan koefisien *wobble*, K , dan koefisien kelengkungan, μ . Nilai K untuk tendon 7 *wire strand* pada selongsong yang fleksibel berkisar antara

0,0016 dan 0,0066. Nilai kelengkungan μ berada dalam rentang 0,15 - 0,25. Dengan menggunakan persamaan berikut, dapat ditentukan kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon:

$$\frac{P_2 - P_1}{P_1} = -KL - \mu \quad 3.72$$

dimana:

P_1 = besarnya gaya prategang di titik 1 (kN)

P_2 = besarnya gaya prategang di titik 2 (kN)

L = panjang segmen yang diperhitungkan (m)

α = sudut pada tendon (rad)

$e = 2,7183$

Menurut SNI 2002, kehilangan tegangan akibat friksi pada tendon paskatarik harus dihitung dengan rumus:

$$\Delta f_{pF} = P_x \cdot e^{(K L_x + \mu \alpha)} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.73$$

Bila $(K L_x + \mu \alpha)$ tidak lebih besar dari 0,3 maka kehilangan prategang akibat friksi harus diperhitungkan dengan rumus.

$$\Delta f_{pF} = P_x (1 + K L_x + \mu \alpha) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.74$$

dimana:

Δf_{pF} = kehilangan prategang akibat gesekan pada tendon

P_x = gaya prategang pada titik yang ditinjau

Nilai K dan μ dapat dilihat pada tabel 3.22 sebagai 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	0,003-0,002	0,09-0,30
		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
	Prestressed	Tendon Kawat	0,0010-0,0066	0,05-0,15
		Strand 7 Kawat	0,0010-0,0066	0,05-0,15

(Sumber: Budiadi, 2008)

c. Slip pada angkur

Menurut (Nawy 2001) kehilangan tegangan akibat dudukan angkur pada komponen struktur paskatarik disebabkan oleh adanya blok-blok pada angkur saat gaya pendongkrak ditransfer ke angkur. Kehilangan ini juga terjadi pada landasan cetakan prategang pada komponen struktur pratarik karena penyesuaian yang dilakukan saat gaya prategang ditransfer ke landasan. Salah satu cara yang umum digunakan untuk mengatasi kehilangan akibat slip pada angkur adalah dengan memberikan kelebihan tegangan. Besarnya kehilangan tegangan akibat dudukan angkur bervariasi antara ¼ in hingga 3/8 in (6,35 mm hingga 9,53 mm) untuk angkur dengan dua blok. Besar pemberian kelebihan tegangan yang diperlukan bergantung pada sistem pengangkuran yang digunakan, karena setiap sistem memiliki kebutuhan penyesuaian yang berbeda. Pembuat sistem diharapkan menyediakan data mengenai gelincir yang terjadi akibat penyesuaian angkur. Jika ΔA merupakan besarnya gelincir, L adalah panjang tendon, dan E_{ps} adalah modulus elastisitas baja prategang, maka kehilangan prategang akibat gelincir angkur dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} \times E_{ps} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.75$$

2. Kehilangan prategang tergantung waktu

Menurut (Budiadi 2008) kehilangan tegangan seiring dengan berjalannya waktu (*time dependent loss of stress*) disebabkan oleh proses penuaan beton selama digunakan. Proses ini terutama dipengaruhi oleh fenomena susut dan rangkai yang terjadi pada beton sepanjang masa pemakaian. Selain itu, kehilangan prategang juga dipengaruhi oleh relaksasi yang terjadi pada baja prategang.

a. Kehilangan akibat rangkai

Rangkai pada beton terjadi ketika deformasi terjadi sebagai respons terhadap tegangan pada beton seiring berjalannya waktu. Pada struktur beton prategang, rangkai menyebabkan penurunan tegangan pada penampang. Untuk struktur yang memiliki lekatan yang baik antara tendon dan beton (*bonded members*), kehilangan tegangan akibat rangkai dapat diestimasi menggunakan persamaan berikut:

$$\Delta f_p \text{ CR} = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{ci} - f_{cd}) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.76$$

Sedangkan untuk struktur dimana tidak terjadi lekatan antara beton dan tendon (*unbonded members*), besarnya kehilangan prategang dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_p \text{ CR} = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cp} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.77$$

dimana:

K_{cr} = koefisien rangkai, harganya 2,0 untuk pratarik dan 1,6 untuk paskatarik

E_c = modulus elastisitas beton, (kN/m²).

E_s = modulus elastisitas baja prategang, (kN/m²).

f_{ci} = gaya prategang *initial*, (kN).

f_{cd} = tegangan pada beton pada pusat berat tendon akibat beban mati setelah pemberian gaya prategang, (kN/m²).

f_{cp} = tegangan tekan beton rata-rata pada pusat berat tendon, (kN/m²).

b. Kehilangan prategang akibat susut pada beton

Faktor-faktor yang mempengaruhi susut beton meliputi rasio volume terhadap luas permukaan, kelembaban relatif, dan interval waktu antara pengecoran selesai dan pemberian gaya prategang. Kehilangan tegangan akibat susut dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$SH = \epsilon_{sh} E_s \quad 3.78$$

dimana:

ϵ_{sh} = regangan susut sisa total dengan harga:

$\epsilon_{sh} = 300 \times 10^{-6}$, untuk struktur pratarik

$\epsilon_{sh} = \frac{200 \times 10^{-6}}{\log_{10}(t+2)}$, untuk struktur pascatarik dengan t adalah usia beton

Susut pada beton dapat juga ditentukan dengan persamaan:

$$SH = \epsilon_{sh} K_{sh} E_s \quad 3.79$$

Dengan harga ϵ_{sh} ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_p \epsilon_{sh} = 8,2 \times 10^{-6} (1 - 0,06 \frac{V}{S})(100 - RH) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.80$$

dimana:

ϵ_{sh} = susut efektif

K_{sh} = koefisien susut, harganya ditentukan terhadap waktu antara akhir pengecoran dan pemberian gaya prategang. Tabel berikut dapat digunakan untuk mengestimasi harga K_{sh} .

Tabel 3. 23 Koefisien Susut Ksh

Waktu Antara (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

(Sumber: Budiadi, 2008)

Dimana:

E_s = modulus elastisitas baja prategang

V = volume beton dari suatu komponen struktur

S = luas permukaan dari suatu komponen struktur

RH = kelembaban udara relatif

c. Kehilangan prategang akibat relaksasi baja

Relaksasi baja terjadi pada baja prategang ketika mengalami perpanjangan tetap selama periode tertentu dengan pengurangan gaya prategang. Pengurangan gaya prategang ini bergantung pada lamanya waktu berjalan dan rasio gaya prategang awal f_{pi} terhadap gaya prategang akhir f_{py} . Besarnya kehilangan tegangan akibat relaksasi baja dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pR} = C [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.81$$

dimana:

C = faktor relaksasi, harganya tergantung pada jenis kawat prategang.

K_{re} = koefisien relaksasi, harganya bervariasi antara 41 – 138 N/mm²

SH = kehilangan tegangan akibat susut, (kN/m²)

CR = kehilangan tegangan akibat rangkai, (kN/m²)

ES = kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis, (kN/m²)

Kehilangan tegangan akibat relaksasi terhadap persentase nilai gaya prategang awal juga dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pR} = R \left(1 - \frac{2ECS}{f_{pi}}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.82$$

dimana:

R = relaksasi yang direncanakan, dalam %.

ECS = kehilangan tegangan pada tendon akibat rangkai CR ditambah susut SH , (kN/m²).

f_{pi} = tegangan pada tendon sesaat setelah *transfer* gaya prategang, (kN).

BAB IV

METODE ANALISIS

4.1 Tinjauan Umum

Kapasitas struktur merupakan aspek keamanan sedangkan lendutan merupakan aspek *serviceability* yang keduanya dapat diketahui dengan analisis struktur berdasarkan data yang sesuai, sehingga aspek keamanan dan *serviceability* dapat terpenuhi. Pada Bab ini akan dijelaskan tentang tahapan analisis terkait kapasitas struktur terhadap aspek keamanan dan *serviceability* akibat lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang pada beton prategang tipe *PCI Girder* dan *PCU Girder* pada studi kasus Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro (Sta.105+950 s/d Sta.106+070)

4.2 Data Sekunder

1. Nama Jembatan : KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro (Sta.105+950 s/d 106+070)
2. Lokasi Jembatan : Solo Balapan - Kadipiro
3. Tahun Pembuatan : 2022
4. Fungsi Jembatan : Jembatan Kereta Api
5. Kelas Jalan : Kelas I
6. Jenis *Girder*
 - a. Desain *Existing* : *PCI Girder*
 - b. *Redesign* : *PCU Girder*
7. Spesifikasi material yang digunakan:
 - a. Mutu girder, f^c
 - 1) *PCI Girder* : 41,5 MPa

2) *PCU Girder* : 50 MPa

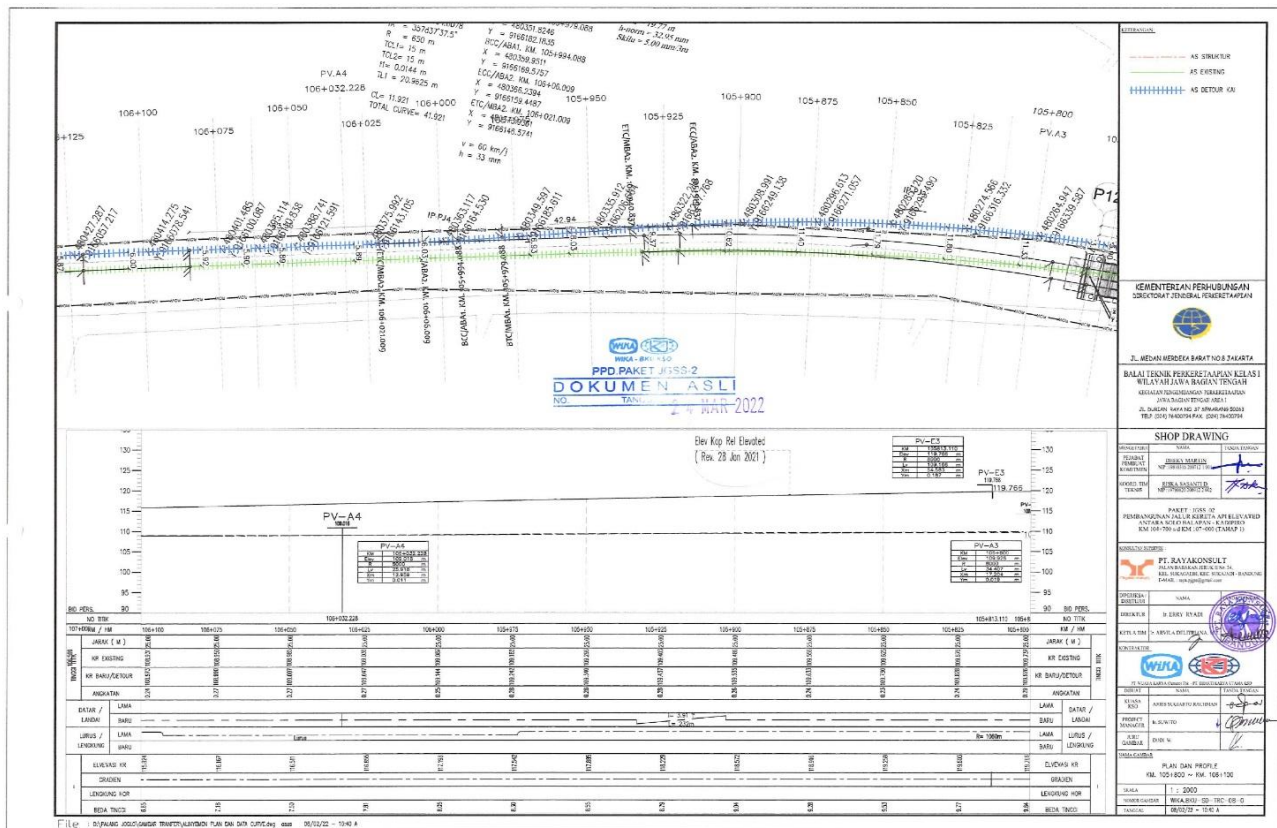
b. Kuat leleh, *fpy* : 1580 MPa

c. Kuat *ultimate*, *fpu* : 1860 MPa

8. Tinggi *PCI Girder* : 2,1 m
9. Tinggi *PCU Girder* : 1,85 m
10. Jumlah *PCI Girder* : 10 buah
11. Jumlah *PCU Girder* : 6 buah
12. Panjang *Girder* : 40 m
13. Lebar Jembatan : 12,3 m
14. Jumlah *Track* : *Double Track*

4.3 Data Struktur

Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro memiliki panjang jembatan 1,8 km yang terbentang antara Solo Balapan – Kadipiro Kota Surakarta, Provinsi Jawa Tengah. Berikut merupakan layout lokasi yang menjadi titik objek penelitian proyek pembangunan KA elevated Solo Balapan – Kadipiro terdapat pada gambar 4.1 berikut.



Gambar 4. 1 Layout Titik Objek Penelitian

(Sumber: PT. Rayakonsult, 2022)

Adapun data-data pelengkap tentang *PCI Girder* didapatkan dari Konsultan Perencana PT.Rayakonsult.

4.4 Tahap Analisis

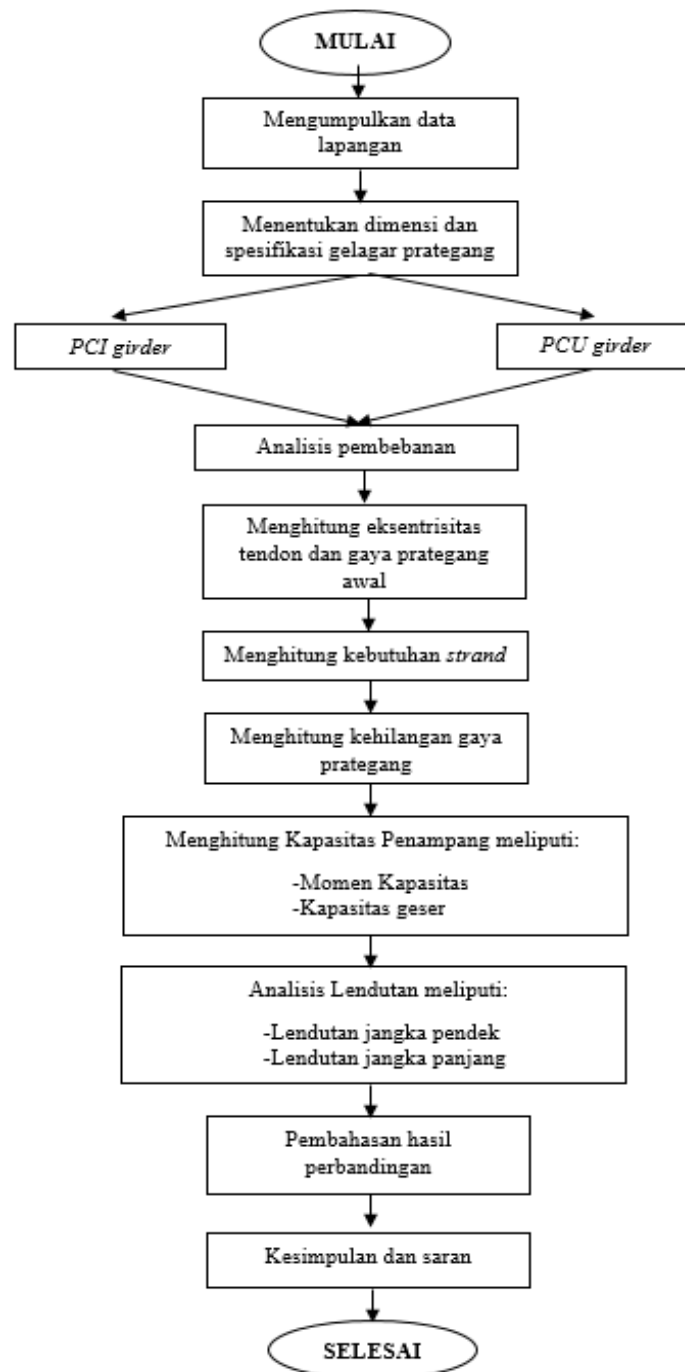
Analisis dilaksanakan berdasarkan data teknis lapangan. Dengan menganalisis kapasitas struktur *PCI Girder* dan *PCU Girder*. Untuk spesifikasi dengan meninjau dari beberapa standar atau peraturan yang sudah ditetapkan dalam Standar Nasional Indonesia, antara lain RSNI T-12-2004, SNI 1725-2016, SNI 2833-2006, dan

PM.No.60 Tahun 2012. Adapun tahapan dari analisis yang dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Pengumpulan data Jembatan Rel Layang Solo Balapan – Kadipiro
2. Menentukan dimensi dan spesifikasi gelagar prategang
3. Melakukan analisis beban kerja pada jembatan berdasarkan spesifikasi yang telah ditentukan sebagaimana yang telah dicantumkan sebelumnya.
4. Menentukan eksentrisitas tendon dan menghitung gaya prategang awal
5. Menghitung kebutuhan *strand*
6. Menghitung kehilangan gaya prategang meliputi kehilangan prategang seketika dan kehilangan prategang akibat waktu.
7. Melakukan analisis kapasitas penampang sesuai dengan ketentuan yang telah ditetapkan pada landasan teori. Adapun kapasitas penampang tersebut meliputi momen kapasitas dan kapasitas geser.
8. Melakukan analisis pada 2 jenis lendutan, yaitu:
 - a. Lendutan jangka pendek, meliputi lendutan elastis akibat beban layan jangka pendek dengan perhitungan mekanika teknik, dimana lendutan yang terjadi bersifat linier terhadap penambahan beban.
 - b. Lendutan jangka panjang, meliputi analisis rangkai penambahan regangan elastis terhadap waktu akibat pembebanan eksternal secara terus-menerus dan analisis susut yaitu terjadi karena perubahan volume yang tidak berhubungan dengan beban. Proses susut pada beton akan menimbulkan deformasi yang dapat menyebabkan bertambahnya deformasi rangkai.
5. Pembahasan evaluasi perbandingan hasil analisis terkait kapasitas struktur dan *serviceability* dari aspek lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang pada *PCI Girder* dengan *PCU Girder*.

Adapun bagan alir (*flowchart*) tahapan dari analisis perbandingan kapasitas struktur *PCI Girder* dengan *PCU Girder* studi kasus Proyek Pembangunan KA

Elevated Solo Balapan – Kadipiro (Sta.105+950 s/d Sta.106+070) seperti gambar 4.2 berikut.



Gambar 4. 2 Flowchart Penulisan Tugas Akhir

4.4.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan dilakukan dengan mengacu spesifikasi pada SNI 1725-2016 pembebanan untuk jembatan beton, PM No.60 Tahun 2012 untuk pembebanan gandar kereta api, SNI 2833-2016 untuk pembebanan gempa. Analisis beban dilakukan sebagai berikut:

1. Perhitungan berat sendiri elemen struktural.
2. Perhitungan beban mati tambahan akibat ballast, bantalan, dan rel.
3. Perhitungan beban hidup lalu lintas akibat pembebanan gandar kereta api.
4. Perhitungan beban akibat pengaruh beban kejut.
5. Perhitungan beban akibat pengaruh gaya rem.
6. Perhitungan beban akibat gaya horizontal.
7. Perhitungan beban akibat pengaruh beban angin.
8. Perhitungan beban akibat pengaruh prategang.
9. Perhitungan beban akibat beban gempa.

4.4.2 Analisis Kemampuan Penampang dan Lendutan Jangka Pendek

Dalam analisis kapasitas penampang mengacu pada RSNIT-12-2004 untuk perencanaan Jembatan Beton. Analisis lendutan seketika dilakukan dengan menggunakan kombinasi pembebanan yang diatur oleh SNI 1725-2016. Dengan masing-masing kombinasi memperhitungkan lendutan ke bawah akibat pembebanan dan lendutan ke atas akibat gaya prategang yang dihasilkan oleh penarikan tendon prategang. Analisis tersebut meliputi:

1. Perhitungan lendutan jangka pendek akibat berat sendiri.
2. Perhitungan lendutan jangka pendek akibat beban mati tambahan.
3. Perhitungan lendutan jangka pendek akibat beban hidup.
4. Perhitungan lendutan jangka pendek akibat pengaruh gaya rem.
5. Perhitungan lendutan jangka pendek akibat pengaruh beban angin.
6. Perhitungan lendutan jangka pendek akibat pengaruh beban gempa.

7. Perhitungan lendutan ke atas (*camber*) akibat gaya prategang yang dihasilkan dari penarikan tendon.

4.4.3 Analisis Lendutan Jangka Panjang

Analisis lendutan jangka panjang dilakukan dengan memperhitungkan lendutan akibat rangkai (*creep*) dan lendutan akibat susut beton (*shrinkage*) yang terjadi pada balok prategang setelah struktur telah beroperasi selama beberapa tahun. Dalam penelitian ini, jangka waktu yang digunakan untuk perhitungan deformasi jangka panjang adalah saat girder mencapai usia 70 tahun.

Analisis lendutan jangka pendek akibat rangkai (*creep*) dan susut (*shrinkage*) dihitung berdasarkan koefisien yang ada pada RSNI T-12-2004. Analisis lendutan jangka panjang tersebut meliputi:

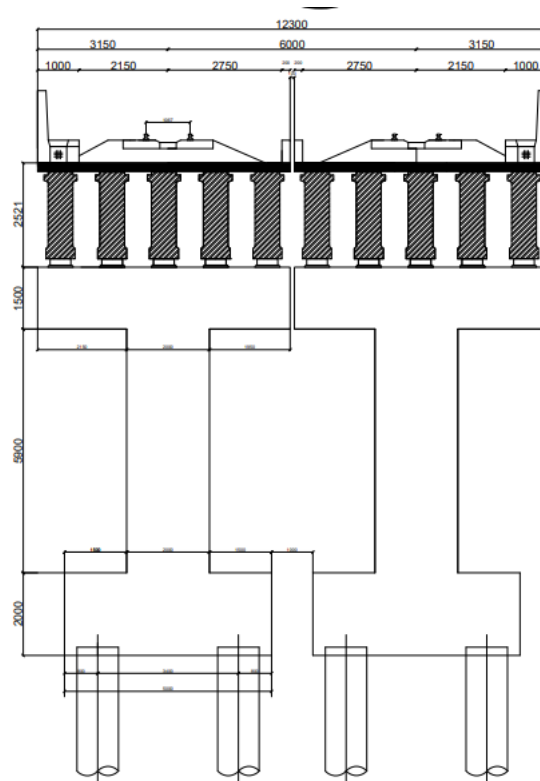
1. Perhitungan lendutan jangka panjang akibat regangan rangkai (*creep*) untuk jangka waktu 70 tahun.
2. Perhitungan lendutan jangka panjang akibat susut beton (*shrinkage*) untuk waktu 70 tahun.

BAB V

ANALISIS DATA

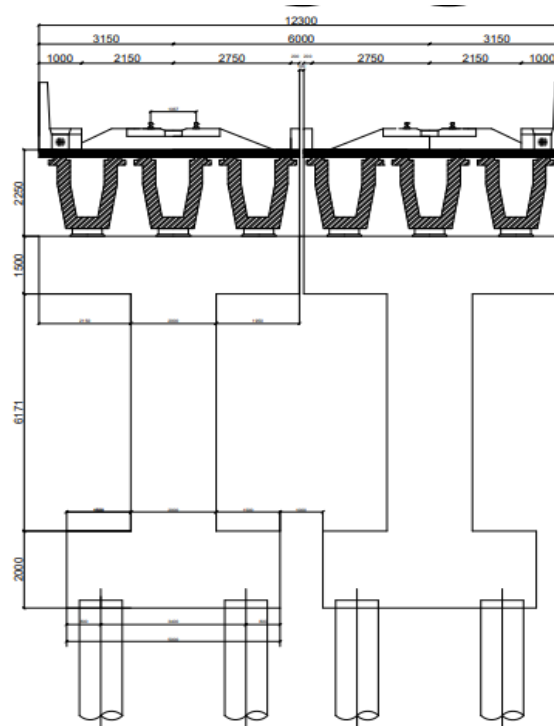
5.1 Data Teknis Jembatan

Berikut data teknis jembatan yang mengacu pada data proyek pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d Sta.106+070).



Gambar 5. 1 Potongan Melintang Jembatan PCI Girder

(Sumber: PT Rayakonsult, 2022)



Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan PCU Girder Rencana

Bentang girder $L = 40 \text{ m}$
 Jumlah jalur $n = 2 \text{ jalur}$
 Lebar jembatan $B = 12,3 \text{ m}$
 Jumlah PCI Girder $n_{\text{PCI}} = 5 \text{ buah/pilar}$
 Jumlah PCU Girder $n_{\text{PCU}} = 3 \text{ buah/pilar}$

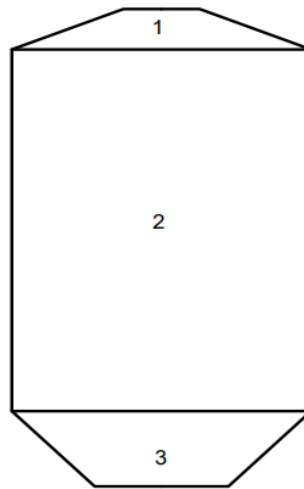
5.2 Perhitungan Pembebanan PCI Girder

Sebelum perhitungan kinerja struktur dilakukan perhitungan pembebanan dengan data teknis lapangan sesuai dengan SNI 1725-2016 untuk mengetahui kebutuhan kemampuan penampang, dapat diuraikan sebagai berikut.

5.2.1 Beban Mati PCI Girder (DL)

Beban mati merupakan berat sendiri (*self weight*) dari elemen struktural jembatan yang meliputi diafragma, girder, dan slab. Faktor *ultimate* untuk berat sendiri menurut SNI 1725-2016 sebesar 1,2.

1. Berat diafragma



Gambar 5. 3 Potongan Melintang Kode Bangun Diafragma

(Sumber: PT. Rayakonsult, 2022)

Bentang *girder* (L) = 40 m
 Jumlah diafragma (n_d) = 7 buah
 Tebal diafragma (b_d) = 0,2 m
 Luas bangun I (A_1)
 Alas atas (a) = 0,24 m
 Alas bawah (b) = 0,94 m
 Tinggi (h) = 0,27 m

$$A_1 = \frac{1}{2} \times (a + b) \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,24 + 0,94) \times 0,27$$

$$= 0,1593 \text{ m}^2$$

Luas bangun II (A_2)

$$\text{Alas (b)} = 0,94 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 1,03 \text{ m}$$

$$A_2 = b \times h$$

$$= 0,94 \times 1,03$$

$$= 0,9682 \text{ m}^2$$

Luas bangun III (A_3)

$$\text{Alas atas (a)} = 0,42 \text{ m}$$

$$\text{Alas bawah (b)} = 0,92 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 0,35 \text{ m}$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \times (a + b) \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,42 + 0,92) \times 0,35$$

$$= 0,2345 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total diafragma } (\sum A) &= A_1 + A_2 + A_3 \\ &= 0,1593 + 0,9682 + 0,2345 \\ &= 1,362 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

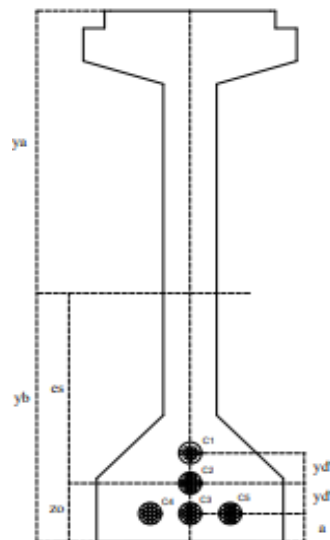
$$\begin{aligned} \text{Berat satu diafragma } (W_d) &= \sum A \times b_d \times \text{Berat jenis} \\ &= 1,3655 \times 0,2 \times 24 \\ &= 6,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat diafragma total } (W_{d \text{ total}}) &= W_d \times n_d \\ &= 6,81 \times 7 \\ &= 47,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

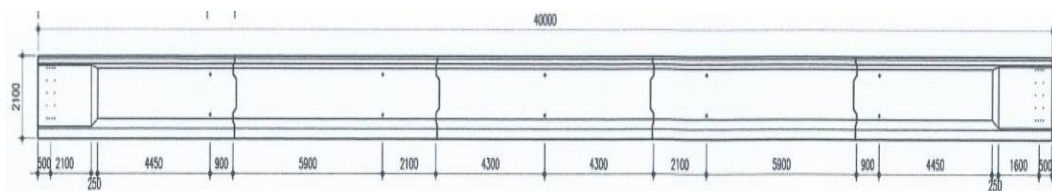
$$\begin{aligned} \text{Beban diafragma } (Q_{MSd}) &= \frac{W_{d \text{ total}}}{L} \\ &= \frac{47,67}{40} \\ &= 1,1441 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat PCI Girder

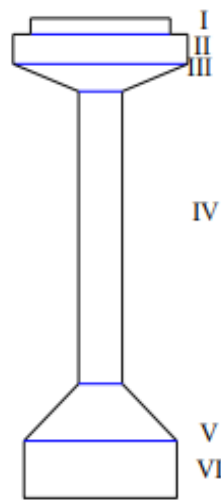
Berikut merupakan gambar 5.4 dan gambar 5.5 potongan melintang dan potongan memanjang PCI Girder.



Gambar 5. 4 Potongan Melintang PCI Girder



Gambar 5. 5 Potongan Memanjang PCI Girder



Gambar 5. 6 Kode Bangun Penampang *PCI Girder*

Luas bangun I (A_1)

Lebar (b) = 0,6 m

Tinggi (h) = 0,07 m

$$\begin{aligned} A_1 &= b \times h \\ &= 0,6 \times 0,07 \\ &= 0,042 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas bangun II (A_2)

Lebar (b) = 0,6 m

Tinggi (h) = 0,13 m

$$\begin{aligned} A_2 &= b \times h \\ &= 0,6 \times 0,13 \\ &= 0,078 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas Bangun III (A_3)

Alas atas (a) = 0,2 m

Alas bawah (b) = 0,8 m

Tinggi (h) = 0,12 m

$$\begin{aligned}
 A_3 &= \frac{1}{2} x (a + b) x h \\
 &= \frac{1}{2} x (0,2 + 0,8) x 0,12 \\
 &= 0,06 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas bangun IV (A_4)

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 1,28 \text{ m} \\
 A_4 &= b \times h \\
 &= 0,2 \times 1,28 \\
 &= 0,2560 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas Bangun V (A_5)

$$\begin{aligned}
 \text{Alas atas (a)} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Alas bawah (b)} &= 0,7 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 0,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_5 &= \frac{1}{2} x (a + b) x h \\
 &= \frac{1}{2} x (0,2 + 0,7) x 0,25 \\
 &= 0,1125 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas Bangun VI (A_6)

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 1,28 \text{ m} \\
 &= b \times h \\
 &= 0,7 \times 0,25 \\
 &= 0,175 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas Total ($\sum A$) = $A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6$

$$\begin{aligned}
 &= 0,042 + 0,078 + 0,06 + 0,2560 + 0,01125 + 0,175 \\
 &= 0,6222 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang girder (L)} = 40 \text{ m}$$

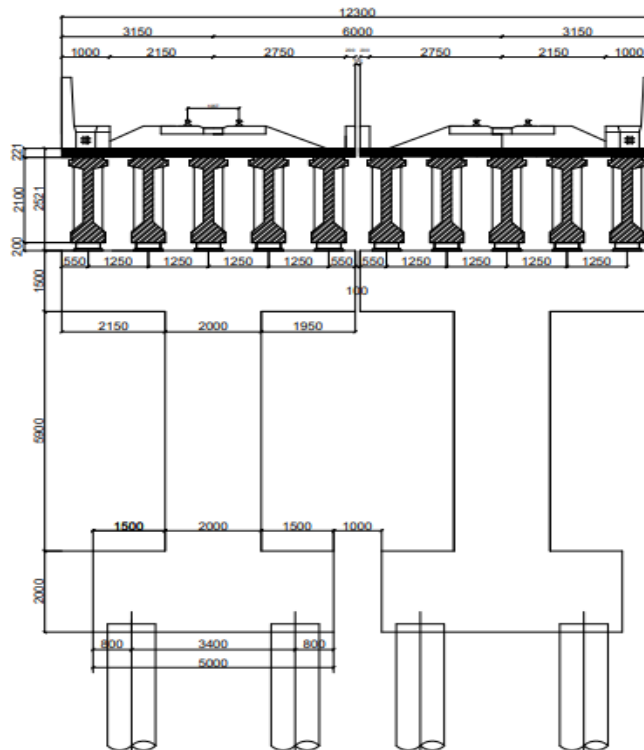
$$\begin{aligned} \text{Berat PCI Girder (W}_g) &= \sum A \times L \times B_j \\ &= 0,6222 \times 40 \times 25 \\ &= 723,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang girder (L)} = 40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat girder ekivalen (Q}_g) &= \frac{W_g}{L} \\ &= \frac{723,5}{40} \\ &= 18,0875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

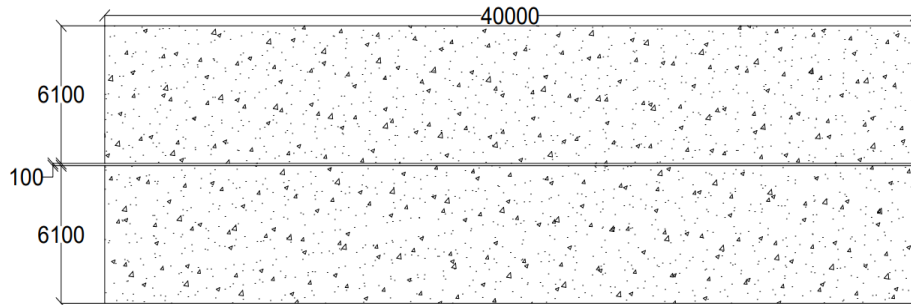
3. Slab

Berikut merupakan gambar 5.7 detail potongan melintang jembatan dan tampak atas slab.



Gambar 5. 7 Potongan Melintang Jembatan

(Sumber: PT. Rayakonsult, 2022)



Gambar 5. 8 Tampak Atas Slab

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 6,1 \text{ m} \\
 \text{Panjang (l)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 0,221 \text{ m} \\
 \text{Luas Slab (A)} &= b \times l \\
 &= 40 \times 6,1 \\
 &= 244 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat Slab (W}_s\text{)} &= A \times h \times B_j \\
 &= 244 \times 0,221 \times 24 \\
 &= 1348 \text{ kN} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Berat Slab Satu Jalur (Q}_s\text{)} &= \frac{W_s}{L} \\
 &= \frac{1348,1}{40} \\
 &= 33,7025 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat Slab Ekvivalen (Q}_s\text{)} &= \frac{Q_{DLs}}{n_g} \\
 &= \frac{33,7025}{5} \\
 &= 6,7405 \text{ kN/m} \\
 Q_{D \text{ Total}} &= Q_d + Q_g + Q_s \\
 &= 1,1441 + 18,0875 + 6,7405 \\
 &= 25,7025 \text{ kN/m.}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban mati (*PCI Girder*), didapatkan beban mati ekivalen total sebesar 25 7025 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban mati sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 25,7025 \times 40 \\
 &= 514,0492 \text{ kN} \\
 M_{DL} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 25,7025 \times 40^2 \\
 &= 5140,4920 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

1. *Barrier* dan trotoar

a. *Barrier*

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Lebar (b)} &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Luas (A)} &= b \times h \\
 &= 0,1 \times 1,5 \\
 &= 0,15 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat } \textit{barier} \text{ (W}_b\text{)} &= A \times L \times B_j \\
 &= 0,15 \times 40 \times 24 \\
 &= 144 \text{ kN} \\
 \text{Berat barrier ekivalen (Q}_b\text{)} &= \frac{144}{40} \\
 &= 3,6 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat barrier 1 girder (Q}_b\text{)} &= \frac{3,6}{5} \\
 &= 0,72 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Trotoar

Lebar (b) $= 0,9 \text{ m}$

Tinggi (h) $= 0,5 \text{ m}$

Luas (A) $= b \times h$
 $= 0,9 \times 0,5$
 $= 0,45 \text{ m}^2$

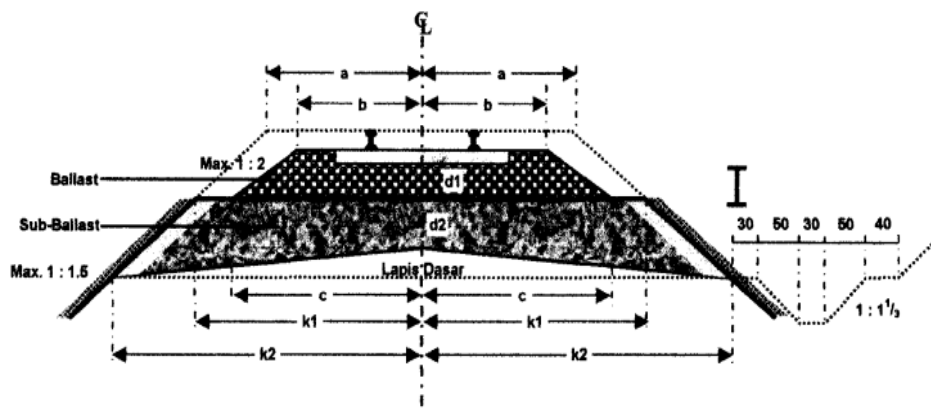
Berat trotoar (W_t) $= A \times L \times B_j$
 $= 0,45 \times 40 \times 24$
 $= 432 \text{ kN}$

Berat Barrier Ekuivalen (Q_t) $= \frac{W_t}{L}$
 $= \frac{432}{40}$
 $= 10,8 \text{ kN/m}$

Jadi berat ekuivalen yang ditumpu satu girder adalah sebagai berikut.

Berat ekuivalen (Q_{b+t}) $= \left(\frac{Q_b + Q_t}{n_g} \right)$
 $= \left(\frac{3,6 + 10,8}{10} \right)$
 $= 1,44 \text{ kN/m}$

2. Ballast



Gambar 5. 9 Potongan Melintang Konstruksi Jalan Rel

(Sumber: PM No.60 2012)

Kelas Jalan yang digunakan pada proyek yang menjadi penelitian tugas akhir ini adalah kelas I dengan kecepatan maksimum 120 km/jam

Tabel 5. 1 Tabel Dimensi Konstruksi Jalan Rel

Kelas Jalan	V _{Maks} (Km/jam)	d ₁ (cm)	b (cm)	c (cm)	d ₂ (cm)	e (cm)	k ₂ (cm)	a (cm)
1	120	30	150	235	265-315	15-50	75	185-237
2	110	30	150	254	265-315	15-50	375	185-237
3	100	30	140	244	240-270	15-50	325	170-200
4	90	25	140	234	240-250	15-35	300	170-190
4 s	80	25	135	211	240-250	15-35	300	170-190

(Sumber: PM No.60 2012)

$$\text{Berat jenis ballast (Bj)} = 19 \text{ kN/m}^3$$

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

$$\text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} = 4 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Alas atas (a)} &= b + b \\ &= 150 + 150 \\ &= 300 \text{ cm} \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Alas bawah (b)} &= c + c \\ &= 235 + 235 \\ &= 470 \text{ cm} \\ &= 4,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (h)} &= e_1 + d_1 \\ &= 50 + 30 \\ &= 80 \text{ cm} \\ &= 0,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas (A)} &= \frac{1}{2} (a + b) \times h \\ &= \frac{1}{2} (3 + 4,7) \times 0,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,08 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat } ballast (W_b) &= A \times L \times B_j \\
 &= 3,08 \times 40 \times 19 \\
 &= 2340,8 \text{ kN} \\
 \text{Berat } ballast \text{ satu girder} &= \frac{W_b}{n_g} \\
 &= \frac{2340,8}{5} \\
 &= 468,16 \text{ kN} \\
 \text{Berat } ballast \text{ ekuivalen } (Q_b) &= \frac{W_b}{L} \\
 &= \frac{468,16}{40} \\
 &= 11,704 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

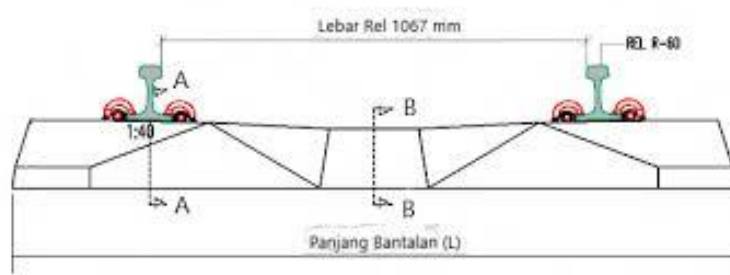
3. Rel

Dari data (PT. Rayakonsult, 2022) dicantumkan tipe rel R54 dengan pengertian setiap meter bentang memiliki berat 54 kg, sehingga perhitungan beban rel adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang } (L) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur } (n_g) &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Berat rel } (W_r) &= 54 \text{ kg per meter} \\
 &= 54 \times 0,0098 \times 40 \times 2 \\
 &= 42,336 \text{ kN} \\
 \text{Berat rel ekuivalen } (Q_r) &= \frac{W_r}{L} \\
 &= \frac{42,336}{40} \\
 &= 1,0584 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat rel satu girder } (Q_r) &= \frac{Q_r}{n_g} \\
 &= \frac{1,0584}{5} \\
 &= 0,2117 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Bantalan

Dari data (PT. Rayakonsult, 2022) dicantumkan tipe bantalan dengan lebar sepur 1067 mm dengan berat satu bantalan 160 – 200 kg atau 1,57 – 1,96 kN, seperti gambar dibawah ini sebagai berikut.



Gambar 5. 10 Konstruksi Bantalan Rel

(Sumber: PM No 60 Tahun 2012)

Sehingga perhitungan pembebanan bantalan rel sebagai berikut.

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

Jumlah bantalan (n_b)

$$\text{Jarak antar bantalan (r)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bantalan (b)} = 0,15 \text{ m}$$

$$(n_b - 1) \times r + (n_b \times b) = L$$

$$(n_b - 1) \times 0,6 + (n_b \times 0,15) = 40$$

$$0,6n_b - 0,6 + 0,26n_b = 40$$

$$0,86n_b = 40,6$$

$$n_b = 47 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah girder satu jalur (n_g)} = 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat bantalan (W}_b) &= W \times n_b \\ &= 1,96 \times 47 \\ &= 92,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Berat bantalan ekivalen (Q}_b) = \frac{W_b}{L}$$

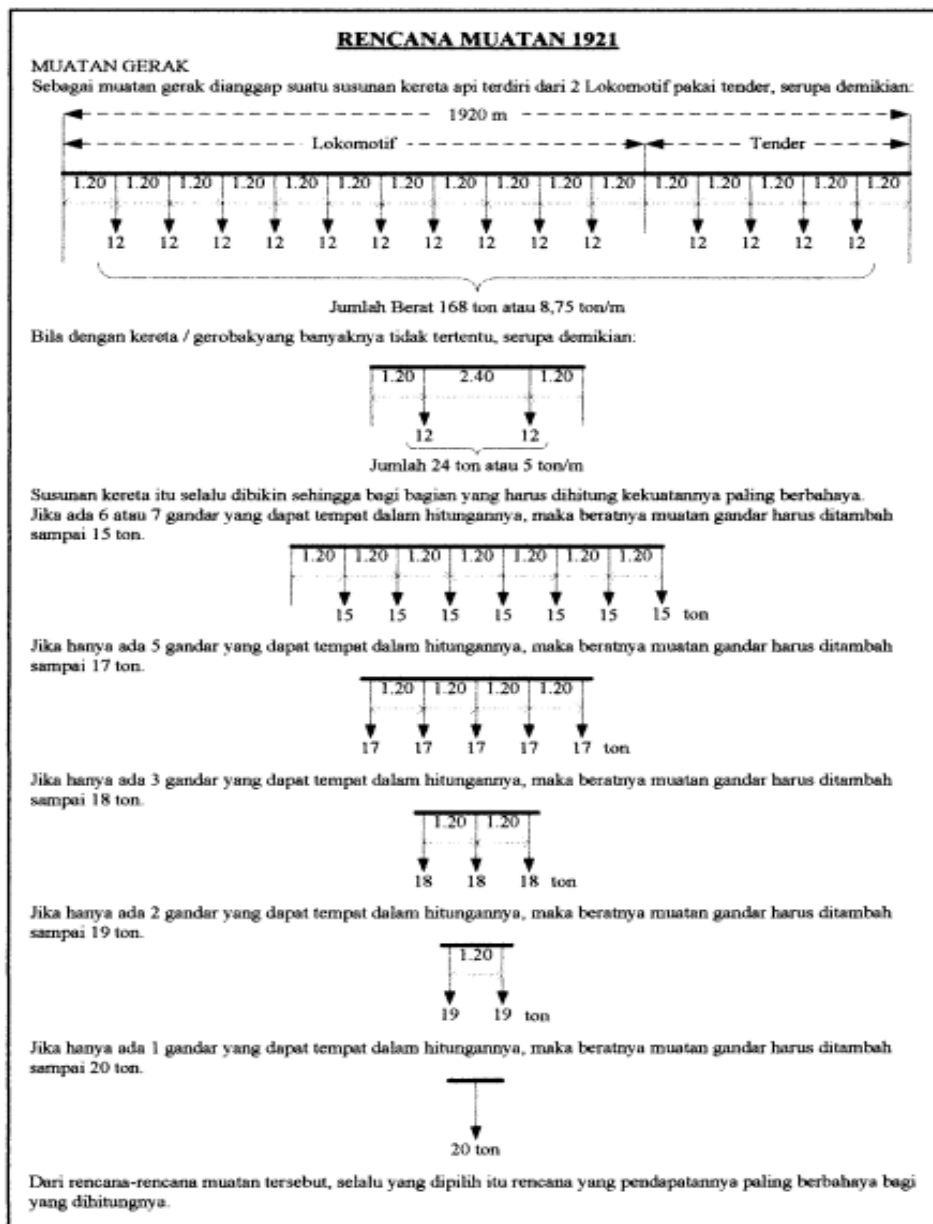
$$\begin{aligned}
 &= \frac{92,12}{40} \\
 &= 2,303 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat bantalan satu girder} &= \frac{Q_b}{ng} \\
 &= \frac{2,303}{5} \\
 &= 0,4606 \text{ kN/m} \\
 Q_{MA \text{ Total}} &= Q_{b+t} + Q_{ballast} + Q_{rel} + Q_{bantalan} \\
 &= 2,88 + 11,704 + 0,2117 + 0,4606 \\
 &= 15,2563 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban mati tambahan diatas didapatkan beban mati tambahan ekivalen total sebesar 15,2563 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban mati tambahan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{MA} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 15,2563 \times 40 \\
 &= 305,1256 \text{ kN} \\
 M_{MA} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 15,2563 \times 40^2 \\
 &= 3051,256 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.3 Beban Hidup

Beban lalu lintas merupakan beban hidup pada jembatan. Sesuai spesifikasi PM No.60 2012 bahwa menurut skema muatan 1921 jika banyak gandar yang mendapatkan tempat maka dihitung setiap gandar adalah 12 ton dengan jarak antar gandar 1,2 m sebagaimana tercantum pada skema muatan 1921 dibawah ini.



Gambar 5. 11 Rencana Muatan 1921

(Sumber: PM No.60 2012)

Terdapat beberapa skema muatan yang tertera pada rencana muatan 1921, sehingga perhitungan rencana muatan sebagai berikut:

1. Skema Muatan 1

Sebagai muatan gerak dianggap suatu susunan kereta api terdiri dari 2 lokomotif dan tender memiliki berat 168 ton atau 8,75 t/m dengan panjang bentang 19,2 m.

Sehingga perhitungan beban hidup pada skema di atas sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 14 \text{ buah} \\ \text{Panjang bentang (L}_{g1}\text{)} &= 19,2 \text{ m} \\ \text{Berat gandar, (Q}_{g1}\text{)} &= 8,75 \text{ t/m} \\ &= 85,81 \text{ kN/m} \\ \text{Berat total (W}_{g1 \text{ tot}}\text{)} &= 168 \text{ ton} \\ &= 1647,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Skema Muatan 2

Bila dengan kereta atau gerobak yang banyaknya tidak tertentu, maka diambil jumlah berat 24 ton atau 5 t/m

Sehingga perhitungan beban hidup pada skema di atas sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 2 \text{ buah} \\ \text{Panjang bentang (L}_{g2}\text{)} &= 4,8 \text{ m} \\ \text{Panjang girder (L)} &= 40 \text{ m} \\ \text{Berat ekivalen (Q}_{g2}\text{)} &= 5 \text{ t/m} \\ &= 49,03 \text{ kN/m} \\ \text{Berat gandar (W}_g\text{)} &= Q_{g2} \times L_{g2} \\ &= 49,03 \times 4,8 \\ &= 235,344 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Skema Muatan 3

Susunan kereta selalu diperhitungkan kekuatannya yang paling berbahaya. Jika ada 6 atau 7 gandar yang mendapatkan tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar ditambah sampai 15 ton.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar (W}_g\text{)} &= 15 \text{ ton} \\
 &= 147,1 \text{ kN} \\
 \text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 8 \text{ buah} \\
 \text{Panjang bentang (L}_g\text{)} &= 8,4 \text{ m} \\
 \text{Berat total (W}_{g3}\text{)} &= n_g \times W_g \\
 &= 8 \times 147,1 \\
 &= 1176,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Skema Muatan 4

Jika hanya ada 5 gandar yang mendapatkan tempat dalam perhitungannya, maka beratnya ditambah sampai 17 ton

Jadi berat gandar pada skema muatan 4 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar (W}_g\text{)} &= 17 \text{ ton} \\
 &= 166,71 \text{ kN} \\
 \text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Panjang bentang (L}_g\text{)} &= 4,8 \text{ m} \\
 \text{Berat total (W}_{g3}\text{)} &= n_g \times W_g \\
 &= 5 \times 166,71 \\
 &= 833,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Skema Muatan 5

Jika hanya ada 3 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya maka berat muatan harus ditambah sampai 18 ton.

Jadi berat gandar pada skema muatan 5 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar (W}_g\text{)} &= 18 \text{ ton} \\
 &= 176,52 \text{ kN} \\
 \text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 3 \text{ buah} \\
 \text{Panjang bentang (L}_g\text{)} &= 2,4 \text{ m} \\
 \text{Berat total (W}_{g3}\text{)} &= n_g \times W_g \\
 &= 3 \times 176,52 \\
 &= 529,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Skema Muatan 6

Jika hanya ada 2 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya maka berat muatan harus ditambah sampai 19 ton.

Jadi berat gandar pada skema muatan 6 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Berat gandar } (W_g) &= 19 \text{ ton} \\ &= 186,33 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah gandar } (n_g) = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang bentang } (L_g) = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat total } (W_{g3}) &= n_g \times W_g \\ &= 2 \times 186,33 \\ &= 372,66 \text{ kN}\end{aligned}$$

7. Skema Muatan 7

Jika hanya ada 1 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya maka berat muatan harus ditambah sampai 20 ton.

Jadi berat gandar pada skema muatan 5 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Berat gandar } (W_g) &= 20 \text{ ton} \\ &= 196,13 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah gandar } (n_g) = 1 \text{ buah}$$

$$\text{Berat total } (W_{g3}) = 196,13 \text{ kN}$$

Dari perhitungan dan ketentuan skema muatan di atas diambil pada skema 1 dan skema 2 dengan ketentuan skema muatan 1 selalu dicantumkan dan ditambah dengan sisa bentang yang belum mendapatkan tempat. Dari perhitungan skema muatan di atas didapatkan nilai muatan rencana sebagai berikut.

$$\text{Beban ekuivalen rencana muatan 2, } (Q_{g6}) = \frac{W_{g2}}{L_{g2}} = \frac{235.344}{14.8} = 49,03 \text{ kN/m} .$$

Sisa bentang yang tidak mendapatkan tempat ($L_{\text{sisa}} = L - L_{g1} = 40 - 19,2 = 20,8 \text{ m}$). Sehingga untuk mendapatkan berat total sisa bentang adalah skema muatan 2 dikalikan dengan sisa jarak yang tidak mendapatkan tempat.

$$W_{g2} = Q_{g1} \cdot L_{\text{sisa}} = 49,03 \cdot 20,8 = 4895,155 \text{ kN}$$

Sehingga rencana muatan yang paling kritis sebagai berikut:

Panjang bentang, (L) = 40 m

$$\begin{aligned}
 Q_{LL} &= \frac{Wg1+Wg2}{\frac{L}{ng}} \\
 &= \frac{1647,25+235,344}{\frac{40}{5}} \\
 &= 32,71 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban lalu lintas diatas didapatkan beban lalu lintas ekivalen total sebesar 32,71 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban lalu lintas sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 32,71 \times 40 \\
 &= 654,24 \text{ kN} \\
 M_{LL} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 32,71 \times 40^2 \\
 &= 6542,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.4 Beban kejut

Sesuai dengan spesifikasi pembebanan kereta api yang tercantum pada PM No.60 2012 beban kejut diambil dengan mengalikan beban kereta dengan faktor kejut, i. persamaan untuk menghitung faktor kejut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang (L)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Faktor kejut (i)} &= 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \\
 &= 0,1 + \frac{22,5}{50+40} \\
 &= 0,35
 \end{aligned}$$

Sehingga beban kejut ekivalen (Q_k) yang terjadi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{KJ} &= Q_{LL} \times i \\ &= 32,71 \times 0,35 \\ &= 11,449 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban kejut diatas didapatkan beban kejut ekivalen sebesar 11,449 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban kejut sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{KJ} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 11,449 \times 40 \\ &= 228,984 \text{ kN} \\ M_{KJ} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 11,449 \times 40^2 \\ &= 2289,842 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.2.5 Beban Horizontal

Menurut PM No.60 2012 beban horizontal dibagi menjadi 4 yaitu beban sentrifugal, beban lateral kereta, beban pengereman dan traksi, dan beban rel panjang longitudinal, sehingga perhitungan beban horizontal sebagai berikut.

1. Beban lateral

Menurut PM No.60 2012 beban lateral diambil sebesar 15% atau 20% dari beban gandar, sehingga perhitungan beban lateral sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_l &= 20\% \times Q_{LL} \\ &= 20\% \times 32,71 \\ &= 6,5424 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban pengereman dan traksi

Menurut PM No.60 2012 beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta, sehingga perhitungan pengereman dan traksi sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_r &= 25\% \times Q_{LL} \\
 &= 25\% \times 32,71 \\
 &= 8,178 \text{ kN/m} \\
 Q_t &= 25\% \times Q_{LL} \\
 &= 25\% \times 32,71 \\
 &= 8,178 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban rel panjang dan longitudinal

Beban rel panjang longitudinal pada dasarnya adalah 10 kN/m, maksimum 2.000 kN.

$$\begin{aligned}
 Q_{relp} \text{ pakai} &= \frac{Q_{relp}}{n_g} \\
 &= \frac{10}{5} \\
 &= 2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{H \text{ Total}} &= Q_l + Q_r + Q_t + Q_{relp} \\
 &= 6,5424 + 8,178 + 8,178 + 2 \\
 &= 24,8984 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

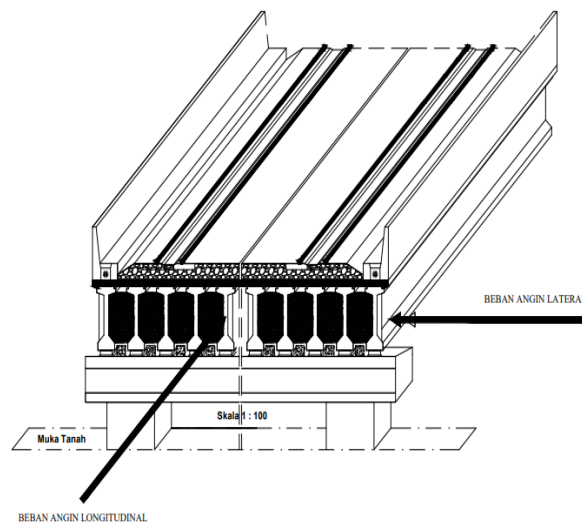
Dari perhitungan beban horizontal diatas didapatkan beban horizontal ekivalen total sebesar 24,8984 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban horizontal sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{HR} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,7204 \times 40 \\
 &= 497,9683 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{HR} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 24,8984 \times 40^2 \\
 &= 4979,6836 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.6 Beban Angin

Beban angin diperhitungkan pada 2 kondisi, dengan masing-masing besaran yaitu beban angin pada struktur terbebani kereta adalah sebesar 0.8 kN/m^2 dan beban angin pada struktur tidak terbebani kereta adalah sebesar 2 kN/m^2 . Terdapat 2 kondisi pembebanan yaitu arah lateral dan arah longitudinal, Berikut merupakan skema pembebanan angina yang ditinjau dari arah lateral dan arah longitudinal.



Gambar 5. 12 Detail Arah Beban Angin

Sehingga perhitungan pembebanan terhadap beban angin sebagai berikut.

Panjang bentang (L) = 40 m

Beban area (q) = 2 kN/m^2

1. Arah Lateral

Lebar, (b) = 40 m

Tinggi, (h) = 2,1 m

Luas area (A) = $b \times h$
 $= 40 \times 2.1$
 $= 84 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } (W_{EWLa}) &= A \times q \\
 &= 84 \times 2 \\
 &= 168 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Arah Longitudinal

$$\text{Luas area } (A) = 0,7523 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } (W_{EWLo}) &= A \times q \\
 &= 0,7523 \times 2 \\
 &= 1,5046 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban ekivalen } (Q_{EW}) &= \frac{W_{EWLa} + W_{EWLo}}{L} \\
 &= \frac{168 + 1,5046}{40} \\
 &= 4,2376 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban angin diatas didapatkan beban angin ekivalen sebesar 4,2376 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban angina sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{EW} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 4,2376 \times 40 \\
 &= 84,7523 \text{ kN} \\
 M_{EW} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 4,2376 \times 40^2 \\
 &= 847,523 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.7 Beban Gempa

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

Kelas Situs: Tanah sedang (SD) (Sumber: PT. Rayakonsult)

$$\text{Beban mati } (Q_{DL}) = 25,7025 \text{ kN/m}$$

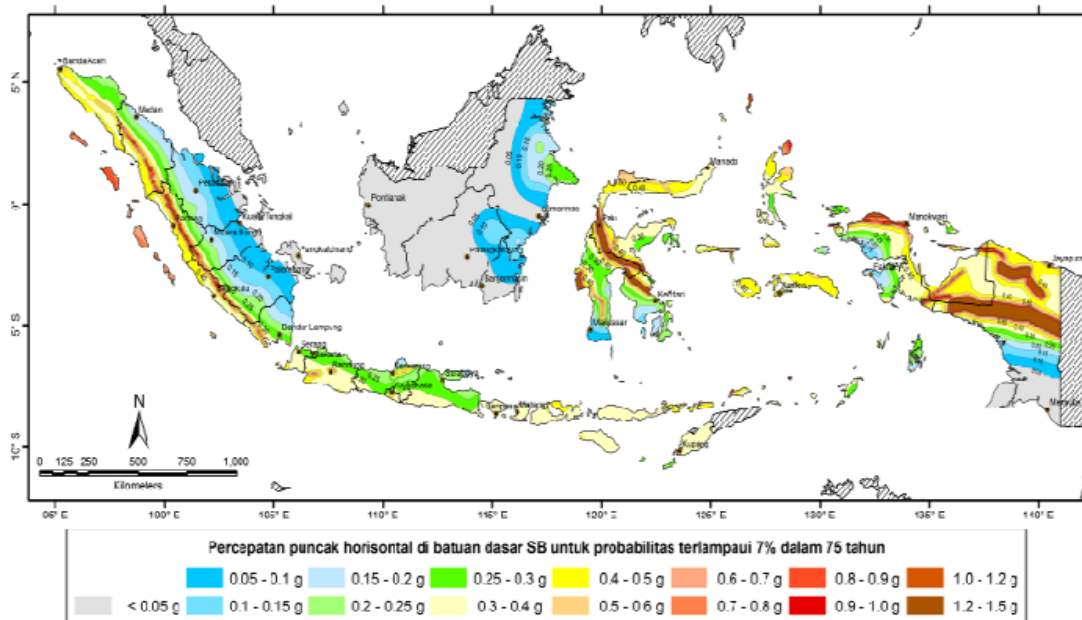
$$\text{Beban mati tambahan } (Q_{MA}) = 11,5988 \text{ kN/m}$$

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

$$\begin{aligned}
\text{Kuat tekan beton } (f'_c) &= 41,5 \text{ MPa} \\
\text{Modulus elastisitas } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 1000 \\
&= 4700 \times \sqrt{41,5} \times 1000 \\
&= 30277632,01 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Berat total jembatan } (W_t) &= (Q_{DL} + Q_{MA}) \times L \\
&= (25,7025 + 11,5988) \times 40 \\
&= 1492,0496 \text{ kN} \\
\text{Kekakuan } (K) &= \frac{48 \times E_c \times I}{L^3} \\
&= \frac{48 \times 30277632,01 \times 0,41097}{40^3} \\
&= 9331,3988 \text{ kN/m} \\
\text{Waktu getar struktur } (T) &= 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{W_t}{g \times K}} \\
&= 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{1492,0496}{9,81 \times 9330,1355}} \\
&= 0,8401 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d 106+070) terletak di Simpang Joglo kota Surakarta yang memiliki jenis tanah yaitu tanah sedang dengan koefisien tanah berdasarkan peta gempa SNI-2833-2016, maka didapat nilai koefisien beban gempa horizontal sebagai berikut.

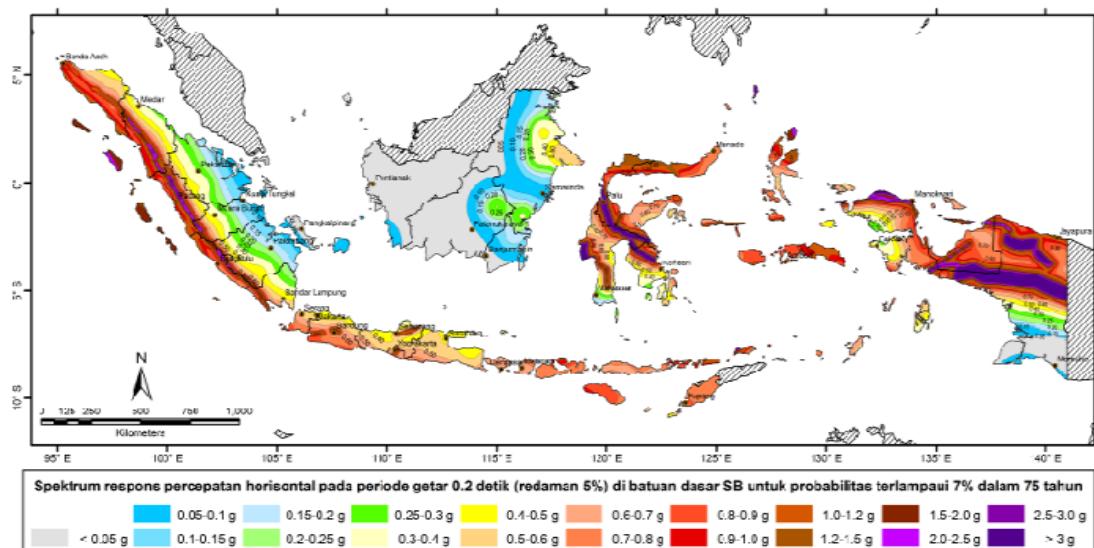
PGA = 0,273 (didapatkan dari peta gempa Indonesia gambar 5.13)



Gambar 5. 13 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

(Sumber: SNI-2833-2016)

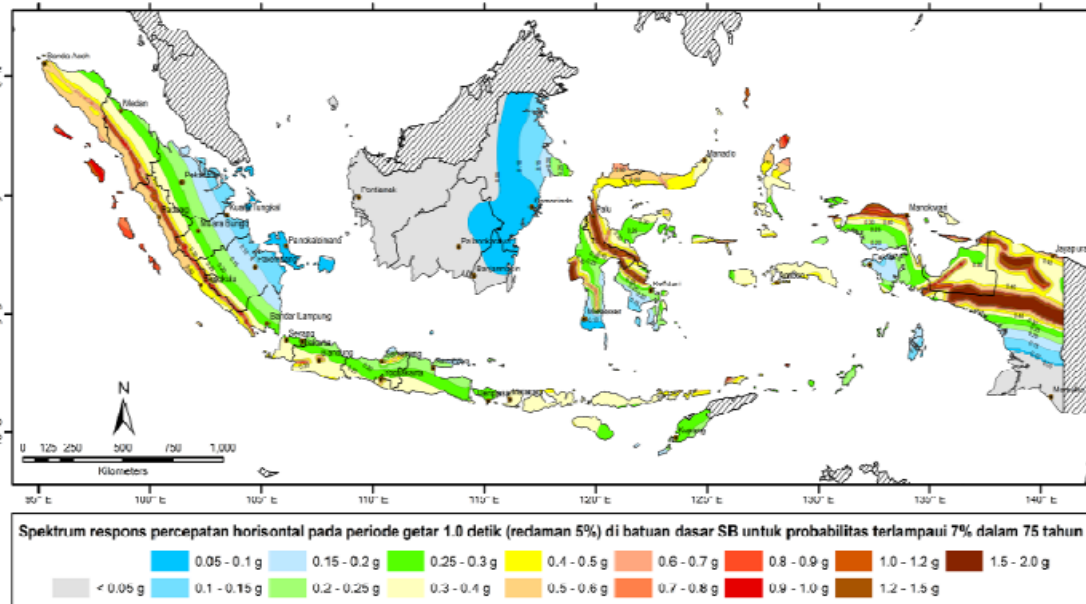
$S_s = 0,582$ (didapatkan dari peta gempa Indonesia gambar 5.14)



Gambar 5. 14 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (S_s)

(Sumber: SNI-2833-2016)

$S_1 = 0,239$ (didapatkan dari peta gempa Indonesia gambar 5.15)



Gambar 5. 15 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S1)

(Sumber: SNI-2833-2016)

Dalam penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi untuk periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik), dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi ini mencakup faktor amplifikasi getaran pada periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_A), dan faktor amplifikasi yang mewakili percepatan pada periode 1 detik (F_V). Berikut ini adalah tabel 5.2 dan 5.3 faktor amplifikasi yang digunakan:

Tabel 5. 2 Nilai FPGA dan FA

Kelas Situs	$PGA \leq 0,12$ $S_s \leq 0,25$	$PGA \leq 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA \leq 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA \leq 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA \geq 0,2$ $S_s \geq 1,25$
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)

Interpolasi nilai F_{PGA} dan F_A didapatkan sebagai berikut:

$$\frac{0,273 - 0,2}{F_{PGA} - 1,4} = \frac{0,3 - 0,2}{1,2 - 1,4}$$

$$\frac{0,073}{F_{PGA} - 1,4} = \frac{0,1}{-0,2}$$

$$\frac{0,073 \cdot (-0,2)}{0,1} = F_{PGA} - 1,4$$

$$F_{PGA} = -0,146 + 1,4$$

$$= 1,254$$

Jadi nilai $F_{PGA} = 1,254$

$$\frac{0,582 - 0,5}{F_A - 1,4} = \frac{0,75 - 0,5}{1,2 - 1,4}$$

$$\frac{0,082}{F_{PGA} - 1,4} = \frac{0,25}{-0,2}$$

$$\frac{0,082 \cdot (-0,2)}{0,25} = F_{PGA} - 1,4$$

$$F_A = -0,0656 + 1,4$$

$$= 1,334$$

Jadi nilai $F_A = 1,334$

Berikut merupakan tabel 5.3 yang menyajikan nilai F_v .

Tabel 5. 3 Nilai F_v

Kelas Situs	$S1 \leq 0,1$	$S1 = 0,2$	$S1 \leq 0,3$	$S1 \leq 0,4$	$S1 \leq 0,5$
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)

Interpolasi nilai F_v didapatkan sebagai berikut:

$$\frac{0,239 - 0,2}{F_v - 1,4} = \frac{0,3 - 0,2}{1,8 - 2}$$

$$\frac{0,039}{F_v - 1,4} = \frac{0,1}{-0,2}$$

$$\frac{0,039 \cdot (-0,2)}{0,1} = F_v - 2$$

$$F_v = -0,078 + 2$$

$$= 1,922$$

Jadi nilai $F_v = 1,922$

Sehingga perhitungan beban gempa akibat faktor amplikasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned} AS &= F_{PGA} \times P_{GA} \\ &= 1,254 \times 0,273 \\ &= 0.3423 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_A \times S_s \\ &= 1,334 \times 0,582 \\ &= 0,7766 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,922 \times 0,239 \\ &= 0,4593 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= \frac{0,4593}{0,7766} \\ &= 0,5915 \text{ s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,591 \\ &= 0,1183 \text{ s} \end{aligned}$$

$$C_{SM} = S_{DS}$$

Dari perhitungan faktor *seismic* diatas didapatkan beban gempa sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Berat akibat beban gempa (P}_{EQ}) &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,776}{2} \times 1492,0496 \end{aligned}$$

$$= 579,378 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat beban gempa ekivalen (Q}_{EQ}\text{)} &= \frac{P_{EQ}}{L} \\ &= \frac{579,378}{40} \end{aligned}$$

$$= 14,4844 \text{ kN/m}$$

Dari perhitungan beban gempa diatas didapatkan beban gempa ekivalen sebesar 14,4844 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban gempa sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{EQ} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 14,4844 \times 40 \\ &= 289,689 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 14,4844 \times 40^2 \\ &= 289,689 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis pembebanan di atas didapatkan momen ultimite dan gaya geser *ultimate*. Berikut merupakan kombinasi beban menurut SNI 1725-2016 sebagaimana yang tertera pada tabel 5.4 di bawah ini.

Tabel 5. 4 Kombinasi Beban *Ultimate*

Keadaan Batas	DL	MA	LL	EW	HR	PR	KJ	EQ
Kuat I	1,2	2	1,8		1,8	1	1,2	
Kuat II	1,2	2	1,4		1,8	1	1,2	
Kuat II	1,2	2		1,2		1		
Kuat IV	1,2	2	1,8	1,2	1,8	1	1,2	
Kuat V	1,2	2				1		
Ekstrem I	1,2	2		1,2		1		1
Ekstrem II	1,2	2				1		1

(Sumber: SNI 1725-2016)

Tabel 5.5 Kombinasi Momen Ultimate

Kombinasi Momen Ultimate (kNm)									
Keadaan Batas	DL	MA	LL	EW	HR	PR	KJ	EQ	Jumlah
	Beban Mati	Beban Mati Tambahan	Beban Hidup	Beban Angin	Beban Horizontal	Beban Prategang	Beban Kejut	Beban Gempa	
Kuat I	6168,59	4639,51	11776,33	-	8963,43	-	2747,81	-	34295,67
Kuat II	6168,59	4639,51	9159,37	-	8963,43	-	2747,81	-	31678,71
Kuat II	6168,59	4639,51	-	1017,03	-	-	-	-	11825,13
Kuat IV	6168,59	4639,51	11776,33	1017,03	8963,43	-	2747,81	-	35312,70
Kuat V	6168,59	4639,51	-	-	-	-	-	-	10808,10
Ekstrem I	6168,59	4639,51	-	1017,03	-	-	-	2896,89	14722,02
Ekstrem II	6168,59	4639,51	-	-	-	-	-	2896,89	13704,99

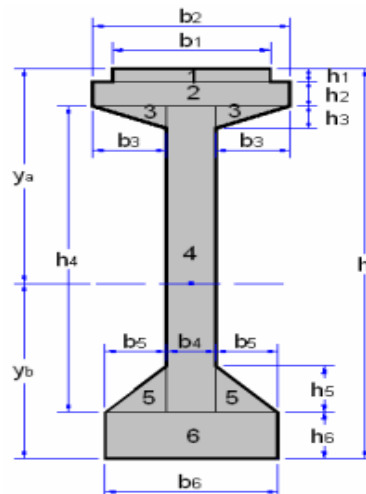
5.3 Perhitungan Struktur PCI Girder

Untuk dimensi penampang PCI Girder didapatkan pada data (PT Rayakonsult, 2022) pada Proyek KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.1045+950 s/d Sta.106+070).

5.3.1 Perhitungan *Section Properties* Penampang PCI Girder

1. *Section Properties* sebelum komposit

Berikut merupakan detail penampang PCI Girder sebelum komposit.



Gambar 5. 16 Kode Bangun PCI Girder Sebelum Komposit

Berikut merupakan tabel 5.5 perhitungan *Section Properties* PCI girder sebelum komposit

Tabel 5. 5 *Section Properties* PCI Girder Sebelum Komposit

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	b (m)	h (m)	$A^2 \text{ (m)}$	y (m)	$A.y \text{ (m}^3\text{)}$	$A.(y_b-y)^2 \text{ (m}^4\text{)}$	$I_o \text{ (m}^4\text{)}$
1	0,64	0,07	0,04480	2,07000	0,09274	0,19196	0,00002
2	0,80	0,13	0,10400	1,97000	0,20488	0,40361	0,00015
3	0,30	0,12	0,03600	1,86000	0,06696	0,12455	0,00003
4	0,20	1,65	0,33000	1,08000	0,35640	0,38491	0,07487
5	0,25	0,25	0,06250	0,33000	0,02063	0,00681	0,00022
6	0,70	0,25	0,17500	0,13000	0,02275	0,00296	0,00091

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	b (m)	h (m)	A ² (m)	y (m)	A.y (m ³)	A.(y _b -y) ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
Jumlah			0,7523		0,7643	0,3382	0,0762

Tinggi penampang PCI girder, H = 2,1 m

Luas Penampang PCI Girder, A = 0,7523 m²

Letak titik berat:

$$\begin{aligned}
 y_b \text{ (titik berat dari bawah)} &= \frac{\sum A.y}{\sum A} \\
 &= \frac{0,7643}{0,7523} \\
 &= 1,01602 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_a \text{ (titik berat dari atas)} &= H - y_b \\
 &= 2,1 - 1,01602 \\
 &= 1,08398 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen Inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned}
 I_x &= \sum I_0 + \sum (A \cdot (y_b - y)^2) \\
 &= 0,0762 + 0,3382 \\
 &= 0,4144 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas

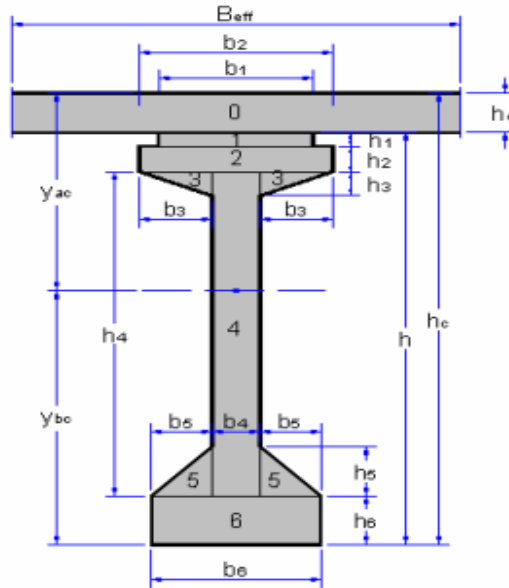
$$\begin{aligned}
 W_a &= \frac{I_x}{y_a} \\
 &= \frac{0,4144}{1,088} \\
 &= 0,38229 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi bawah

$$\begin{aligned}
 W_b &= \frac{I_x}{y_b} \\
 &= \frac{0,4144}{1,0162} \\
 &= 0,40787 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

2. Section Properties setelah komposit

Berikut merupakan detail penampang PCI Girder sebelum komposit.



Gambar 5. 17 Kode Bangun PCI Girder Setelah Komposit

Berikut merupakan tabel 5.6 perhitungan *Section Properties* PCI Girder setelah komposit

Tabel 5. 6 Section Properties PCI Girder Setelah Komposit

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	b (m)	h (m)	A ² (m)	y (m)	A.y (m ³)	A.(yb-y) ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
0	1,25	0,22	0,27625	2,20	0,60775	1,33705	0,00112
1	0,64	0,07	0,04480	2,07	0,09274	0,19196	0,00002
2	0,80	0,13	0,10400	1,97	0,20488	0,40361	0,00015
3	0,30	0,12	0,03600	1,86	0,06696	0,12454	0,00003
4	0,20	1,65	0,33000	1,08	0,35640	0,38491	0,07487
5	0,25	0,25	0,06250	0,33	0,020625	0,00680	0,00022
6	0,70	0,25	0,17500	0,13	0,02275	0,00295	0,00091
Jumlah			1,0285		1,3721	0,62145	0,07732

Tinggi penampang PCI girder + Komposit, $H = 2,32 \text{ m}$

Luas Penampang PCI Girder + Komposit, $A_c = 1,0285 \text{ m}^2$

Letak titik berat:

$$\begin{aligned} y_{bc} \text{ (titik berat dari bawah)} &= \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} \\ &= \frac{1,2835}{1,0285} \\ &= 1,334 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{ac} \text{ (titik berat dari atas)} &= H - y_b \\ &= 2,32 - 1,334 \\ &= 0,987 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen Inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned} I_{xc} &= \sum I_0 + \sum (A_c \cdot (y_{bc} - y_c)^2) \\ &= 0,07732 + 0,0988 \\ &= 0,6988 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas

$$\begin{aligned} W_{ac} &= \frac{I_{xc}}{y_a} \\ &= \frac{0,6988}{0,987} \\ &= 0,708 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi bawah

$$\begin{aligned} W_{bc} &= \frac{I_x}{y_b} \\ &= \frac{0,6988}{1,334} \\ &= 0,524 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Eksentrisitas balok komposit

$$e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 0,847 + (1,334 - 1,016) = 1,1654 \text{ m}$$

5.3.2 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas, dan Jumlah Tendon

Penampang PCI Girder ini menggunakan sistem prategang paskatarik (*post tension*), sehingga untuk memperhitungkan gaya dan tendon prategang dijelaskan sebagai berikut.

1. Gaya prategang

Tegangan ijin beton dapat ditinjau pada dua keadaan yang berbeda, yaitu pada kondisi awal atau transfer dan pada kondisi beban layan. Sehingga pembatasan tegangan ijin beton prategang pada kedua kondisi tersebut adalah sebagai berikut:

a. Kondisi awal (saat transfer)

Mutu beton $f'c = 41,5 \text{ MPa} = 41500 \text{ KPa}$

$f_{ci} = 0,8 \cdot f'c = 0,8 \cdot 41,5 = 33,2 \text{ MPa} = 33200 \text{ KPa}$

Serat tekan: $f_{ci} = 0,60 \cdot f_{ci} = 0,60 \cdot 33,2 = 19,92 \text{ MPa} = 19920 \text{ KPa}$

dimana, f_{ci} adalah tegangan tekan beton saat transfer/kondisi awal.

Serat tarik: $f_{ti} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{33,2} = 1,4405 \text{ MPa} = 1440,5 \text{ KPa}$.

dimana, f_{ti} adalah tegangan tarik beton saat transfer/kondisi awal

b. Saat layan

Serat tekan: $f_{cs} = 0,45 \cdot f'c = 0,45 \cdot 41,5 = 18,675 \text{ MPa} = 18675 \text{ KPa}$

dimana, f_{cs} adalah tegangan tekan beton saat masa layan

serat tarik: $f_{ts} = 0,50 \cdot \sqrt{f'c} = 0,5 \cdot \sqrt{41,5} = 3,2210 \text{ MPa} = 3221,0 \text{ KPa}$

dimana f_{ts} adalah 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.

Tegangan awal pada serat tekan : $f_{ci} = 19,92 \text{ MPa} = 19920 \text{ KPa}$

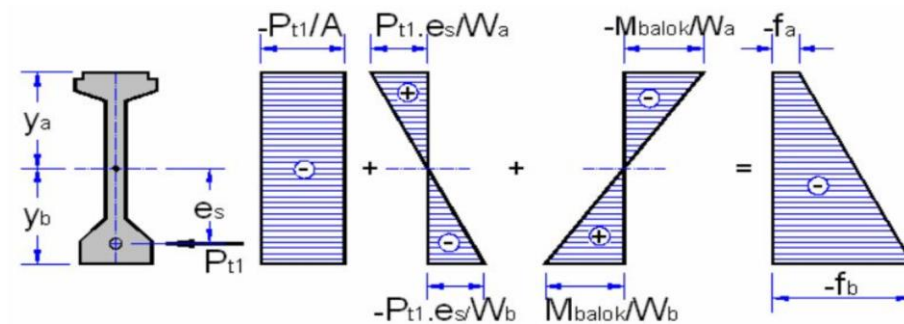
Tegangan awal pada serat tarik : $f_{ti} = 2,88099 \text{ MPa} = 2880,972 \text{ KPa}$

Momen maksimum akibat berat sendiri, $M_{\text{Balok}} = 3617,5 \text{ kNm}$

Luas penampang *PCI Girder*, $A = 0,7523 \text{ m}^2$

Tahanan momen sisi atas, $W_a = 0,38229 \text{ m}^3$

Eksentrisitas tendon, $e_s = y_b - z_0 = 1,016 - 0,169 = 0,847 \text{ m}$



Gambar 5. 19 Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas Tendon

Dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, besar gaya prategang awal dapat diketahui dengan persamaan sebagai berikut.

Tegangan pada serat atas.

$$0 = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok}}{W_a}$$

$$0 = -\frac{P_t}{0,7523} + \frac{P_t \cdot 0,847}{0,38229} - \frac{3617,5}{0,38229}$$

$$P_t = 10664,46 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah.

$$0,6 f_{ci} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok}}{W_b}$$

$$0,6 \cdot 33200 = -\frac{P_t}{0,7523} - \frac{P_t \cdot 0,847}{0,40787} + \frac{3617,5}{0,40787}$$

$$P_t = 8450,43 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil antara tegangan serat atas dan tegangan serat bawah adalah, $P_t = 8450,43 \text{ kN}$

Pada proyek pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d 106+070) dengan struktur atas PCI Girder dan menggunakan kabel

baja prategang yang terdiri dari beberapa kawat baja untai "Strands cable" dengan standar VSL sebagai berikut.

Tabel 5. 8 Properties Strands

Jenis strand	Uncoated 7 wire strand ASTM A-416/A 416M grade 270		
Kuat tarik <i>strand</i>	f_{pu}	1580	MPa
Tegangan leleh <i>strand</i>	f_{py}	1860	MPa
Diameter nominal <i>strand</i>	d	15.2	Mm
Luas tampang nominal satu <i>strand</i>	A_{st}	181,3664	mm ²
Beban putus satu <i>strands</i>	P_{bs1}	187,32	
Jumlah kawat untai (strand cable) dalam 1 tendon	N	19	Kawat untai
Diameter selubung tendon		84	Mm
Modulus elastis <i>strand</i>	Es	193000	MPa

(Sumber: ASTM A-416)

Tegangan tendon saat penyaluran dibatasi yaitu $0,82 f_{py}$ tetapi tidak boleh lebih dari $0,74 f_{pu}$. Sehingga didapatkan tegangan ijin tendon sesaat setelah penyaluran sebagai berikut:

$$f_{pi} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 1860000 = 1376400 \text{ kPa}$$

$$f_{pi} = 0,82 \cdot f_{py} = 0,82 \cdot 1580000 = 1295600 \text{ kPa}$$

Diambil nilai terkecil dari tegangan ijin tendon saat penyaluran yaitu 1295600 kPa. Sehingga dapat diketahui jumlah *strand* minimal yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

Gaya prategang awal, $P_t = 8450,43 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan beban putus satu *strand*, $\phi=0,8$

Diketahui beban putus satu tendon, $P_{b1} = P_{bs1} \times n$

$$= 183,7 \times 19$$

$$= 3490,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah strand minimal, } n_{s \min} &= \frac{P_t}{0,85 \cdot \phi P_{bs1}} \\ &= \frac{8450,43}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 187,32} \\ &= 67,65 \text{ strand} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah strand pakai } n_{s \min \text{ pakai}} = 88 \text{ strand}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tendon yang dibutuhkan, } n_t &= \frac{P_t}{0,8 \cdot \phi P_{b1}} \\ &= \frac{8450,43}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 3490,3} \\ &= 3,6 \text{ tendon} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tendon pakai, } n_{t \text{ pakai}} = 5 \text{ tendon}$$

Dari perhitungan di atas dapat dijabarkan posisi baris tendon sebagai berikut.

Tabel 5.10 Posisi Penyebaran Tendon

n_{s1}	3	Tendon	19	Strands/tendon	57	Selubung tendon	84	mm
n_{s2}	1	Tendon	19	Strands/tendon	19	Selubung tendon	84	mm
n_{s3}	1	Tendon	12	Strands/tendon	12	Selubung tendon	84	mm
n_t	5	Tendon	n_s		88			

dimana:

$n_{s \min}$ = Jumlah *strand* minimal

n_t = Jumlah tendon yang dibutuhkan

ϕ = Faktor reduksi kekuatan putus satu *strand* 0,8

P_t = Gaya prategang saat penyaluran/*transfer*

P_{bs1} = Beban putus satu *strand*

Luas baja prategang yang digunakan (A_{ps})

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 88 \cdot 0,00018137 = 0,01596 \text{ m}^2$$

Dipakai diameter selongsong tendon baris pertama 84 mm.

Cek diameter tendon pada tendon terbanyak yaitu 3 tendon pada baris pertama,

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

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

Beban satu tendon,

$$\begin{aligned} P_{1\text{tendon}} &= \frac{P_t}{nt} \\ &= \frac{8450,43}{5} \\ &= 1690,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

Persentase tegangan leleh yang timbul saat *jacking force* (%):

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{P_t}{0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs}} \\ &= \frac{8450,43}{0,85 \cdot 88 \cdot 187,32} \\ &= 61\% < 80\% \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Gaya prategang yang terjadi akibat *jacking* (P_j)

$$P_j = P_0 \cdot (n_t \cdot P_{bs1}) = 0,61 \cdot 88 \cdot 183,7 = 9941,6849 \text{ kN}$$

Tegangan tarik tendon saat *jacking* (f_{pj})

$$\begin{aligned} f_{pj} &= \frac{P_j}{A_{ps}} \\ &= \frac{9941,6849}{0,01596} \\ &= 622903,0939 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik beton saat *jacking* tidak boleh melebihi batas tegangan sebagai berikut:

$$0,85 \cdot f_{pu} = 1581000 \text{ kPa} > f_{pj}, \text{ oke}$$

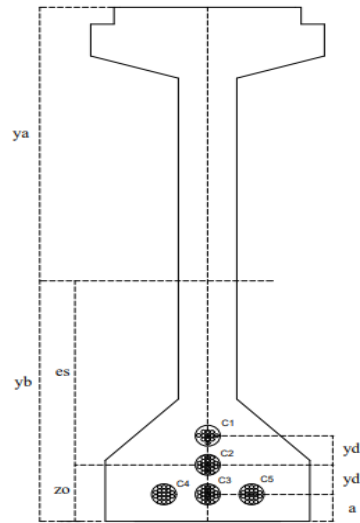
$$0,94 \cdot f_{py} = 1485200 \text{ kPa} > f_{pj}, \text{ oke}$$

5.3.3 Tata Letak Tendon

Perencanaan tata letak tendon dapat ditinjau pada bagian tengah dan ujung bentang. Berikut perhitungan tata letak tendon.

1. Posisi Tendon di Tengah Bentang

Pada analisis sebelumnya direncanakan menggunakan 4 tendon dengan menggunakan sistem prategang paska tarik. Dipasang 2 baris, dengan baris pertama terdiri dari 3 tendon dan baris kedua terdiri dari 1 tendon.



Gambar 5. 20 Posisi Tendon di Tengah Bentang

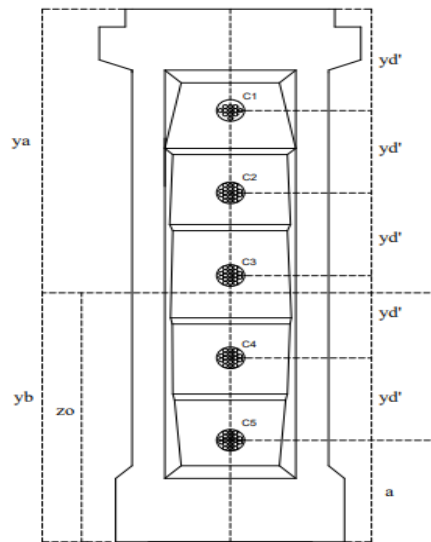
Diambil jarak antara alas ke titik berat tendon baris ke-1 sebesar $a = 0,110 \text{ m}$.
Jarak vertikal antar tendon,

$$y_d \text{ sebesar } y_d = \frac{ns \cdot (z_0 - a)}{n2} = \frac{88 \cdot (230 - 110)}{19} = 0,556 \text{ m. Dipakai nilai } y_d = 0,120 \text{ m}$$

Jadi dapat diketahui jarak tendon baris ke-2 dan ke-3 dari alas penampang ke titik berat tendon berturut-turut sebesar 0,230 m dan 0,350 m.

2. Posisi Tendon di Ujung Bentang

Tata letak tendon di ujung bentang direncanakan seperti gambar 5.21 di bawah ini:



Gambar 5. 21 Posisi Tendon di Ujung Bentang

Berikut merupakan tabel 5.9 rekapitulasi sebaran tendon.

Tabel 5. 9 Jumlah Tendon Masing-Masing Baris

Jumlah tendon baris ke -1	$n1 =$	1	Tendon	12	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-2	$n2 =$	1	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-3	$n3 =$	1	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-4	$n4 =$	1	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-5	$n5 =$	1	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah		5	Tendon	88	<i>Strands</i>

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-5: $a = 0,400$ m.

Berikut merupakan tabel 5.10 yang menyajikan momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah.

Tabel 5. 10 Momen Statis

Baris tendon (ni)	Jumlah <i>Strands</i> (nsi)	Jarak As Tendon dengan As Tendon Terbawah (y_d')	Statis Momen ($ni \times y_d'$)
n1	19	$0 y_d'$	$0 y_d'$
n2	19	$1 y_d'$	$19 y_d'$
n3	19	$2 y_d'$	$38 y_d'$
n4	19	$3 y_d'$	$57 y_d'$
n5	12	$4 y_d'$	$48 y_d'$
Jumlah			$160 y_d'$

y_e = Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah

ditetapkan jarak tendon bawah terhadap alas, $a' = 0,400$ m

$$y_e = y_b - a' = 1,0160 - 0,400 = 0,616 \text{ m}$$

$$\sum ni \times y_d' = ns \times y_e$$

$$160 y_d' = 88 \times 0,616$$

$$y_d' = 0,335 \text{ m}$$

Jadi didapatkan nilai $y_d' = 0,335$ m

$$y_d' \text{ pakai} = 0,325 \text{ m}$$

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas, z_n' .

$$z_1' = a' + 4 y_d' = 0,400 + 4 \cdot 0,325 = 1,700 \text{ m}$$

$$z_2' = a' + 3 y_d' = 0,400 + 2 \cdot 0,325 = 1,375 \text{ m}$$

$$z_3' = a' + 2 y_d' = 0,400 + 1 \cdot 0,325 = 1,050 \text{ m}$$

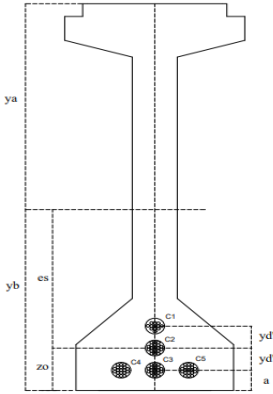
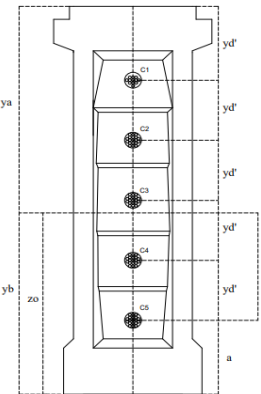
$$z_4' = a' + 1 y_d' = 0,400 + 1 \cdot 0,325 = 0,752 \text{ m}$$

$$z'_5 = a' = 0,400 \text{ m}$$

Berikut tabel 5.11 rekapitulasi posisi tendon di tengah bentang dan di ujung bentang.

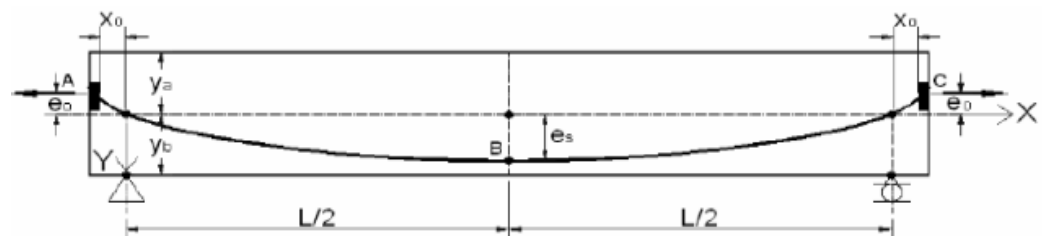
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Posisi Tendon

Kode Tendon	Posisi Tendon Ditinjau dari Alas (m)	
	Ujung Bentang	Tengah Bentang
C5	1,700	0,350
C4	1,375	0,230
C3	1,050	0,110
C2	0,725	0,110
C1	0,400	0,110

3. Lintasan Tendon Inti

Berikut merupakan gambar 5.22 skema lintasan inti tendon.



Gambar 5. 22 Skema Lintasan Inti Tendon

Panjang bentang, (L) = 40 m

Eksentrisitas, (e_s) = 0,847 m

$f_i = e_s = 0,847$ m

Persamaan lintasan tendon $Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$. Dari persamaan tersebut dapat dicari lintasan inti tendon sebagai berikut:

Pada X=1 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,847 \cdot \frac{1}{40^2} (40 - 1) = 0,0826 \text{ m}$$

Pada X = 2 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,847 \cdot \frac{2}{40^2} (40 - 2) = 0,1610 \text{ m}$$

Pada X = 3 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,847 \cdot \frac{3}{40^2} (40 - 3) = 0,2351 \text{ m}$$

Pada X = 4 dari tumpuan,

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,847 \cdot \frac{4}{40^2} (40 - 4) = 0,3051 \text{ m}$$

Pada X = 5 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,847 \cdot \frac{5}{40^2} (40 - 5) = 0,3707 \text{ m}$$

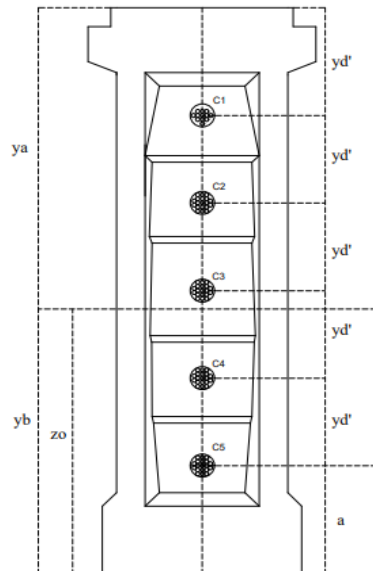
Berikut merupakan tabel 5.12 rekapitulasi lintasan tendon inti.

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Lintasan Inti Tendon

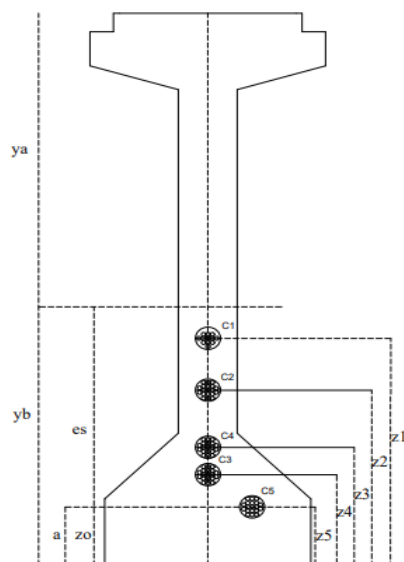
X (m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0	11	0,6758
1	0,0826	12	0,7118
2	0,1610	13	0,7436
3	0,2351	14	0,7711
4	0,301	15	0,7944
5	0,3707	16	0,8135
6	0,4322	17	0,8283
7	0,4894	18	0,8389
8	0,5423	19	0,8453
9	0,5910	20	0,8474
10	0,6355		

4. Tata letak kabel (*cabl*)

Berikut merupakan gambar 5.23 dan 5.24 posisi tendon di tumpuan dan di tengah bentang.



Gambar 5. 23 Posisi Tendon di Tumpuan



Gambar 5. 24 posisi Tendon pada Jarak X dari Tumpuan

Persamaan lintasan masing-masing *cable* adalah $Z_i = Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$, dengan Z_i adalah jarak dari alas ke titik lintasan tendon. Berikut merupakan perhitungan tata letak kabel.

Pada $X = 5$ m

$$f_1 = 1,700 - 0,350 = 1,350 \text{ m}$$

$$f_2 = 1,375 - 0,230 = 1,145 \text{ m}$$

$$f_3 = 1,050 - 0,110 = 0,940 \text{ m}$$

$$f_4 = 0,725 - 0,110 = 0,615 \text{ m}$$

$$f_5 = 0,400 - 0,110 = 0,290 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Z_0 &= y_b - 4 \cdot e_s \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,0160 - 4 \cdot 0,847 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,6453 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,700 - 4 \cdot 1,350 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 1,1094 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_2 &= Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,375 - 4 \cdot 1,145 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,8741 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_3 &= Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,050 - 4 \cdot 0,940 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,6388 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_4 &= Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 0,725 - 4 \cdot 0,615 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,4559 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Z_5 = Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$= 0,400 - 4 \cdot 0,290 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5)$$

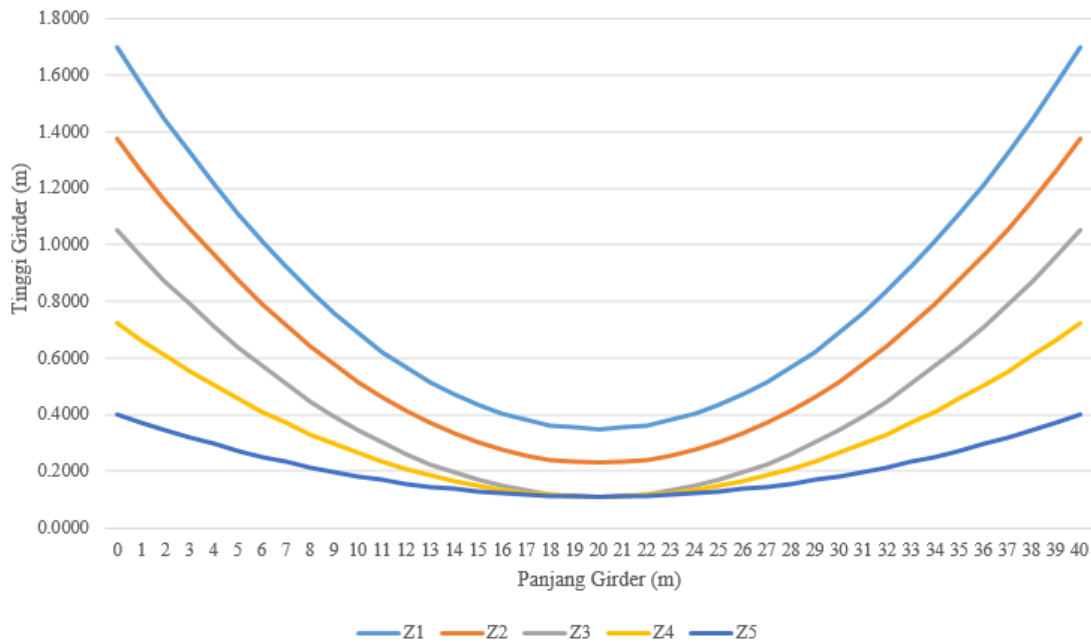
$$= 0,2731 \text{ m}$$

Berikut merupakan tabel rekapitulasi posisi masing-masing kabel dapat dilihat pada tabel 5.13.

Tabel 5. 13 Rekapitulasi Posisi Masing-Masing Kabel (cable)

Jarak X (m)	Trace Z ₀ (m)	Posisi Kabel (m)				
		Z1	Z2	Z3	Z4	Z5
0	1,0160	1,7000	1,3750	1,0500	0,7250	0,4000
1	0,9334	1,5684	1,2634	0,9584	0,6650	0,3717
2	0,8550	1,4435	1,1575	0,8714	0,6082	0,3449
3	0,7809	1,3254	1,0573	0,7892	0,5543	0,3195
4	0,7110	1,2140	0,9628	0,7116	0,5036	0,2956
5	0,6453	1,1094	0,8741	0,6388	0,4559	0,2731
6	0,5839	1,0115	0,7911	0,5706	0,4114	0,2521
7	0,5267	0,9204	0,7138	0,5072	0,3698	0,2325
8	0,4737	0,8360	0,6422	0,4484	0,3314	0,2144
9	0,4250	0,7584	0,5764	0,3944	0,2960	0,1977
10	0,3805	0,6875	0,5163	0,3450	0,2638	0,1825
11	0,3402	0,6234	0,4619	0,3004	0,2345	0,1687
12	0,3042	0,5660	0,4132	0,2604	0,2084	0,1564
13	0,2724	0,5154	0,3703	0,2252	0,1853	0,1455
14	0,2449	0,4715	0,3331	0,1946	0,1654	0,1361
15	0,2216	0,4344	0,3016	0,1688	0,1484	0,1281
16	0,2025	0,4040	0,2758	0,1476	0,1346	0,1216
17	0,1877	0,3804	0,2558	0,1312	0,1238	0,1165
18	0,1771	0,3635	0,2415	0,1194	0,1162	0,1129
19	0,1708	0,3534	0,2329	0,1124	0,1115	0,1107
20	0,1686	0,3500	0,2300	0,1100	0,1100	0,1100

Dari perhitungan posisi masing-masing kabe di atas dapat dibuat grafik lintasan sebagai berikut.



Gambar 5. 25 Grafik Lintasan Masing-Masing Tendon

5. Sudut Angkur

Perhitungan sudut angkur dilakukan dengan menurunkan persamaan lintasan tendon seperti berikut.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$$

$$\frac{dY}{dX} = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$$

Karena posisi angkur berada di tumpuan maka nilai $X=0$, maka $\frac{dY}{dX} = \frac{4.f_i}{L}$. Sehingga persamaan sudut angkur menjadi sebagai berikut.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{dY}{dX}\right)$$

dengan nilai f_i :

$$f_1 = 1,700 - 0,305 = 1,350 \text{ m}$$

$$f_2 = 1,375 - 0,230 = 1,145 \text{ m}$$

$$f_3 = 1,050 - 0,110 = 0,940 \text{ m}$$

$$f_4 = 0,725 - 0,110 = 0,615 \text{ m}$$

$$f_5 = 0,400 - 0,110 = 0,290 \text{ m}$$

Maka nilai sudut angkur dapat diketahui sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \alpha_{z1} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 1,350}{40} \\ &= 0,134 \text{ rad} \\ &= 7,69^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{z2} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 1,145}{40} \\ &= 0,114 \text{ rad} \\ &= 6,53^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{z3} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 0,940}{40} \\ &= 0,094 \text{ rad} \\ &= 5,37^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{z4} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 0,615}{40} \\ &= 0,061 \text{ rad} \\ &= 3,52^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{z5} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 0,290}{40} \\ &= 0,029 \text{ rad} \\ &= 1,66^\circ \end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.14 rekapitulasi perhitungan sudut angkur.

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur

Nomor Tendon	α_i (<i>rad</i>)	α_i (<i>derajat</i>)
1	0,134	7,69
2	0,114	6,53
3	0,094	5,37
4	0,061	3,52
5	0,029	1,66

5.3.4 Kehilangan Gaya Prategang (Lost Of Prestressed)

Kehilangan gaya prategang dapat dibedakan menjadi 2 yaitu kehilangan secara langsung dan kehilangan tergantung dengan waktu.

1. Kehilangan gaya prategang langsung terdiri dari kehilangan prategang akibat slip angkur, kehilangan tegangan akibat gesekan tendon, kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

a. Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur pada system paskatarik diakibatkan oleh adanya blok-blok pada angkur saat gaya pendongkrakan disalurkan ke angkur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7 mm.

Dengan demikian perhitungan kehilangan gaya prategang akibat slip angkur sebagai berikut:

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

$$\text{Modulus Elastisitas baja prategang, } (E_s) = 193000 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang tendon, } (L) = 40 \text{ m}$$

Kehilangan gaya prategang akibat angkur,

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

b. Kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel

$$\text{Eksentrisitas tendon, } (e_s) = y = 0,847 \text{ m}$$

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

$$\alpha = \frac{8y}{x} = \frac{8 \cdot 0,847}{40} = 0,1695 \text{ rad}$$

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

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

$$\text{Gaya prategang awal, } (P_0) = 8450,43 \text{ kN}$$

Maka kehilangan gaya prategang akibat gesekan tendon sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_x &= P_0 \cdot e^{-(Klx + \mu\alpha)} \\ &= 8450,43 \cdot 2,7183^{-(0,002 \cdot 40 + 0,2 \cdot 0,1695)} \\ &= 7540,7490 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Luas baja prategang } (A_p) = 0,015960 \text{ m}^2$$

$$\Delta f_p F = \frac{P_0 - P_x}{A_p} = \frac{8450,43 - 7540,7490}{0,015960} = 56996,82 \text{ kN/m}^2 = 57 \text{ MPa}$$

c. Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis (*Elastic Shortening*)

$$e_s = 0,847 \text{ m}$$

$$I_x = 0,4144 \text{ m}^4$$

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

$$E_{ci} = (wc)^{1,5} \cdot 0,043 \sqrt{f'_c} = 2500^{1,5} \cdot 0,043 \cdot \sqrt{41,5} = 34626,0153 \text{ MPa}$$

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

$$n_s = 88 \text{ strands}$$

$$A_{ps} = 0,01596 \text{ m}^2 = 15960,243 \text{ mm}^2$$

$$M_B = 3617,5 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{193000}{3426,0153} = 5,57$$

Tegangan baja setelah memperhitungkan LOP akibat pengangkuran dan gesekan tendon sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f_{pi} &= f_{pj} - \Delta f_p A - \Delta f_p F \\ &= 622,9 - 9,65 - 57 \end{aligned}$$

$$= 556,26 \text{ MPa}$$

Gaya Prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengangkuran dan gesekan kabel sebagai berikut:

$$P_i = f_{pi} \cdot A_{ps} = 556,26 \cdot 15960,243 = 8877985,42 \text{ N} = 8877,9854 \text{ kN}$$

Sehingga diperoleh tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer sebagai berikut:

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e \cdot s^2}{I_x} + \frac{M_B \cdot e \cdot s}{I_x}$$

$$f_{cs} = -\frac{8877,9854}{0,7523} - \frac{8877,9854 \cdot 0,847^2}{0,4144} + \frac{3617,5 \cdot 0,0,847}{0,4144}$$

$$= 19787,2894 \text{ kN/m}^2$$

$$= 19,787 \text{ MPa}$$

Sehingga kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diketahui sebagai berikut.

$$\Delta f_{cs} = n \cdot f_{cs} = 5,57 \cdot 19,787 = 110,29 \text{ MPa}$$

Menurut Nawy 2001 untuk system prategang paskatarik nilai kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diambil setengahnya, sehingga nilai $\Delta f_{cs} = 55,14 \text{ MPa}$.

Tegangan baja prategang setelah transfer, (f_{ps})

$$f_{cs} = f_{pj} - \Delta f_p A - \Delta f_p F - \Delta f_{cs}$$

$$= 622,9 - 9,65 - 57 - 55,14$$

$$= 501,11 \text{ MPa}$$

Gaya prategang setelah transfer:

$$P_i = A_{ps} \cdot f_{ps} = 15960,243 \cdot 501,11 = 7997847,753 \text{ N} = 7997,8477 \text{ kN}$$

2. Kehilangan gaya prategang tergantung waktu

a. Akibat pengaruh rangkak (*creep*)

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

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

$$E_c = 34626,0153 \text{ MPa}$$

$$P_i = 7997,8477 \text{ kN}$$

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

$$I_{xc} = 0,4144 \text{ m}^4$$

$$e_s = 0,847 \text{ m}$$

$$M_B = 3617,5 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{193000}{34626,0153} = 5,57$$

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} + \frac{M_{Balok} \cdot e_s}{I_x} \\ f_{cs} &= -\frac{7997,8447}{0,7523} - \frac{7997,8477 \cdot 0,847^2}{0,4144} + \frac{3617,5 \cdot 0,847}{0,4144} \\ &= 17092,3 \text{ kN/m}^2 \\ &= 17,09 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkai,

$$\begin{aligned} \Delta f_{pCR} &= n \cdot K_{cr} \cdot f_{cs} \\ &= 5,57 \cdot 1,6 \cdot 17,09 \\ &= 152,4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

b. Akibat relaksasi baja prategang

$$\text{Umur tinjauan} = 50 \text{ tahun}$$

$$= 438000 \text{ jam}$$

$$\text{Kuat leleh baja prategang, } (f_{py}) = 1580 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan baja setelah transfer, } (f_{ps}) = 451,54 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{pR} &= f_{ps} \cdot \left(\log \frac{t}{45} \right) \cdot \left(\frac{f_{ps}}{f_{py}} - 0,55 \right) \\ &= 451,54 \cdot \left(\frac{\log 438000}{45} \right) \cdot \left(\frac{451,54}{1580} - 0,55 \right) \\ &= 14,63 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Berikut adalah tabel 5.15 rekapitulasi kehilangan gaya prategang.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

No	Level Tegangan	Tegangan Baja	Persentase
		MPa	%
	Setelah Penegangan	622,90	100
	Kehilangan Prategang		
1	Angkur	9,65	1,55
2	Gesekan Kabel	57	9,15
3	Perpendekan Elastis	55,14	8,85
	Kehilangan Prategang Awal (f_{ps})	121,79	19,55
4	Rangkak Beton	152,43	24,47
5	Relaksasi Baja	14,63	2,35
	Tegangan akhir (f_{pe})	334,05	53,63
	Kehilangan Tegangan Total	288,85	46,37

Gaya prategang efektif setelah kehilangan gaya prategang secara langsung maupun tergantung waktu adalah sebagai berikut:

$$P_{eff} = A_{ps} \cdot f_{pe} = 15960,243 \cdot 334,05 = 5331539,963N = 5331,54 \text{ kN}.$$

Sehingga dapat diketahui momen akibat prategang sebagai berikut:

$$M_{prategang} = -P_{eff} \cdot es = -5331,54 \cdot 0,847 = -4517,8537 \text{ kNm}$$

5.3.5 Pemeriksaan Tegangan

Tegangan pada beton prategang memiliki batasan, sehingga perlu dilakukan pemeriksaan tegangan. Berikut merupakan tegangan izin pada beton prategang.

1. Tegangan Ijin Beton Kondisi Transfer

$$\text{Tarik} = \sigma_{ti} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{33,2} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} = \sigma_{ci} = 0,6 \cdot f_{ci} = 0,6 \cdot 33,2 = 19,92 \text{ MPa}$$

2. Tegangan Ijin Beton Kondisi Layan

$$\text{Tarik} = \sigma_{t_{serv}} = 0,5 \cdot \sqrt{f_c} = 0,5 \cdot \sqrt{41,5} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} = \sigma_{c_{serv}} = 0,45 \cdot f'_c = 0,5 \cdot 41,5 = 18,67 \text{ MPa}$$

Setelah diketahui batasan-batasan tegangan, selanjutnya dilakukan control tegangan yang terdiri dari 2 tahap, yaitu pada kondisi *initial* dan kondisi layan.

1. Kontrol Tegangan pada Kondisi *Initial*

$$P_{jacking} = 9941,6849 \text{ kN}$$

$$M_{Balok} = 3617,5 \text{ kNm}$$

$$W_A = 0,3823 \text{ m}^3$$

$$W_B = 0,4079 \text{ m}^3$$

$$A_{ps} = 15960,2432 \text{ m}^2$$

$$e_s = 0,847 \text{ m}$$

Kehilangan prategang saat transfer (Δf_i)

$$\Delta f_i = \Delta f_p A + \Delta f_p F + \Delta f_{cs}$$

$$= 9,65 + 57 + 55,14$$

$$= 121,79 \text{ MPa}$$

Gaya prategang *transfer*, ($P_{transfer}$)

$$P_{transfer} = P_{jacking} - \Delta f_i \cdot A_{ps}$$

$$= 9941,6849 - (121,79 \cdot 15960,2432)$$

$$= 7997847,753 \text{ N}$$

$$= 7997,848 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat atas penampang (f_{ti})

$$\begin{aligned} f_{ti} &= -\frac{P_{transfer}}{A} + \frac{P_{transfer} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok}}{W_a} \\ &= -\frac{7997,8477}{0,7523} + \frac{7997,8477 \cdot 0,847}{0,3823} - \frac{3617,5}{0,3823} \\ &= -2366,07 \text{ kN/m}^2 \\ &= -2,37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat atas saat *transfer*,

Syarat: $|f_{ti}| \leq |\sigma_{ci}|$

$|f_{ti}| = 2,37 \text{ MPa} \leq |\sigma_{ci}| = 19,92 \text{ MPa}$.

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat atas saat transfer memenuhi syarat.

Tegangan pada serat bawah penampang (f_{ti})

$$\begin{aligned} f_{ci} &= -\frac{P_{transfer}}{A} + \frac{P_{transfer} \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok}}{W_b} \\ &= -\frac{7997,8477}{0,7523} - \frac{7997,8477 \cdot 0,847}{0,4079} + \frac{3617,5}{0,4079} \\ &= 18378,1184 \text{ kN/m}^2 \\ &= -18,4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat bawah saat *transfer*,

Syarat: $|f_{ti}| \leq |\sigma_{ci}|$

$|f_{ci}| = 18,4 \text{ MPa} \leq |\sigma_{ci}| = 19,92 \text{ MPa}$.

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat bawah saat transfer memenuhi syarat.

2. Kontrol Tegangan pada Kondisi Layan

$$P_{eff} = 3443,2081 \text{ kN}$$

$$M_{Balok} = 3617,5 \text{ kNm}$$

$$M_{DL} = 5140,492 \text{ kNm}$$

$$M_{MA} = 2319,756 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = 6542,4052 \text{ kNm}$$

$$W_a = 0,3823 \text{ m}^3$$

$$W_b = 0,4079 \text{ m}^3$$

$$W_{ac} = 0,708 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0,524 \text{ m}^3$$

$$A_{ps} = 15960,2432 \text{ m}^2$$

$$e_s = 0,847 \text{ m}$$

Tegangan pada serat atas penampang ($f_{t_{layan}}$)

$$\begin{aligned} f_{t_{serv}} &= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{DL}}{W_{ac}} - \frac{M_{Ma}+M_{LL}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{5331,54}{0,7523} + \frac{5331,54 \cdot 0,847}{0,3823} - \frac{5140,492}{0,708} - \frac{2319,756+6542,4052}{0,708} \\ &= -15047,558 \text{ kN/m}^2 \\ &= -15,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat atas saat layan,

$$\text{Syarat: } |f_{t_{serv}}| \leq |\sigma_{ci}|$$

$$|f_{t_{serv}}| = 15,05 \text{ MPa} \leq |\sigma_{c_{serv}}| = 18,675 \text{ MPa.}$$

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat atas saat layan memenuhi syarat.

Tegangan pada serat bawah penampang ($f_{c_{layan}}$)

$$\begin{aligned} f_{c_{serv}} &= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_a} + \frac{M_{DL}}{W_{ac}} + \frac{M_{Ma}+M_{LL}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{5331,54}{0,7523} - \frac{5331,54 \cdot 0,847}{0,3823} + \frac{5140,492}{0,5240} + \frac{2319,756+6542,4052}{0,5240} \\ &= 8568,646 \text{ kN/m}^2 \\ &= 8,57 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat bawah saat layan,

$$\text{Syarat: } |f_{t_{serv}}| \leq |\sigma_{ci}|$$

$$|f_{c_{serv}}| = 8,57 \text{ MPa} \leq |\sigma_{c_{serv}}| = 18,675 \text{ MPa.}$$

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat bawah saat layan memenuhi syarat.

5.3.6 Perhitungan Momen Kapasitas

Perhitungan momen kapasitas menurut RSNI T-12-2004 sebagai berikut.

1. Tendon 1 (C_1)

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned}\rho_p &= \frac{A_p}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 15,2^2) \cdot 12}{700 \cdot 1750} \\ &= 0,001777\end{aligned}$$

dimana:

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,85 \leq 0,9, \text{ digunakan } \gamma_p = 0,55$$

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

berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

β untuk $f'_c > 40 \text{ MPa}$, $\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30)$.

$$\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) = 0,85 - 0,008 \cdot (41,5 - 30) = 0,758$$

$$\begin{aligned}f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,55}{0,758} \left(0,001777 \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1752,53 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned}
 T_{p1} &= A_p \cdot f_{ps} \\
 &= 2263,155 \cdot 1752,53 \\
 &= 3814208,215 \text{ N} \\
 &= 3814,0282 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya prategang didapatkan luas blok tekan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{cc} &= \frac{T_p}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{3814,0282}{0,85 \cdot 41500} \\
 &= 0,1081 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

2. Tendon 2 (C₂)

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned}
 \rho_p &= \frac{A_p}{b \cdot d_p} \\
 &= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 15,2^2) \cdot 19}{700 \cdot 1870} \\
 &= 0,001838
 \end{aligned}$$

dimana:

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,9 \leq 0,9, \text{ digunakan } \gamma_p = 0,55$$

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

berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

β untuk $f'c > 40 \text{ MPa}$, $\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30)$.

$$\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30) = 0,85 - 0,008 \cdot (41,5 - 30) = 0,758$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,55}{0,758} \left(0,001838 \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1748,84 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned} T_{p2} &= A_p \cdot f_{ps} \\ &= 3445,96 \cdot 1748,84 \\ &= 6026423,321 \text{ N} \\ &= 6026,4233 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya prategang didapatkan luas blok tekan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{cc} &= \frac{T_p}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{6026,4233}{0,85 \cdot 41500} \\ &= 0,1708 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

3. Tendon, 4, dan 5 (C₃, C₄, C₅)

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned} \rho_p &= \frac{A_p}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 15,2^2) \cdot 19}{700 \cdot 1990} \\ &= 0,002474 \end{aligned}$$

dimana:

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,9 \geq 0,9, \text{ digunakan } \gamma_p = 0,55$$

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

berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,55}{0,758} \left(0,002474 \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1710,37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned} T_{p3,4,5} &= A_p \cdot f_{ps} \cdot n_t \\ &= 3445,9616 \cdot 1710,37 \cdot 3 \\ &= 17681565,58 \text{ N} \\ &= 17681,5656 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya prategang didapatkan luas blok tekan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{cc} &= \frac{T_p}{0,85 \cdot f'_c} \\ &= \frac{17681,5656}{0,85 \cdot 41500} \\ &= 0,5012 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Mencari kedalaman blok tekan

Kuat leleh baja *prestressed* (f_{ps}) pada keadaan *ultimate* ditetapkan sebagai berikut:

Untuk nilai, $L/H \leq 35$,

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho_p} \text{ (MPa) dan } f_{ps} \leq f_{eff} + 400 \text{ (MPa) dan harus } \leq 0,8 \cdot f_{py}.$$

$$P_{eff} = 5331,54 \text{ kN}$$

$$f_{eff} = \frac{P_{eff}}{A_{ps} \cdot 10^{-3}} = \frac{5331,54}{15960,2432 \cdot 10^{-3}} = 334,05 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{A_c} = \frac{0,01596}{0,7523} = 0,0212$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{eff} + 150 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho_p} \\ &= 334,05 + 150 + \frac{41,5}{100 \cdot 0,011036} \\ &= 503,61 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 400 = 334,05 + 400 = 734,05 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,8 \cdot f_{py} = 0,8 \cdot 1580 = 1264 \text{ MPa}$$

$$\text{Dipakai } f_{ps} = 734,05 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = 15960,2432 \cdot 734,05 = 11715637,24 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas blok tekan, } A_{cc} &= \frac{T}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{11715637,24}{0,85 \cdot 41,5} = 332122,95 \text{ mm}^2 = \\ &0,332 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dicoba luasan penampang 1 (A1) sampai luasan penampang 3 (A3)} &= 0,1848 \text{ m}^2, \\ \text{dan A1 sampai A4} &= 0,5148 \text{ m}^2. \text{ Maka blok tekan berada antara A3 dan A4. Jadi} \\ A4' &= A_{cc} - (A1 + A2 + A3) = 0,332 - (0,0448 + 0,104 + 0,036) = \\ &0,147 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h4' &= \frac{A4'}{b4} = \frac{0,147}{0,2} = 0,737 \text{ m, nilai blok tekan (a) = } h1 + h2 + h4' = 0,07 + \\ &0,13 + 0,737 = 0,937 \text{ m.} \end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.16 perhitungan penampang blok tekan.

Tabel 5. 16 Perhitungan Penampang Blok Tekan

No	Dimensi		Luas Penampang (A)	Jarak Titik Berat Penampang Terhadap Tepi Atas (yi)	Momen Statis
	Lebar (b)	Tinggi (h)			
	m	m	m ²	M	m ³
1	0.640	0.070	0.0448	0.035	0.0016
2	0.800	0.130	0.1040	0.135	0.0140
3	0.300	0.120	0.0360	0.300	0.0108
4'	0.200	0.737	0.1473	0.688	0.1014
Jumlah			0,3321		0,1278

$$y_{cc} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{0,1278}{0,3321} = 0,3848 \text{ m}$$

Sehingga dapat diketahui momen nominal (M_n) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_{cc} \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot (d_p - y_{cc}) \\ &= 0,1081 \cdot 0,85 \cdot 41500 \cdot (1,750 - 0,3848) \\ &= 5207,0357 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= A_{cc} \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot (d_p - y_{cc}) \\ &= 0,1708 \cdot 0,85 \cdot 41500 \cdot (1,870 - 0,3848) \\ &= 8950,2522 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n3} &= A_{cc} \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot (d_p - y_{cc}) \\ &= 0,5012 \cdot 0,85 \cdot 41500 \cdot (1,990 - 0,3848) \\ &= 28381,8866 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} \\ &= 5207,0357 + 8950,2522 + 42539,1745 \\ &= 42539,1745 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Reduksi kekuatan momen lentur sebesar (ϕ) = 0,80, sehingga (ϕM_n) = 0,80 .
42539,1745 = 34031,3396 kNm.

Berikut merupakan tabel 5.17 kontrol momen nominal terhadap kombinasi momen *ultimate*. Dikatakan aman apabila $\phi M_n > M_u$

Tabel 5. 17 Kontrol Momen Nominal terhadap Kombinasi Momen Ultimate

Kombinasi Momen Ultimate (kNm)										
Keadaan Batas	DL	MA	LL	EW	HR	PR	KJ	EQ	Jumlah	ØMn
	Beban Mati	Beban Mati Tambahan	Beban Hidup	Beban Angin	Beban Horizontal	Beban Prategang	Beban Kejut	Beban Gempa		
Kuat I	6168,59	4639,51	11776,33	-	8963,43	-4517,85	2747,81	-	29777,82	34031,34
Kuat II	6168,59	4639,51	9159,37	-	8963,43	-4517,85	2747,81	-	27160,86	34031,34
Kuat III	6168,59	4639,51	-	1017,03	-	-4517,85	-	-	7307,28	34031,34
Kuat IV	6168,59	4639,51	11776,33	1017,03	8963,43	-4517,85	2747,81	-	30794,85	34031,34
Kuat V	6168,59	4639,51	-	-	-	-4517,85	-	-	6290,25	34031,34
Ekstrem I	6168,59	4639,51	-	1017,03	-	-4517,85	-	2896,89	10204,17	34031,34
Ekstrem II	6168,59	4639,51	-	-	-	-4517,85	-	2896,89	9187,14	34031,34
Kontrol Momen		ØMn (kNm)		34031,34	ØMn > Mu (Aman)					

5.3.7 Perhitungan Kapasitas Geser

Kapasitas Geser dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$V_c = \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot dp}{M_u} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{MA} + 1,8 M_{LL} \\ &= 1,2 \cdot 5140,492 + 2 \cdot 2319,76 + 1,8 \cdot 6524,41 \\ &= 22584,4318 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{M_u \cdot 8}{L^2} \\ &= \frac{22584,4318 \cdot 8}{40^2} \\ &= 112,9221 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 112,9221 \cdot 40 \\ &= 2258,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan kapasitas geser sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot dp}{M_u} \right) \cdot bw \cdot d \\ &= \left(0,05 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{41,5} \cdot + 4,8 \cdot \frac{1814,6 \cdot 10^3 \cdot 1931,36}{2258,44 \cdot 10^6} \right) \cdot 700 \cdot 1931,36 \\ &= 1688803,503N \\ &= 1688,803 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.3.8 Perhitungan Lendutan

Lendutan pada umumnya terdiri dari lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang. Lendutan jangka pendek merupakan lendutan langsung yang diakibatkan oleh beban. Lendutan jangka panjang merupakan lendutan akibat pembebanan secara terus menerus.

1. Lendutan Jangka Pendek

Lendutan jangka pendek terdiri dari lendutan ke atas (*camber*) dari keadaan penyaluran gaya prategang dan akibat LOP (*Lost Of Prestressed*) dan lendutan ke bawah akibat beban.

a. Lendutan keadaan *transfer* prategang

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e'_s = 0,847 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_t = 8450,43 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat sendiri balok $M_{Balok} = 3617,5 \text{ kNm}$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 34626015,3 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q_{PT} &= 8 \cdot P_t \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 8450,43 \cdot \frac{0,847}{40^2} \\ &= 35,8037 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_{Balok}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{3617,5}{40^2} \\ &= 18,0875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-35,8037 + 18,0875) \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,41440)} \\ &= -0,02469 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Lendutan setelah *Lost of Pretressed*

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e_s = 0,847 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_{eff} = 7997,85 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat balok,

$$M_B = 3617,5 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 34626015,3 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q_{eff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 7997,85 \cdot \frac{0,847}{40^2} \\ &= 33,8862 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_{Balok}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{3617,5}{40^2} \\ &= 18,0875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-33,8862 + 18,0875) \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,41440)} \\ &= -0,03670 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Lendutan setelah pelat di cor (Beton Muda)

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e_s = 0,847 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_{eff} = 7997,85 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat balok + pelat,

$$M_{B+P} = 4965,6 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 34626015,3 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q_{Peff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 7997,85 \cdot \frac{0,847}{40^2} \\ &= 33,8862 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{B+P} &= 8 \cdot \frac{M_{Balok+Pelat}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{4911,676}{40^2} \\ &= 24,558 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{Peff} + Q_{B+P}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-33,8862 + 24,558) \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6670)} \\
&= -0,0217 \text{ m}
\end{aligned}$$

d. Lendutan setelah pelat dan balok menjadi komposit

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e'_s = 1,1654 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_{eff} = 7997,8477 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat balok + pelat,

$$M_{B+P} = 4965,6 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 34626015,3 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
Q_{Peff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e'_s}{L^2} \\
&= 8 \cdot 7997,8477 \cdot \frac{1,1654}{40^2} \\
&= 24,558 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_{B+P} &= 8 \cdot \frac{M_{Balok+Pelat}}{L^2} \\
&= 8 \cdot \frac{4911,676}{40^2} \\
&= 24,558 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_P + Q_{B+P}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-46,6026 + 24,558) \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,699)} \\
&= -0,0304 \text{ m}
\end{aligned}$$

e. Lendutan akibat beban luar

a. Lendutan akibat beban mati (M_{DL})

$$\begin{aligned}
\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{DL}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{25,7 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)}
\end{aligned}$$

$$= 0,0354 \text{ m}$$

f. Lendutan akibat beban mati tambahan (MMA)

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{MA}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{32,37 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)} \\ &= 0,01598 \text{ m}\end{aligned}$$

g. Lendutan akibat Prestressed (PR)

$$\begin{aligned}Q_{Peff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_{ts}}{L^2} \\ &= 8 \cdot 7997,85 \cdot \frac{1,165}{40^2} \\ &= 46,6026 \text{ kN/m} \\ \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{eff}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-4,6026 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)} \\ &= -0,07662 \text{ m}\end{aligned}$$

h. Lendutan akibat beban lajur kereta api (LL)

$$\begin{aligned}Q_{LL} &= 32,712 \text{ kN/m} \\ \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{LL}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{32,712 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)} \\ &= 0,0451 \text{ m}\end{aligned}$$

i. Lendutan akibat beban angin (EW)

$$\begin{aligned}Q_{EW} &= 4,238 \text{ kN/m} \\ \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{EW}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{4,238 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)} \\ &= 0,00584 \text{ m}\end{aligned}$$

j. Lendutan akibat beban horizontal (Q_H)

$$Q_H = 10,178 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{Hr}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{10,178 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)} \\ &= 0,0140 \text{ m}\end{aligned}$$

k. Lendutan akibat beban gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 14,484 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{EQ}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{14,484 \cdot 40^4}{(34626015,3 \cdot 0,6988)} \\ &= 0,0199 \text{ m}\end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.18 penyajian batas lendutan maksimum untuk jembatan beton kereta api.

Tabel 5. 18 Batas Lendutan Maksimum Jembatan Beton

Beban Lokomotif	Bentang L (m)			L < 50		L ≥ 50
				L / 800		L / 700
	Bentang L (m)			L ≤ 20	L < 20 < 50	L ≥ 50
Kereta Penumpang dan Kereta Diesel	Untuk Satu Kereta	Kecepatan Maksimum V (km/jam)	V < 100	L/700		
			100 < V < 130	L/800		L/700
			130 < V ≤ 160	L/1100		L/900
	Untuk Dua Rangkaian atau Lebih	Kecepatan Maksimum V(km/jam)	V < 100	L/800	L/850	L/700
			100 < V ≤ 130	L/1000	L/1100	L/900
			130 < V ≤ 160	L/1300	L/1400	L/1200

(Sumber: PM No.60 2012)

Dari tabel di atas untuk dua rangkaian atau lebih dengan kecepatan maksimum $100 < V \leq 130$ km/jam dan panjang bentang $20 < L < 50$ didapatkan nilai batas lendutan maksimum yaitu, $\frac{L}{1100}$. Sehingga nilai batas lendutan dapat diketahui sebagai berikut.

$$\text{Batas lendutan, } \delta_{ijin} = \frac{L}{1100} = \frac{40}{1100} = 0,0364 \text{ m.}$$

Berikut merupakan tabel 5.19 yang menyajikan kombinasi kontrol lendutan jangka pendek.

Tabel 5. 19 Kombinasi Kontrol Lendutan Jangka Pendek

Jenis Beban	Lendutan (m)	Kombinasi Layan (m)			
		Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV
Beban Mati	0,03541	0,03541	0,03541	0,03541	0,03541
Beban Mati Tambahan	0,01598	0,01598	0,01598	0,01598	0,01598
Beban Prategang	-0,06420	-0,06420	-0,06420	-0,06420	-0,06420
Beban Hidup	0,04507	0,04507	0,04507	0,0360	-
Beban Angin	0,00584	0,00584	-	-	0,00409
Beban Horizontal	0,0140	0,0140	0,0140	0,0140	-
Beban Gempa	0,01995	-	-	-	0,01995
Transfer	-0,02469	-0,02469	-0,02469	-0,02469	-0,02469
Jumlah		0,01500	0,00916	0,00015	-0,02588
Batas Lendutan, δ_{ijin} (m)		0,0364			
Kontrol Lendutan		$\delta_{ijin} > \delta_T$			
Keterangan		Aman			

2. Lendutan Jangka Panjang

Lendutan jangka panjang merupakan akibat dari rangkai susut beton. Rangkai adalah kelanjutan regangan elastis yang terjadi terus menerus bergantung pada waktu. Sedangkan susut adalah penyusutan volume beton yang bergantung pada waktu. Pada analisis lendutan jangka panjang ini ditinjau pada waktu 5 tahun, 10 tahun, 50 tahun, 70 tahun.

a. Lendutan jangka panjang akibat rangkai (*creep*)

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\epsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \epsilon_e$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{t^{0,6}}{10+t^{0,6}} \right) \cdot C_u$$

dimana:

C_u = Koefisien rangkak

ε_e = Regangan elastis/lendutan jangka pendek.

ε_{cct} = Lendutan jangka panjang akibat rangkak.

Berikut merupakan tabel 5.20 yang menyajikan nilai koefisien rangkak;

Tabel 5. 20 Koefisien Rangkak (C_u)

Mutu Beton $f'c$ (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koef. Rangkak Maksimum (C_u)	2,8	2,5	2,3	2,15	2

(Sumber: RSNI T – 12-2004)

Dari tabel di atas dipakai nilai koefisien rangkak, $C_u = 2$.

1) Lendutan jangka panjang durasi 5 Tahun

$$t = 365 \times 5 = 1825 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{1825^{0,6}}{10+1825^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,8$$

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$= 1,8 \cdot 0,0150$$

$$= 0,0270 \text{ m}$$

2) Lendutan jangka panjang durasi 10 Tahun

$$t = 365 \times 10 = 3650 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{3650^{0,6}}{10+3650^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,86$$

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$= 1,86 \cdot 0,0150$$

$$= 0,02796 \text{ m}$$

3) Lendutan jangka panjang durasi 20 Tahun

$$t = 365 \times 20 = 7300 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{7300^{0,6}}{10+7300^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,91$$

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$= 1,91 \cdot 0,0150$$

$$= 0,02862 \text{ m}$$

4) Lendutan jangka panjang durasi 50 Tahun

$$t = 365 \times 50 = 18250 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{18250^{0,6}}{10+18250^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,946$$

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$= 1,946 \cdot 0,0150$$

$$= 0,02919 \text{ m}$$

5) Lendutan jangka panjang durasi 70 Tahun

$$t = 365 \times 70 = 25550 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{25550^{0,6}}{10+25550^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,956$$

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$= 1,956 \cdot 0,0150$$

$$= 0,02933 \text{ m}$$

b. Lendutan jangka panjang akibat susut (*shrinkage*)

Analisis lendutan jangka panjang akibat susut beton ditinjau pada waktu 5 tahun, 10 tahun, 20 tahun, 50 tahun, dan 70 tahun.

Lendutan jangka panjang akibat susut beton dapat ditentukan dengan menggunakan rumus berikut.

$$\delta_{sh} = \beta k_{sh} L^2$$

$$k_{sh} = \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h}$$

Tabel 5. 21 Koefisien Susut (K_{sh})

Mutu Beton $f'c$ (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koef. Rangkak Maksimum (C_u)	0,000174	0,000170	0,000163	0,00061	0,000153

(Sumber: RSNI T-12-2004)

1) Lendutan jangka panjang durasi 5 Tahun.

$$t = 1825 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs,t} \\ &= \frac{1825}{55+1825} \cdot 0,000153 \\ &= 0,0001485 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,0001485}{2,1} \\ &= 0,00003536 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00003536 \cdot 40^2 \\ &= 0,005092 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Lendutan jangka panjang durasi 10 Tahun.

$$t = 3650 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs,t} \\ &= \frac{3650}{55+3650} \cdot 0,000153 \\ &= 0,00015073 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,00015074}{2,1} \end{aligned}$$

$$= 0,00003589$$

$$\begin{aligned}\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00003589 \cdot 40^2 \\ &= 0,005168 \text{ m}\end{aligned}$$

3) Lendutan jangka panjang durasi 20 Tahun.

$$t = 7300 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \epsilon_{cs.t} \\ &= \frac{7300}{55+7300} \cdot 0,000153 \\ &= 0,0001518\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{sh} &= \frac{0,5 \epsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,0001518}{2,1} \\ &= 0,00003616\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00003616 \cdot 40^2 \\ &= 0,00521 \text{ m}\end{aligned}$$

4) Lendutan jangka panjang durasi 50 Tahun.

$$t = 18250 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \epsilon_{cs.t} \\ &= \frac{18250}{55+18250} \cdot 0,000153 \\ &= 0,0001527\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{sh} &= \frac{0,5 \epsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,0001527}{2,1} \\ &= 0,00003632\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00003632 \cdot 40^2 \\ &= 0,00523 \text{ m}\end{aligned}$$

5) Lendutan jangka panjang durasi 70 Tahun.

$$t = 25550 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs,t} \\ &= \frac{25550}{55+25550} \cdot 0,000153 \\ &= 0,0001527\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,0001527}{2,1} \\ &= 0,00003635\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00003635 \cdot 40^2 \\ &= 0,00523 \text{ m}\end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.22 rekapitulasi lendutan jangka panjang.

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Lendutan Jangka Panjang

Durasi	Rangkak (m)	Susut (m)	Lendutan Total (m)	Batas Lendutan (m)
5 Tahun	0,0270	0,00509	0,03211	0,03636
10 Tahun	0,0280	0,00517	0,03313	0,03636
20 Tahun	0,0286	0,00521	0,03383	0,03636
50 Tahun	0,0292	0,00522	0,03442	0,03636
70 tahun	0,0293	0,00523	0,03457	0,03636
Batas Lendutan (m)		0,0364		
Kontrol Lendutan		$\delta_{ijin} > \delta_T$		
Keterangan		Aman		

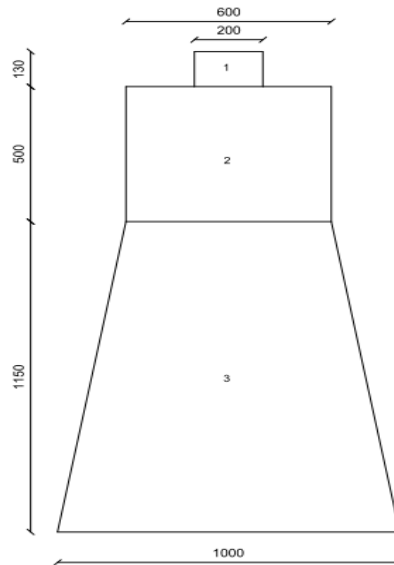
5.4 Perhitungan Pembebanan PCU Girder

Sebelum perhitungan kapasitas struktur, dilakukan perhitungan pembebanan dengan data teknis lapangan sesuai dengan SNI 1725-2016 untuk mengetahui kebutuhan kemampuan penampang, dapat diuraikan sebagai berikut.

5.4.1 Beban Mati PCU Girder (DL)

Beban mati merupakan berat sendiri (*self weight*) dari elemen struktural jembatan yang meliputi diafragma, girder, dan slab. Faktor *ultimite* untuk berat sendiri menurut SNI 1725-2016 sebesar 1,2.

1. Berat diafragma



Gambar 5. 26 Potongan Melintang Kode Bangun Diafragma

Bentang <i>girder</i> (L)	= 40 m
Jumlah diafragma (n_d)	= 7 buah
Tebal diafragma (b_d)	= 0,2 m
Luas bangun I (A_1)	
Lebar (b)	= 0,18 m
Tinggi (h)	= 0,18 m

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{1}{2} x b x h \\
 &= \frac{1}{2} x 0,18 x 0,18 \\
 &= 0,0324 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas bangun II (A_2)

$$\begin{aligned}
 \text{Alas (b)} &= 0,58 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 0,58 \text{ m} \\
 A_2 &= b x h \\
 &= 0,58 x 0,58 \\
 &= 0,3364 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas bangun III (A_3)

$$\begin{aligned}
 \text{Alas atas (a)} &= 0,58 \text{ m} \\
 \text{Alas bawah (b)} &= 1,0 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 1,163 \text{ m} \\
 A_3 &= \frac{1}{2} x (a + b) x h \\
 &= \frac{1}{2} x (0,58 x 1,0) x 1,15 \\
 &= 0,9085 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas total diafragma } (\Sigma A) &= A_1 + A_2 + A_3 \\
 &= 0,0324 + 0,3364 + 0,9085 \\
 &= 1,2773 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat satu diafragma } (W_d) &= \Sigma A x b_d x \text{ Berat jenis} \\
 &= 1,2773 x 0,2 x 24 \\
 &= 6,1310 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat diafragma total } (W_{d \text{ total}}) &= W_d x n_d \\
 &= 6,1310 x 7 \\
 &= 42,9173 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

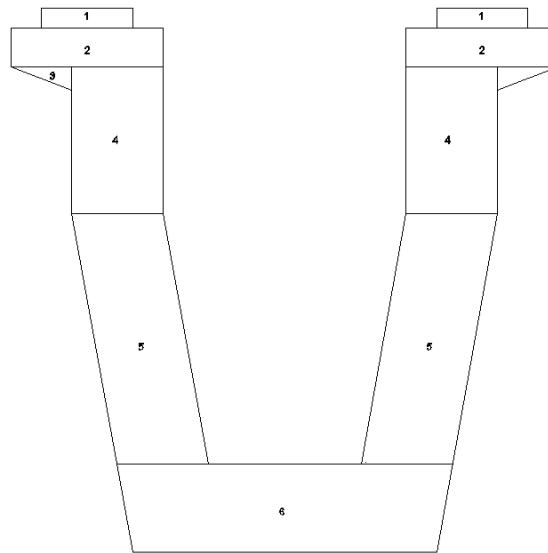
$$\text{Beban diafragma } (Q_{MSd}) = \frac{W_{d \text{ total}}}{L}$$

$$= \frac{42,9173}{40}$$

$$= 1,0729 \text{ kN/m}$$

2. Berat PCI Girder

Berikut merupakan potongan melintang dan potongan memanjang PCU Girder.



Gambar 5. 27 Potongan Melintang PCU Girder

Luas bangun I (A_1)

Lebar (b) = 0,3 m

Tinggi (h) = 0,007 m

$$A_1 = b \times h \times 2$$

$$= 0,3 \times 0,007$$

$$= 0,0042 \text{ m}^2$$

Luas bangun II (A_2)

Lebar (b) = 0,5 m

Tinggi (h) = 0,13 m

$$\begin{aligned}
 A_2 &= b \times h \times 2 \\
 &= 0,3 \times 0,13 \times 2 \\
 &= 0,13 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas Bangun III (A_3)

$$\text{Alas (a)} = 0,08 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_3 &= \frac{1}{2} a \times h \times 2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,08 \times 0,2 \times 2 \\
 &= 0,016 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas bangun IV (A_4)

$$\text{Lebar (b)} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_4 &= b \times h \times 2 \\
 &= 0,3 \times 0,5 \\
 &= 0,3 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas Bangun V (A_5)

$$\text{Lebar (b)} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (b)} = 0,85 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_5 &= \frac{1}{2} \times b \times h \times 2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,3 \times 0,85 \times 2 \\
 &= 0,51 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Luas Bangun VI (A_6)

$$\text{Alas atas (a)} = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Alas bawah (b)} = 0,11 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_5 &= \frac{1}{2} x (a + b) x h \\
 &= \frac{1}{2} x (0,1 + 0,11) x 0,3 \\
 &= 0,0315 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Total } (\sum A) &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 \\
 &= 0,0042 + 0,13 + 0,016 + 0,3 + 0,51 + 0,0315 \\
 &= 1,313 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang girder (L)} = 40 \text{ m}$$

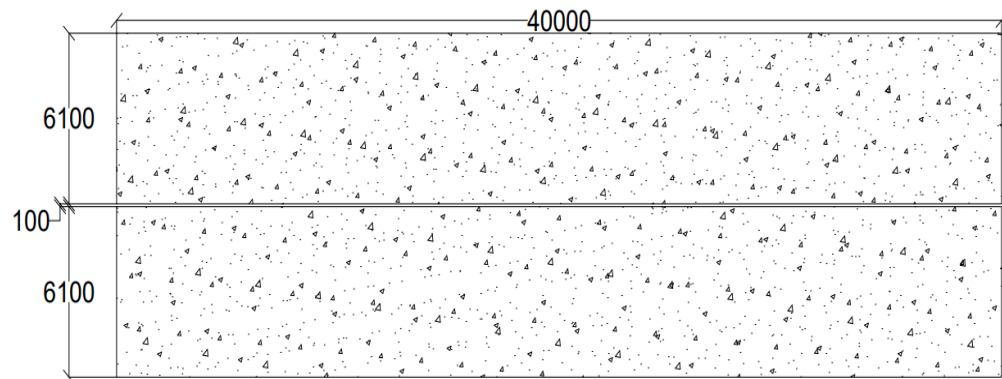
$$\begin{aligned}
 \text{Berat PCI Girder (W}_g) &= \sum A \times L \times B_j \\
 &= 1,313 \times 40 \times 25 \\
 &= 1313 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang girder (L)} = 40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat girder ekivalen (Q}_g) &= \frac{W_g}{L} \\
 &= \frac{1313}{40} \\
 &= 32,825 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Slab

Berikut merupakan detail tampak atas slab.



Gambar 5. 28 Tampak Atas Slab

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 6,1 \text{ m} \\
 \text{Panjang (L)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 0,221 \text{ m} \\
 \text{Luas Slab (A)} &= L \times b \\
 &= 40 \times 6,1 \\
 &= 244 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat Slab (W}_s\text{)} &= A \times h \times B_j \\
 &= 244 \times 0,221 \times 24 \\
 &= 1294,176 \text{ kN} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} &= 3 \text{ buah} \\
 \text{Berat Slab Satu jalur (Q}_s\text{)} &= \frac{W_s}{L} \\
 &= \frac{1294,176}{40} \\
 &= 32,3544 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat Slab Ekuivalen (Q}_s\text{)} &= \frac{Q_{DLs}}{n_g} \\
 &= \frac{32,3544}{3} \\
 &= 10,7848 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{DL \text{ Total}} &= Q_d + Q_g + Q_s \\
 &= 1,0729 + 32,825 + 10,7848 \\
 &= 44,6827 \text{ kN/m.}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban mati (*PCU Girder*), didapatkan beban mati ekuivalen total sebesar 44,6827 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban mati sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 44,6827 \times 40 \\
 &= 893,6546 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 44,6827 \times 40^2 \\
 &= 8936,546 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.4.2 Beban Mati Tambahan (MA)

1. *Barrier* dan trotoar

a. *Barrier*

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} &= 3 \text{ buah} \\
 \text{Lebar (b)} &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Luas (A)} &= b \times h \\
 &= 0,1 \times 1,5 \\
 &= 0,15 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat } \textit{barier} \text{ (W}_b\text{)} &= A \times L \times B_j \\
 &= 0,15 \times 40 \times 24 \\
 &= 144 \text{ kN} \\
 \text{Berat barrier ekuivalen (Q}_b\text{)} &= \frac{144}{40} \\
 &= 3,6 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat barrier 1 girder (Q}_b\text{)} &= \frac{3,6}{3} \\
 &= 1,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Trotoar

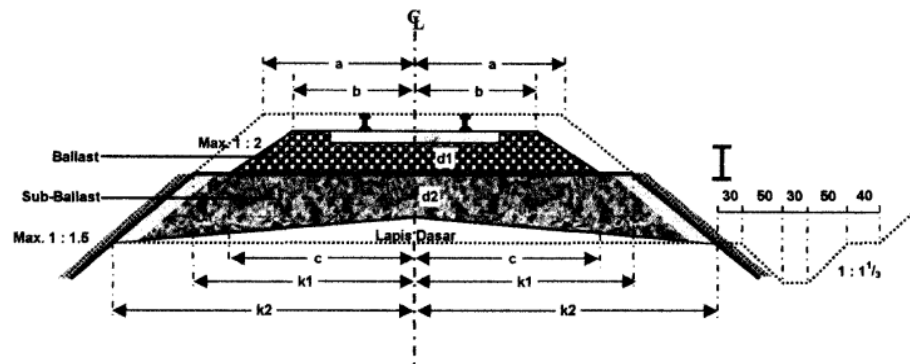
$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 0,9 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 0,5 \text{ m} \\
 \text{Luas (A)} &= b \times h \\
 &= 0,9 \times 0,5 \\
 &= 0,45 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat trotoar (W}_t\text{)} &= A \times L \times B_j \\
 &= 0,45 \times 40 \times 24
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 432 \text{ kN} \\
 \text{Berat Barrier Ekvivalen (} Q_t \text{)} &= \frac{W_t}{L} \\
 &= \frac{432}{40} \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Jadi berat ekuivalen yang ditumpu satu girder adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekuivalen (} Q_{b+t} \text{)} &= \left(\frac{Q_b + Q_t}{n_g} \right) \\
 &= \left(\frac{3,6 + 10,8}{3} \right) \\
 &= 4,7849 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Ballast



Gambar 5. 29 Potongan Melintang Konstruksi Jalan Rel

(Sumber: PM No.60 2012)

Kelas Jalan yang digunakan pada proyek yang menjadi penelitian tugas akhir ini adalah kelas I dengan kecepatan maksimum 120 km/jam sebagaimana yang tertera pada tabel 5.23

Tabel 5. 23 Tabel Dimensi Konstruksi Jalan Rel

Kelas Jalan	V_{Maks} (Km/jam)	d₁ (cm)	B (cm)	c (cm)	d₂ (cm)	e (cm)	k₂ (cm)	a (cm)
1	120	30	150	235	265-315	15-50	75	185-237
2	110	30	150	254	265-315	15-50	375	185-237
3	100	30	140	244	240-270	15-50	325	170-200
4	90	25	140	234	240-250	15-35	300	170-190
4 s	80	25	135	211	240-250	15-35	300	170-190

(Sumber: PM No.60 2012)

$$\text{Berat jenis ballast (Bj)} = 19 \text{ kN/m}^3$$

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

$$\text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} = 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Alas atas (a)} &= b + b \\ &= 150 + 150 \\ &= 300 \text{ cm} \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Alas bawah (b)} &= c + c \\ &= 235 + 235 \\ &= 470 \text{ cm} \\ &= 4,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (h)} &= e_1 + d_1 \\ &= 50 + 30 \\ &= 80 \text{ cm} \\ &= 0,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas (A)} &= \frac{1}{2} (a + b) \times h \\ &= \frac{1}{2} (3 + 4,7) \times 0,8 \\ &= 3,08 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ballast (W}_b\text{)} &= A \times L \times \text{Bj} \\ &= 3,08 \times 40 \times 19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2340,8 \text{ kN} \\
 \text{Berat } ballast \text{ satu girder} &= \frac{W_b}{n_g} \\
 &= \frac{2340,8}{3} \\
 &= 780,2667 \text{ kN} \\
 \text{Berat } ballast \text{ ekivalen } (Q_b) &= \frac{W_b}{L} \\
 &= \frac{780,2667}{40} \\
 &= 19,50667 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

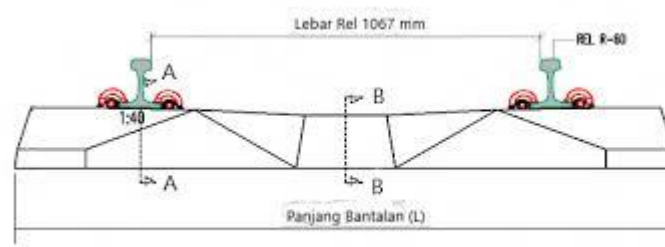
3. Rel

Dari data (PT. Rayakonsult, 2022) dicantumkan tipe rel R54 dengan pengertian setiap meter bentang memiliki berat 54 kg, sehingga perhitungan beban rel adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang } (L) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur } (n_g) &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Berat rel } (W_r) &= 54 \text{ kg per meter} \\
 &= 54 \times 0,0098 \times 40 \times 2 \\
 &= 42,336 \text{ kN} \\
 \text{Berat rel ekivalen } (Q_r) &= \frac{W_r}{L} \\
 &= \frac{42,336}{40} \\
 &= 1,0584 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat rel satu girder } (Q_r) &= \frac{Q_r}{n_g} \\
 &= \frac{1,0584}{3} \\
 &= 0,3528 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Bantalan

Dari data (PT. Rayakonsult, 2022) dicantumkan tipe bantalan dengan lebar sepur 1067 mm dengan berat satu bantalan 160 – 200 kg atau 1,57 – 1,96 kN, seperti gambar dibawah ini sebagai berikut.



Gambar 5. 30 Konstruksi Bantalan Rel

(Sumber: PM No.60 Tahun 2012)

Sehingga perhitungan pembebanan bantalan rel sebagai berikut.

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

Jumlah bantalan (n_b)

$$\text{Jarak antar bantalan (r)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bantalan (b)} = 0,15 \text{ m}$$

$$(n_b - 1) \times r + (n_b \times b) = L$$

$$(n_b - 1) \times 0,6 + (n_b \times 0,15) = 40$$

$$0,6n_b - 0,6 + 0,26n_b = 40$$

$$0,86n_b = 40,6$$

$$n_b = 47 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah girder satu jalur (n_g)} = 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat bantalan (W}_b) &= W \times n_b \\ &= 1,96 \times 47 \\ &= 92,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat bantalan ekivalen (Q}_b) &= \frac{W_b}{L} \\ &= \frac{92,12}{40} \\ &= 2,303 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat bantalan satu girder} &= \frac{Q_b}{n_g} \\ &= \frac{2,303}{3} \end{aligned}$$

$$= 0,7677 \text{ kN/m}$$

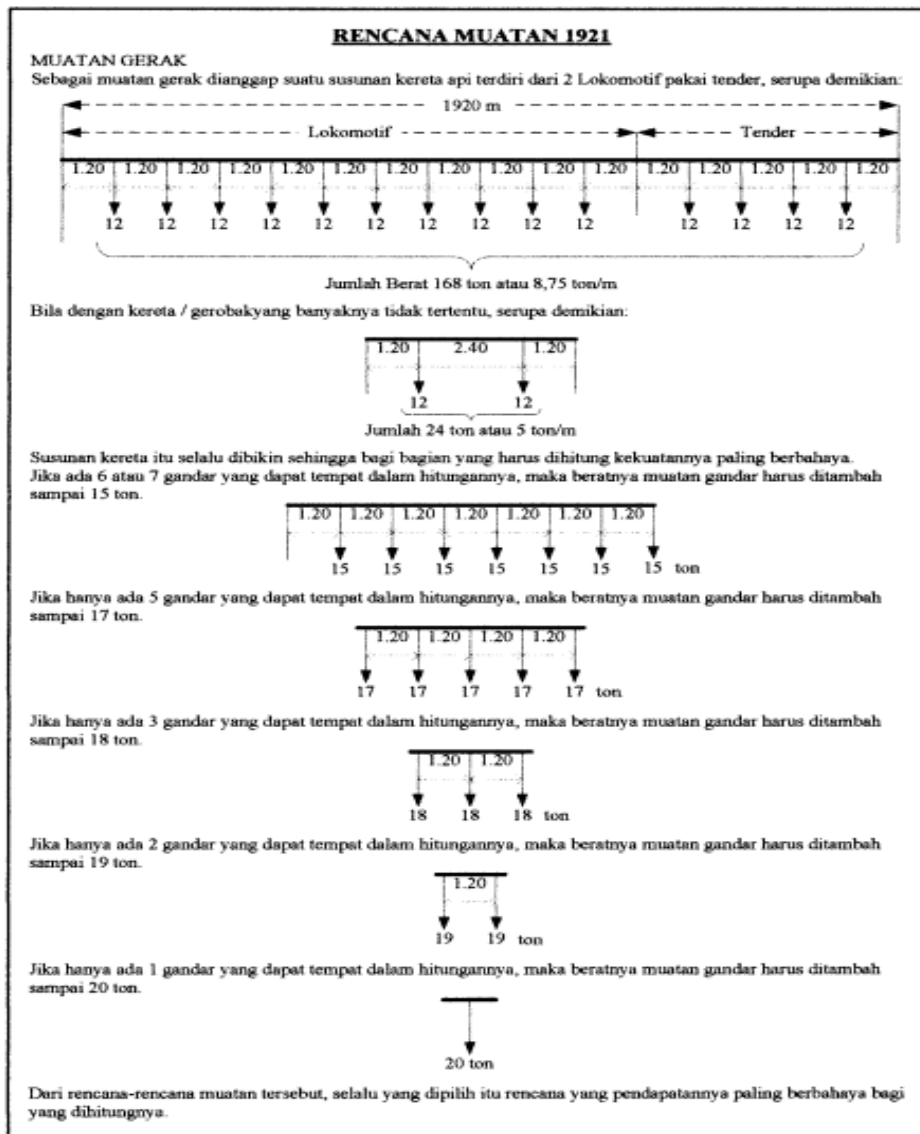
$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ Total}} &= Q_{b+t} + Q_{ballast} + Q_{rel} + Q_{bantalan} \\ &= 1,2 + 3,6 + 19,5067 + 0,3528 + 0,7677 \\ &= 25,4271 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban mati tambahan diatas didapatkan beban mati tambahan ekivalen total sebesar 25,4271 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban mati tambahan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{MA} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 25,4271 \times 40 \\ &= 508,5427 \text{ kN} \\ M_{MA} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 25,4271 \times 40^2 \\ &= 5085,427 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.4.3 Beban Hidup

Beban lalu lintas merupakan beban hidup pada jembatan. Sesuai spesifikasi PM No.60 2012 bahwa menurut skema muatan 1921 jika banyak gandar yang mendapatkan tempat maka dihitung setiap gandar adalah 12 ton dengan jarak antar gandar 1,2 m sebagaimana tercantum pada skema muatan 1921 dibawah ini.



Gambar 5. 31 Rencana Muatan 1921

(Sumber: PM No.60 2012)

Terdapat beberapa skema muatan yang tertera pada rencana muatan 1921, sehingga perhitungan rencana muatan sebagai berikut:

1. Skema Muatan 1

Sebagai muatan gerak dianggap suatu susunan kereta api terdiri dari 2 lokomotif dan tender memiliki berat 168 ton atau 8,75 t/m dengan panjang bentang 19,2 m.

Sehingga perhitungan beban hidup pada skema di atas sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 14 \text{ buah} \\ \text{Panjang bentang (L}_{g1}\text{)} &= 19,2 \text{ m} \\ \text{Berat gandar, (Q}_{g1}\text{)} &= 8,75 \text{ t/m} \\ &= 85,81 \text{ kN/m} \\ \text{Berat total (W}_{g1 \text{ tot}}\text{)} &= 168 \text{ ton} \\ &= 1647,25 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Skema Muatan 2

Bila dengan kereta atau gerobak yang banyaknya tidak tertentu, maka diambil jumlah berat 24 ton atau 5 t/m

Sehingga perhitungan beban hidup pada skema di atas sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 2 \text{ buah} \\ \text{Panjang bentang (L}_{g2}\text{)} &= 4,8 \text{ m} \\ \text{Panjang girder (L)} &= 40 \text{ m} \\ \text{Berat ekivalen (Q}_{g2}\text{)} &= 5 \text{ t/m} \\ &= 49,03 \text{ kN/m} \\ \text{Berat gandar (W}_g\text{)} &= Q_{g2} \times L_{g2} \\ &= 49,03 \times 4,8 \\ &= 235,344 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Skema Muatan 3

Susunan kereta selalu diperhitungkan kekuatannya yang paling berbahaya. Jika ada 6 atau 7 gandar yang mendapatkan tempat dalam hitungannya, maka berat muatan gandar ditambah sampai 15 ton.

$$\begin{aligned}\text{Berat gandar (W}_g\text{)} &= 15 \text{ ton} \\ &= 147,1 \text{ kN} \\ \text{Jumlah gandar (n}_g\text{)} &= 8 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang } (L_g) &= 8,4 \text{ m} \\
 \text{Berat total } (W_{g3}) &= n_g \times W_g \\
 &= 8 \times 147,1 \\
 &= 1176,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Skema Muatan 4

Jika hanya ada 5 gandar yang mendapatkan tempat dalam perhitungannya, maka beratnya ditambah sampai 17 ton

Jadi berat gandar pada skema muatan 4 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar } (W_g) &= 17 \text{ ton} \\
 &= 166,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah gandar } (n_g) = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang bentang } (L_g) = 4,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total } (W_{g3}) &= n_g \times W_g \\
 &= 5 \times 166,71 \\
 &= 833,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Skema Muatan 5

Jika hanya ada 3 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya maka berat muatan harus ditambah sampai 18 ton.

Jadi berat gandar pada skema muatan 5 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar } (W_g) &= 18 \text{ ton} \\
 &= 176,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah gandar } (n_g) = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang bentang } (L_g) = 2,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total } (W_{g3}) &= n_g \times W_g \\
 &= 3 \times 176,52 \\
 &= 529,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Skema Muatan 6

Jika hanya ada 2 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya maka berat muatan harus ditambah sampai 19 ton.

Jadi berat gandar pada skema muatan 6 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Berat gandar } (W_g) &= 19 \text{ ton} \\ &= 186,33 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah gandar } (n_g) = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang bentang } (L_g) = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat total } (W_{g3}) &= n_g \times W_g \\ &= 2 \times 186,33 \\ &= 372,66 \text{ kN}\end{aligned}$$

7. Skema Muatan 7

Jika hanya ada 1 gandar yang dapat tempat dalam hitungannya maka berat muatan harus ditambah sampai 20 ton.

Jadi berat gandar pada skema muatan 5 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Berat gandar } (W_g) &= 20 \text{ ton} \\ &= 196,13 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah gandar } (n_g) = 1 \text{ buah}$$

$$\text{Berat total } (W_{g3}) = 196,13 \text{ kN}$$

Dari perhitungan dan ketentuan skema muatan di atas diambil pada skema 1 dan skema 2 dengan ketentuan skema muatan 1 selalu dicantumkan dan ditambah dengan sisa bentang yang belum mendapatkan tempat. Dari perhitungan skema muatan di atas didapatkan nilai muatan rencana sebagai berikut.

$$\text{Beban ekivalen rencana muatan 2, } (Q_{g6}) = \frac{W_{g2}}{L_{g2}} = \frac{235.344}{14.8} = 49,03 \text{ kN/m} .$$

$$\text{Sisa bentang yang tidak mendapatkan tempat } (L_{\text{sisa}}) = L - L_{g1} = 40 - 19,2 = 20,8 \text{ m}.$$

Sehingga untuk mendapatkan berat total sisa bentang adalah skema muatan 2 dikalikan dengan sisa jarak yang tidak mendapatkan tempat.

$$W_{g2} = Q_{g1} \cdot L_{\text{sisa}} = 49,03 \cdot 20,8 = 4895,155 \text{ kN}$$

Sehingga rencana muatan yang paling kritis sebagai berikut:

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

$$\begin{aligned}
 Q_{LL} &= \frac{Wg1+Wg2}{\frac{L}{ng}} \\
 &= \frac{1647,25+235,344}{\frac{40}{3}} \\
 &= 54,5200 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban lalu lintas diatas didapatkan beban lalu lintas ekivalen total sebesar 54,5200 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban lalu lintas sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 54,5200 \times 40 \\
 &= 1090,401 \text{ kN} \\
 M_{LL} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 54,5200 \times 40^2 \\
 &= 10904,01 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.4.4 Beban kejut

Sesuai dengan spesifikasi pembebanan kereta api yang tercantum pada PM No.60 2012 beban kejut diambil dengan mengalikan beban kereta dengan faktor kejut, i. persamaan untuk menghitung faktor kejut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang (L)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Faktor kejut (i)} &= 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \\
 &= 0,1 + \frac{22,5}{50+40} \\
 &= 0,35
 \end{aligned}$$

Sehingga beban kejut ekivalen (Q_k) yang terjadi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{KJ} &= Q_{LL} \times i \\
 &= 54,5200 \times 0,35 \\
 &= 19,0820 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban kejut diatas didapatkan beban kejut ekivalen sebesar 19,0820 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban kejut sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{KJ} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19,0820 \times 40 \\
 &= 381,6403 \text{ kN} \\
 M_{KJ} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 19,0820 \times 40^2 \\
 &= 3816,403 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.4.5 Beban Horizontal

Menurut PM No.60 2012 beban horizontal dibagi menjadi 4 yaitu beban sentrifugal, beban lateral kereta, beban pengereman dan traksi, dan beban rel panjang longitudinal, sehingga perhitungan beban horizontal sebagai berikut.

1. Beban lateral

Menurut PM No.60 2012 beban lateral diambil sebesar 15% atau 20% dari beban gandar, sehingga perhitungan beban lateral sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_l &= 20\% \times Q_{LL} \\
 &= 20\% \times 54,5200 \\
 &= 10,9040 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban pengereman dan traksi

Menurut PM No.60 2012 beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta, sehingga perhitungan pengereman dan traksi sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_r &= 25\% \times Q_{LL} \\
 &= 25\% \times 54,5200 \\
 &= 13,6300 \text{ kN/m} \\
 Q_t &= 25\% \times Q_{LL}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 25\% \times 54,5200 \\
 &= 13,6300 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban rel panjang dan longitudinal

Beban rel panjang longitudinal yang tercantum pada PM No.60 Tahun 2012 pada dasarnya adalah 10 kN/m, maksimum 2.000 kN.

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{relp pakai}} &= \frac{Q_{\text{relp}}}{n_g} \\
 &= \frac{10}{3} \\
 &= 3,333 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

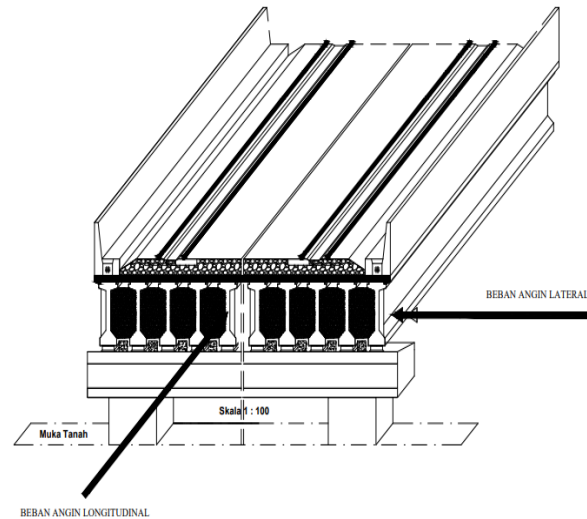
$$\begin{aligned}
 Q_{\text{H Total}} &= Q_r + Q_{t+r} + Q_{\text{relp}} \\
 &= 10,9040 + 13,6300 + 13,6300 + 3,3333 \\
 &= 41,4974 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban horizontal diatas didapatkan beban horizontal ekivalen total sebesar 41,4974 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban horizontal sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{\text{HR}} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 41,4974 \times 40 \\
 &= 829,9473 \text{ kN} \\
 M_{\text{HR}} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 41,4974 \times 40^2 \\
 &= 8299,473 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.4.6 Beban Angin

Beban angin diperhitungkan pada 2 kondisi, dengan masing-masing besaran yaitu beban angin pada struktur terbebani kereta adalah sebesar 0.8 kN/m² dan beban angin pada struktur tidak terbebani kereta adalah sebesar 2 kN/m². Terdapat 2 kondisi pembebanan yaitu arah lateral dan arah longitudinal, Berikut merupakan skema pembebanan angina yang ditinjau dari arah lateral dan arah longitudinal.



Gambar 5. 32 Detail Arah Beban Angin

Sehingga perhitungan pembebanan terhadap beban angin sebagai berikut.

Panjang bentang (L) = 40 m

Beban area (q) = 2 kN/m²

1. Arah Lateral

Lebar, (b) = 40 m

Tinggi, (h) = 1,85 m

Luas area (A) = $b \times h$
 = $40 \times 1,85$
 = 74 m²

Berat (W_{EWLa}) = $A \times q$
 = $74 \times 1,85$
 = 148 kN

2. Arah Longitudinal

Luas area (A) = 1,0366 m²

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } (W_{EWLo}) &= A \times q \\
 &= 1,0366 \times 2 \\
 &= 2,0732 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban ekivalen } (Q_{EW}) &= \frac{W_{EWLa} + W_{EWLo}}{L} \\
 &= \frac{148 + 2,0732}{40} \\
 &= 3,7518 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban angin diatas didapatkan beban angin ekivalen sebesar 3,7518 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{EW} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,7518 \times 40 \\
 &= 75,0366 \text{ kN} \\
 M_{EW} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 3,7518 \times 40^2 \\
 &= 750,366 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.4.7 Beban Gempa

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

Kelas situs : Tanah sedang (SD) (Sumber: PT. Rayakonsult, 2022)

$$\text{Beban mati } (Q_{DL}) = 44,6827 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati tambahan } (Q_{MA}) = 25,4271 \text{ kN/m}$$

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

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \times 1000 \\
 &= 4700 \times \sqrt{41,5} \times 1000 \\
 &= 30277632,01 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

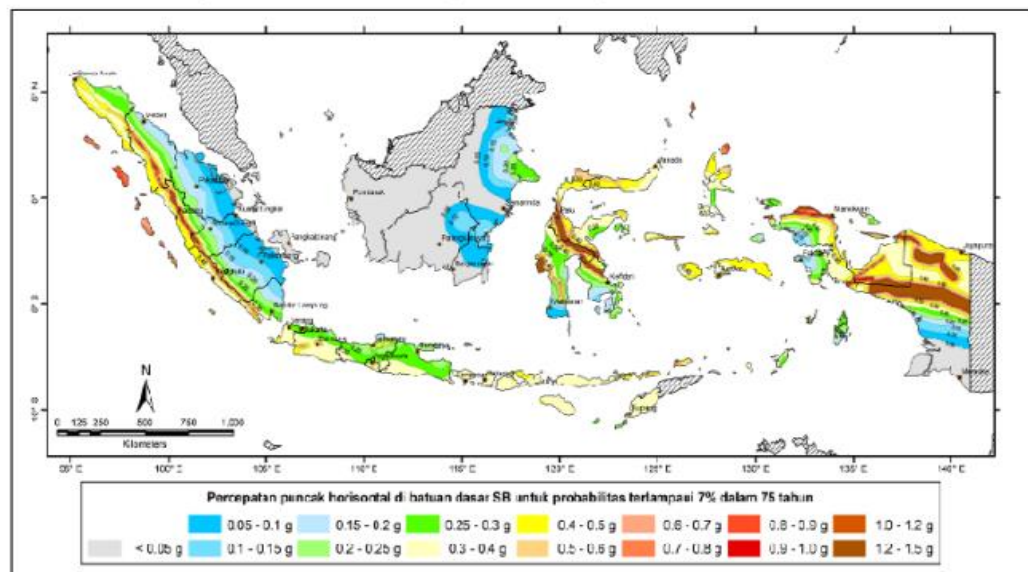
$$\begin{aligned}
 \text{Berat total jembatan } (W_t) &= (Q_{DL} + Q_{MA}) \times L \\
 &= (44,6827 + 25,4271) \times 40 \\
 &= 2804,3946 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan } (K) &= \frac{48 \times E_c \times I}{L^3} \\
 &= \frac{48 \times 30277632,01 \times 0,41097}{40^3} \\
 &= 9331,3988 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu getar struktur } (T) &= 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{W_t}{g \times K}} \\
 &= 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{2804,3946}{9,81 \times 9330,1355}} \\
 &= 1,099 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d 106+070) terletak di Simpang Joglo kota Surakarta yang memiliki jenis tanah yaitu tanah sedang dengan koefisien tanah berdasarkan peta gempa SNI-2833-2016, maka didapat nilai koefisien beban gempa horizontal sebagai berikut.

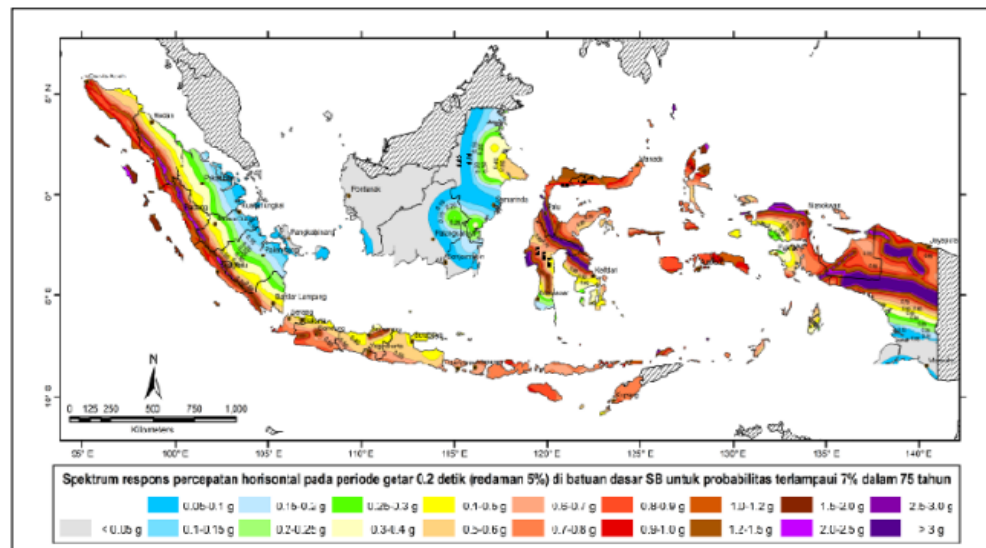
$PGA = 0,273$ (didapatkan dari peta gempa Indonesia gambar 5.33)



Gambar 5. 33 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

(Sumber: SNI-2833-2016)

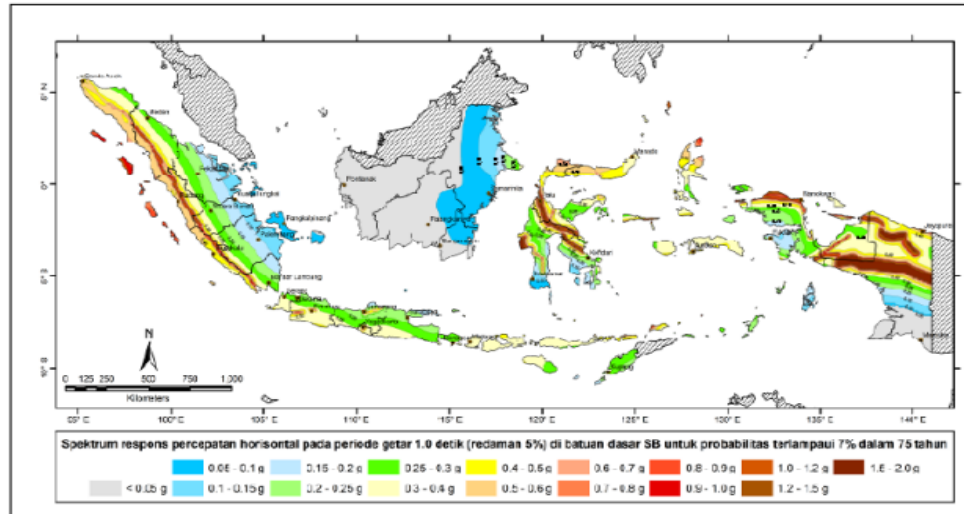
$S_s = 0,582$ (didapatkan dari peta gempa Indonesia gambar 5.34)



Gambar 5. 34 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (Ss)

(Sumber: SNI-2833-2016)

$S_1 = 0,239$ (didapatkan dari peta gempa Indonesia gambar 5.35)



Gambar 5. 35 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S1)

(Sumber: SNI-2833-2016)

Dalam penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi untuk periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik), dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi ini mencakup faktor amplifikasi getaran pada periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_A), dan faktor amplifikasi yang mewakili percepatan pada periode 1 detik (F_V). Berikut ini adalah tabel faktor amplifikasi yang digunakan:

Tabel 5. 24 Nilai FPGa dan FA

Kelas Situs	$PGA \leq 0,12$ $S_s \leq 0,25$	$PGA \leq 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA \leq 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA \leq 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA \geq 0,2$ $S_s \geq 1,25$
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)

Interpolasi nilai F_{PGA} dan F_A didapatkan sebagai berikut:

$$\frac{0,273 - 0,2}{F_{PGA} - 1,4} = \frac{0,3 - 0,2}{1,2 - 1,4}$$

$$\frac{0,073}{F_{PGA} - 1,4} = \frac{0,1}{-0,2}$$

$$\frac{0,073 \cdot (-0,2)}{0,1} = F_{PGA} - 1,4$$

$$F_{PGA} = -0,146 + 1,4$$

$$= 1,254$$

Jadi nilai $F_{PGA} = 1,254$

$$\frac{0,582 - 0,5}{F_A - 1,4} = \frac{0,75 - 0,5}{1,2 - 1,4}$$

$$\frac{0,082}{F_{PGA} - 1,4} = \frac{0,25}{-0,2}$$

$$\frac{0,082 \cdot (-0,2)}{0,25} = F_{PGA} - 1,4$$

$$F_A = -0,0656 + 1,4$$

$$= 1,334$$

Jadi nilai $F_A = 1,334$

Berikut merupakan tabel 5.25 yang menyajikan nilai F_v .

Tabel 5. 25 Nilai F_v

Kelas Situs	$S1 \leq 0,1$	$S1 = 0,2$	$S1 \leq 0,3$	$S1 \leq 0,4$	$S1 \leq 0,5$
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)

Interpolasi nilai F_v didapatkan sebagai berikut:

$$\frac{0,239 - 0,2}{F_v - 1,4} = \frac{0,3 - 0,2}{1,8 - 2}$$

$$\frac{0,039}{F_v - 1,4} = \frac{0,1}{-0,2}$$

$$\frac{0,039 \cdot (-0,2)}{0,1} = F_v - 2$$

$$F_v = -0,078 + 2$$

$$= 1,922$$

Jadi nilai $F_v = 1,922$

Sehingga perhitungan beban gempa akibat faktor amplikasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 AS &= F_{PGA} \times P_{GA} \\
 &= 1,254 \times 0,273 \\
 &= 0.342
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_A \times S_s \\
 &= 1,334 \times 0,582 \\
 &= 0,7766
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,922 \times 0,239 \\
 &= 0,4593
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\
 &= \frac{0,4593}{0,7764} \\
 &= 0,5915 \text{ s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,5915 \\
 &= 0,1183 \text{ s}
 \end{aligned}$$

$$C_{SM} = S_{DS}$$

Dari perhitungan faktor *seismic* diatas didapatkan beban gempa sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat akibat beban gempa (P}_{EQ}\text{)} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,776}{2} \times 2804,3946 \\
 &= 1088,976 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat beban gempa ekivalen (Q}_{EQ}\text{)} &= \frac{P_{EQ}}{L} \\
 &= \frac{1088,976}{40} \\
 &= 27,22 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban gempa diatas didapatkan beban gempa ekivalen sebesar 27,22 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban gempa sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{EQ} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 27,22 \times 40 \\
 &= 544,4878 \text{ kN} \\
 M_{EQ} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 27,22 \times 40^2 \\
 &= 5444,878 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis pembebanan di atas didapatkan momen *ultimate* dan gaya geser *ultimate* dan berikut merupakan kombinasi beban menurut SNI 1725-2016.

Tabel 5. 26 Kombinasi Beban *Ultimate*

Keadaan Batas	Ms	MA	LL	EW	HR	PR	KJ	EQ
Kuat I	1,2	2	1,8		1,8	1	1,2	
Kuat II	1,2	2	1,4		1,8	1	1,2	
Kuat II	1,2	2		1,2		1		
Kuat IV	1,2	2	1,8	1,2	1,8	1	1,2	
Kuat V	1,2	2				1		
Ekstrem I	1,2	2		1,2		1		1
Ekstrem II	1,2	2				1		1

Lanjutan Tabel 5.26 Kombinasi Momen *Ultimate*

Kombinasi Momen Ultimate (kNm)									
Keadaan Batas	DL	MA	LL	EW	HR	PR	KJ	EQ	Jumlah
	Beban Mati	Beban Mati Tambahan	Beban Hidup	Beban Angin	Beban Horizontal	Beban Prategang	Beban Kejut	Beban Gempa	
Kuat I	10723,86	10170,85	19627,22	-	14939,05	-	4579,68	-	60040,66
Kuat II	10723,86	10170,85	15265,61	-	14939,05	-	4579,68	-	55679,06
Kuat II	10723,86	10170,85	-	905,92	-	-	-	-	21800,63
Kuat IV	10723,86	10170,85	19627,22	905,92	14939,05	-	4579,68	-	60946,58
Kuat V	10723,86	10170,85	-	-	-	-	-	-	20894,71
Ekstrem I	10723,86	10170,85	-	905,92	-	-	-	5444,88	27245,50
Ekstrem II	10723,86	10170,85	-	-	-	-	-	5444,88	26339,59

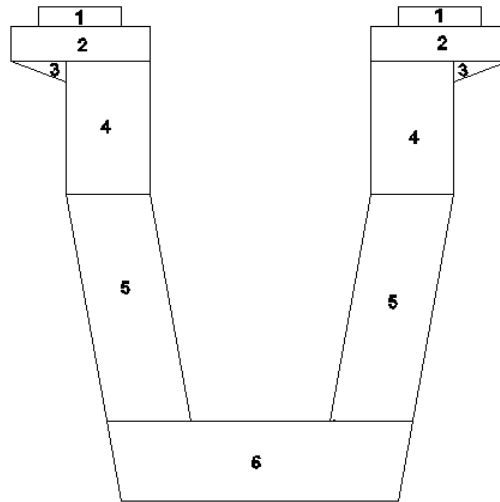
5.5 Perhitungan Struktur PCU Girder

Untuk dimensi penampang *PCU Girder* didapatkan dari katalog wika beton.

5.5.1 Perhitungan *Section Properties* Penampang *PCU Girder*

1. *Section Properties* sebelum komposit

Berikut merupakan detail penampang *PCU Girder* sebelum komposit.



Gambar 5. 36 Kode Bangun PCU Girder Sebelum Komposit

Berikut merupakan tabel 5.27 perhitungan *Section Properties* *PCU Girder* sebelum komposit.

Tabel 5. 27 *Section Properties* PCU Girder Sebelum Komposit

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	b (m)	h (m)	A (m ²)	y (m)	A.y (m ³)	A.(y _b - y) ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
1	0,300	0,070	0,042	1,815	0,076	0,138	0,000009
2	0,500	0,130	0,130	1,715	0,223	0,382	0,000092
3	0,080	0,200	0,016	1,597	0,026	0,041	0,000018
4	0,300	0,500	0,300	1,400	0,420	0,588	0,003125
5	0,300	0,850	0,690	0,726	0,501	0,364	0,015353
6	0,100	0,110	0,315	0,143	0,045	0,006	0,000029

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	b (m)	h (m)	A (m ²)	y (m)	A.y (m ³)	A.(y _b - y) ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
Jumlah			1.493		1.291	0,40381	0.01862

Tinggi penampang PCU girder, H = 1,85 m

Luas Penampang PCU Girder, A = 1,4930 m²

Letak titik berat:

$$\begin{aligned}
 y_b \text{ (titik berat dari bawah)} &= \frac{\sum A.y}{\sum A} \\
 &= \frac{1,291}{1,493} \\
 &= 0,8645 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_a \text{ (titik berat dari atas)} &= H - y_b \\
 &= 1,85 - 0,8645 \\
 &= 0,9855 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen Inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned}
 I_x &= \sum I_0 + \sum A.(y_b - y)^2 \\
 &= 0,01862 + 0,40381 \\
 &= 0,4224 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas

$$\begin{aligned}
 W_a &= \frac{I_x}{y_a} \\
 &= \frac{0,4224}{0,9855} \\
 &= 0,4287 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

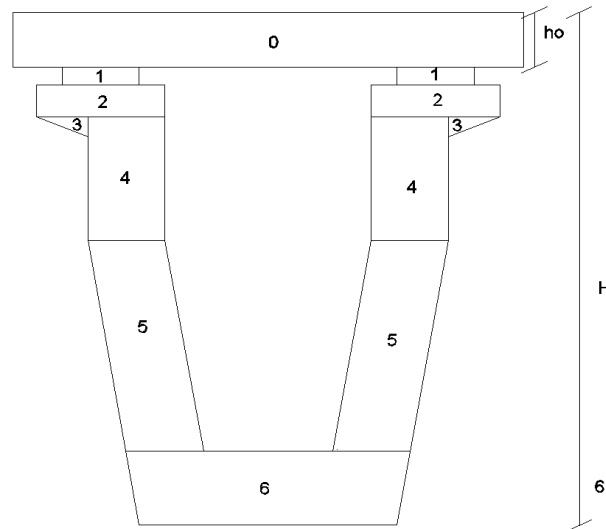
Tahanan momen sisi bawah

$$\begin{aligned}
 W_b &= \frac{I_x}{y_b} \\
 &= \frac{0,4224}{0,8645}
 \end{aligned}$$

$$= 0,4886 \text{ m}^3$$

2. *Section Properties* setelah komposit

Berikut merupakan gambar 5.37 detail penampang PCU Girder sebelum komposit.



Gambar 5. 37 Kode Bangun PCU Girder Setelah Komposit

Berikut merupakan tabel 5.28 perhitungan *Section Properties* PCU Girder setelah komposit

Tabel 5. 28 Section Properties PCU Girder Setelah Komposit

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Momen Inersia	Momen Inersia
	b (m)	h (m)	A (m ²)	y (m)	A.y (m ³)	A.(y _b - y) ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
0	2,00	0,221	0,4420	1,9605	0,8665	1,6989	0,0017990
1	0,30	0,070	0,0420	1,8150	0,0762	0,1384	0,0000086
2	0,50	0,130	0,1300	1,7150	0,2230	0,3824	0,0000915
3	0,08	0,200	0,0160	1,5970	0,0256	0,0408	0,0000178
4	0,30	0,500	0,3000	1,4000	0,4200	0,5880	0,0031250
5	0,30	0,850	0,6900	0,7260	0,5009	0,3637	0,0153531
6	0,10	0,110	0,3150	0,1430	0,0450	0,0064	0,0000290
Jumlah			1.9350		2,1573	0,8135	0.020424

Tinggi penampang PCU girder + Komposit, $H_c = 2,07 \text{ m}$

Luas Penampang PCU Girder, $A = 1,9190 \text{ m}^2$

Letak titik berat:

$$\begin{aligned} y_{bc} \text{ (titik berat dari bawah)} &= \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} \\ &= \frac{2,1573}{1,9350} \\ &= 1,1149 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{ac} \text{ (titik berat dari atas)} &= H_c - y_{bc} \\ &= 2,07 - 1,1149 \\ &= 0,9561 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen Inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned} I_{xc} &= \sum I_0 + \sum A \cdot (y_b - y)^2 \\ &= 0,02042 + 0,8135 \\ &= 0,8339 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas

$$\begin{aligned} W_{ac} &= \frac{I_{xc}}{y_a} \\ &= \frac{0,8339}{0,9561} \\ &= 0,8721 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi bawah

$$\begin{aligned} W_{bc} &= \frac{I_x}{y_b} \\ &= \frac{0,8339}{1,1149} \\ &= 0,7480 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Eksentrisitas balok komposit

$$e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 0,5645 + (1,1149 - 0,8645) = 0,8149 \text{ m}$$

5.5.2 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas, dan Jumlah Tendon

Penampang PCU Girder ini menggunakan sistem prategang paska tarik (*post tension*), sehingga untuk memperhitungkan gaya dan tendon prategang dijelaskan sebagai berikut.

1. Gaya prategang

Tegangan ijin beton dapat ditinjau pada dua keadaan yang berbeda, yaitu pada kondisi awal atau transfer dan pada kondisi beban layan. Sehingga pembatasan tegangan ijin beton prategang pada kedua kondisi tersebut adalah sebagai berikut:

a. Kondisi awal (saat transfer)

Mutu beton $f'_c = 50 \text{ MPa} = 50000 \text{ KPa}$

$f_{ci} = 0,8 \cdot f'_c = 0,8 \cdot 50 = 40 \text{ MPa} = 40000 \text{ KPa}$

Serat tekan: $f_{ci} = 0,60 \cdot f_{ci} = 0,60 \cdot 40 = 24 \text{ MPa} = 24000 \text{ KPa}$

dimana, f_{ci} adalah tegangan tekan beton saat transfer/kondisi awal.

Serat tarik: $f_{ti} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{40} = 3,162 \text{ MPa} = 1440,5 \text{ KPa}$.

dimana, f_{ti} adalah tegangan tarik beton saat transfer/kondisi awal

b. Saat layan

Serat tekan: $f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa} = 22500 \text{ KPa}$

dimana, f_{cs} adalah tegangan tekan beton saat masa layan

serat tarik: $f_{ts} = 0,50 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,5 \cdot \sqrt{50} = 3,5355 \text{ MPa} = 3535,5 \text{ KPa}$

dimana f_{ts} adalah 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.

Tegangan awal pada serat tekan : $f_{ci} = 19,92 \text{ MPa} = 19920 \text{ KPa}$

Tegangan awal pada serat tarik : $f_{ti} = 2,88099 \text{ MPa} = 2880,972 \text{ KPa}$

Momen maksimum akibat berat sendiri, $M_{\text{Balok}} = 6565 \text{ kNm}$

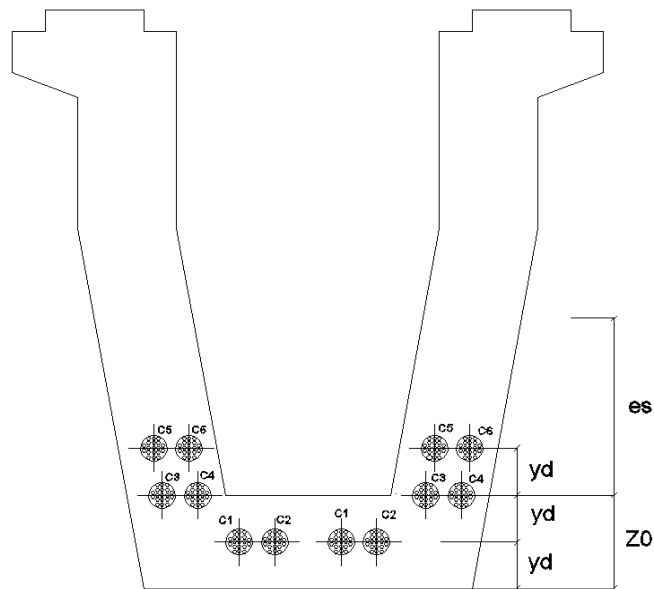
Luas penampang PCU Girder, $A = 1,493 \text{ m}^2$

Tahanan momen sisi atas, $W_a = 0,4287 \text{ m}^3$

Tahanan momen sisi bawah, $W_b = 0,4886 \text{ m}^3$

Letak titik berat girder terhadap sisi bawah, $y_b = 0,8645 \text{ m}$

Menghitung jarak pusat berat tendon terhadap sisi bawah girder, (z_0)



Gambar 5. 38 Ekesentrisitas Tendon

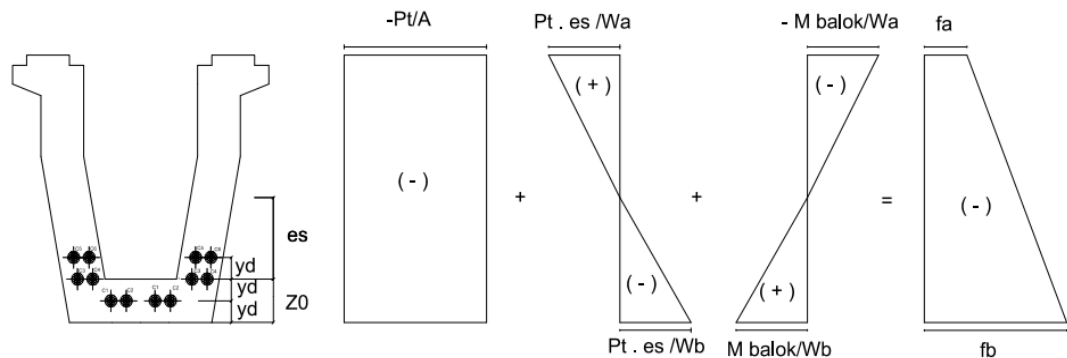
Berikut merupakan tabel 5.29 perhitungan eksetrisitas tendon tengah bentang.

Tabel 5. 29 Eksentrisitas Tendon

Letak Tendon	y (m)	A (m ²)	y.A (m ³)
1	0.1500	0.0138	0.0021
2	0.3000	0.0138	0.0041
3	0.4500	0.0138	0.0062
Jumlah		0.0414	0.0124

$$Z_0 = \frac{\sum y.A}{\sum A} = \frac{0,0124}{0,0414} = 0,3 \text{ m} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Eksentrisitas tendon, } e_s = y_b - z_0 = 0,8645 - 0,3 = 0,5645 \text{ m}$$



Gambar 5.39 Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas Tendon

Dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, besar gaya prategang awal dapat diketahui dengan persamaan sebagai berikut.

Tegangan pada serat atas.

$$0 = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok}}{W_a}$$

$$0 = -\frac{P_t}{1,493} + \frac{P_t \cdot 0,5645}{0,4286} - \frac{6565}{0,4286}$$

$$P_t = 23665,8 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah.

$$0,6 f_{ci} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok}}{W_b}$$

$$0,6 \cdot 40000 = -\frac{P_t}{1,493} - \frac{P_t \cdot 0,5645}{0,4886} + \frac{6565}{0,4886}$$

$$P_t = 20511,68 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil antara tegangan serat atas dan tegangan serat bawah adalah, $P_t = 20511,68 \text{ kN}$

Pada proyek pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 (Sta.105+950 s/d 106+070) menggunakan struktur atas PCI Girder dan *re-design* dengan penampang PCU Girder menggunakan kabel baja prategang yang terdiri dari

beberapa kawat baja untai "Strand cable" dengan standar VSL yang tertera pada tabel 5.30 sebagai berikut.

Tabel 5. 30 Properties Strand

Jenis strands	Uncoated 7 wire strand ASTM A-416/A 416M grade 270		
Kuat tarik <i>strand</i>	f_{pu}	1580	MPa
Tegangan leleh <i>strand</i>	f_{py}	1860	MPa
Diameter nominal <i>strand</i>	D	15.2	Mm
Luas tampang nominal satu <i>strand</i>	A_{st}	181,3664	mm ²
Beban putus satu <i>strand</i>	P_{bs1}	187,32	
Jumlah kawat untai (<i>strand cable</i>) dalam 1 tendon	N	19	Kawat untai
Diameter selubung tendon		84	Mm
Modulus elastis <i>strand</i>	Es	193000	MPa

(Sumber: ASTM A-416)

Tegangan tendon saat penyaluran dibatasi yaitu $0,82 f_{py}$ tetapi tidak boleh lebih dari $0,74 f_{pu}$. Sehingga didapatkan tegangan ijin tendon sesaat setelah penyaluran sebagai berikut:

$$f_{pi} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 1860000 = 1376400 \text{ kPa}$$

$$f_{pi} = 0,82 \cdot f_{py} = 0,82 \cdot 1580000 = 1295600 \text{ kPa}$$

Diambil nilai terkecil dari tegangan ijin tendon saat penyaluran yaitu 1295600 kPa. Sehingga dapat diketahui jumlah *strand* minimal yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

Gaya prategang awal, $P_t = 20511,68 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan beban putus satu *strand*, $\phi = 0,8$

Diketahui beban putus satu tendon, $P_{b1} = P_{bs1} \times n$

$$= 183,7 \times 19$$

$$= 3490,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah strand minimal, } n_{s \text{ min}} &= \frac{P_t}{0,85 \cdot \phi P_{bs1}} \\ &= \frac{20511,68}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 187,32} \\ &= 164,2 \text{ strand} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah strand pakai } n_{s \text{ min pakai}} = 228 \text{ strand}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tendon yang dibutuhkan, } n_t &= \frac{P_t}{0,8 \cdot \phi P_{b1}} \\ &= \frac{20511,68}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 3490,3} \\ &= 8,6 \text{ tendon} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tendon pakai, } n_{t \text{ pakai}} = 12 \text{ tendon}$$

Dari perhitungan di atas dapat dijabarkan posisi baris tendon sebagai berikut pada tabel 5.31 di bawah ini.

Tabel 5. 31 Posisi Penyebaran Tendon

n_{s1}	4	Tendon	19	Strands/tendon	76	Selubung tendon	84	mm
n_{s2}	4	Tendon	19	Strands/tendon	76	Selubung tendon	84	mm
n_{s3}	4	Tendon	19	Strands/tendon	76	Selubung tendon	84	mm
n_t	12	Tendon	n_s		228			

Dimana:

$n_{s \text{ min}}$ = Jumlah *strand* minimal

n_t = Jumlah tendon yang dibutuhkan

ϕ = Faktor reduksi kekuatan putus satu *strand* 0,8

P_t = Gaya prategang saat penyaluran/*transfer*

P_{bs1} = Beban putus satu *strand*

Luas baja prategang yang digunakan (A_{ps})

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 228 \cdot 0,0001814 = 0,04135 \text{ m}^2$$

Dipakai diameter selongsong tendon baris pertama 84 mm.

Cek diameter tendon pada tendon terbanyak yaitu 3 tendon pada baris pertama,

Jarak bebas datar antar tendon = (lebar – 2x jarak tepi tendon ke beton luar – n x diameter) / (n-1)

$$= (1000 - 2 \times 40 - 84 \times 4) / (4-1)$$

$$= 105 \text{ mm}$$

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

Beban satu tendon,

$$\begin{aligned} P_{1\text{tendon}} &= \frac{P_t}{nt} \\ &= \frac{20511,68}{12} \\ &= 1709,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

Persentase tegangan leleh yang timbul saat *jacking force* (%):

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{P_t}{0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs}} \\ &= \frac{20511,68}{0,85 \cdot 228 \cdot 187,32} \\ &= 58 \% < 80\% \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dipakai $P_0 = 60 \%$

Gaya prategang yang terjadi akibat *jacking* (P_j)

$$P_j = P_0 \cdot (n_t \cdot P_{bs1}) = 0,60 \cdot 228.183,7 = 25130,16 \text{ kN}$$

Tegangan tarik tendon saat *jacking* (f_{pj})

$$\begin{aligned} f_{pj} &= \frac{P_j}{A_{ps}} \\ &= \frac{25130,16}{0,04135} \\ &= 607720,0628 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik beton saat *jacking* tidak boleh melebihi batas tegangan sebagai berikut:

$$0,85 \cdot f_{pu} = 1581000 \text{ kPa} > f_{pj}, \text{ oke}$$

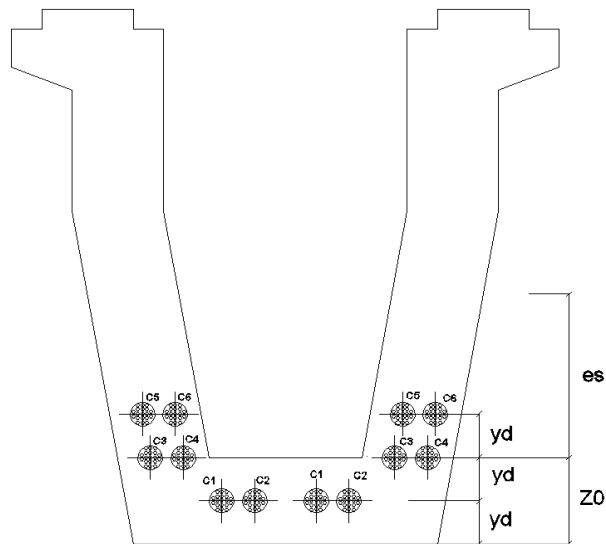
$$0,94 \cdot f_{py} = 1485200 \text{ kPa} > f_{pj}, \text{ oke}$$

5.5.3 Tata Letak Tendon

Perencanaan tata letak tendon dapat ditinjau pada bagian tengah dan ujung bentang. Berikut perhitungan tata letak tendon.

1. Posisi Tendon di Tengah Bentang

Pada analisis sebelumnya direncanakan menggunakan 12 tendon dengan menggunakan sistem prategang paska tarik. Dipasang 3 baris, dengan baris pertama terdiri dari 4 tendon dan baris kedua terdiri dari 4 tendon, dan baris ke-3 terdiri dari 4 tendon seperti yang tertera pada gambar 5.39 di bawah ini.



Gambar 5. 39 Posisi Tendon di Tengah Bentang

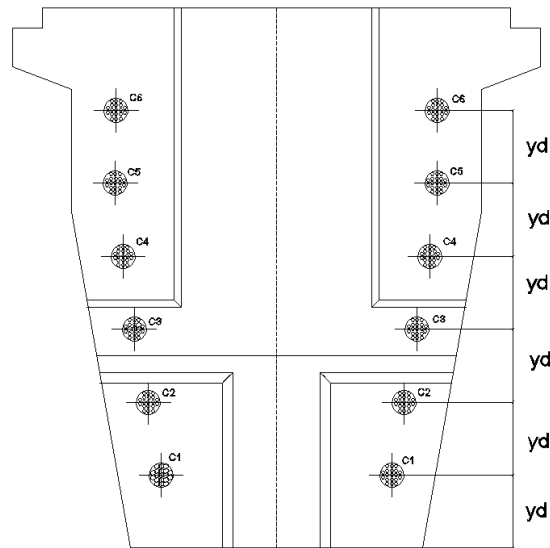
Diambil jarak antara alas ke titik berat tendon baris ke-1 sebesar $a = 0,150$ m .

Jarak vertikal antar tendon diambil, $y_d = 0,150$ m.

Jadi dapat diketahui jarak tendon baris ke-2 dan ke-3 dari alas penampang ke titik berat tendon berturut-turut sebesar 0,300 m dan 0,450 m.

2. Posisi Tendon di Ujung Bentang

Tata letak tendon di ujung bentang direncanakan seperti gambar di bawah ini:



Gambar 5. 40 Posisi Tendon di Ujung Bentang

Tabel 5. 32 Jumlah Tendon Masing-Masing Baris

Jumlah tendon baris ke -1	n1 =	2	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-2	n2 =	2	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-3	n3 =	2	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-4	n4 =	2	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-5	n5=	2	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-6	n6=	2	Tendon	19	<i>Strands</i>
Jumlah		12	Tendon	228	<i>Strands</i>

Berikut merupakan tabel 5.33 momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah:

Tabel 5. 33 Momen Statis

Baris tendon (ni)	Jumlah Strands (nsi)	Jarak As Tendon dengan As Tendon Terbawah (y_d')	Statis Momen ($n_i \times y_d'$)
n1	38	$0 y_d'$	$0 y_d'$
n2	38	$1 y_d'$	$38 y_d'$

Baris tendon (ni)	Jumlah Strands (nsi)	Jarak As Tendon dengan As Tendon Terbawah (y_d')	Statis Momen ($ni \times y_d'$)
n3	38	$2y_d'$	$76y_d'$
n4	38	$3y_d'$	$114y_d'$
n5	38	$4y_d'$	$152y_d'$
N6	38	$5y_d'$	$190y_d'$
Jumlah			$570y_d'$

y_e = Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah

ditetapkan jarak tendon bawah terhadap alas, $a' = 0,250$ m

$$y_e = y_b - a' = 0,8645 - 0,250 = 0,615 \text{ m}$$

$$\Sigma ni \times y_d' = ns \times y_e$$

$$570y_d' = 228 \times 0,615$$

$$y_d' = 0,246 \text{ m}$$

Jadi didapatkan nilai $y_d' = 0,246$ m

$$y_d' \text{ pakai} = 0,250 \text{ m}$$

Jarak masing-masing baris tendon terhadap alas, z_n' .

$$z_1' = a' + 5y_d' = 0,25 + 5 \cdot 0,25 = 1,500 \text{ m}$$

$$z_2' = a' + 4y_d' = 0,25 + 4 \cdot 0,25 = 1,250 \text{ m}$$

$$z_3' = a' + 3y_d' = 0,25 + 3 \cdot 0,25 = 1,000 \text{ m}$$

$$z_4' = a' + 2y_d' = 0,25 + 2 \cdot 0,25 = 0,750 \text{ m}$$

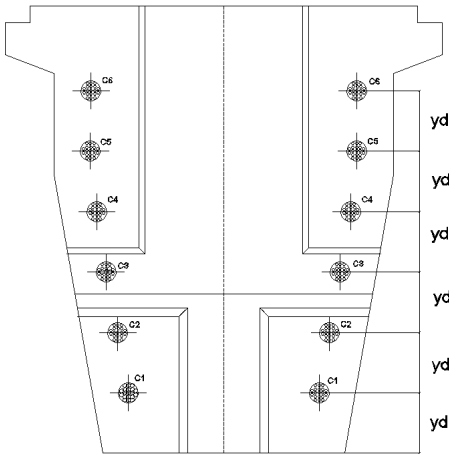
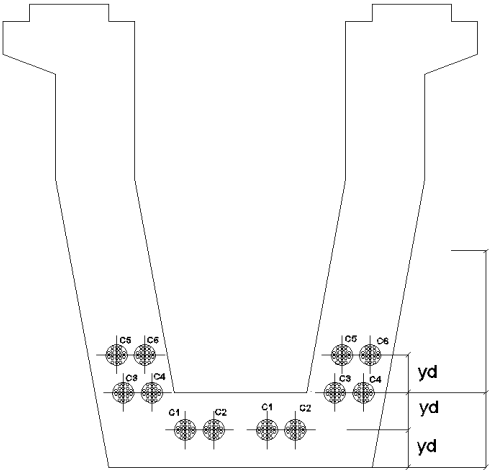
$$z_5' = a' + 1y_d' = 0,25 + 1 \cdot 0,25 = 0,500$$

$$z_6' = a' = 0,250 \text{ m}$$

Berikut tabel 5.34 rekapitulasi posisi tendon di tengah bentang dan di ujung bentang.

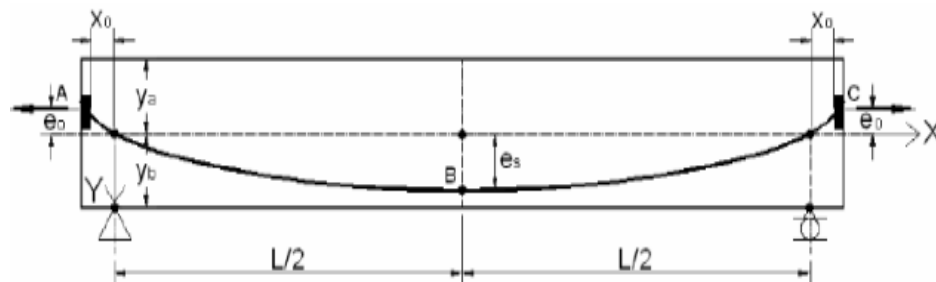
Tabel 5. 34 Rekapitulasi Posisi Tendon

Kode Tendon	Posisi Tendon Ditinjau dari Alas (m)	
	Ujung Bentang	Tengah Bentang
C6	1.500	0.450
C5	1.250	0.450
C4	1.000	0.300
C3	0.750	0.300
C2	0.500	0.150
C1	0.250	0.150

3. Lintasan Tendon Inti

Berikut merupakan gambar 5.41 skema lintasan inti tendon.



Gambar 5. 41 Skema Lintasan Inti Tendon

Panjang bentang, (L) = 40 m

Eksentrisitas, (e_s) = 0,5645 m

$f_i = e_s = 0,5645$ m

Persamaan lintasan tendon $Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$. Dari persamaan tersebut dapat dicari lintasan inti tendon sebagai berikut:

Pada X=1 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,5645 \cdot \frac{1}{40^2} (40 - 1) = 0,0550 \text{ m}$$

Pada X = 2 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,5645 \cdot \frac{2}{40^2} (40 - 2) = 0,1073 \text{ m}$$

Pada X = 3 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,5645 \cdot \frac{3}{40^2} (40 - 3) = 0,1567 \text{ m}$$

Pada X = 4 dari tumpuan,

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,5645 \cdot \frac{4}{40^2} (40 - 4) = 0,2032 \text{ m}$$

Pada X = 5 dari tumpuan.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) = 4 \cdot 0,5645 \cdot \frac{5}{40^2} (40 - 5) = 0,2470 \text{ m}$$

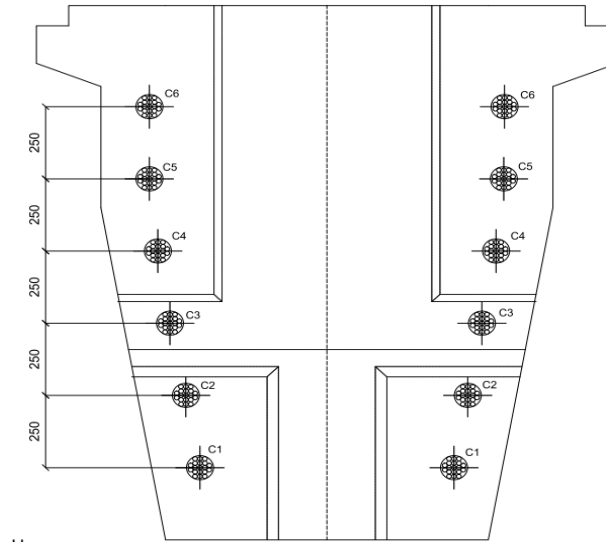
Berikut merupakan tabel 5.35 rekapitulasi lintasan tendon inti.

Tabel 5. 35 Rekapitulasi Lintasan Inti Tendon

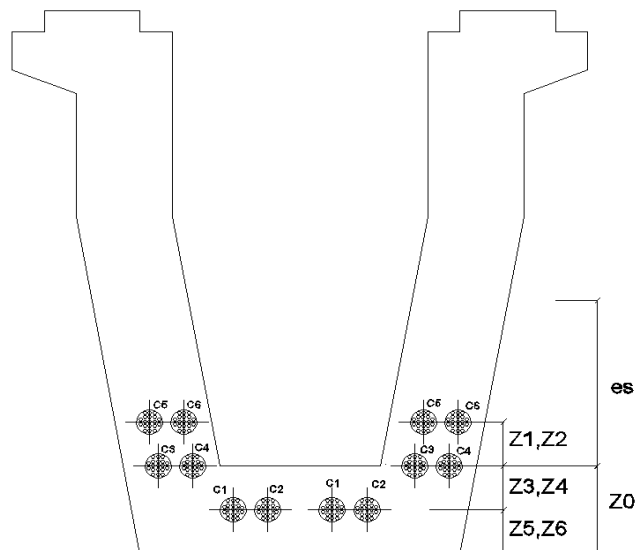
X (m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0	11	0.4502
1	0.0550	12	0.4742
2	0.1073	13	0.4954
3	0.1567	14	0.5137
4	0.2032	15	0.5292
5	0.2470	16	0.5419
6	0.2879	17	0.5518
7	0.3260	18	0.5589
8	0.3613	19	0.5631
9	0.3937	20	0.5645
10	0.4234		

4. Tata letak kabel (*cabl*)

Berikut merupakan gambar 5.42 dan 5.43 posisi tendon di tumpuan dan di tengah bentang.



Gambar 5. 42 Posisi Tendon di Tumpuan



Gambar 5. 43 Posisi Tendon pada Jarak X dari Tumpuan

Persamaan lintasan masing-masing *cable* adalah $Z_i = Z_i' - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$, dengan Z_i adalah jarak dari alas ke titik lintasan tendon. Berikut merupakan perhitungan tata letak kabel.

Pada $X = 5$ m

$$f_1 = 1,500 - 0,450 = 1,050 \text{ m}$$

$$f_2 = 1,250 - 0,450 = 0,800 \text{ m}$$

$$f_3 = 1,000 - 0,300 = 0,700 \text{ m}$$

$$f_4 = 0,750 - 0,300 = 0,450 \text{ m}$$

$$f_5 = 0,500 - 0,150 = 0,350 \text{ m}$$

$$f_6 = 0,250 - 0,150 = 0,100 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Z_0 &= y_b - 4 \cdot e_s \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,0160 - 4 \cdot 0,5645 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,6175 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= Z_1' - 4 \cdot f_1 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,700 - 4 \cdot 1,050 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 1,0406 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_2 &= Z_2' - 4 \cdot f_2 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,375 - 4 \cdot 0,800 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_3 &= Z_3' - 4 \cdot f_3 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 1,050 - 4 \cdot 0,799 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,6938 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_4 &= Z_4' - 4 \cdot f_4 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\ &= 0,725 - 4 \cdot 0,450 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\ &= 0,5531 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_5 &= Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\
 &= 0,400 - 4 \cdot 0,350 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\
 &= 0,3469 \text{ m} \\
 Z_6 &= Z'_i - 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\
 &= 0,400 - 4 \cdot 0,100 \cdot \frac{6}{40^2} \cdot (40 - 5) \\
 &= 0,2063 \text{ m}
 \end{aligned}$$

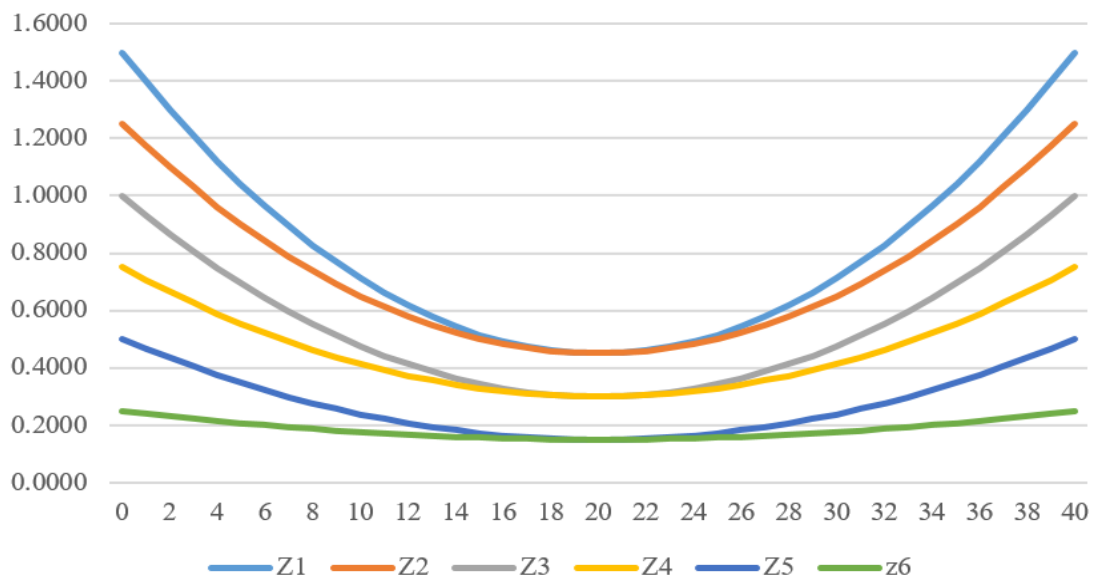
Berikut merupakan tabel rekapitulasi posisi masing-masing kabel dapat dilihat pada tabel 5.36.

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Posisi Masing-Masing Kabel (*cable*)

Jarak X (m)	Trace Z ₀ (m)	Posisi Kabel (m)					
		Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
0	0.8645	0,8645	1,5000	1,2500	1,0000	0,7500	0,5000
1	0.8095	0,8095	1,3976	1,1720	0,9318	0,7061	0,4659
2	0.7573	0,7573	1,3005	1,0980	0,8670	0,6645	0,4335
3	0.7079	0,7079	1,2086	1,0280	0,8058	0,6251	0,4029
4	0.6613	0,6613	1,1220	0,9620	0,7480	0,5880	0,3740
5	0.6175	0,6175	1,0406	0,9000	0,6938	0,5531	0,3469
6	0.5766	0,5766	0,9645	0,8420	0,6430	0,5205	0,3215
7	0.5385	0,5385	0,8936	0,7880	0,5958	0,4901	0,2979
8	0.5032	0,5032	0,8280	0,7380	0,5520	0,4620	0,2760
9	0.4708	0,4708	0,7676	0,6920	0,5118	0,4361	0,2559
10	0.4411	0,4411	0,7125	0,6500	0,4750	0,4125	0,2375
11	0.4143	0,4143	0,6626	0,6120	0,4418	0,3911	0,2209
12	0.3903	0,3903	0,6180	0,5780	0,4120	0,3720	0,2060
13	0.3692	0,3692	0,5786	0,5480	0,3858	0,3551	0,1929
14	0.3508	0,3508	0,5445	0,5220	0,3630	0,3405	0,1815
15	0.3353	0,3353	0,5156	0,5000	0,3438	0,3281	0,1719
16	0.3226	0,3226	0,4920	0,4820	0,3280	0,3180	0,1640
17	0.3127	0,3127	0,4736	0,4680	0,3158	0,3101	0,1579
18	0.3056	0,3056	0,4605	0,4580	0,3070	0,3045	0,1535

Jarak X (m)	Trace Z ₀ (m)	Posisi Kabel (m)					
		Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
19	0.3014	0,3014	0,4526	0,4520	0,3018	0,3011	0,1509
20	0.3000	0,3000	0,4500	0,4500	0,3000	0,3000	0,1500

Dari perhitungan posisi masing-masing kabel di atas dapat dibuat grafik lintasan sebagaimana yang tertera pada gambar 5.44 di bawah ini.



Gambar 5. 44 Grafik Lintasan Masing-Masing Tendon

5. Sudut Angkur

Perhitungan sudut angkur dilakukan dengan menurunkan persamaan lintasan tendon seperti berikut.

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$$

$$\frac{dY}{dX} = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$$

Karena posisi angkur berada di tumpuan maka nilai $X=0$, maka $\frac{dY}{dX} = \frac{4.f_i}{L}$. Sehingga persamaan sudut angkur menjadi sebagai berikut.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{dY}{dX}\right)$$

dengan nilai f_i :

$$f_1 = 1,500 - 0,450 = 1,050 \text{ m}$$

$$f_2 = 1,250 - 0,450 = 0,800 \text{ m}$$

$$f_3 = 1,000 - 0,300 = 0,700 \text{ m}$$

$$f_4 = 0,750 - 0,300 = 0,450 \text{ m}$$

$$f_5 = 0,500 - 0,150 = 0,350 \text{ m}$$

$$f_6 = 0,250 - 0,150 = 0,100 \text{ m}$$

Maka nilai sudut angkur dapat diketahui sebagai berikut.

$$\alpha_{Z1} = \arctan\left(\frac{4 \cdot f_i}{L}\right)$$

$$= \arctan \frac{4 \cdot 1,050}{40}$$

$$= 0,1046 \text{ rad}$$

$$= 5,99^\circ$$

$$\alpha_{Z2} = \arctan\left(\frac{4 \cdot f_i}{L}\right)$$

$$= \arctan \frac{4 \cdot 0,800}{40}$$

$$= 0,079 \text{ rad}$$

$$= 4,57^\circ$$

$$\alpha_{Z3} = \arctan\left(\frac{4 \cdot f_i}{L}\right)$$

$$= \arctan \frac{4 \cdot 0,700}{40}$$

$$= 0,698 \text{ rad}$$

$$= 4,00^\circ$$

$$\alpha_{Z4} = \arctan\left(\frac{4 \cdot f_i}{L}\right)$$

$$= \arctan \frac{4 \cdot 0,450}{40}$$

$$= 0,044 \text{ rad}$$

$$= 2,57^\circ$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_{Z5} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\
 &= \arctan \frac{4 \cdot 0,350}{40} \\
 &= 0,034 \text{ rad} \\
 &= 2,00^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_{Z6} &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L} \right) \\
 &= \arctan \frac{4 \cdot 0,100}{40} \\
 &= 0,009 \text{ rad} \\
 &= 0,57^\circ
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.37 rekapitulasi perhitungan sudut angkur.

Tabel 5. 37 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur

Nomor Tendon	$\alpha_i \text{ (rad)}$	$\alpha_i \text{ (derajat)}$
1	0.105	0.105
2	0.080	0.080
3	0.070	0.070
4	0.045	0.045
5	0.035	0.035
6	0.010	0.010

5.5.4 Kehilangan Gaya Prategang (*Lost Of Prestressed*)

Kehilangan gaya prategang dapat dibedakan menjadi 2 yaitu kehilangan secara langsung dan kehilangan tergantung dengan waktu.

1. Kehilangan gaya prategang langsung terdiri dari kehilangan prategang akibat slip angkur, kehilangan tegangan akibat gesekan tendon, kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

- a. Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur pada system paskatarik diakibatkan oleh adanya blok-blok pada angkur saat gaya pendongkrakan disalurkan ke angkur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7 mm.

Dengan demikian perhitungan kehilangan gaya prategang akibat slip angkur sebagai berikut:

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

$$\text{Modulus Elastisitas baja prategang, } (E_s) = 193000 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang tendon, } (L) = 40 \text{ m}$$

Kehilangan gaya prategang akibat angkur,

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

b. Kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel

$$\text{Eksentrisitas tendon, } (e_s) = y = 0,5645 \text{ m}$$

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

$$\alpha = \frac{8y}{x} = \frac{8 \cdot 0,5645}{40} = 0,1129 \text{ rad}$$

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

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

$$\text{Gaya prategang awal, } (P_0) = 20511,68 \text{ kN}$$

Maka kehilangan gaya prategang akibat gesekan tendon sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_x &= P_0 \cdot e^{-(Klx + \mu\alpha)} \\ &= 20511,68 \cdot 2,7183^{-(0,002 \cdot 40 + 0,2 \cdot 0,1129)} \\ &= 18511,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Luas baja prategang } (A_p) = 0,015960 \text{ m}^2$$

$$\Delta f_{pF} = \frac{P_0 - P_x}{A_p} = \frac{20511,68 - 18511,89}{0,041352} = 43089,96 \text{ kN/m}^2 = 48,36 \text{ MPa}$$

c. Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis (Elastic Shortening)

$$e_s = 0,5645 \text{ m}$$

$$I_x = 0,42243 \text{ m}^4$$

$$A = 1,49300 \text{ m}^2$$

$$E_{ci} = (wc)^{1,5} \cdot 0,043 \sqrt{f'c} = 2500^{1,5} \cdot 0,043 \cdot \sqrt{50} = 38006,989 \text{ MPa}$$

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

$$n_s = 228 \text{ strands}$$

$$A_{ps} = 0,041352 \text{ m}^2 = 41351,54 \text{ mm}^2$$

$$M_B = 6565 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{193000}{38006,989} = 5,08$$

Tegangan baja setelah memperhitungkan LOP akibat pengangkuran dan gesekan tendon sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f_{pi} &= f_{pj} - \Delta f_p A - \Delta f_p F \\ &= 607,72 - 9,65 - 48,36 \\ &= 549,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Gaya Prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengangkuran dan gesekan kabel sebagai berikut:

$$P_i = f_{pi} \cdot A_{ps} = 549,71 \cdot 41351,54 = 20253492,39 \text{ N} = 20253,49 \text{ kN}$$

Sehingga diperoleh tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} + \frac{M_B \cdot e_s}{I_x} \\ f_{cs} &= -\frac{20253,49}{1,493} - \frac{20253,49 \cdot 0,5645^2}{0,4224} + \frac{6565 \cdot 0,5645}{0,4224} \\ &= 23600,2773 \text{ kN/m}^2 \\ &= 23,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diketahui sebagai berikut.

$$\Delta f_{cs} = n \cdot f_{cs} = 5,08 \cdot 23,6 = 119,84 \text{ MPa}$$

Menurut Nawy 2001 untuk system prategang paskatarik nilai kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diambil setengahnya, sehingga nilai $\Delta f_{cs} = 59,92 \text{ MPa}$.

Tegangan baja prategang setelah transfer, (f_{ps})

$$\begin{aligned} f_{cs} &= f_{pj} - \Delta f_p A - \Delta f_p F - \Delta f_{cs} \\ &= 607,72 - 9,65 - 48,36 - 59,92 \\ &= 489,79 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Gaya prategang setelah transfer:

$$P_i = A_{ps} \cdot f_{ps} = 41351,54 \cdot 489,79 = 20253492,39 \text{ N} = 20253,49 \text{ kN}$$

2. Kehilangan gaya prategang tergantung waktu

a. Akibat pengaruh rangkak (*creep*)

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

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

$$E_c = 38006,989 \text{ MPa}$$

$$P_i = 20253,49 \text{ kN}$$

$$A = 1,493 \text{ m}^2$$

$$I_x = 0,4224 \text{ m}^4$$

$$e_s = 0,5645 \text{ m}$$

$$M_B = 6565 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{193000}{38006,516} = 5,08$$

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} + \frac{M_{Balok} \cdot e_s}{I_x} \\ f_{cs} &= -\frac{20253,49}{1,493} - \frac{20253,49 \cdot 0,5645^2}{0,4224} + \frac{6565 \cdot 0,5645}{0,4224} \\ &= 20071,408 \text{ kN/m}^2 \\ &= 20,07 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkak,

$$\begin{aligned} \Delta f_{pCR} &= n \cdot K_{cr} \cdot f_{cs} \\ &= 5,08 \cdot 1,6 \cdot 20,07 \\ &= 163,08 \text{ MPa} \end{aligned}$$

b. Akibat relaksasi baja prategang

$$\text{Umur tinjauan} = 50 \text{ tahun}$$

$$= 438000 \text{ jam}$$

$$\text{Kuat leleh baja prategang, } (f_{py}) = 1580 \text{ MPa}$$

Tegangan baja setelah transfer, (f_{ps}) = 469,25 MPa

$$\begin{aligned}\Delta f_{pR} &= f_{ps} \cdot \left(\log \frac{t}{45} \right) \cdot \left(\frac{f_{ps}}{f_{py}} - 0,55 \right) \\ &= 489,79 \cdot \left(\frac{\log 438000}{45} \right) \cdot \left(\frac{489,79}{1580} - 0,55 \right) \\ &= 14,74 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Berikut adalah tabel 5.21 rekapitulasi kehilangan gaya prategang

Tabel 5. 38 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

No	Level Tegangan	Tegangan Baja	Persentase
		MPa	%
	Setelah Penegangan	607,72	100
	Kehilangan Prategang		
1	Angkur	9,65	1,59
2	Gesekan Kabel	48,36	7,96
3	Perpendekan Elastis	59,92	9,86
	Kehilangan Prategang Awal (f_{ps})	117,93	19,41
4	Rangkak Beton	163,08	26,83
5	Relaksasi Baja	14,74	2,42
	Tegangan akhir (f_{pe})	311,97	51,34
	Kehilangan Tegangan Total	295,75	48,66

Gaya prategang efektif setelah kehilangan gaya prategang secara langsung maupun tergantung waktu adalah sebagai berikut:

$$P_{eff} = A_{ps} \cdot f_{pe} = 41351,54 \cdot 311,97 = 12900620,34N = 12900,62 \text{ kN}.$$

Sehingga dapat diketahui momen akibat prategang sebagai berikut:

$$M_{prategang} = -P_{eff} \cdot e_s = -12900,62 \cdot 0,5645 = -7282,56 \text{ kNm}$$

5.5.5 Pemeriksaan Tegangan

Tegangan pada beton prategang memiliki batasan, sehingga perlu dilakukan pemeriksaan tegangan. Berikut merupakan tegangan ijin pada beton prategang.

1. Tegangan Ijin Beton Kondisi Transfer

$$\text{Tarik} = \sigma_{t_i} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \cdot \sqrt{40} = 1,581 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} = \sigma_{c_i} = 0,6 \cdot f_{ci} = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$

2. Tegangan Ijin Beton Kondisi Layan

$$\text{Tarik} = \sigma_{t_{serv}} = 0,5 \cdot \sqrt{f_c} = 0,5 \cdot \sqrt{50} = 3,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} = \sigma_{c_{serv}} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 50 = -22,5 \text{ MPa}$$

Setelah diketahui batasan-batasan tegangan, selanjutnya dilakukan control tegangan yang terdiri dari 2 tahap, yaitu pada kondisi *initial* dan kondisi layan.

1. Kontrol Tegangan pada Kondisi *Initial*

$$P_{jacking} = 25130,16 \text{ kN}$$

$$M_{Balok} = 6565 \text{ kNm}$$

$$W_A = 0,4286 \text{ m}^3$$

$$W_B = 0,4886 \text{ m}^3$$

$$A_{ps} = 0,04135 \text{ m}^2$$

$$e_s = 0,5645 \text{ m}$$

Kehilangan prategang saat transfer (Δf_i)

$$\Delta f_i = \Delta f_p A + \Delta f_p F + \Delta f_{cs}$$

$$= 9,65 + 48,36 + 59,92$$

$$= 117,93 \text{ MPa}$$

Gaya prategang *transfer*, ($P_{transfer}$)

$$P_{transfer} = P_{jacking} - \Delta f_i \cdot A_{ps}$$

$$= 25130160 - (117,93 \cdot 41351,5392)$$

$$= 20253492,39 \text{ N}$$

$$= 20253,49 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat atas penampang (f_{ti})

$$\begin{aligned}
 f_{ci} &= -\frac{P_{transfer}}{A} + \frac{P_{transfer} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok}}{W_a} \\
 &= -\frac{20253,49}{1,493} + \frac{20253,49 \cdot 0,5645}{0,4286} - \frac{6565}{0,4286} \\
 &= -2208,29 \text{ kN/m}^2 \\
 &= -2,21 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat atas saat *transfer*,

Syarat: $|f_{ti}| \leq |\sigma_{ci}|$

$$|f_{ti}| = 2,21 \text{ MPa} \leq |\sigma_{ci}| = 24 \text{ MPa}.$$

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat atas saat transfer memenuhi syarat.

Tegangan pada serat bawah penampang (f_{ci})

$$\begin{aligned}
 f_{ci} &= -\frac{P_{transfer}}{A} + \frac{P_{transfer} \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok}}{W_b} \\
 &= -\frac{20253,49}{01,493} - \frac{20253,49 \cdot 0,5645}{0,4886} + \frac{6565}{0,4886} \\
 &= -23528,785 \text{ kN/m}^2 \\
 &= -23,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat bawah saat *transfer*,

Syarat: $|f_{ci}| \leq |\sigma_{ci}|$

$$|f_{ci}| = 23,5 \text{ MPa} \leq |\sigma_{ci}| = 24 \text{ MPa}.$$

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat bawah saat transfer memenuhi syarat.

2. Kontrol Tegangan pada Kondisi Layan

$$P_{eff} = 12900,62 \text{ kN}$$

$$M_{Balok} = 6565 \text{ kNm}$$

$$M_{DL} = 8936,55 \text{ kNm}$$

$$M_{MA} = 5085,43 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = 10904,009 \text{ kNm}$$

$$W_a = 0,4286 \text{ m}^3$$

$$W_b = 0,4886 \text{ m}^3$$

$$W_{ac} = 0,8721 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0,7480 \text{ m}^3$$

$$A = 1,493 \text{ m}^2$$

$$e_s = 0,5645 \text{ m}$$

Tegangan pada serat atas penampang ($f_{t_{layan}}$)

$$\begin{aligned} f_{tserv} &= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{DL}}{W_{ac}} - \frac{M_{Ma}+M_{LL}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{12900,62}{1,493} + \frac{12900,62 \cdot 0,5645}{0,4286} - \frac{8936,5464}{0,8721} - \frac{5085,43+10904,008}{0,8721} \\ &= -20231,767 \text{ kN/m}^2 \\ &= -20,23 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat atas saat layan,

$$\text{Syarat: } |f_{tserv}| \leq |\sigma_{ci}|$$

$$|f_{tserv}| = 20,23 \text{ MPa} \leq |\sigma_{c_{serv}}| = 22,5 \text{ MPa.}$$

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat atas saat layan memenuhi syarat.

Tegangan pada serat bawah penampang ($f_{c_{layan}}$)

$$\begin{aligned} f_{cserv} &= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_a} + \frac{M_{DL}}{W_{ac}} + \frac{M_{Ma}+M_{LL}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{12900,62}{1,493} - \frac{12900,62 \cdot 0,847}{0,4286} + \frac{5140,492}{0,8721} + \frac{2319,756+6542,4052}{0,8721} \\ &= 9780,373 \text{ kN/m}^2 \\ &= 9,78 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan serat atas saat layan,

$$\text{Syarat: } |f_{cserv}| \leq |\sigma_{ci}|$$

$$|f_{cserv}| = 9,78 \text{ MPa} \leq |\sigma_{c_{serv}}| = 22,5 \text{ MPa.}$$

Dari hasil perhitungan tegangan, maka tegangan serat bawah saat layan memenuhi syarat.

5.5.6 Perhitungan Momen Kapasitas

Perhitungan momen kapasitas menurut RSNI T-12-2004 sebagai berikut.

1. Tendon 1 (C₁)

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned}\rho_p &= \frac{A_p}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 15,2^2) \cdot 76}{1000 \cdot 1400} \\ &= 0,002461\end{aligned}$$

dimana:

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,85 \leq 0,9, \text{ digunakan } \gamma_p = 0,55$$

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

berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

β untuk $f'_c > 40 \text{ MPa}$, $\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30)$.

$$\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) = 0,85 - 0,008 \cdot (50 - 30) = 0,69$$

$$\begin{aligned}f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,55}{0,69} \left(0,002461 \frac{1860}{50} + 0 \right) \right] \\ &= 1724,25 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned}
T_{p1} &= A_p \cdot f_{ps} \cdot n_t \\
&= 3445.9616 \cdot 1724,25 \cdot 4 \\
&= 23766745,27 \text{ N} \\
&= 23766,74 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya prategang didapatkan luas blok tekan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
A_{cc} &= \frac{T_p}{0,85 \cdot f'_c} \\
&= \frac{23766,74527}{0,85 \cdot 50000} \\
&= 0,5592 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

2. Tendon 2 (C₂)

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned}
\rho_p &= \frac{A_p}{b \cdot d_p} \\
&= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 15,2^2) \cdot 19}{1000 \cdot 1550} \\
&= 0,001552
\end{aligned}$$

dimana:

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,9 \leq 0,9, \text{ digunakan } \gamma_p = 0,55$$

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

berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

β untuk $f'_c > 40 \text{ MPa}$, $\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30)$.

$$\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30) = 0,85 - 0,008 \cdot (50 - 30) = 0,69$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,55}{0,69} \left(0,001838 \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1774,40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned} T_{p2} &= A_p \cdot f_{ps} \cdot n_t \\ &= 3445,9616 \cdot 17740,40 \cdot 4 \\ &= 24458071,4 \text{ N} \\ &= 24458,0714 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan gaya prategang didapatkan luas blok tekan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{cc} &= \frac{T_p}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{24458,0714}{0,85 \cdot 50000} \\ &= 0,5755 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

3. Tendon 3

Rasio tulangan prategang (ρ_p),

$$\begin{aligned} \rho_p &= \frac{A_p}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot 15,2^2) \cdot 19}{1000 \cdot 1700} \\ &= 0,002027 \end{aligned}$$

Dimana:

b = lebar penampang

d_p = jarak dari atas penampang ke titik pusat tendon

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,9 \geq 0,9, \text{ digunakan } \gamma_p = 0,55$$

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

berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_p \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + \frac{d_{s2}}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,55}{0,69} \left(0,002474 \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1725,30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned} T_{p3} &= A_p \cdot f_{ps} \cdot n_t \\ &= 3445,9616 \cdot 1725,30 \cdot 4 \\ &= 23781333,01 \text{ N} \\ &= 23781,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cc} &= \frac{T_p}{0,85 \cdot f'_c} \\ &= \frac{23781,33}{0,85 \cdot 50000} \\ &= 0,5596 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Mencari kedalaman blok tekan,

Kuat leleh baja *prestressed* (f_{ps}) pada keadaan *ultimate* ditetapkan sebagai berikut:

Untuk nilai, $L/H \leq 35$,

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho_p} \text{ (MPa) dan } f_{ps} \leq f_{eff} + 400 \text{ (MPa) dan harus } \leq 0,8 \cdot f_{py}.$$

$$P_{eff} = 9702,03 \text{ kN}$$

$$f_{eff} = \frac{P_{eff}}{A_{ps} \cdot 10^{-3}} = \frac{9702,03}{20675,7696 \cdot 10^{-3}} = 469,246 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{A_c} = \frac{0,02067}{1,493} = 0,01385$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{eff} + 150 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho_p} \\ &= 469,246 + 150 + \frac{50}{100 \cdot 0,011036} \\ &= 655,35 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 400 = 655,35 + 400 = 869,25 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,8 \cdot f_{py} = 0,8 \cdot 1580 = 1264 \text{ MPa}$$

$$\text{Dipakai } f_{ps} = 869,25 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = 20675,7696 \cdot 655,35 = 17972340,43 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas blok tekan, } A_{cc} &= \frac{T}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{17972340,43}{0,85 \cdot 50} = 422878,5983 \text{ mm}^2 = \\ &0,4229 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Dicoba luasan penampang 1 (A1) sampai luasan penampang 3 (A3) = 0,1880 m², dan A1 sampai A4 = 0,4880 m². Maka blok tekan berada antara A3 dan A4. Jadi $A4' = A_{cc} - (A1 + A2 + A3) = 0,4229 - (0,042 + 0,130 + 0,016) = 0,2349 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} h4' &= \frac{A4'}{b4} = \frac{0,2349}{0,6} = 0,3915 \text{ m, nilai blok tekan (a)} = h1 + h2 + h4' = 0,07 + \\ &0,130 + 0,3915 = 0,5915 \text{ m.} \end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.39 perhitungan penampang blok tekan.

Tabel 5. 39 Perhitungan Blok Tekan

No	Dimensi		Luas Penampang (A) m ²	Jarak Titik Berat Penampang Terhadap Tepi Atas (yi) m	Momen Statis m ³
	Lebar (b)	Tinggi (h)			
	m	m			
1	0.300	0.070	0.0420	0.035	0.0015
2	0.500	0.130	0.1300	0.135	0.0176
3	0.080	0.200	0.0160	0.300	0.0048
4'	0.300	0.391	0.2349	0.596	0.1399
Jumlah			0,4229		0,1637

$$y_{cc} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{0,1637}{0,4229} = 0,3872 \text{ m}$$

Sehingga dapat diketahui momen nominal (M_n) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_{cc} \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot (d_p - y_{cc}) \\ &= 0,5592 \cdot 0,85 \cdot 50000 \cdot (1,4 - 0,3872) \\ &= 24070,614 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= A_{cc} \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot (d_p - y_{cc}) \\ &= 0,5755 \cdot 0,85 \cdot 50000 \cdot (1,55 - 0,3872) \\ &= 28439,490 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n3} &= A_{cc} \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot (d_p - y_{cc}) \\ &= 0,5596 \cdot 0,85 \cdot 50000 \cdot (1,7 - 0,3872) \\ &= 31219,788 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} \\ &= 24070,614 + 28439,490 + 31219,788 \\ &= 83729,893 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Reduksi kekuatan momen lentur sebesar (ϕ) = 0,80, sehingga (ϕM_n) = 0,80 .
 $83729,893 = 66983,9144 \text{ kNm}$.

Berikut merupakan tabel 5.18 kontrol momen nominal terhadap kombinasi momen *ultimate*. Dikatakan aman apabila $\phi M_n > M_u$.

Tabel 5. 40 Kontrol Momen Nominal terhadap Kombinasi Momen Ultimate

Kombinasi Momen Ultimate (kNm)										
Keadaan Batas	DL Beban Mati	MA Beban Mati Tambahan	LL Beban Hidup	EW Beban Angin	HR Beban Horizontal	PR Beban Prategang	KJ Beban Kejut	EQ Beban Gempa	Jumlah	ØMn
Kuat I	10723,86	10170,85	19627,22	-	14939,05	-7282,56	4579,68	-	52758,10	66983,91
Kuat II	10723,86	10170,85	15265,61	-	14939,05	-7282,56	4579,68	-	48396,50	66983,91
Kuat III	10723,86	10170,85	-	905,92	-	-7282,56	-	-	14518,06	66983,91
Kuat IV	10723,86	10170,85	19627,22	905,92	14939,05	-7282,56	4579,68	-	53664,02	66983,91
Kuat V	10723,86	10170,85	-	-	-	-7282,56	-	-	13612,15	66983,91
Ekstrem I	10723,86	10170,85	-	905,92	-	-7282,56	-	5444,88	19962,94	66983,91
Ekstrem II	10723,86	10170,85	-	-	-	-7282,56	-	5444,88	19057,03	66983,91
Kontrol Momen		ØMn (kNm)		66983,91	ØMn > Mu (Aman)					

5.5.7 Perhitungan Kapasitas Geser

Kapasitas Geser dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$V_c = \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{MA} + 1,8 M_{LL} \\ &= 1,2 \cdot 8936,546 + 2 \cdot 5085,427 + 1,8 \cdot 10904,01 \\ &= 40521,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{M_u \cdot 8}{L^2} \\ &= \frac{40521,92 \cdot 8}{40^2} \\ &= 202,6096 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 202,6069 \cdot 40 \\ &= 4052,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan kapasitas geser sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(0,05 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{500} + 4,8 \cdot \frac{1814,6 \cdot 10^3 \cdot 1931,36}{40521,92 \cdot 10^6} \right) \cdot 1000 \cdot 1550 \\ &= 1701207,755 \text{ N} \\ &= 4613,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.5.8 Perhitungan Lendutan

Lendutan pada umumnya terdiri dari lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang. Lendutan jangka pendek merupakan lendutan langsung yang diakibatkan oleh beban. Lendutan jangka panjang merupakan lendutan akibat pembebanan secara terus menerus.

1. Lendutan Jangka Pendek

Lendutan jangka pendek terdiri dari lendutan ke atas (*camber*) dari keadaan penyaluran gaya prategang dan akibat LOP (*Lost Of Prestressed*) dan lendutan ke bawah akibat beban.

a. Lendutan keadaan *transfer* prategang

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e'_s = 0,5645 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_t = 20511,6816 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat sendiri balok $M_{Balok} = 6565 \text{ kNm}$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 38006989,49 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q_{PT} &= 8 \cdot P_t \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 20511,6816 \cdot \frac{0,847}{40^2} \\ &= 57,89 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_{Balok}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{6565}{40^2} \\ &= 32,825 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-57,89 + 32,825) \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,4224)} \\ &= -0,05205 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Lendutan setelah *Lost of Prestressed*

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e_s = 0,5645 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_{eff} = 20253,49 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat balok,

$$M_B = 6565 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 38006989,49 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q_{eff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\ &= 8 \cdot 20253,49 \cdot \frac{0,5645}{40^2} \\ &= 57,167 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BS} &= 8 \cdot \frac{M_{Balok}}{L^2} \\ &= 8 \cdot \frac{6565}{40^2} \\ &= 32,825 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{eff} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-57,167 + 32,825) \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,4224)} \\ &= -0,05053 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Lendutan setelah pelat di cor (Beton Muda)

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e_s = 0,5645 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_{eff} = 19404,07 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat balok + pelat,

$$M_{B+P} = 8721,96 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 38006989,49 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$Q_{Peff} = 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2}$$

$$= 8 \cdot 20253,49 \cdot \frac{0,5645}{40^2}$$

$$= 57,17 \text{ kN/m}$$

$$Q_{B+P} = 8 \cdot \frac{M_{Balok+Pelat}}{L^2}$$

$$= 8 \cdot \frac{8721,96}{40^2}$$

$$= 43,61 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{Peff} + Q_{B+P}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-57,17 + 43,61) \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,4224)}$$

$$= -0,02815 \text{ m}$$

d. Lendutan setelah pelat dan balok menjadi komposit

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat penampang,

$$e'_s = 0,8148 \text{ m}$$

Gaya prategang awal, $P_{eff} = 20253,49 \text{ kN}$

Momen tengah bentang akibat berat balok + pelat,

$$M_{B+P} = 8721,96 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 38006989,49 \text{ KPa}$

Panjang bentang, $L = 40 \text{ m}$

$$Q_{Peff} = 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e'_s}{L^2}$$

$$= 8 \cdot 20253,49 \cdot \frac{0,8148}{40^2}$$

$$= 82,52 \text{ kN/m}$$

$$Q_{B+P} = 8 \cdot \frac{M_{Balok+Pelat}}{L^2}$$

$$= 8 \cdot \frac{8721,96}{40^2}$$

$$= 43,6098 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{eff} + Q_{B+P}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-82,52 + 43,098) \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)}$$

$$= -0,04092 \text{ m}$$

e. Lendutan akibat beban luar

1) Lendutan akibat beban mati (M_{DL})

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{DL}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{44,683 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= 0,0469 \text{ m}\end{aligned}$$

2) Lendutan akibat beban mati tambahan (M_{MA})

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{MA}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{25,43 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= 0,0267 \text{ m}\end{aligned}$$

3) Lendutan akibat *Prestressed* (PR)

$$\begin{aligned}Q_{Peff} &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_{ts}}{L^2} \\ &= 8 \cdot 20253,49 \cdot \frac{0,8149}{40^2} \\ &= 82,52 \text{ kN/m} \\ \delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{eff}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-82,11 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= -0,08679 \text{ m}\end{aligned}$$

4) Lendutan akibat beban hidup (LL)

$$Q_{LL} = 54,52 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{LL}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{54,52 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= 0,0573 \text{ m}\end{aligned}$$

5) Lendutan akibat beban angin (EW)

$$Q_{EW} = 3,77 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{EW}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{3,77 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= 0,00397 \text{ m}\end{aligned}$$

6) Lendutan akibat beban horizontal (Q_H)

$$Q_H = 16,963 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_H) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{16,963 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= 0,01784 \text{ m}\end{aligned}$$

7) Lendutan akibat beban gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 27,216 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{EQ}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{27,22 \cdot 40^4}{(38006989,49 \cdot 0,834)} \\ &= 0,02862 \text{ m}\end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel penyajian batas lendutan maksimum untuk jembatan beton kereta api.

Tabel 5. 41 Batas Lendutan Maksimum Jembatan Beton

Beban Lokomotif	Bentang L (m)			L < 50		L ≥ 50
				L / 800		L / 700
	Bentang L (m)			L ≤ 20	L < 20 < 50	L ≥ 50
Kereta Penumpang dan Kereta Diesel	Untuk Satu Kereta	Kecepatan Maksimum V (km/jam)	V < 100	L/700		
			100 < V < 130	L/800		L/700
			130 < V ≤ 160	L/1100		L/900
	Untuk Dua Rangkaian atau Lebih	Kecepatan Maksimum V(km/jam)	V < 100	L/800	L/850	L/700
			100 < V ≤ 130	L/1000	L/1100	L/900
			130 < V ≤ 160	L/1300	L/1400	L/1200

(sumber: PM No.60 2012)

Dari tabel di atas untuk dua rangkaian atau lebih dengan kecepatan maksimum $100 < V \leq 130$ km/jam dan panjang bentang $20 < L < 50$ didapatkan nilai batas lendutan maksimum yaitu, $\frac{L}{1100}$. Sehingga nilai batas lendutan dapat diketahui sebagai berikut. Batas lendutan, $\delta_{ijin} = \frac{L}{1100} = \frac{40}{1100} = 0,0364$ m. Berikut merupakan tabel 5.42 yang menyajikan kombinasi kontrol lendutan.

Tabel 5. 42 Kombinasi Kontrol Lendutan Jangka Pendek

Jenis Beban	Lendutan (m)	Kombinasi (m)			
		Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV
Beban Mati	0,04699	0,04699	0,04699	0,04699	0,04699
Beban Mati Tambahan	0,02674	0,02674	0,02674	0,02674	0,02674
Beban Prategang	-0,08679	-0,08679	-0,08679	-0,08679	-0,08679
Beban Hidup	0,05734	0,05734	0,05734	0,04587	-
Beban Angin	0,00397	0,00397	-	-	0,00278
Beban Horizontal	0,01784	0,01784	0,01784	0,01784	-
Beban Gempa	0,02862	-	-	-	0,02862
Transfer	-0,05205	-0,05205	-0,05205	-0,05205	-0,05205
Jumlah		0,01405	0,01008	-0,00139	-0,03369
Batas Lendutan, δ_{ijin} (m)		0,0364			
Kontrol Lendutan		$\delta_{ijin} > \delta_T$			
Keterangan		Aman			

2. Lendutan Jangka Panjang

Lendutan jangka panjang merupakan akibat dari rangkai susut beton. Rangkai adalah kelanjutan regangan elastis yang terjadi terus menerus bergantung pada waktu. Sedangkan susut adalah penyusutan volume beton yang bergantung pada waktu. Pada analisis lendutan jangka panjang ini ditinjau pada waktu 5 tahun, 10 tahun, 50 tahun, 70 tahun.

a. Lendutan jangka panjang akibat rangkak (*creep*)

Lendutan jangka panjang akibat rangkak dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{t^{0,6}}{10+t^{0,6}} \right) \cdot C_u$$

dimana:

C_u = Koefisien rangkak

ε_e = Regangan elastis/lendutan jangka pendek.

ε_{cct} = Lendutan jangka panjang akibat rangkak.

Tabel 5. 43 Koefisien Rangkak (C_u)

Mutu Beton $f'c$ (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koef. Rangkak Maksimum (C_u)	2,8	2,5	2,3	2,15	2

(Sumber: RSNI T – 12-2004)

Dari tabel di atas dipakai nilai koefisien rangkak, $C_u = 2$.

1) Lendutan jangka panjang durasi 5 Tahun

$$t = 365 \times 5 = 1825 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{1825^{0,6}}{10+1825^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,8$$

$$\varepsilon_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

$$= 1,8 \cdot 0,01405$$

$$= 0,0253 \text{ m}$$

2) Lendutan jangka panjang durasi 10 Tahun

$$t = 365 \times 10 = 3650 \text{ hari}$$

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{3650^{0,6}}{10+3650^{0,6}} \right) \cdot 2,00$$

$$= 1,86$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{cct} &= \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e \\
&= 1,86 \cdot 0,01405 \\
&= 0,02619 \text{ m}
\end{aligned}$$

3) Lendutan jangka panjang durasi 20 Tahun

$$t = 365 \times 20 = 7300 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{cc(t)} &= \left(\frac{7300^{0,6}}{10+7300^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\
&= 1,91
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{cct} &= \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e \\
&= 1,91 \cdot 0,01405 \\
&= 0,02681 \text{ m}
\end{aligned}$$

4) Lendutan jangka panjang durasi 50 Tahun

$$t = 365 \times 50 = 18250 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{cc(t)} &= \left(\frac{18250^{0,6}}{10+18250^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\
&= 1,95
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{cct} &= \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e \\
&= 1,95 \cdot 0,01405 \\
&= 0,01405 \text{ m}
\end{aligned}$$

5) Lendutan jangka panjang durasi 70 Tahun

$$t = 365 \times 70 = 25550 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{cc(t)} &= \left(\frac{25550^{0,6}}{10+25550^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\
&= 1,95
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{cct} &= \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e \\
&= 1,95 \cdot 0,01405 \\
&= 0,02748 \text{ m}
\end{aligned}$$

b. Lendutan jangka panjang akibat susut (*shrinkage*)

Analisis lendutan jangka panjang akibat susut beton ditinjau pada waktu 5 tahun, 10 tahun, 20 tahun, 50 tahun, dan 70 tahun.

Lendutan jangka panjang akibat susut beton dapat ditentukan dengan menggunakan rumus berikut.

$$\delta_{sh} = \beta k_{sh} L^2$$

$$k_{sh} = \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h}$$

Tabel 5. 44 Koefisien Susut (k_{sh})

Mutu Beton $f'c$ (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koef. Rangkak Maksimum (C_u)	0,000174	0,000170	0,000163	0,00061	0,000153

Sumber: RSNI T-12-2004

1) Lendutan jangka panjang durasi 5 Tahun.

$$t = 1825 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs,t} \\ &= \frac{1825}{55+1825} \cdot 0,000153 \\ &= 0,0001485 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,0001485}{1,85} \\ &= 0,00004014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00004014 \cdot 40^2 \\ &= 0,00578 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Lendutan jangka panjang durasi 10 Tahun.

$$t = 3650 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs,t} \\ &= \frac{3650}{55+3650} \cdot 0,000153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,00015073 \\
k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
&= \frac{0,5 \cdot 0,00015074}{1,85} \\
&= 0,00004074 \\
\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\
&= 0,09 \cdot 0,0004074 \cdot 40^2 \\
&= 0,005866 \text{ m}
\end{aligned}$$

3) Lendutan jangka panjang durasi 20 Tahun.

$$\begin{aligned}
t &= 7300 \text{ hari} \\
\varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs.t} \\
&= \frac{7300}{55+7300} \cdot 0,000153 \\
&= 0,0001518 \\
k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
&= \frac{0,5 \cdot 0,0001518}{1,85} \\
&= 0,000041042 \\
\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\
&= 0,09 \cdot 0,00041042 \cdot 40^2 \\
&= 0,00591 \text{ m}
\end{aligned}$$

4) Lendutan jangka panjang durasi 50 Tahun.

$$\begin{aligned}
t &= 18250 \text{ hari} \\
\varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs.t} \\
&= \frac{18250}{55+18250} \cdot 0,000153 \\
&= 0,0001527 \\
k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
&= \frac{0,5 \cdot 0,0001527}{1,85}
\end{aligned}$$

$$= 0,000041227$$

$$\begin{aligned}\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,000041227 \cdot 40^2 \\ &= 0,005937 \text{ m}\end{aligned}$$

5) Lendutan jangka panjang durasi 70 Tahun.

$$t = 25550 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} &= \frac{t}{55+t} \cdot \varepsilon_{cs.t} \\ &= \frac{25550}{55+25550} \cdot 0,000153 \\ &= 0,0001527\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{sh} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,0001527}{1,95} \\ &= 0,00004126\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{sh} &= \beta k_{sh} L^2 \\ &= 0,09 \cdot 0,00004126 \cdot 40^2 \\ &= 0,00594 \text{ m}\end{aligned}$$

Berikut merupakan tabel 5.45 rekapitulasi lendutan jangka panjang.

Tabel 5. 45 Rekapitulasi Lendutan Jangka Panjang

Durasi	Rangkak (m)	Susut (m)	Lendutan Total (m)	Batas Lendutan (m)
5 Tahun	0,02531	0.00578	0,03109	0,03636
10 Tahun	0,02619	0.00587	0,03206	0,03636
20 Tahun	0,02681	0.00591	0,03272	0,03636
50 Tahun	0,02734	0.00594	0,03328	0,03636
70 tahun	0,02748	0.00594	0,03342	0,03636
Batas Lendutan (m)		0,03640		
Kontrol Lendutan		$\delta_{ijin} > \delta_T$		
Keterangan		Aman		

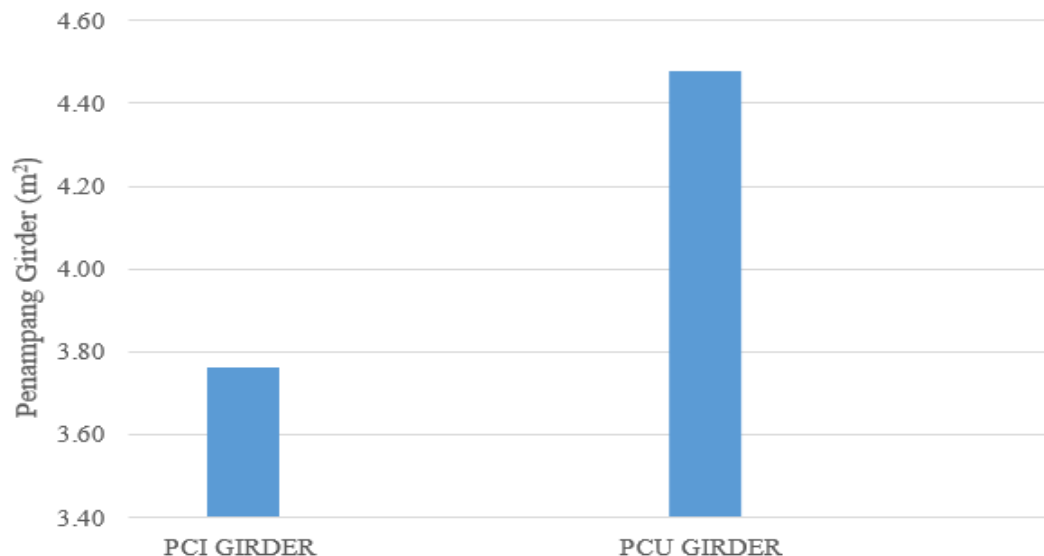
5.6 Pembahasan

Pada sub bab sebelumnya telah dilakukan analisis kapasitas struktur pada *PCI Girder* dan *PCU Girder*. Berikut merupakan pembahasan terkait hasil perhitungan yang telah dilakukan.

1. Kebutuhan Penampang

a. Penampang girder

Dari hasil analisis kapasitas struktur penampang *PCI Girder* dibutuhkan 5 buah girder dalam satu jalur untuk dapat menahan seluruh beban kerja dengan luas penampang keseluruhan yang diperlukan yaitu $3,7615 \text{ m}^2$. Sedangkan penampang *PCU Girder* dibutuhkan 3 buah girder dalam satu jalur untuk dapat menahan seluruh beban kerja dengan luas penampang keseluruhan yang diperlukan yaitu $4,4790 \text{ m}^2$. Hal ini dapat disimpulkan bahwa kebutuhan penampang *PCI Girder* lebih kecil 16% dibandingkan dengan *PCU Girder*.. Berikut merupakan grafik perbandingan kebutuhan penampang *PCI Girder* dan *PCU Girder*



Gambar 5. 45 Grafik Perbandingan Kebutuhan Penampang Girder

b. Penampang *strand*

Dari analisis kapasitas struktur di atas diketahui sebagai berikut:

Berat total *strand PCI girder*:

Tendon 1 = 40,33 m

Tendon 2 = 40,24 m

Tendon 3 = 40,16 m

Tendon 4 = 40,07 m

Tendon 5 = 40,00 m

Total panjang tendon ($L_{t_{tot}}$) = 40,33 + 40,24 + 40,16 + 40,07 + 40,00 = 200,8 m

Luas *strand* (A_{ps}) = 0,0798 m²

Berat jenis tulangan (B_j) = 7850 kg/m³

Jadi berat total kebutuhan *strand* sebagai berikut:

Berat total, (W_t) = $B_j \cdot A_{ps} \cdot L_{t_{tot}}$ = 7850 . 0,07980 . 200,8 = 125787,144 kg

Sehingga berat total yang dibutuhkan yaitu 125787,144 kg

Berat total *strand PCU girder*:

Tendon 1 dan 7 = 40,19 m

Tendon 2 dan 8 = 40,11 m

Tendon 3 dan 9 = 40,09 m

Tendon 4 dan 10 = 40,04 m

Tendon 5 dan 11 = 40,02 m

Tendon 6 dan 12 = 40,0 m

Total panjang tendon ($L_{t_{tot}}$) = 40,19 + 40,11 + 40,09 + 40,04 + 40,02 + 40,0 = 240,45 m

Luas *strand* (A_{ps}) = 0,49622 m²

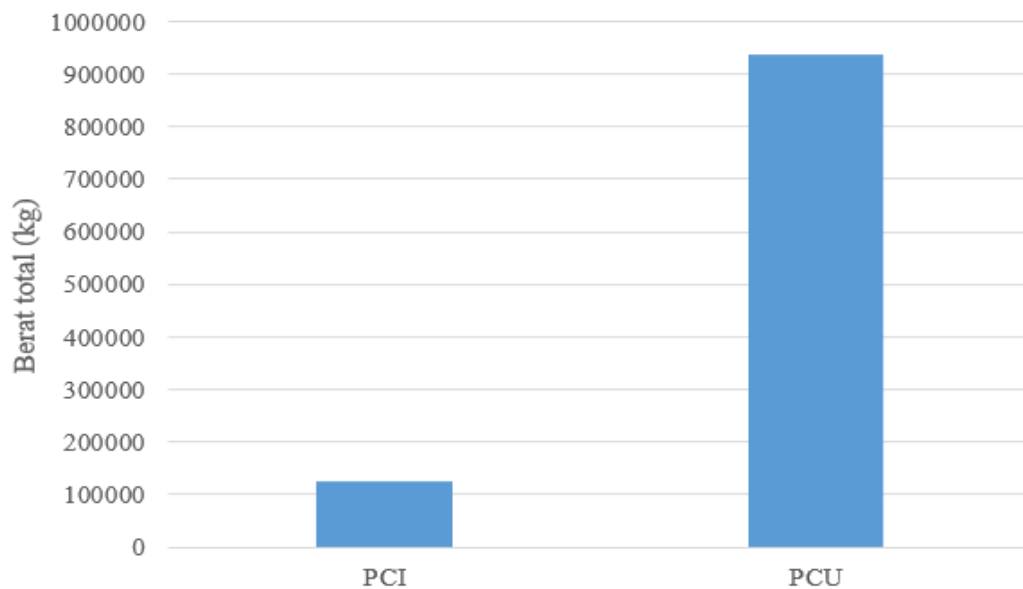
Berat jenis tulangan (B_j) = 7850 kg/m³

Jadi berat total kebutuhan *strand* sebagai berikut:

Berat total (W_t) = $B_j \cdot A_{ps} \cdot L_{t_{tot}}$ = 7850 . 0,49622 . 240,45 = 936633,647 kg

Sehingga berat total yang dibutuhkan yaitu 936633,647 kg

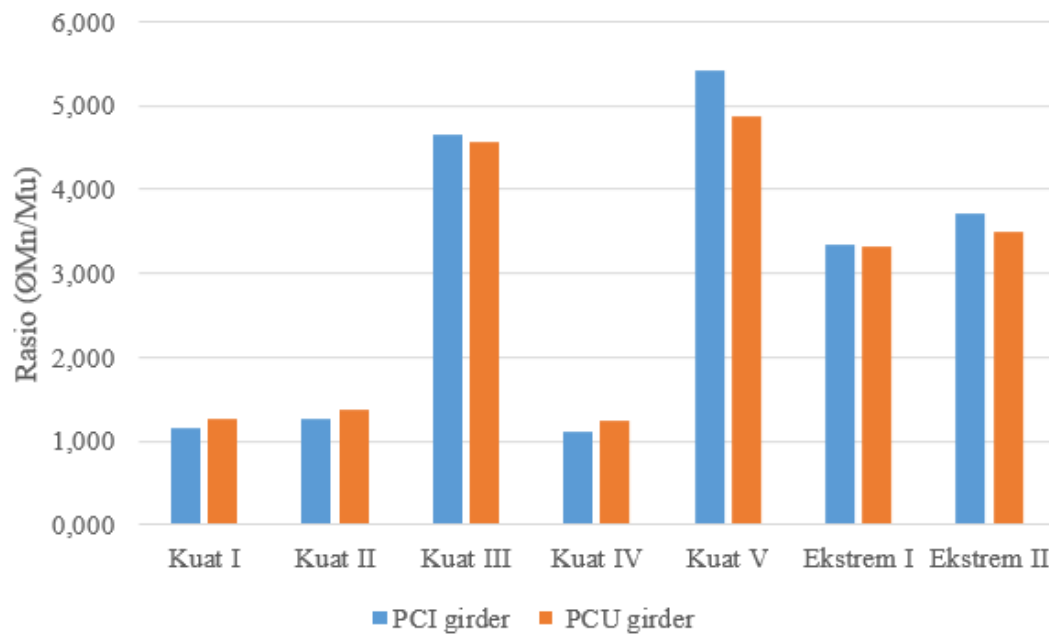
Dari perhitungan kebutuhan *strand* di atas dapat disimpulkan bahwa kebutuhan *strand PCI Girder* lebih kecil 86,6% dibandingkan dengan kebutuhan *strand* pada *PCU Girder*.



Gambar 5. 46 Grafik Perbandingan Kebutuhan Penampang *Strand*

2. Hasil Perhitungan Momen

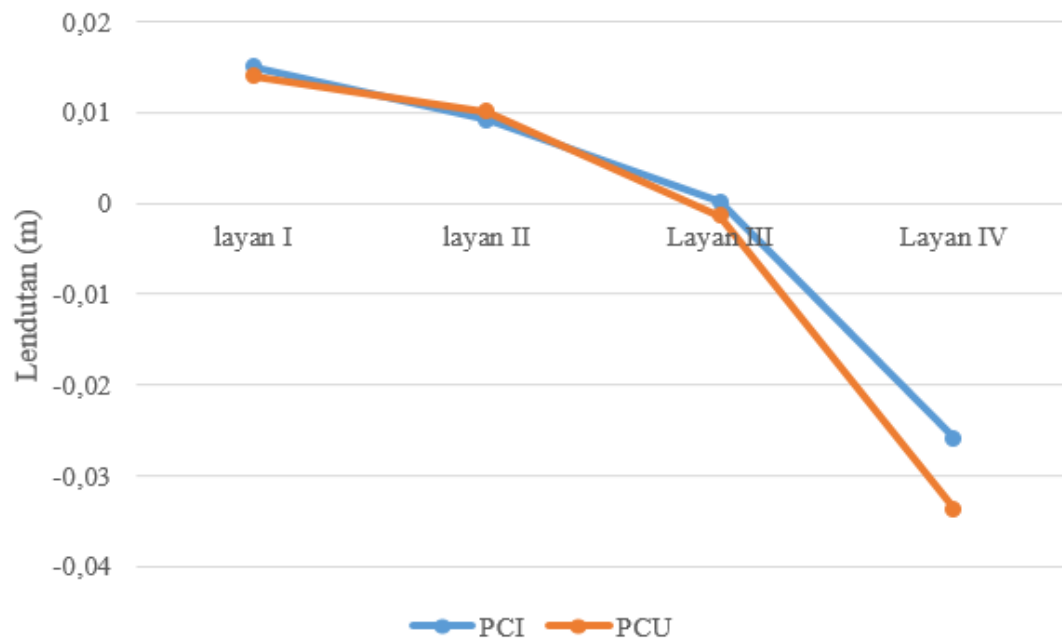
Hasil perhitungan kapasitas struktur *PCI girder* dan *PCU girder*, bahwa nilai momen harus memenuhi persyaratan yaitu nilai momen nominal yang telah direduksi harus lebih besar dari momen *ultimate*. Momen *ultimate* dari penampang *PCI Girder* diambil pada kombinasi yang paling kritis yaitu Kuat IV sebesar 30794,85 kNm, dan momen nominal reduksi sebesar 34301,34 kNm, sedangkan Momen *ultimate* dari penampang *PCU Girder* diambil pada kombinasi yang paling kritis yaitu Kuat IV sebesar 53664,02 kNm, dan momen nominal reduksi sebesar 66983,91 kNm. Hal ini dapat diketahui bahwa rasio perbandingan momen *ultimate* dan momen nominal reduksi yang diperoleh dari penampang *PCI girder* pada kombinasi yang paling kritis sebesar 1,105, sedangkan rasio dari penampang *PCU girder* sebesar 1,238.



Gambar 5. 47 Grafik Perbandingan Rasio Ø Mn/Mu

3. Lendutan Jangka Pendek

Hasil perhitungan lendutan jangka pendek (*short term deflection*) dari penampang *PCI girder* didapatkan 0,0150 m, sedangkan dari penampang *PCU girder* didapatkan 0,01405 m. Hal ini dapat diketahui bahwa lendutan jangka pendek yang terjadi pada *PCU girder* 6,3% lebih kecil daripada lendutan yang terjadi pada *PCI girder*. Nilai lendutan yang diijinkan menurut PM. No.60 Tahun 2012 adalah $\frac{L}{1100} = \frac{40}{1100} = 0,0366 \text{ m}$. Dari hasil analisis lendutan jangka pendek di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin. Berikut merupakan grafik perbandingan lendutan jangka pendek *PCI girder* dan *PCU girder*.



Gambar 5. 48 Grafik Perbandingan Lendutan Jangka Pendek

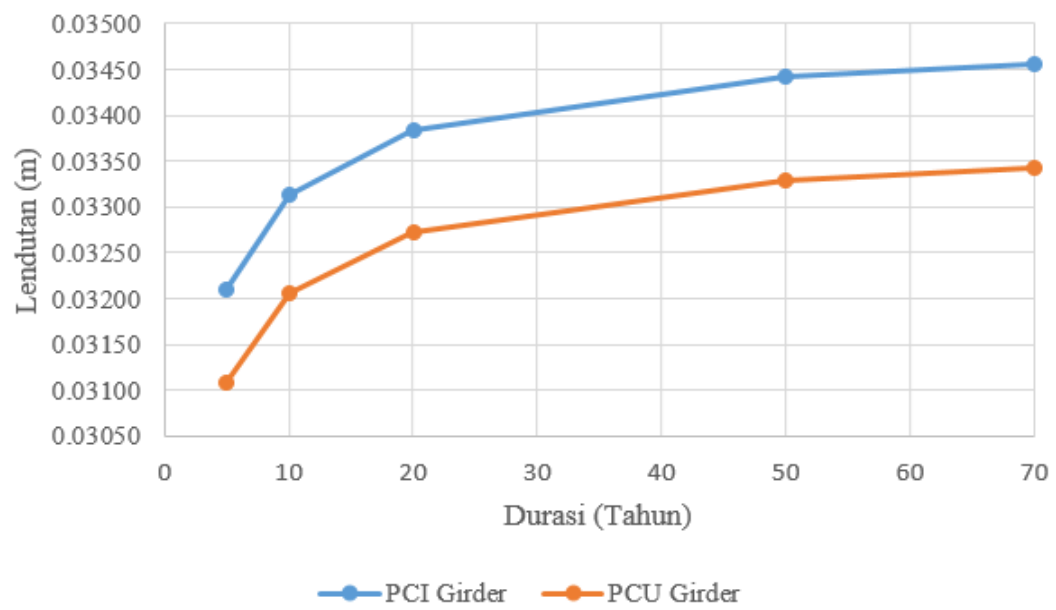
4. Lendutan Jangka Panjang

Hasil lendutan jangka panjang (*long term deflection*) akibat rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*) yang dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 20 Tahun, 50 Tahun, dan 70 Tahun untuk penampang *PCI Girder* berturut-turut sebesar 0,0321 m, 0,0331 m, 0,0338 m, 0,0344 m, dan 0,0346 m. Sedangkan untuk penampang *PCU Girder* berturut-turut sebesar 0,03109 m, 0,03206 m, 0,03272 m, 0,03328 m, 0,03342 m. Hal ini dapat diketahui bahwa lendutan jangka panjang yang terjadi pada *PCU girder* 3,4% lebih kecil daripada lendutan yang terjadi pada *PCI girder*. Nilai lendutan yang diijinkan menurut PM. No.60 Tahun 2012 adalah,

$$\frac{L}{1100} = \frac{40}{1100} = 0,0366 \text{ m.}$$

Dari hasil analisis lendutan jangka panjang di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin.

Berikut merupakan grafik perbandingan hasil perhitungan lendutan jangka panjang dan jangka pendek *PCI Girder* dan *PCU Girder*.



Gambar 5. 49 Grafik Perbandingan Lendutan Jangka Panjang

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas struktur *PCI Girder* dan *PCU Girder* pada studi kasus Proyek Pembangunan KA Elevated Solo Balapan – Kadipiro Sta.105+950 s/d Sta 106+070 ini sesuai dengan tujuan penelitian dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Momen *ultimate* dari penampang *PCI Girder* sebesar 30794,85 kNm, dan momen nominal reduksi yang tersedia sebesar 34031,34 kNm. Sedangkan momen *ultimate* dari penampang *PCU Girder* sebesar 53664,02 kNm, dan momen nominal reduksi yang tersedia sebesar 66435,24 kNm. Hasil perhitungan momen kapasitas yang telah dilakukan sudah memenuhi persyaratan, bahwa perbandingan nilai momen nominal reduksi lebih besar dari momen *ultimate* ($\phi M_n > M_u$)
2. Hasil analisis lendutan sebagai berikut:
 - a. Hasil perhitungan lendutan jangka pendek (*short term deflection*) dari penampang *PCI Girder* didapatkan 0,0150 m, sedangkan dari penampang *PCU Girder* didapatkan 0,01405 m. Dari hasil analisis lendutan jangka pendek di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin.
 - b. Hasil lendutan jangka panjang (*long term deflection*) akibat rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*) yang dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 20 Tahun, 50 Tahun, dan 70 Tahun untuk penampang *PCI Girder* berturut-turut sebesar 0,0321 m, 0,0331 m, 0,0338 m, 0,0344 m, dan 0,0346 m, sedangkan untuk penampang *PCU Girder* berturut-turut sebesar 0,03109 m, 0,03206 m, 0,03272 m, 0,03328 m, 0,03342 m. Dari hasil analisis lendutan jangka panjang di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin.

6.2 Saran

Setelah dilakukan penelitian di atas, berikut merupakan saran penulis terhadap penelitian selanjutnya, perlu dilakukan analisis – analisis lebih lanjut sebagai berikut:

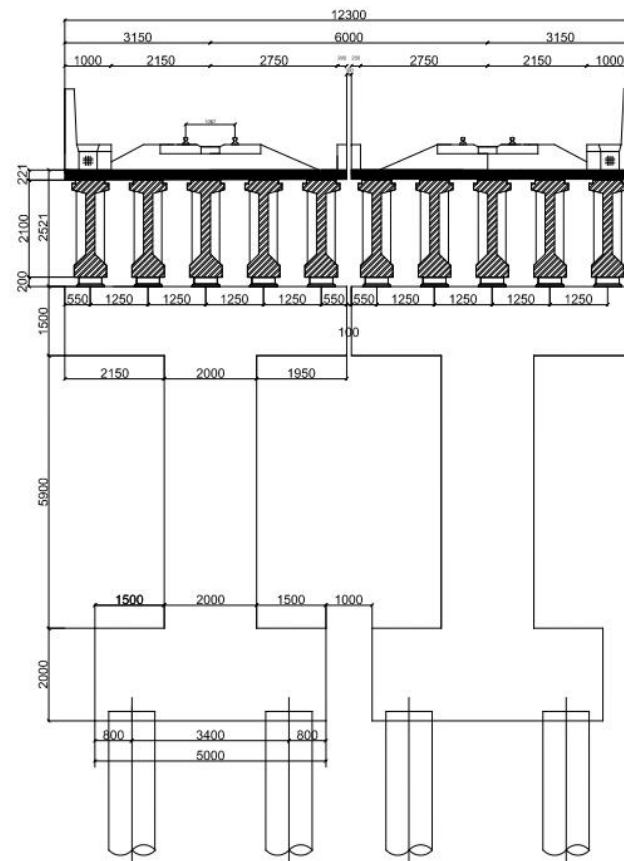
1. Diperlukan variabel lain untuk membandingkan kedua tipe *PCI girder* dan *PCU girder* tersebut agar didapatkan pemilihan tipe girder yang lebih akurat, misalnya perhitungan pada variabel harga agar dapat diketahui pemilihan tipe girder yang lebih ekonomis.
2. Melakukan analisis frekuensi getaran pada masing-masing penampang *PCI girder* dan *PCU girder* agar kekakuan masing-masing tipe girder dapat diketahui lebih detail.
3. Melakukan pembahasan tentang metode pelaksanaan agar mengetahui tingkat kesulitan pada pelaksanaan *PCI girder* dan *PCU girder*, sehingga dapat diketahui pemilihan tipe girder yang lebih efektif.

DAFTAR PUSTAKA

- ACI Committee 544, 1982. *State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete*.
ACI 544 IR, IR-82. ACI, Detroit. Michigan.
- Adam Muhammad Himawan. 2022. Perbandingan Penggunaan *PCI girder* H-210 dan *PCI girder* H-170 pada Bentang 40 Meter Jembatan HKS. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.
- American Society for Testing and Material (ASTM) A416: *Uncoated Seven-Wire Stress Relieved Strand for Prestressed Concrete*. 1974. American Society for Testing and Material, Philadelphia
- Anita Puji Astuti, B. T. 2020. Analisis Perbandingan *PCI Girder* Terhadap *PCU Girder* Existing Pada Proyek Pembangunan Flyover Martadinata Bogor. Tugas Akhir. Universitas Pakuan Bogor.
- Arturo, G., Schorr, M., Valdez, B., & Mungaray, A. (2020). *Bridges: Structures and Materials, Ancient and Modern*.
- Budiadi. (2008). *Desain Praktis Beton Prategang* Andi Offset. Yogyakarta.
- Darwis, D. (2016). “Studi Perbandingan Penggunaan Gelagar Beton Prategang Tipe I dan U pada Jembatan Menengah. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia.
- 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.
- Nawy, E.G. 2001. *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar* jilid 1 dan 2 terjemahan oleh Bambang Suryoatmono. Erlangga
- Gumelar, A. 2020. Analisis Kekuatan dan Lendutan Jangka Panjang Pada Beton Prategang Tipe *PCI Girder* Studi Kasus Jembatan Lemah Abang. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.
- Peraturan Menteri Perhubungan. 2012. Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api. PM No.60 Tahun 2012

- Praja, B. A. 2017. Perilaku Rangkak Susut Terhadap Lendutan Struktur Jembatan Bentang Panjang.
- PT. Rayakonsult. 2022. *Laporan Analisa Struktur*. Proyek Pembangunan Jalur KA Elevated Antara Solo Balapan - Kadipiro Fase I. Surakarta.
- Rahmadhani, F., Raka, I. P., & Tavio. (2017). Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Premier Inn Surabaya dengan Menggunakan Beton Prategang dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). *JURNAL TEKNIK ITS Vol. 6, No. 2*.
- Sari, Y. I. 2018. Re-Design Struktur PCI Girder pada Overpass Kranggan (Sta. 72+237) Proyek Jalan Tol Semarang - Solo Ruas Salatiga - Kartasura.
- Soelistyarini, T. D. 2013. Pedoman Penyusunan Tinjauan Pustaka dalam Penelitian dan Penulisan Ilmiah.
- Suhendi, H., & Ali, F. U. 2020. Sistem Informasi Geografis Berbasis Web Untuk Pemetaan Jalan Dan Jembatan Di Kota Cirebon.
- Trisno, T. H., & Risdianto, Y. (n.d.). Perbandingan Penggunaan Gelagar Pratekan Jembatan Dengan Menggunakan Beton Pracetak Bentuk I Dan U. *E-Journal UNESA*.

LAMPIRAN



BORED PILE DIAMETER 1 m
2x5 L = 30 m

POTONGAN MELINTANG PCI
SKALA 1 : 1000



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA IRKHAM NOFIYANTO

NIM 19 511 132

(IRKHAM NOFIYANTO)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG PCI

TELAH DI PERIKSA OLEH

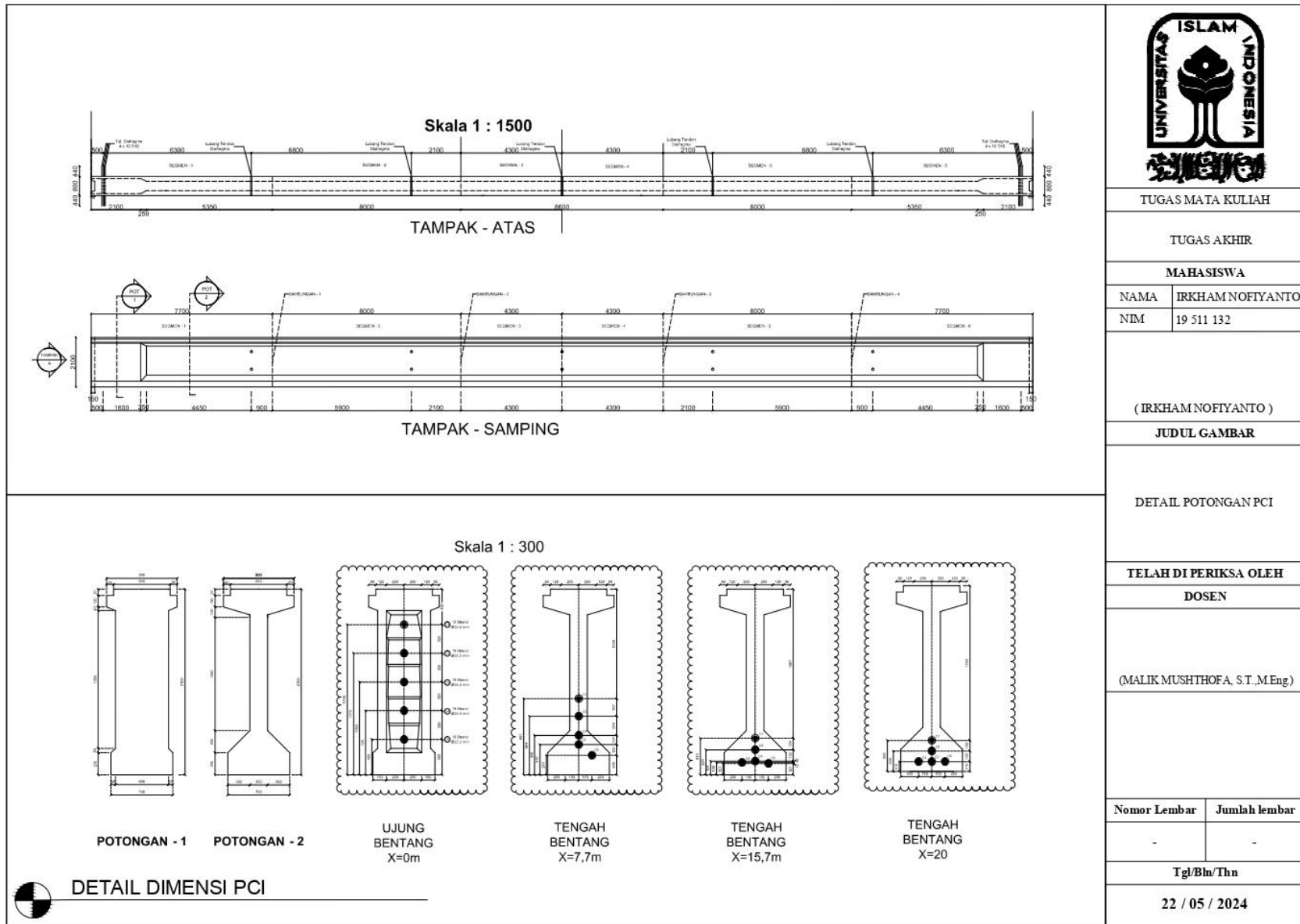
DOSEN

(MALIK MUSTHOFA, S.T.,M.Eng.)

Nomor Lembar Jumlah lembar

Tgl/Bln/Thn

22 / 05 / 2024



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA IRKHAM NOFIYANTO

NIM 19 511 132

(IRKHAM NOFIYANTO)

JUDUL GAMBAR

DETAIL POTONGAN PCI

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

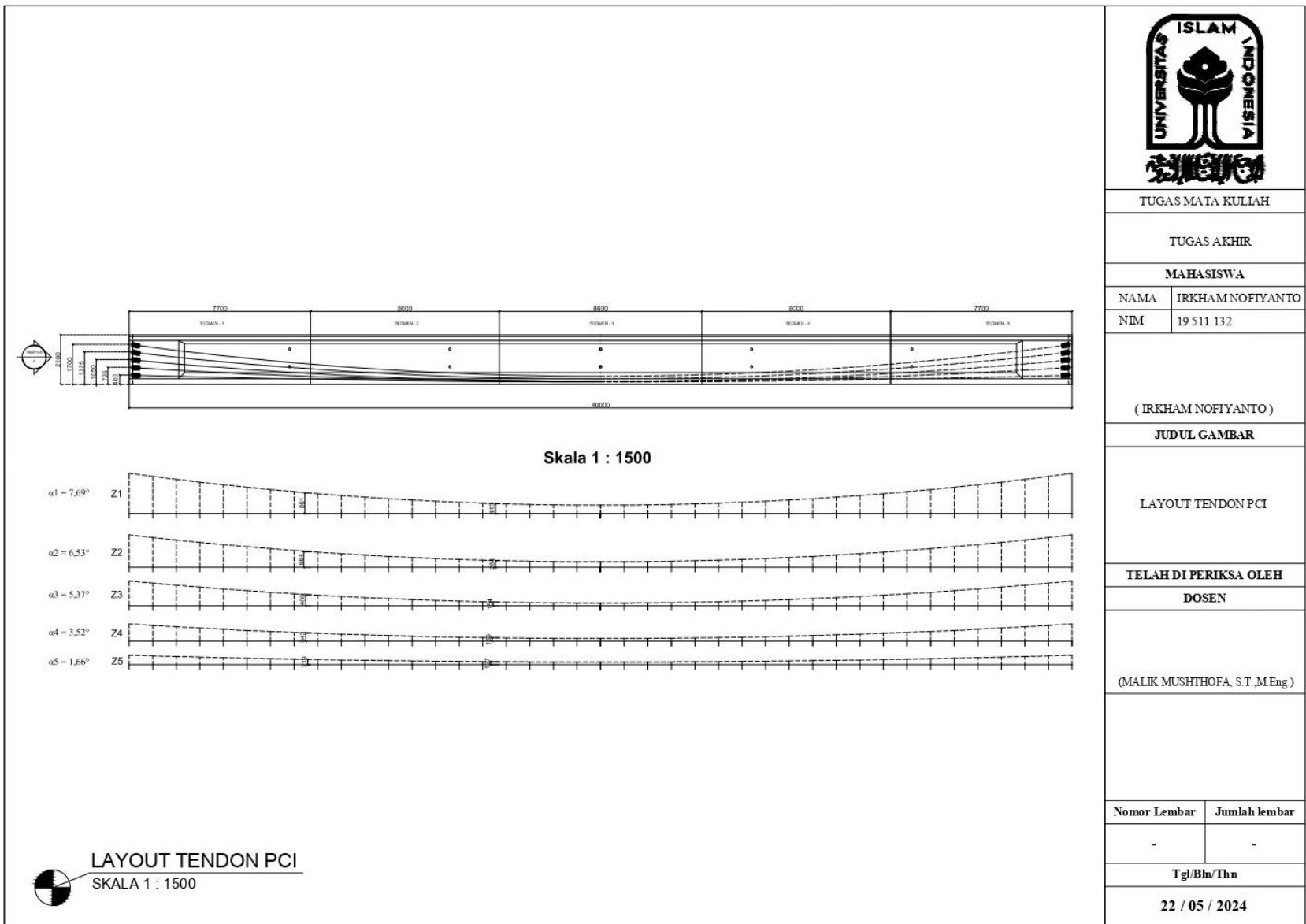
(MALIK MUSHTHOFA, S.T., M.Eng.)

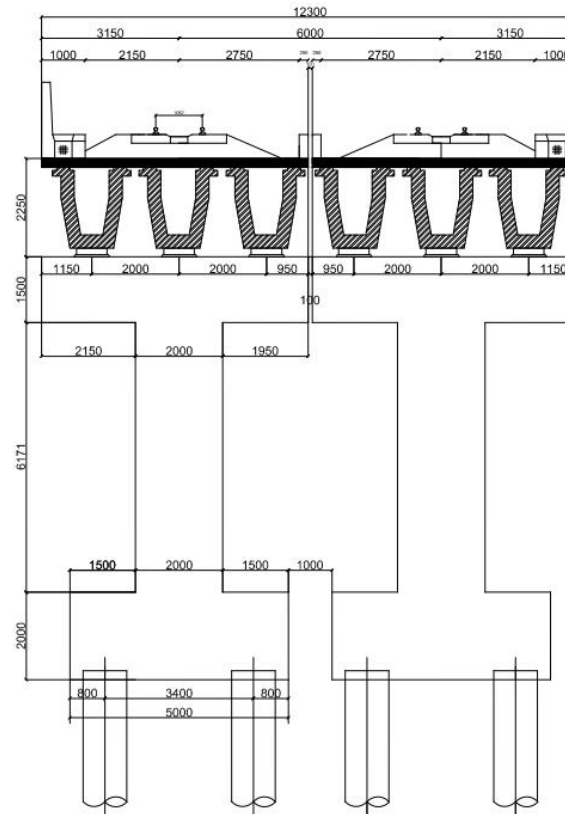
Nomor Lembar

Jumlah lembar

Tgl/Bln/Thn

22 / 05 / 2024





BORED PILE DIAMETER 1 m
2x5 L = 30 m

POTONGAN MELINTANG PCU
SKALA 1 : 1000



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA IRKHAM NOFIYANTO

NIM 19 511 132

(IRKHAM NOFIYANTO)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG PCU

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

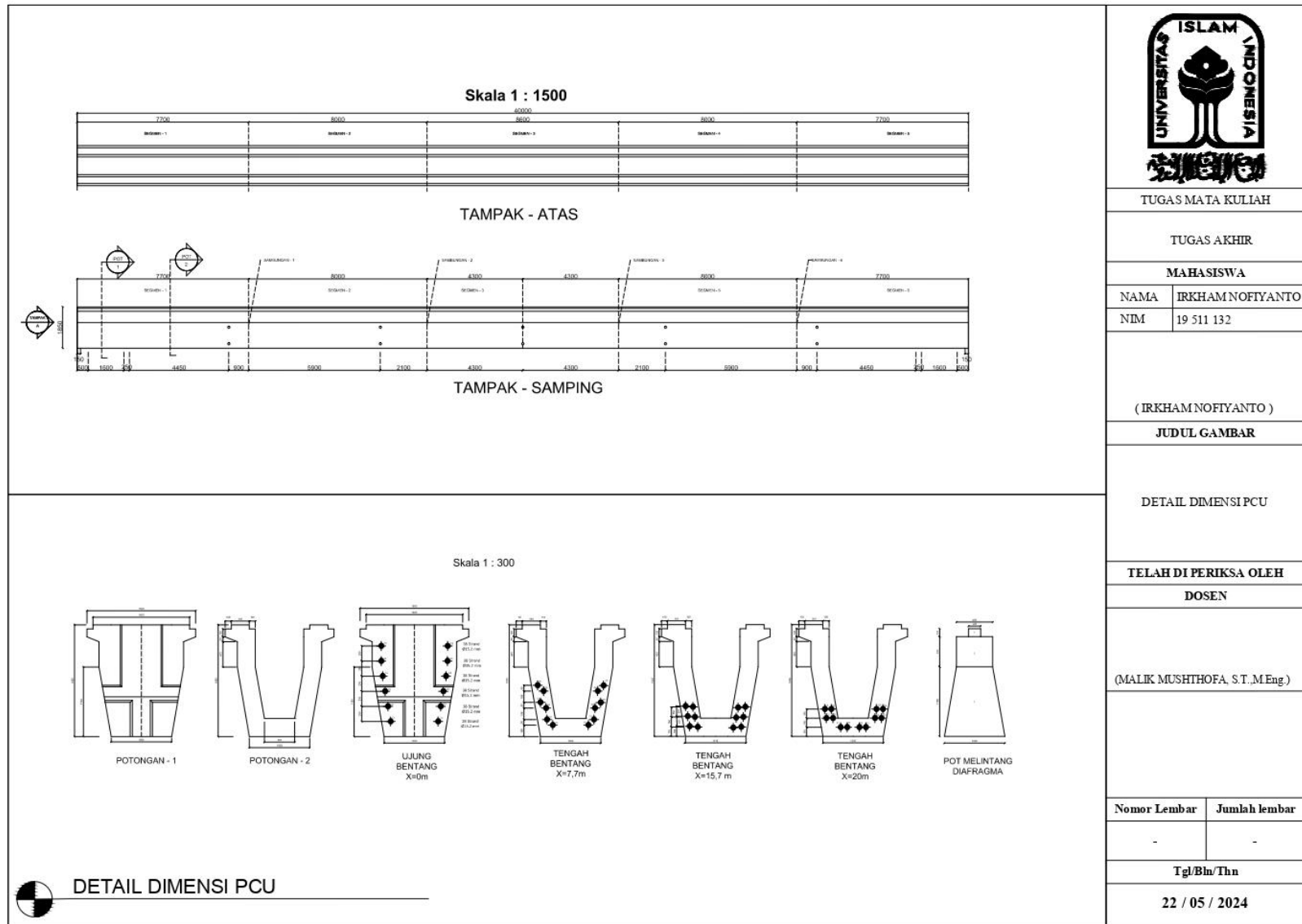
(MALIK MUSHTHOFA, S.T., M.Eng.)

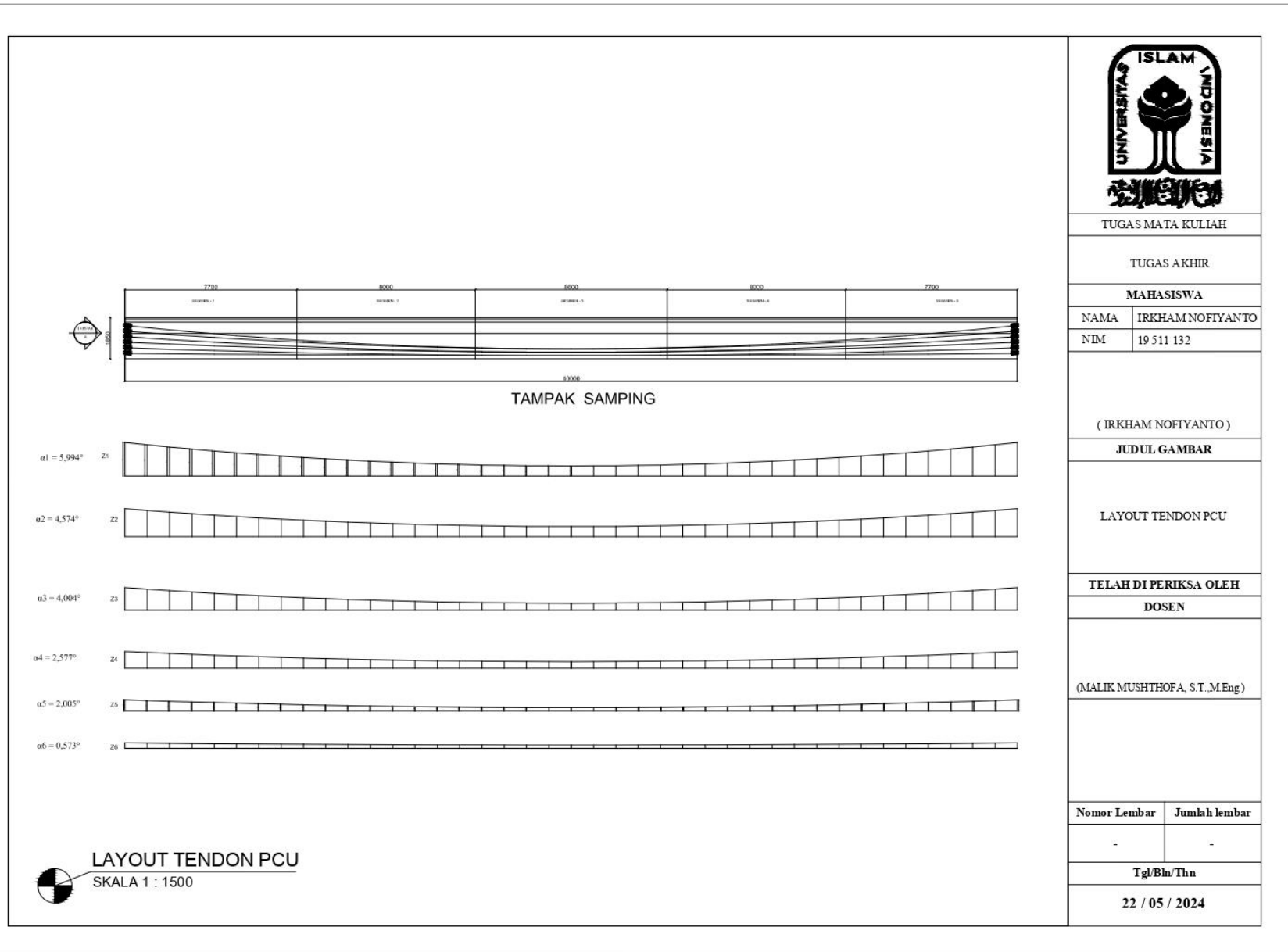
Nomor Lembar

Jumlah lembar

Tgl/Bln/Thn

22/ 05 / 2024





TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA IRKHAM NOFIYANTO

NIM 19 511 132

(IRKHAM NOFIYANTO)

JUDUL GAMBAR

LAYOUT TENDON PCU

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

(MALIK MUSHTHOFA, S.T., M.Eng.)

Nomor Lembar

Jumlah lembar

Tgl/Bln/Thn

22 / 05 / 2024