



TUGAS AKHIR - RC18-1501

**STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEKAN ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG**

YUSAK NURRIZKI
NRP. 03111640000105



Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020



TUGAS AKHIR - RC18-1501

**STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEKAN ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG**

**YUSAK NURRIZKI
NRP. 03111640000105**

**Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka**

**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT - RC18-1501

**EFFICIENCY COMPARISON STUDY OF
SUPERSTRUCTURE PRESTRESS CONCRETE GIRDER
BRIDGE BETWEEN CONVENTIONAL BRIDGE AND
INTEGRAL BRIDGE SYSTEM AT VARIOUS SPAN**

**YUSAK NURRIZKI
NRP. 03111640000105**

**Academic Supervisor
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Planning, and Geo-Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEKAN ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember



Oleh :

YUSAK NURRIZKI
NRP. 03111640000105

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing I)



SURABAYA
JULI, 2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS JEMBATAN BETON PRATEKAN ANTARA SISTEM JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

Nama Mahasiswa : Yusak Nurriszki
NRP : 03111640000105
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstrak

Sebagian besar pembangunan jembatan di Indonesia, khususnya pada ruas jalan Kabupaten dan Kota menggunakan jenis simple beam (sistem jembatan diatas dua tumpuan). Pada struktur jembatan dengan menggunakan simple beam pada umumnya terdapat siar muai (expantion joint) dan celah (dilatasi) antara struktur bangunan atas dan bangunan bawah. Akibatnya, apabila tidak dilakukan perawatan jembatan dengan baik dapat menyebabkan terjadinya kerusakan-kerusakan yang mengakibatkan mahalnya biaya perawatan. Untuk menghindari hal tersebut di gunakanlah sistem jembatan tanpa expantion joint dan bearing pads yang disebut jembatan integral. Di Indonesia jembatan integral tidak sepopuler dari jembatan simple beam. Salah satu faktor yang menyebabkan hal tersebut adalah masih minimnya penelitian tentang struktur jembatan integral di Indonesia.

Pada tugas akhir kali ini dilakukan analisis perbandingan volume penulangan balok, lendutan, tegangan penampang dan kehilangan gaya prategang dari struktur utama bangunan atas jembatan gelagar beton prategang pada sistem jembatan konvensional dan jembatan integral untuk bentang 20 m, 30 m, dan 40 m. Jembatan integral dimodelkan menggunakan SAP2000 dengan model tiga dimensi.

Dari hasil perencanaan dan analisis yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan perbandingan efisiensi struktur atas untuk jembatan bentang 20 m, sistem struktur integral unggul dalam hal lendutan yang lebih kecil dan tidak adanya expansion joint, sedangkan pada sistem konvensional unggul dalam hal kemudahan perencanaan, beban tambahan yang mampu dipikul lebih lebih besar, persentase kehilangan lebih kecil, dan volume penulangan balok girder lebih sedikit. Untuk jembatan bentang 30 m, sistem struktur integral unggul dalam hal lendutan yang lebih kecil, volume penulangan balok girder yang lebih sedikit, dan tidak adanya expansion joint, sedangkan pada sistem konvensional unggul dalam hal kemudahan perencanaan, beban tambahan yang mampu dipikul lebih besar, dan persentase kehilangan lebih kecil. Untuk jembatan bentang 40 m, sistem struktur integral unggul dalam hal lendutan yang lebih kecil, kebutuhan luasan tendon yang lebih kecil, volume penulangan balok girder yang lebih sedikit, beban tambahan yang mampu dipikul lebih besar, dan tidak adanya expansion joint, sedangkan sistem pada sistem konvensional unggul dalam hal kemudahan perencanaan dan persentase kehilangan yang lebih kecil.

Kata kunci: Jembatan konvensional, simple beam, Jembatan integral, Analisis Perbandingan

EFFICIENCY COMPARISON STUDY OF SUPERSTRUCTURE PRESTRESS CONCRETE GIRDER BRIDGE BETWEEN CONVENTIONAL BRIDGE AND INTEGRAL BRIDGE SYSTEM AT VARIOUS SPAN

Name : Yusak Nurrizki
NRP : 03111640000105
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Academic supervisor : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstract

Most of the bridge constructions in Indonesia, especially for the district road and the city road segment, use simple beam bridge (bridge system with two simple supports). Simple beam bridge structure usually has expansion joint and dilatation between the superstructure and substructure. As a result, if there is no good maintenance for the bridge, it can cause some damages and it will take more cost for the maintenance. To avoid, bridge system with no expansion joint and bearing pads can be used. That system usually known as integral bridge. In Indonesia, integral bridge is not as popular as simple beam bridge. One of the factors why it's not popular is because there is lack of research about the integral bridge structure in Indonesia.

In this undergraduate thesis, there are comparison study analysis of beam reinforcement volume, deflection, cross section stress, and pre-stress force loss for the pre-stress concrete girder bridge over the conventional bridge and the integral bridge at 20 m, 30 m, and 40 m span. Integral bridge designed with SAP2000 (3D Model).

From design and analysis, it can be concluded that the superstructure efficiency comparison for the 20 m span bridge: integral structure system has less deflection and no sign of expansion joint, meanwhile the conventional system is more superior in case of the ease of planning, more extra load that can be carried, less percentage of loss, and less bridge girder's

reinforcement volume. For the 30 m span bridge, integral structure system is more superior in case of less deflection, less bridge girder's reinforcement volume, and no sign of expansion joint, meanwhile the conventional system is more superior in case of the ease of planning, more extra load that can be carried, and less percentage of loss. For the 40 m span bridge, integral structure system is more superior in case of less deflection, less need for tendon area, less bridge girder's reinforcement volume, more extra load that can be carried, and no sign of expansion joint, meanwhile the conventional system is more superior in case of the ease of planning and less percentage of loss.

Keyword: Conventional bridge, simple beam, integral bridge, comparison study

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan proposal Tugas Akhir yang berjudul “STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS JEMBATAN PRATEKAN ANTARA SISTEM JEMBATAN KONVENSIONAL DAN INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG” ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Dr. Ir I Gusti Putu Raka, selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir.
2. Bapak Prof. Ir Indrasurya B. Mochtar, MSc, Ph.D, selaku Dosen Wali.
3. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSPK – ITS.
4. Keluarga saya yang senantiasa mendukung saya sepenuhnya.
5. Rekan – rekan S-59 serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Proposal Tugas Akhir ini

Dalam penulisan Proposal Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan demi laporan ini. Semoga proposal ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, 03 Juni 2020

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	i
DAFTAR ISI.....	iii
DAFTAR GAMBAR	vii
DAFTAR TABEL.....	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Tujuan Penelitian.....	3
1.5 Manfaat Penelitian.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Komponen Jembatan	5
2.3 Jembatan Beton Prategang	5
2.3.1 Desain Balok Prategang	6
2.3.2 Tahap Pembebanan Prategang	9
2.4 Sistem Jembatan Konvensional.....	9
2.5 Sistem Jembatan Integral.....	10
2.5.1 Analisis Struktur Jembatan Integral	12
2.5.2 Pengaruh Tekanan Tanah pada Jembatan Integral	14
2.5.3 Pembebanan pada Jembatan Integral	16
2.5.4 Penulangan Balok Integral	16

BAB III METODOLOGI	17
3.1 Umum.....	17
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	17
3.3 Studi Literatur.....	19
3.4 Penetapan dan Pengumpulan Data	19
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder.....	20
3.5.1 Perencanaan Pelat lantai kendaraan	20
3.5.2 Perencanaan <i>Slab</i> Trotoar.....	23
3.5.3 Pembesian Tiang <i>Railing</i>	24
3.5.4 Perencanaan Sandaran Pejalan kaki	26
3.5.5 Perencanaan Diafragma.....	27
3.6 <i>Preliminary Design</i>	27
3.7 Pemodelan Struktur	28
3.8 Pembebanan.....	28
3.9 Analisis Awal Balok Prategang.....	44
3.10 Perencanaan Kabel Tendon	47
3.11 Perhitungan Kehilangan Prategang	49
3.12 Perhitungan Penulangan Balok.....	55
3.13 Kontrol Struktur	60
3.14 Gambar Perencanaan	64
3.15 Analisis Perbandingan.....	65
BAB IV PEMBAHASAN	67
4.1 Data Umum	67

4.2	Perencanaan Struktur Sekunder.....	67
4.2.1	Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan	67
4.2.2	Perencanaan Slab Trotoar (SNI 1725 8.4.6.3).....	75
4.2.3	Pembesian Tiang <i>Railing</i>	80
4.2.4	Sandaran Pejalan Kaki	82
4.2.5	Perencanaan Diafragma Jembatan	82
4.3	Perencanaan Jembatan Konvensional.....	86
4.3.1	Preliminary Design.....	86
4.3.2	Pemodelan Jembatan Konvensional.....	94
4.3.3	Pembebanan Jembatan Konvensional	97
4.3.4	Analisis Awal Balok Prategang.....	119
4.3.5	Desain Tendon	128
4.3.6	Kehilangan Prategang	140
4.3.7	Perencanaan Tulangan Balok	145
4.3.8	Kontrol Struktur Jembatan Konvensional	156
4.4	Perencanaan Jembatan Integral	168
4.4.1	<i>Preliminary design</i>	169
4.4.2	Pemodelan Jembatan Integral.....	170
4.4.3	Pembebanan Jembatan Integral	171
4.4.4	Analisis Awal Prategang	182
4.4.5	Desain Tendon	196
4.4.6	Kehilangan Prategang	205
4.4.7	Perencanaan Tulangan Balok	210

4.4.8	Kontrol Struktur Jembatan Integral.....	222
4.5	Analisis Perbandingan.....	239
4.5.1	Tegangan Penampang	239
4.5.2	Kehilangan Prategang	247
4.5.3	Lendutan.....	248
4.5.4	Penulangan	249
4.5.5	Tabel Perbandingan.....	251
BAB V PENUTUP.....		261
5.1	Kesimpulan.....	261
5.2	Saran.....	262
DAFTAR PUSTAKA.....		263

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Sistem balok prategang (T. Y. Lin and H. Burns, 1996).....	7
Gambar 2. 2 Analisa beton prategang seperti pada beton bertulang (T.Y Lin and H. Burns, 1996)	8
Gambar 2. 3 Tegangan tendon sebagai beban merata (T. Y. Lin and H. Burns, 1996)	8
Gambar 2. 4 Perletakan jembatan konvensional pada <i>abutment</i> (Paul J. Barr <i>et al</i> , 2013).....	10
Gambar 2. 5 Perletakan jembatan integral pada <i>abutment</i> (Paul J. Barr <i>et al</i> , 2013)	11
Gambar 2. 6 Sistem (a) integral penuh dan (b) semiintegral (N. R. Setiati, 2011)	11
Gambar 2. 7 Koneksi kaku antara <i>superstructure</i> dan <i>substructure</i> (a) Momen section pada jembatan integral, (b) tinggi efektif <i>abutment</i> (Nishida, H. et al, 2012)	12
Gambar 2. 8 Pemodelan jembatan integral pada aplikasi SAP2000 Pengaruh Suhu pada Jembatan Integral (Paul J. Barr <i>et al</i> , 2013)	13
Gambar 2. 9 Defleksi akibat perubahan suhu pada struktur atas jembatan integral (R. J. Lock,2002)	14
Gambar 2. 10 Distribusi tegangan tanah lateral (a) pada <i>full height abutment</i> dan (b) <i>full height embedded wall</i> (R. J. Lock)	15
Gambar 3. 1 Bagan alir pengerjaan tugas akhir.....	18
Gambar 3. 2 Bagan alir perhitungan tulangan lentur	21
Gambar 3. 3 Luas area kritis geser roda kendaraan terhadap pelat lantai kendaraan (RSNI T-12-2004).....	22
Gambar 3. 4 Faktor beban dinamis untuk berbagai panjang bentang (SNI 1725:2016).....	31
Gambar 3. 5 Beban lajur "D" (SNI 1725:2016)	32
Gambar 3. 6 Peta gempa untuk mencari nilai S_s	40

Gambar 3. 7 Peta gempa untuk mencari nilai S1	41
Gambar 3. 8 Peta gempa untuk mencari nilai PGA.....	41
Gambar 3. 9 Cara perhitungan momen nominal pada balok prategang (RSNI T-12-2004 ps. 6.8.9.2).....	63
Gambar 4. 1 keliling kritis dan beban truk.....	74
Gambar 4. 2 Pembagian area untuk perhitungan beban sendiri pelat	76
Gambar 4. 3 Beban hidup pada pelat kantilever.....	77
Gambar 4. 4 Beban tumbukan pada tiang <i>railing</i>	80
Gambar 4. 5 Dimensi penampang dan properti data PCI-125 pada tengah bentang.....	87
Gambar 4. 6 Dimensi penampang dan properti data PCI-125 pada ujung bentang	88
Gambar 4. 7 Potongan melintang jembatan bentang 20 m.....	88
Gambar 4. 8 Dimensi penampang dan properti data PCI-170 pada tengah bentang.....	89
Gambar 4. 9 Dimensi penampang dan properti data PCI-170 pada ujung bentang	90
Gambar 4. 10 Potongan melintang jembatan bentang 30 m.....	90
Gambar 4. 11 Dimensi penampang dan properti data PCI-210 pada tengah bentang	91
Gambar 4. 12 Dimensi penampang dan properti data PCI-210 pada ujung bentang.....	92
Gambar 4. 13 Potongan melintang jembatan bentang 40.....	92
Gambar 4. 14 <i>Material properties</i> untuk beton mutu 60 MPa....	95
Gambar 4. 15 Pemodelan <i>frame element</i> untuk PCI-210.....	95
Gambar 4. 16 Pemodelan <i>shell element</i> untuk pelat lantai kendaraan	96
Gambar 4. 17 Pemodelan jembatan konvensional pada SAP2000	96

Gambar 4. 18 Potongan melintang tiga dimensi jembatan konvensional.....	97
Gambar 4. 19 Respon spektrum beban gempa pada lokasi yang ditinjau.....	103
Gambar 4. 20 Hasil momen ultimit pada pemodelan SAP2000 untuk jembatan konvensional bentang 40 m	109
Gambar 4. 21 Gaya geser ultimit pada pemodelan SAP2000 untuk jembatan konvensional bentang 40	110
Gambar 4. 22 Gaya momen dan geser ultimit SAP2000 untuk balok <i>girder</i> pada jembatan konvensional bentang 20 m.....	114
Gambar 4. 23 Gaya momen dan geser ultimit SAP2000 untuk balok <i>girder</i> jembatan konvensional bentang 30 m	118
Gambar 4. 24 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat Transfer	121
Gambar 4. 25 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat cor pelat lantai	122
Gambar 4. 26 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat cor pelat lantai sesudah tambahan gaya prategang	123
Gambar 4. 27 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat layan	126
Gambar 4. 28 Tegangan penampang saat transfer pada balok jembatan konvensional bentang 20 m	126
Gambar 4. 29 Tegangan penampang saat cor pelat pada balok jembatan konvensional bentang 20 m	127
Gambar 4. 30 Tegangan penampang saat layan pada balok jembatan konvensional bentang 20 m	127
Gambar 4. 31 Tegangan penampang saat transfer pada balok jembatan konvensional bentang 30 m	127
Gambar 4. 32 Tegangan penampang saat cor pelat pada balok jembatan konvensional bentang 30 m	128

Gambar 4. 33 Tegangan penmpang saat layan pada balok jembatan konvensional bentang 30 m	128
Gambar 4. 34 Visualisasi limit kabel jembatan konvensional bentang 40 m	133
Gambar 4. 35 Visualisasi posisi c.g.s jembatan konvensional bentang 40 m	134
Gambar 4. 36 Visualisasi letak tiap kabel pada jembatan konvensional bentang 40	135
Gambar 4. 37 Visualisasi limit kabel jembatan konvensional bentang 20 m	137
Gambar 4. 38 Visualisasi limit kabel jembatan konvensional bentang 30 m	137
Gambar 4. 39 Posisi kabel dan letak tiap tendon jembatan konvensional bentang 20 m.....	138
Gambar 4. 40 Posisi kabel dan letak tiap tendon jembatan konvensional bentang 30 m.....	139
Gambar 4. 41 x dan y pada balok <i>girder</i> untuk perhitungan kehilangan akibat gesekan.....	141
Gambar 4. 42 Pembagian area pada penampang <i>girder</i> untuk penulangan lentur	145
Gambar 4. 43 Tegangan penampang setelah kehilangan untuk jembatan konvensional bentang 40 m	157
Gambar 4. 44 Tegangan penampang setelah kehilangan pada jembatan konvensional bentang 20 m	163
Gambar 4. 45 Tegangan penampang setelah kehilangan pada jembatan konvensional bentang 30 m	166
Gambar 4. 46 Material <i>abutment</i> dan pemodelan struktur untuk jembatan integral.	171
Gambar 4. 47 Input beban suhu pada balok <i>girder</i>	172
Gambar 4. 48 Input beban rangkak pada balok <i>girder</i>	173
Gambar 4. 49 Input beban susut pada balok <i>girder</i>	174

Gambar 4. 50 Mencari nilai K_p	175
Gambar 4. 51 Nilai koefisien tanah lateral K pada jembatan integral.....	176
Gambar 4. 52 Tekanan tanah lateral pada <i>abutment</i> akibat air, tanah, dan beban lalu lintas	178
Gambar 4. 53 Tekanan tanah lateral pada <i>abutment</i>	178
Gambar 4. 54 momen ultimit pada balok salah satu <i>girder</i>	180
Gambar 4. 55 Gaya geser ultimate pada pemodelan SAP2000.	181
Gambar 4. 56 Tegangan penampang tengah bentang jembatan integral bentang 40 m.....	184
Gambar 4. 57 Tegangan penampang ujung bentang jembatan integral bentang 40 m.....	185
Gambar 4. 58 Tegangan penampang saat cor pelat lantai pada tengah bentang jembatan integral bentang 40 m	187
Gambar 4. 59 Tegangan penampang saat cor pelat lantai pada ujung bentang jembatan integral bentang 40 m.....	187
Gambar 4. 60 Tegangan penampang tengah bentang pada jembatan integral bentang 40 m.....	191
Gambar 4. 61 Tegangan penampang ujung balok pada jembatan integral bentang 40 m.....	192
Gambar 4. 62 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 20 m saat transfer (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang	193
Gambar 4. 63 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 20 m saat cor pelat (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang	193
Gambar 4. 64 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 20 m saat layan (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang	194

Gambar 4. 65 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 30 m saat transfer (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang	195
Gambar 4. 66 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 30 m saat cor pelat (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang	195
Gambar 4. 67 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 30 m saat layan (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang	196
Gambar 4. 68 Limit kabel jembatan integral bentang 40 m	198
Gambar 4. 69 Visualisasi letak c.g.s pada jembatan integral bentang 40 m	200
Gambar 4. 70 Posisi tiap kabel tendon pada jembatan integral bentang 40 m	201
Gambar 4. 71 Visualisasi limit kabel jembatan integral bentang (a) 20 m (b) 30 m	202
Gambar 4. 72 Tata letak c.g.s dan tiap kabel pada jembatan integral bentang 20 m	203
Gambar 4. 73 Tata letak c.g.s dan tiap kabel pada jembatan integral bentang 30 m	204
Gambar 4. 74 Tegangan penampang pada tengah bentang jembatan integral bentang 40 m setelah kehilangan	223
Gambar 4. 75 Tegangan penampang pada ujung bentang jembatan integral bentang 40 m setelah kehilangan	224
Gambar 4. 76 Lendutan akibat truk pada 2 lajur jembatan integral	226
Gambar 4. 77 Lendutan akibat beban BTR pada jembatan Integral	227
Gambar 4. 78 Tegangan penampang setelah kehilangan terjadi pada jembatan integral bentang 30 m (a) tengah bentang (b) ujung bentang	231

Gambar 4. 79 Tegangan penampang setelah kehilangan pada jembatan integral bentang 30 m	235
Gambar 4. 80 Tegangan penampang saat layan bentang 20 m .	240
Gambar 4. 81 Tegangan penampang saat layan bentang 30 m.	242
Gambar 4. 82 Portal jepit-jepit untuk perhitungan tabel cross ..	245
Gambar 4. 83 Tegangan penampang saat layan bentang 40 m .	245

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Rasio tulangan susut/suhu minimum.....	22
Tabel 3. 2 Berat volum berbagai bahan.....	24
Tabel 3. 3 faktor beban berat sendiri.....	29
Tabel 3. 4 Faktor kepadatan lajur.....	33
Tabel 3. 5 Nilai V_o dan Z_o untuk perencanaan beban angin	34
Tabel 3. 6 Nilai tekanan angin dasar untuk berbagai macam struktur	34
Tabel 3. 7 Nilai koefisien perpanjangan akibat suhu untuk material beton dan baja.....	35
Tabel 3. 8 Nilai regangan susut pada berbagai mutu beton.....	35
Tabel 3. 9 Nilai C_u untuk perhitungan regangan rangkai.....	36
Tabel 3. 10 Jenis kelas situs	39
Tabel 3. 11 Nilai faktor amplikasi FPGa dan F_a untuk berbagai kondisi	42
Tabel 3. 12 Nilai faktor amplikasi FV untuk berbagai kondisi ...	42
Tabel 3. 13 Penentuan zona gempa	44
Tabel 3. 14 Faktor modifikasi respon (R) untuk perhitungan gempa	44
Tabel 3. 15 Nilai koefisien woble dan koefisien gesekan	51
Tabel 3. 16 Nilai K_{sh} untuk berbagai jangka waktu perawatan basah pada beton	53
Tabel 3. 17 Nilai K_{re} dan J untuk perhitungan kehilangan gaya prategang akibat relaksaksi pada berbagai tipe tendon	54
Tabel 3. 18 Nilai C untuk perhitungan kehilangan gaya prategang akibat relaksasi	55
Tabel 3. 19 Berbagai nilai faktor reduksi untuk kontrol	61
Tabel 4. 1 Data umum perencanaan jembatan konvensional dan integral.....	68
Tabel 4. 2 Perhitungan berat sendiri pelat kantilever per-dua meter	76

Tabel 4. 3 Perhitungan beban hidup pada pelat kantilever.....	78
Tabel 4. 4 Kombinasi beban jembatan konvensional bentang 40 mpada <i>girder</i> interior.....	106
Tabel 4. 5 Kombinasi beban jembatan konvensional bentang 40 mpada <i>girder</i> ekterior.....	107
Tabel 4. 6 Nilai geser ultimit untuk balok pada jembatan konvensional bentang 40 m.....	110
Tabel 4. 7 Momen ultimit balok <i>girder</i> interior jembatan konvensional bentang 20 m.....	111
Tabel 4. 8 Momen ultimit balok <i>girder</i> eksterior jembatan konvensional bentang 20 m.....	112
Tabel 4. 9 Gaya geser ultimit balok <i>girder</i> pada jembatan konvensional bentang 20 m.....	113
Tabel 4. 10 Momen ultimit balok <i>girder</i> interior jembatan konvensional bentang 30 m.....	114
Tabel 4. 11 Momen ultimit balok <i>girder</i> eksterior jembatan konvensional bentang 30 m.....	116
Tabel 4. 12 Gaya Geser ultimit balok <i>girder</i> untuk jembatan konvensional bentang 30 m.....	117
Tabel 4. 13 Gaya geser ultimit SAP2000 pada jembatan konvensional bentang 30 m.....	118
Tabel 4. 14 Nilai gaya tarik prategang mula-mula jembatan konvensional.....	126
Tabel 4. 15 Letak c.g.s dari serat bawah <i>girder</i>	134
Tabel 4. 16 Koordinat tiap kabel tendon	135
Tabel 4. 17 Nilai total kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 40 m.....	140
Tabel 4. 18 Kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 20 m.....	144
Tabel 4. 19 Kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 30 m.....	145

Tabel 4. 20 Perhitungan geser akibat beban permanen (V_d) untuk jembatan konvensional bentang 40 m	148
Tabel 4. 21 Nilai gaya geser kombinasi (V_i) pada jembatan konvensional bentang 40 m.....	149
Tabel 4. 22 Nilai f_{pe} untuk jembatan konvensional bentang 40 m	150
Tabel 4. 23 Nilai f_d untuk jembatan konvensional bentang 40 m	151
Tabel 4. 24 Nilai M_{cre} untuk jembatan konvensional bentang 40 m.....	151
Tabel 4. 25 Nilai tahanan geser beton pada jembatan konvensional bentang 40 m	152
Tabel 4. 26 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan konvensional bentang 40 m.....	154
Tabel 4. 27 Perhitungan desain tulangan geser balok <i>girder</i> jembatan konvensional bentang 20 m	155
Tabel 4. 28 Perhitungan desain tulangan geser balok <i>girder</i> jembatan konvensional bentang 30 m	156
Tabel 4. 29 Kontrol geser pada jembatan konvensional bentang 40 m.....	162
Tabel 4. 30 Kontrol geser untuk jembatan konvensional bentang 20 m.....	165
Tabel 4. 31 Kontrol geser untuk jembatan konvensional bentang 30 m.....	168
Tabel 4. 32 Gaya geser ultimate jembatan integral bentang 40 m	181
Tabel 4. 33 Gaya geser ultimit pada jembatan integral bentang 20 m.....	182
Tabel 4. 34 Gaya geser ultimit pada jembatan integral bentang 30 m.....	182
Tabel 4. 35 Jarak tendon ke serat atas pada ujung bentang	192

Tabel 4. 36 Perhitungan limit atas pada jembatan integral bentang 40 m.....	198
Tabel 4. 37 posisi c.g.s jembatan integral bentang 40 m.....	199
Tabel 4. 38 Koordinat tiap tendon jembatan integral bentang 40 m	200
Tabel 4. 39 Nilai total kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 40 m.....	205
Tabel 4. 40 Kehilangan prategang jembatan integral bentang 20 m	209
Tabel 4. 41 Kehilangan prategang jembatan integral bentang 30 m	210
Tabel 4. 42 Hasil Vd dari SAP2000	212
Tabel 4. 43 Nilai gaya geser yang bekerja dengan M_{maks} (V_i)	213
Tabel 4. 44 Nilai f_{pe} untuk jembatan integral bentang 40 m	214
Tabel 4. 45 Nilai f_d untuk jembatan integral bentang 40 m.....	215
Tabel 4. 46 Nilai M_{cre} untuk jembatan integral bentang 40 m.	215
Tabel 4. 47 Nilai tahanan geser beton pada balok jembatan integral bentang 40 m.....	216
Tabel 4. 48 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan integral bentang 40 m.....	217
Tabel 4. 49 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan integral bentang 20 m.....	220
Tabel 4. 50 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan integral bentang 30 m.....	221
Tabel 4. 51 Kontrol geser pada balok jembatan integral bentang 40 m.....	230
Tabel 4. 52 Kontrol geser pada jembatan integral bentang 20 m	234
Tabel 4. 53 Kontrol geser pada jembatan integral bentang 30 m	238

Tabel 4. 54 Resume penambahan beban untuk analisis perbandingan	239
Tabel 4. 55 Sisa tegangan penampang komposit PCI 125 untuk masing-masing kondisi.....	241
Tabel 4. 56 Sisa tegangan penampang komposit PCI 170 untuk masing-masing kondisi.....	243
Tabel 4. 57 Sisa tegangan penampang komposit PCI 210 untuk masing-masing kondisi.....	246
Tabel 4. 58 Resume kehilangan prategang untuk analisis perbandingan	248
Tabel 4. 59 Resume lendutan untuk analisis perbandingan.....	248
Tabel 4. 60 Resume volum tulangan untuk analisis perbandingan	249
Tabel 4. 61 Desain tulangan lentur.....	249
Tabel 4. 62 Volum tulangan lentur jembatan integral dan konvensional.....	250
Tabel 4. 63 Volum tulangan geser tiap balok.....	251
Tabel 4. 64 Tabel perbedaan jembatan konvensional dengan integral pada bentang 20 m	252
Tabel 4. 65 Tabel perbedaan jembatan konvensional dengan integral pada bentang 30 m	254
Tabel 4. 66 Tabel perbedaan jembatan konvensional dengan integral pada bentang 40 m	257

“Halaman ini sengaja dikosngkan”



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Ir. H. J. Struyk, dalam bukunya “Jembatan“, jembatan merupakan suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini bisa berupa sungai, jurang, bahkan jalan raya. Dalam penggunaannya, jembatan sangat diperlukan guna mempersingkat waktu perjalanan darat.

Sebagian besar pembangunan jembatan di Indonesia, khususnya pada ruas jalan Kabupaten dan Kota menggunakan jenis *simple beam* (sistem jembatan diatas dua tumpuan). Pada struktur jembatan dengan menggunakan *simple beam* pada umumnya terdapat siar muai (*expantion joint*) dan celah (dilatasi) antara struktur bangunan atas dan bangunan bawah. Akibatnya, apabila tidak dilakukan perawatan jembatan dengan baik dapat menyebabkan terjadinya kerusakan-kerusakan (misalnya terjadi retak disekitar siar muai dan kerusakan pada tumpuan), selain itu dapat berakibat ketidak nyamanan bagi pengguna jalan akibat adanya siar muai tersebut. (Setiati, 2010). Permasalahan tersebut dapat menyebabkan biaya perawatan untuk jembatan dengan siar muai dan celah sangat mahal. Solusi dari permasalahan diatas adalah dengan membuat konstruksi jembatan yang terintegrasi antara struktur bangunan atas dan bangunan bawah. Jembatan dengan sistem struktur yang terintegrasi antara bangunan atas dan bawah adalah sistem jembatan integral.

Jembatan integral adalah jembatan yang dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang atau antara bentang dengan *abutment* (Setiati,2010). Pada jembatan integral struktur jembatan dapat dibuat monolit tanpa adanya siar muai dan *bearing pads* (tumpuan *girder*). Konsep jembatan *abutment* integral memiliki keunggulan dapat mengurangi biaya perawatan dan biaya penggantian *joint* dan *bearings* pada tumpuan jembatan. (Petursson dan Collin, 2002)

Di Indonesia jembatan integral tidak sepopuler dari jembatan *simple beam*. Salah satu faktor yang menyebabkan hal tersebut adalah masih minimnya penelitian tentang struktur jembatan integral di Indonesia. Meskipun demikian, sudah ada kajian dan pedoman perencanaan struktur integral yang telah disesuaikan di Indonesia. Setiati (2010) telah melakukan kajian terhadap perencanaan jembatan Integral, khususnya *full integral* pada beton bertulang dengan bentang optimum 20 m. Untuk bentang diatas 20 m, disarankan menggunakan beton prategang. Hal inilah yang mendorong penulis untuk membuat tugas akhir dengan judul “**Studi Perbandingan Efisiensi Struktur Atas Jembatan Beton Prategang Anantara Sistem Jembatan Konvensional dengan Jembatan Integral pada Berbagai Variasi Bentang**”. Dimana variasi bentang diambil untuk 20 m, 30 m, dan 40 m.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang, dapat diambil rumusan masalah utama dan detail permasalahan:

A. Permasalahan Utama

Bagaimana perbandingan efisiensi struktur atas jembatan integral dan konvensional pada jembatan gelagar prategang?

B. Detail Permasalahan

- a. Bagaimana gambar desain struktur atas jembatan konvensional dan Integral?
- b. Bagaimana perbandingan tegangan penampang yang terjadi antara balok *girder* jembatan konvensional dan integral?
- c. Berapa besarnya kehilangan prategang yang terjadi pada balok *girder* jembatan konvensional dan Integral?
- d. Berapa besarnya lendutan yang terjadi pada jembatan konvensional dan Integral?

- e. Bagaimana perbandingan desain penulangan antara jembatan konvensional dan integral?

1.3 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah untuk studi perbandingan ini sebagai berikut:

- a. Studi ini dilakukan hanya pada desain perencanaan bentang tunggal gelagar beton prategang *non-segmental* (utuh) pada variasi panjang bentang 20 m, 30 m, dan 40 m.
- b. Lokasi perencanaan jembatan diasumsikan pada lokasi yang sama pada kondisi tanah baik (tanah keras).
- c. Struktur jembatan pada zona gempa yang kuat (zona 3 atau 4).
- d. Jarak antar balok tetap.
- e. Ketinggian *Abutment* untuk analisa beban tanah adalah 6 m.
- f. Tidak memperhitungkan biaya konstruksi dan perawatan.

1.4 Tujuan Penelitian

Tujuan utama studi ini adalah mengetahui perbandingan efisiensi struktur atas antara struktur jembatan konvensional dengan jembatan integral pada bentang 20 m, 30 m, dan 40 m. Rincian tujuan untuk menjawab tujuan diatas adalah:

- a. Mengetahui gambar desain struktur atas jembatan konvensional dan integral
- b. Mengetahui perbandingan tegangan yang terjadi antara penampang balok prategang jembatan konvensional dan integral.
- c. Menghitung besarnya kehilangan yang terjadi pada gaya prategang dan membandingkannya antara jembatan konvensional dan integral

- d. Menghitung besarnya lendutan yang terjadi dan membandingkannya antara jembatan konvensional dan integral.
- e. Mengetahui perbandingan perencanaan penulangan antara jembatan konvensional dan integral.

1.5 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari studi ini adalah didapatkan hasil-hasil perbandingan terkait efisiensi struktur atas antara jembatan konvensional dengan jembatan integral. Dimana hasil studi ini dapat dijadikan referensi untuk penelitian lebih lanjut dan dapat dijadikan usulan perencana jembatan untuk pengaplikasian jembatan integral di Indonesia.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA



2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas dasar teori yang berkaitan dengan studi perbandingan struktur atas jembatan konvensional atau integral. Dalam membandingkan kedua hal tersebut perlu dilakukan perencanaan dari struktur atas kedua jembatan. Struktur atas utama jembatan menggunakan balok PCI *girder* prategang. Dalam perencanaan struktur atas jembatan perlu ada tinjauan khusus mengenai jembatan balok prategang dan jembatan integral.

2.2 Komponen Jembatan

Menurut Supriyadi (1997), struktur pokok jembatan antara lain seperti dibawah ini:

1. Struktur Atas Jembatan

Yang termasuk bagian-bagian dari struktur atas adalah gelagar, diafragma, pelat lantai jembatan, perletakan, dan pelat injak.

2. Struktur Bawah Jembatan

Yang termasuk bagian-bagian dari struktur atas yaitu pondasi, *abutment*, serta pilar jembatan.

2.3 Jembatan Beton Prategang

Beton prategang adalah jenis beton dimana tulangan bajanya ditarik/ditegangkan terhadap betonnya. Penarikan ini menghasilkan sistem kesetimbangan pada tegangan dalam yang akan meningkatkan kemampuan beton menahan beban luar. Karena beton cukup kuat dan daktail terhadap tekanan dan sebaliknya lemah terhadap tarikan maka kemampuan menahan beban luar dapat ditingkatkan dengan pemberian pratekanan (Collins & Mitchell, 1953).

Penggunaan beton prategang modern dikemukakan pertama kali oleh Freyssinet seorang Perancis. Pada tahun 1928,

Ia mengaplikasikan kawat-kawat baja berkualitas tinggi pada balok beton prategang dengan sistem penegangan pra-penegangan dan pasca penegangan. (Supriyadi & Muntohar, 2007)

2.3.1 Desain Balok Prategang

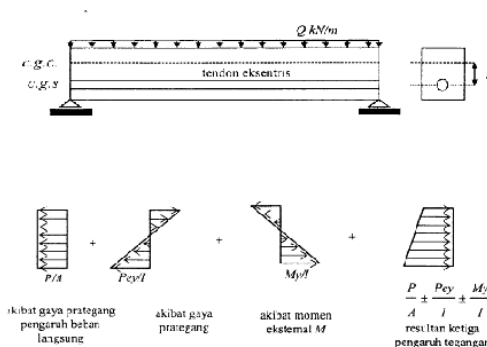
Desain struktur beton prategang melibatkan banyak pertimbangan, yang paling penting adalah penentuan distribusi tegangan pada setiap elemen struktur. Besarnya prategang dan tata letak tendon pada setiap elemen struktur biasanya ditentukan dari syarat kemampuan layan elemen tersebut. Agar syarat kemampuan layan dapat dipenuhi, dibutuhkan perkiraan yang cukup akurat untuk besarnya gaya prategang. Hal ini membutuhkan prosedur yang handal untuk menentukan kehilangan prategang langsung maupun kehilangan prategang tergantung waktu yang ada pada saat kondisi transfer dan layan, yang mana keduanya adalah kondisi kritis pada desain layan beton prategang. (Adewuyi & Franklin, 2011)

Tiga batas kemampuan layan yang paling umum adalah pengecekan pada baja tarik prategang dan tegangan tekan beton, kontrol retak, dan deformasi. Rasio *span/depth* dan tingkatan prategang merupakan parameter yang mengatur kontrol deformasi. Kebanyakan kode praktik atau standar desain mengelompokkan elemen beton pratekan dalam kelas yang berbeda dimana biasanya berdasarkan pada batas ijin tegangan lentur untuk kontrol retak yang efektif. Namun, batasan pada tegangan adalah faktor mendasar yang menentukan kemampuan layan dari elemen struktur beton prategang. Batasan diberlakukan pada beton prategang untuk menghindari retak longitudinal dan menahan deformasi rangkai. Batasan juga ditetapkan untuk tegangan efektif pada tendon setelah kehilangan yang diijinkan untuk mencegah tegangan pada baja prategang berada dibawah kondisi kemampuan layan yang dapat mengarah pada deformasi inelastis pada tendon. Tegangan lentur adalah hasil dari momen lentur akibat gravitasi atau beban yang bekerja dan gaya pratekan eksentrik. (Adewuyi & Franklin, 2011)

T.Y Lin & H. Burns (1996) menyatakan prinsip dasar beton prategang adalah:

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis.

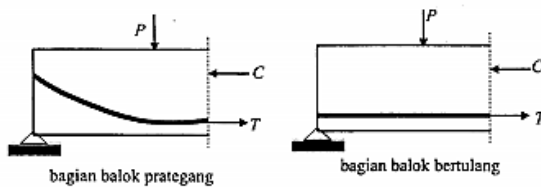
Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis dan merupakan pendapat yang umum dari para insinyur. Ini merupakan buah pemikiran Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian rupa sehingga bahan yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep ini lahirlah kriteria “tidak ada tegangan tarik” pada beton. Umumnya telah diketahui bahwa jika tidak ada tegangan tarik pada beton, berarti tidak akan terjadi retak, dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan berubah menjadi bahan yang elastis.



Gambar 2. 1 Sistem balok prategang (T. Y. Lin and H. Burns, 1996)

2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton.

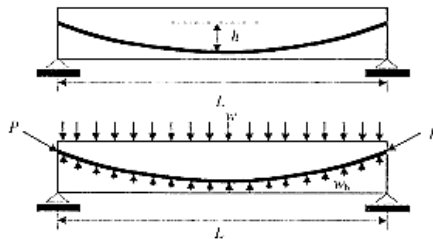
Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.



Gambar 2. 2 Analisa beton prategang seperti pada beton bertulang (T.Y Lin and H. Burns, 1996)

3. Sistem prategang untuk mencapai perimbangan beban.

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Penerapan konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya yang bekerja pada beton sepanjang bentang.



Gambar 2. 3 Tegangan tendon sebagai beban merata (T. Y. Lin and H. Burns, 1996)

2.3.2 Tahap Pembebanan Prategang

T.Y. Lin dan H. Burns (1996), menjelaskan tahapan pembebanan untuk beton prategang sebagai berikut:

1. Tahap awal

Batang atau struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh gaya eksternal. Beban yang dipikul oleh batang atau struktur hanya beban sendiri.

2. Tahap antara

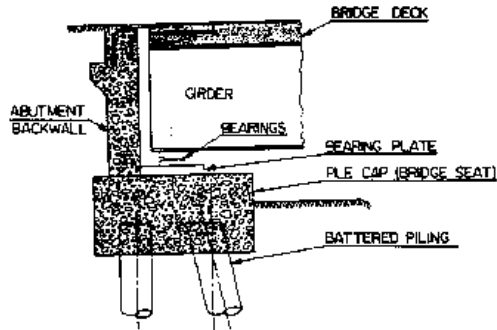
Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan pengangkatan. Hal ini terjadi pada komponen struktur pracetak bila diangkut ke lapangan dan dipasang pada tempatnya. Tidak hanya waktu pengangkatan komponen itu sendiri, tetapi juga pada saat penambahan beban-beban mati, seperti atap atau lantai, keadaan tumpuan dan pembebanan harus diperhatikan.

3. Tahap akhir

Ini adalah tahapan dimana beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Adapun beban kerja sesuai dengan beban layan dari SNI 1725.2016.

2.4 Sistem Jembatan Konvensional

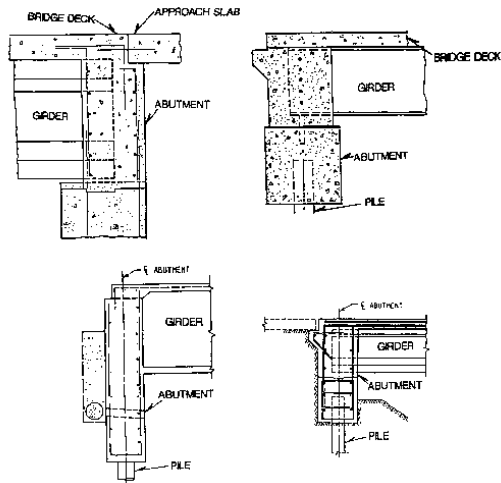
Yang dimaksud jembatan konvensional adalah jembatan yang telah banyak digunakan di Indonesia, yaitu jenis *simple beam* (sistem jembatan di atas dua tumpuan). Pada struktur jembatan dengan menggunakan *simple beam* pada umumnya terdapat siar muai (*expantion joint*) dan celah antara struktur bangunan atas dan bangunan bawah. (N.R Setiati, 2010)



Gambar 2. 4 Perletakan jembatan konvensional pada *abutment* (Paul J. Barr *et al*, 2013)

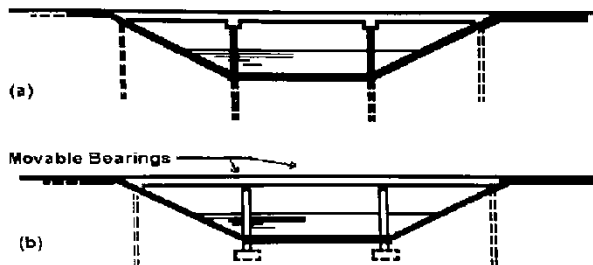
2.5 Sistem Jembatan Integral

Jembatan Integral adalah jembatan yang dibuat tanpa adanya pergerakan antarbentang atau antara bentang dengan *abutment* (Direktorat Jenderal Bina marga Dep. PU, 2007). Jembatan *abutment* integral merupakan jembatan tanpa adanya sambungan (*jointless*), dimana lantai jembatan menerus dan terhubung secara monolit dengan dinding *abutment*. Tipe jembatan ini mengakomodasi perpindahan tanpa *expansion joint* konvensional. Oleh karena struktur atas yang dihubungkan secara kaku dengan struktur bawah dan fondasi tiang yang fleksibel, struktur atas diizinkan untuk *expand* (mengembang) dan *contract* (menyusut). (N. R. Setiati, 2011)



Gambar 2. 5 Perletakan jembatan integral pada *abutment* (Paul J. Barr *et al*, 2013)

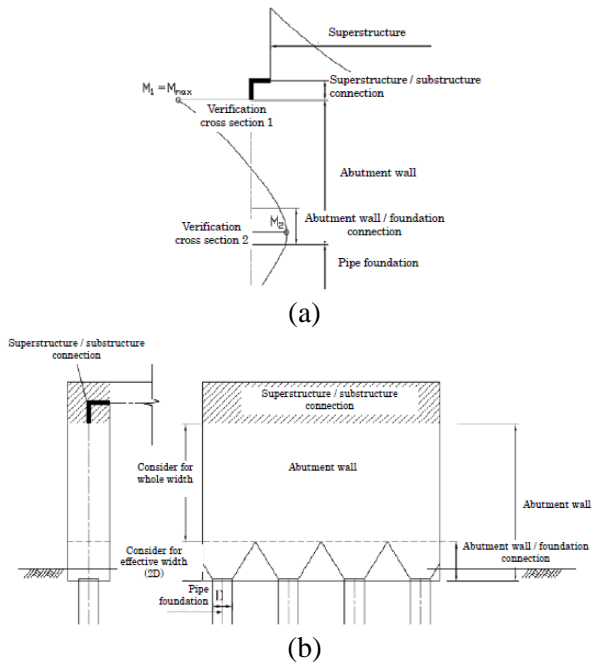
Ada dua sistem jembatan integral, yaitu *full* integral dan semiintegral. Jembatan *full* integral dibuat tanpa sistem perletakan dan muai siar. Sedangkan jembatan semiintegral masih menggunakan sistem perletakan. (N.R Setiati, 2011)



Gambar 2. 6 Sistem (a) integral penuh dan (b) semiintegral (N. R. Setiati, 2011)

2.5.1 Analisis Struktur Jembatan Integral

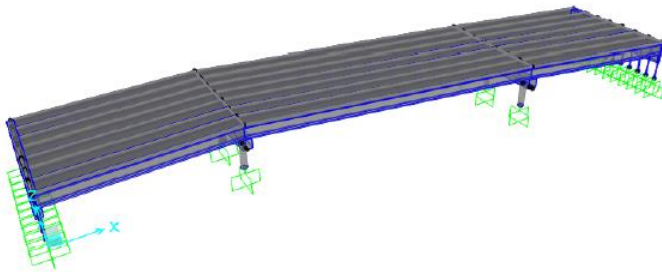
Analisis struktural diperlukan untuk mensimulasikan struktur tak tentu. Jembatan integral dapat dimodelkan sebagai model *2D frame* jika jembatan lurus. Sepatutnya, analisis harus mempertimbangkan proses konstruksi. Koneksi *superstructure/substructure* harus didesain kaku. Bagian tersebut harus dirancang untuk dapat mentransfer gaya antar elemen dengan baik dan dengan durasi yang bagus dalam pertimbangan proses konstruksi, mengubah sistem struktural (Nishida, H. *et al*, 2012).



Gambar 2. 7 Koneksi kaku antara *superstructure* dan *substructure* (a) Momen section pada jembatan integral, (b) tinggi efektif *abutment* (Nishida, H. *et al*, 2012)

Untuk menyelidiki sifat penting dari jembatan yang menghasilkan konsentrasi tegangan yang diamati, sebuah model

sederhana dari “400 South Street Bridge” di modelkan dengan menggunakan SAP2000. Untuk model yang disederhanakan *frame element* digunakan untuk memodelkan semua komponen jembatan kecuali dek, yang dimodelkan menggunakan *solid element*. Versi model yang disederhanakan ini memungkinkan untuk studi parametrik dari parameter jembatan yang mempengaruhi perubahan momen di *abutment* jembatan. (Barr, P. J. *et al*, 2013)



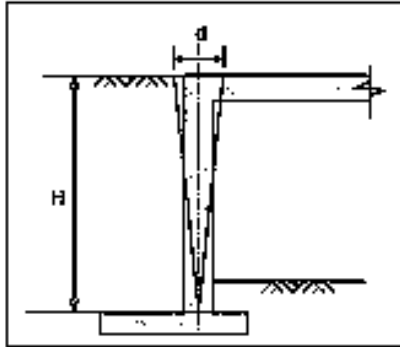
Gambar 2. 8 Pemodelan jembatan integral pada aplikasi SAP2000
Pengaruh Suhu pada Jembatan Integral (Paul J. Barr *et al*, 2013)

Jika panjang dek dan sifat ekspansi termal diketahui, besarnya perpindahan siklik yang mempengaruhi *backfil* dapat ditentukan. Perpindahan horizontal maksimum pada sambungan balok-abutment (d) dapat dihitung dengan persamaan: (Lock, R. J., 2002)

$$d = \alpha \times \delta T_{EB} \times L \quad (2.1)$$

dimana,

- L = span (m)
- α = koefisien ekspansi termal ($^{\circ}\text{C}$)
- $d/2$ = simpangan perpindahan *abutment* (m)



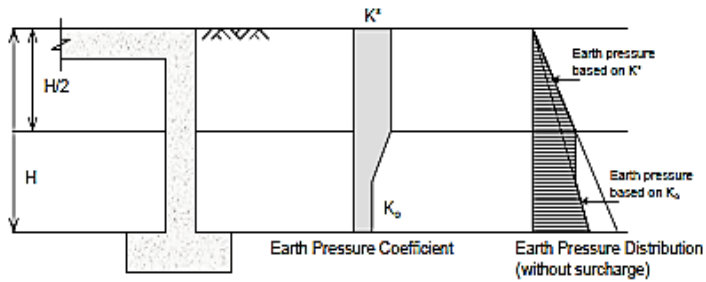
Gambar 2. 9 Defleksi akibat perubahan suhu pada struktur atas jembatan integral (R. J. Lock,2002)

2.5.2 Pengaruh Tekanan Tanah pada Jembatan Integral

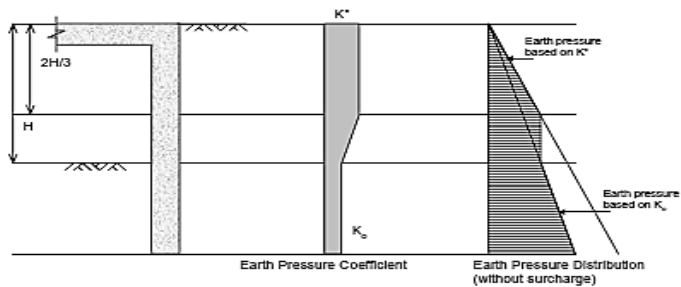
Berdasarkan springman *et al.*(1996) distribusi tekanan tanah dibagi untuk perbedaan bentuk struktural berikut: (cited in Lock, R. J, 2002)

1. *Shallow height bank pad and end screen abutments*
2. *Full height abutment*
3. *Full height embedded wall abutment*

Distribusi tegangan yang digunakan untuk studi ini adalah *full height abutment* (Gambar 2.10a).



(a)



(b)

Gambar 2. 10 Distribusi tegangan tanah lateral (a) pada full height abutment dan (b) full height embedded wall (R. J. Lock)

Distribusi tekanan dinyatakan dalam K_0 dan K^* , dimana K^* ditentukan dari tinggi *abutment* (H) dan perpindahan akibat termal (d), berdasarkan gesek pada dinding (δ of $\phi'/2$)

$$K^* = \left(\frac{d}{0,05H} \right)^{0,4} Kp \quad (2.2)$$

$$K^* \geq K_0 \quad (2.3)$$

$$K^* \geq \frac{Kp}{3} \quad (2.4)$$

$$K_0 = (1 - \sin\phi') \quad (2.5)$$

dimana,

\emptyset' = sudut efektif resistensi geser

K_p = koefisien tanah lateral pasif.

2.5.3 Pembebanan pada Jembatan Integral

Mengaplikasikan beban pada elemen struktur jembatan *abutment* integral harus sesuai dengan tahap konstruksi seperti halnya pengaturan waktu untuk mengintegrasikan *superstructure* dan *substructure*. Terlebih lagi penting untuk mempertimbangkan gaya tak tentu secara statik akibat efek *thermal*, rangkai, susut, prategang dan lainnya (Nishida, H. et al, 2012).

Dalam kasus kombinasi beban dengan tekanan tanah, desain harus mempertimbangkan *section forces* (Gambar 2.7(a), dengan asumsi skenario terburuk karena dua parameter berikut; pertama, aplikasi dari total tekanan tanah ke struktur, dan yang kedua adalah setengahnya. Namun kombinasi beban yang berlaku setengah dari tekanan tanah dapat diabaikan bila dikombinasikan dengan beban gempa (Nishida, H. et al, 2012).

Dalam mempertimbangkan kombinasi beban dengan tekanan tanah akibat *overburden*, tekanan tanah harus diaplikasikan terhadap struktur berdasarkan tiga skenario; satu sisi, kedua sisi, dan tidak sama sekali. Juga, untuk kasus setengah tekanan lateral harus dipertimbangkan (Nishida, H. et al, 2012).

2.5.4 Penulangan Balok Integral

Analisis perhitungan tulangan balok ditengah bentang baik jembatan integral atau konvensional adalah sama, yang membedakan adalah analisis detail penulangan pada daerah tumpuan yang menghubungkan antara balok dengan *abutment* (Setiati, 2010).



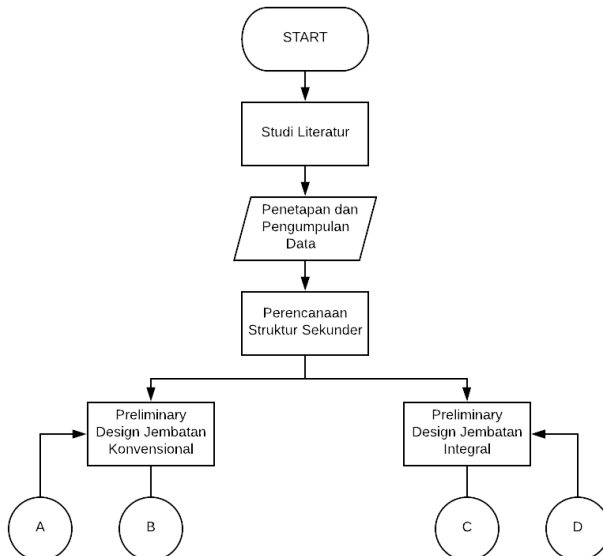
BAB III METODOLOGI

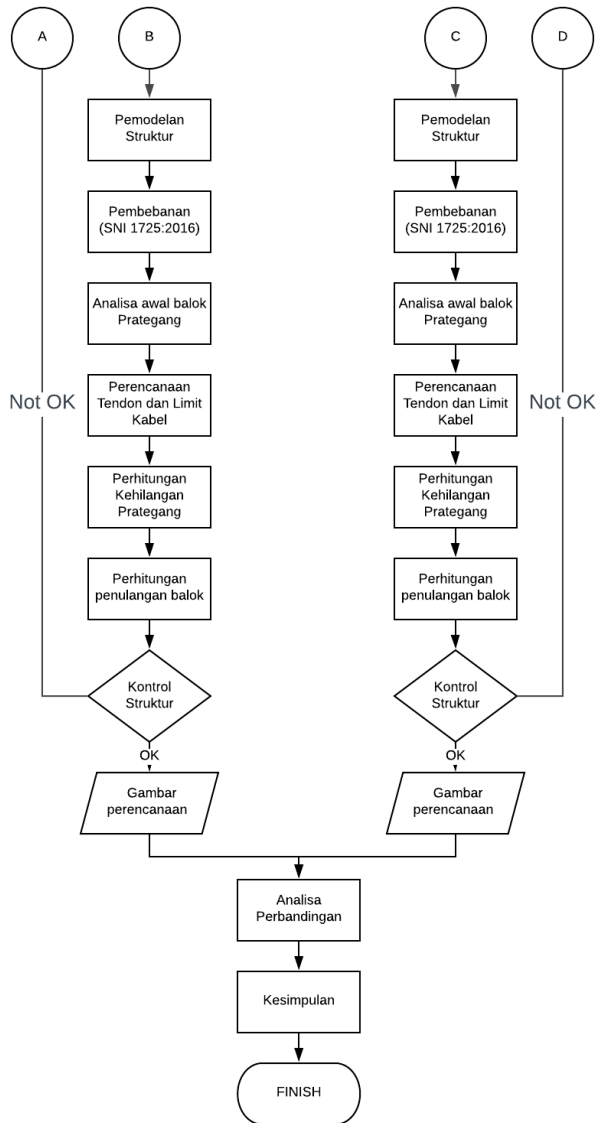
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan tugas akhir, perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian yang akan dilakukan. Secara umum langkah-langkah yang akan dilakukan adalah penentuan dan pengumpulan data, pedoman perancangan, analisis struktur, hingga tujuan akhir analisis perbandingan.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Urutan pengerjaan dan lingkup pengerjaan dalam menyelesaikan tugas akhir ini akan dijelaskan sesuai bagan alir pada **Gambar 3.1** dibawah ini:





Gambar 3. 1 Bagan alir pengerjaan tugas akhir

3.3 Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam tugas akhir ini, bersumber dari beberapa jurnal mengenai beton pratekan dan jembatan integral. Studi literatur telah dilakukan dan dijelaskan pada **Bab 2**.

3.4 Penetapan dan Pengumpulan Data

Penetapan data didasari dari keperluan studi perbandingan untuk mencapai tujuan tugas akhir ini. Adapun data yang ditetapkan untuk keperluan studi perbandingan adalah:

Data Umum

- Tipe jembatan : Jembatan *girder* balok
- Lokasi : Pasuruan
- Kondisi tanah : Tanah keras
- Umur rencana : 50 Tahun
- Tipe jalan : 2/2UD
- Lebar jembatan : 9 meter
- Lebar lajur : 3,5 meter
- Beam spacing : 1,85 meter
- Jumlah balok PCI : 5 buah
- Spasi diafragma : 5 meter

Data Bahan

- Struktur Sekunder :
 Kekuatan tekan beton : 25 MPa
 Tegangan leleh baja polos : 280 MPa
 Tegangan leleh baja ulir : 410 MPa
- Struktur Primer :
 Kekuatan tekan beton : 50 MPa
 Tegangan leleh baja : 410 MPa

Pengumpulan data dilakukan untuk data tanah dan struktur bawah jembatan (**Lampiran 1** dan **Lampiran 2**). Adapun

data yang dimaksud adalah data sekunder yang didapat dari laboratorium mekanika tanah dan batuan ITS.

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur sekunder yang direncanakan adalah pelat lantai kendaraan, *slab* trotoar, tiang *railing*, besi sandaran pejalan kaki, dan diafragma. Desain struktur sekunder akan sama baik pada jembatan konvensional ataupun integral.

3.5.1 Perencanaan Pelat lantai kendaraan

Perencanaan pelat lantai terdiri dari penentuan dimensi pelat, pembebanan, perhitungan tulangan, dan kontrol.

A. Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Kendaraan

Tebal minimum dari pelat lantai kendaraan harus memenuhi RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2, yaitu:

$$ts \geq 200 \text{ mm} \quad (3.1)$$

$$ts \geq (100 + 40 \times l) \text{ mm} \quad (3.2)$$

dimana,

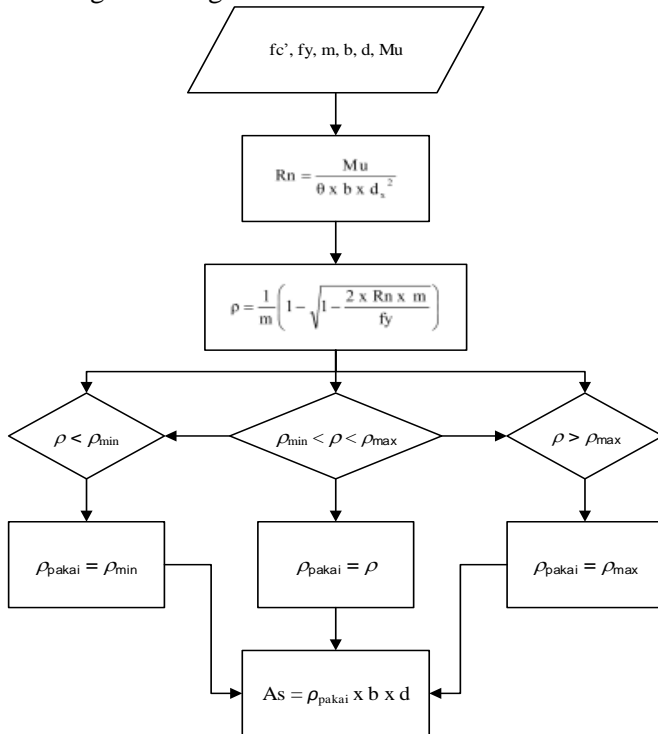
ts = Tebal pelat lantai kendaraan

l = Bentang pelat diukur antar pusat tumpuan (m)

B. Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

Penulangan pelat lantai kendaraan terbagi menjadi perencanaan tulangan lentur, susut, dan geser.

a. Perhitungan Tulangan Lentur Pelat



Gambar 3. 2 Bagan alir perhitungan tulangan lentur

b. Perhitungan Tulangan Susut Pelat

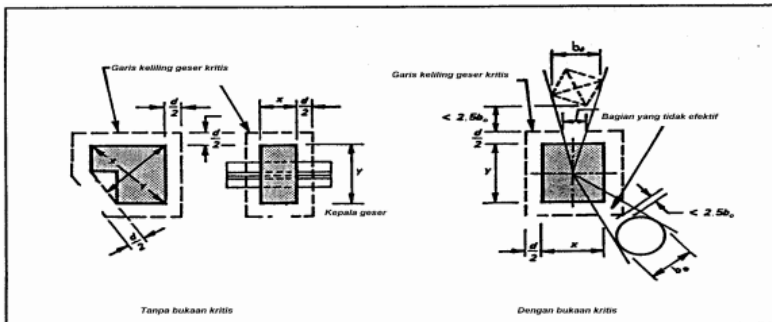
Mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2, rasio tulangan susut dan suhu minimum terhadap luas penampang bruto suhu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 5h atau 450 mm dan **Tabel 3.1**.

Tabel 3. 1 Rasio tulangan susut/suhu minimum

Jenis tulangan	f_y MPa	Rasio tulangan minimum	
Batang ulir	< 420	0,002	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$0,0018 \times \frac{420}{f_y}$
			0,0014

c. Tulangan geser

Mengacu pada SNI 2847:2019 dan RSNI T-12-2004, pelat lantai kendaraan harus dievaluasi geser dua arah di dekat beban terpusat pada penampang kritis.



Gambar 3. 3 Luas area kritis geser roda kendaraan terhadap pelat lantai kendaraan (RSNI T-12-2004)

Kekuatan desain perlu:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.6)$$

Luas tulangan sengkang minimum adalah:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,2y_1}{f_y} \quad (3.7)$$

dimana,

A_{sw} = luas tulangan minimum

S = jarak antar sengkang

l_1 = panjang sengkang terpanjang

f_y = Mutu baja tulangan

3.5.2 Perencanaan *Slab* Trotoar

Fungsi dari *slab* trotoar adalah menahan momen kantilever di ujung jalan. Perencanaan yang dimaksud untuk keperluan tulangan lentur akibat momen kantilever.

A. Pembebanan *Slab* Trotoar

Beban yang diperhitungkan adalah beban sendiri *slab* trotoar dan beban hidup pejalan kaki, berat, dan faktor beban mengacu pada SNI 1725:2016. Beban hidup pelat kantilever di rencanakan berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 8.4.6.3, dengan beban:

- Beban arah memanjang jembatan sebesar 17 kN/m, dengan letak 250 mm dari tepi dalam parapet,
- Beban horizontal akibat tumbukan (SNI 1725:2016 pasal 11).

B. Perencanaan Tulangan

Tulangan yang didesain adalah tulangan lentur, susut, dan geser. Urutan perhitungan untuk perencanaan tulangan lentur sesuai dengan **Gambar 3.2**. Desain tulangan mengacu pada SNI 2847:2019.

Tabel 3. 2 Berat volum berbagai bahan

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

3.5.3 Pembesian Tiang *Railing*

Fungsi utama *railing* yaitu unruk memberikan keamanan kepada pengguna jalan. Tiang *railing* direncanakan menahan lentur dan geser akibat tumbukan.

A. Pembebanan Tiang *Railing*

Mengacu pada SNI 1725:2016 pasal 11, beban tumbukan direncanakan dari penentuan perencanaan pengamanan lalu lintas:

Kinerja 1 : Digunakan pada jalan dengan kecepatan rencana rendah dan volum kendaraan yang sangat rendah, jalan lokal dengan kecepatan rencana rendah.

Kinerja 2 : Digunakan pada jalan lokal dan kolektor dengan

- kondisi baik seperti jumlah kendaraan berat yang sedikit dan rambu kecepatan sedikit.
- Kinerja 3 : Digunakan pada jalan arteri dengan kecepatan rencana tinggi dengan campuran kendaraan berat yang sangat rendah dan kondisi jalan yang baik.
- Kinerja 4 : Digunakan pada jalan arteri dengan kecepatan rencana tinggi, jalan bebas hambatan, jalan ekspres, dan jalan antar kota dengan campuran truk dan kendaraan berat.
- Kinerja 5 : Digunakan sesuai dengan kriteria kinerja 4 dan jika kendaraan berat memiliki porsi besar terhadap lalu lintas harian atau saat kondisi jalan mengharuskan kriteria kinerja *railing* yang tinggi.
- Kinerja 6 : Digunakan pada jalan yang dapat dilalui truk tipe tanker atau kendaraan dengan beban gravitasi yang cukup besar.

Dengan beban tumbukan dapat dilihat pada **Lampiran 4**.

B. Penulangan Tiang *Railing*

Penulangan tiang *railing* terdiri dari tulangan lentur dan geser yang menahan gaya tumbukan.

a. Tulangan Lentur

Tulangan lentur dihitung sesuai dengan **Gambar 3.2**

b. Tulangan Geser

Tulangan geser direncanakan berdasarkan SNI 2847:2019, pasal 22.5.10:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.8)$$

dimana,

V_u = beban geser

ϕ = faktor reduksi

V_c = kuat geser beton

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.9)$$

dimana,

A_v = luas tulangan sengkang (mm^2)

f_y = tegangan leleh baja (MPa)

d = jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik (mm)

s = spasi tulangan geser (mm)

3.5.4 Perencanaan Sandaran Pejalan kaki

Perencanaan sandaran pejalan kaki mengacu pada SNI 1725:2016 pasal 11, dimana besi sandaran pejalan kaki direncanakan dengan tujuan memberikan keamanan pada pengguna jalan.

A. Pembebanan besi sandaran pejalan kaki

Mengacu pada SNI 1725:2016, beban yang digunakan adalah beban tumbukan sesuai dengan **Lampiran 4**.

B. Desain besi sandaran pejalan kaki

Atribut profil baja yang digunakan mengacu pada “Tabel Profil Konstruksi Baja” oleh Ir. Rudy Gunawan dengan petunjuk Ir. Morisco. Perencanaan mengacu pada SNI 1729:2015, untuk baja PSB bundar berlaku syarat:

$$\frac{D}{t} < \frac{0,45E}{f_y} \quad (3.10)$$

dimana,

D = diameter besi (mm)

t = tebal baja bundar (mm)

E = modulus elastis baja (MPa)

f_y = tegangan leleh baja (MPa)

Kontrol yang berlaku:

$$\phi Mn \geq Mu \quad (3.11)$$

dengan nilai Mn, diambil dari nilai terendah

$$Mn = Mp = fy \times Z \quad (3.12)$$

$$Mn = \left(\frac{0,021E}{\frac{D}{t}} + Fy \right) S \quad (3.13)$$

untuk penampang non kompak atau,

$$Mn = (Fcr S) \quad (3.14)$$

untuk dinding langsing

Kekompakan PSB bundar ditentukan dari:

$$\frac{D}{t} < \frac{0,07E}{Fy} \quad (3.15)$$

3.5.5 Perencanaan Diafragma

Diafragma direncanakan memikul berat sendiri. Penulangan direncanakan untuk menahan lentur dan geser. Struktur diasumsikan sebagai balok. Tata cara perencanaan penulangan diafragma sama dengan penulangan tiang *railing*.

3.6 Preliminary Design

Preliminary design dilakukan untuk menentukan dimensi awal dan tahapan pelaksanaan konstruksi. Dimensi awal balok untuk jembatan konvensional dan integral mengacu pada brosur WIKA Beton "*Bridge Product*" (**Lampiran 3**).

3.7 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu sipil SAP2000. Pemodelan dilakukan untuk mendapatkan gaya dalam yang terdapat di struktur, baik konvensional ataupun integral. Pemodelan jembatan dilakukan tiga dimensi.

3.8 Pembebanan

Secara umum pembebanan struktur atas mengacu pada SNI 1725:2016. Khusus pada jembatan Integral, ada tambahan beban khusus jembatan integral yang mengacu pada literatur dan naskah ilmiah “Jembatan Integral Gelagar Pratekan”.

3.8.1 Kombinasi Pembebanan Jembatan

Untuk kombinasi pembebanan, berdasarkan SNI 1725:2016, dapat dilihat pada Lampiran 5. Kombinasi daya layan III digunakan untuk analisis tegangan tarik prategang Untuk studi, diambil kombinasi beban kuat I, kuat III, kuat V, dan ekstrem 1 untuk mendapatkan beban ultimit. Berdasarkan SNI 2833:2016, kombinasi beban akibat gempa diperici sebagai berikut:

$$1. DL \pm \gamma_{EQ}LL \pm EQ_X \pm 0,3 EQ_Y \quad (3.16)$$

$$2. DL \pm \gamma_{EQ}LL \pm EQ_Y \pm 0,3 EQ_X \quad (3.17)$$

dimana,

DL	= beban mati yang bekerja (kN)
γ_{EQ}	= faktor beban hidup kondisi gempa = 0,5 untuk jembatan sangat penting = 0,3 untuk jembatan penting = 0 untuk jembatan lainnya
LL	= beban hidup yang bekerja (kN)
EQ _x	= beban gempa yang bekerja arah X
EQ _y	= beban gempa yang bekerja arah Y

3.8.2 Beban Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang mempengaruhi struktur atas adalah balok *girder*, pelat dek, pelat lantai kendaraan, aspal, parapet, dan slab trotoar. Secara umum beban bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan sesuai Tabel 3.2. Untuk beban kombinasi, beban berat sendiri harus dikalikan faktor beban pada Tabel 3.3 dibawah ini.

Tabel 3.3 faktor beban berat sendiri

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan batas layan (γ_{MS}^S)		Keadaan batas ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

3.8.3 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan diatur pada SNI 1725:2016 pasal 7.3. Yang termasuk beban mati tambahan pada studi ini adalah aspal setebal 50 mm yang direncanakan untuk pelapisan kembali dikemudian hari. Beban *overlay* aspal dihitung berdasarkan dimensi dan berat aspal kemudian dikalikan faktor beban ultimit (γ_{MA}^U) sebesar 2.

3.8.4 Beban Prategang (PR)

Berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 9.3.3, prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen yang terkekang. Kemudian pengaruh sekunder itu dijelaskan dalam buku "Desain Struktur Beton Prategang" oleh T.Y. Lin dan H. Burns:

$$q = \frac{8 \times F \times a}{L^2} \quad (3.18)$$

dimana,

- q = gaya akibat kabel prategang (N/m)
- F = Gaya prategang/tarik tendon (N)
- a = Lengan gaya F (m)
- L = Jarak memanjang kabel (m)

Gaya akibat kabel prategang kemudian dikalikan dengan faktor beban (γ_{PR}^U) sebesar 1,0 untuk mendapatkan beban rencana (PR).

3.8.5 Beban Hidup (TT/TD dan TP)

Berdasarkan SNI 1725:2016, Pasal 8.1, beban hidup lalu lintas terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”. Secara umum, beban “D” akan menjadi penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang hingga panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

a. Beban Truk “T”

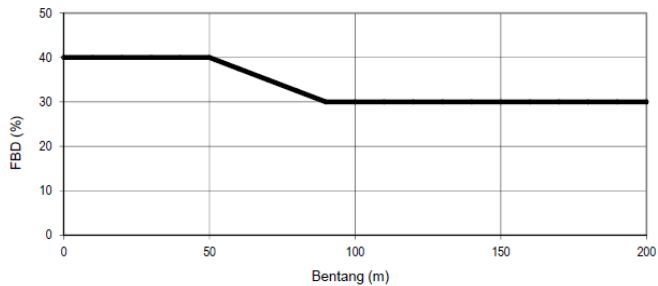
Mengacu pada SNI 1725:2016 Pasal 8.4.1, beban truk “T” diambil sebesar 500 kN. Beban truk “T” harus dikalikan faktor beban (γ_{TT}^U) dan faktor beban dinamis (FBD). Besarnya faktor beban (γ_{TT}^U) untuk jembatan gelagar beton adalah 1,80, sedangkan nilai FBD dapat diambil sesuai

Gambar 3.4.

$$TT = T \times \gamma_{TT}^U \times (1 + FBD) \quad (3.19)$$

dimana,

- T = 500 kN
- γ_{TT}^U = faktor beban (1,8 untuk jembatan beton)
- FBD = Faktor beban dinamis (%)



Gambar 3. 4 Faktor beban dinamis untuk berbagai panjang bentang (SNI 1725:2016)

b. Beban Lajur “D”

Untuk jembatan gelagar beton, beban lajur “D” memiliki faktor beban (γ_{TD}^U) sebesar 1,8. Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Untuk BTR besar bebannya adalah:

Jika $L \leq 30$ m :

$$q = 9,0 \text{ kPa}$$

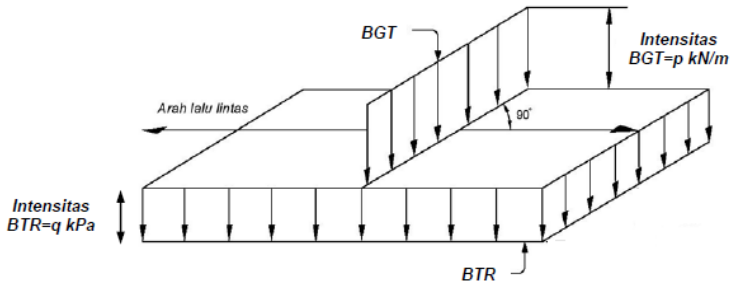
Jika $L > 30$ m :

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (3.20)$$

dimana,

L = Panjang total bentang jembatan (m)

Sedangkan besarnya BGT adalah 49,0 kN/m ditempatkan tegak lurus arah lalu lintas pada jembatan.



Gambar 3. 5 Beban lajur "D" (SNI 1725:2016)

c. Beban pejalan kaki (TP)

Semua komponen trotoar direncanakan memikul beban pejalan kaki sebesar 5 kPa dan dianggap bekerja bersama dengan beban kendaraan. Faktor beban (γ_{TP}^U) diambil sebesar 1,8 untuk kombinasi kuat 1 dan 0,3 untuk kombinasi ekstrem 1.

3.8.6 Beban Rem (TB)

Gaya rem harus diambil dari yang terbesar: (SNI 1725:2016 pasal 8.7)

$$\bullet \quad TB = 25\% \times T \text{ (satu gandar)} \quad (3.21)$$

$$\bullet \quad TB = 5\% \times T + BTR \quad (3.22)$$

Gaya rem bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan. Gaya rem harus dikalikan dengan faktor kepadatan lajur sesuai dengan **Tabel 3.4** dan faktor beban (γ_{TB}^U) sebesar 1,8 untuk kombinasi kuat 1 dan 0,3 untuk kombinasi ekstrem 1.

Tabel 3. 4 Faktor kepadatan lajur

Jumlah lajur yang dibebani	Faktor kepadatan lajur
1	1,2
≥ 2	1

3.8.7 Beban Angin (EW_S dan $EW_{:L}$)

Beban angin pada struktur atas mengacu pada SNI 1725:2016 Pasal 9.6. Beban angin terbagi menjadi dua, beban angin pada struktur (EW_S) dan beban angin pada kendaraan ($EW_{:L}$). Faktor beban angin dapat ditentukan dari **Lampiran 5**.

a. Beban angin pada struktur (EW_S)

Beban angin pada struktur dapat dihitung dari persamaan:

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \quad (3.23)$$

Serta nilai VDZ yang harus dihitung dengan persamaan:

$$VDZ = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{VB} \right) \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right) \quad (3.24)$$

dimana,

P_B = Tekanan angin dasar (MPa)

VB = Kecepatan angin rencana (90-126km/jam)

V_o = Kecepatan gesekan angin

V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam)

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

Z_o = Panjang gesekan di hulu jembatan (mm)

Berdasarkan SNI 1726:2016 Pasal 9.6, nilai V_{10} dapat diambil sama dengan VB, nilai V_o dan Z_o dapat dilihat pada **Tabel 3.5**, dan nilai P_B dapat dilihat pada **Tabel 3.6**.

Tabel 3. 5 Nilai V_o dan Z_o untuk perencanaan beban angin

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

Tabel 3. 6 Nilai tekanan angin dasar untuk berbagai macam struktur

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0024	N/A

Khusus untuk keadaan kuat III, jembatan harus mampu menahan tekanan angin vertikal kearah atas sebesar: (SNI 1725:2016 Pasal 9.6.2)

$$EWS = 9,6 \times 10^{-4} \text{ MPa} \times B \quad (3.25)$$

dimana,

B = Lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar (mm)

b. Beban angin pada kendaraan ($EW_{,L}$)

Berdasarkan SNI 1725:2016 Pasal 9.6.1.2, tekanan angin rencana yang bekerja menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

3.8.8 Beban Suhu (EU_n)

Untuk jembatan *girder* beton, perubahan suhu diambil berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 9.3.1.1 yang menyatakan bahwa temperatur jembatan rata-rata minimum sebesar 15°C dan temperatur jembatan rata-rata maksimum adalah 40°C . Koefisien perpanjangan akibat suhu (α) diambil dari **Tabel 3.7**. Faktor beban (γ^U_{EU}) suhu dapat diambil sesuai dengan **Lampiran 5**.

Tabel 3. 7 Nilai koefisien perpanjangan akibat suhu untuk material beton dan baja

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)	Modulus elastisitas (MPa)
Baja	$12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	200000
Beton		
Kuat tekan < 30 MPa	$10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$4700\sqrt{f'c}$
Kuat tekan > 30 MPa	$11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$4700\sqrt{f'c}$

3.8.9 Beban Susut (SH)

Faktor beban yang digunakan adalah 0,5 (SNI 1725:2016 Pasal 9.3.2). Susut menyebabkan gaya dalam pada jembatan integral. Pengaruh susut ditentukan dari **Tabel 3.8**.

Tabel 3. 8 Nilai regangan susut pada berbagai mutu beton

f_c' (MPa)	20	25	30	35	40-60
koef susut $\epsilon_{cs,t}$	0,000174	0,00017	0,000163	0,000161	0,000153

3.8.10 Beban Rangkak (CR)

Faktor beban yang digunakan adalah 0,5 (SNI 1725:2016 pasal 9.3.2). Rangkak menyebabkan perpendekan, pada jembatan

integral akan mempengaruhi gaya dalam. Pengaruh rangkak dihitung dengan perumusan: (RSNI T-12-2004 pasal 4.4.1.9)

$$\varepsilon_{cc,t} = \phi_{cc}(t) \times \varepsilon_e \quad (3.26)$$

$$\phi_{cc}(t) = \left(\frac{t^{0,6}}{10+t^{0,6}} \right) C_u \quad (3.27)$$

dimana,

$\varepsilon_{cc,t}$ = regangan akibat rangkak

C_u = koefisien rangkak maksimum (**Tabel 3.9**)

T = waktu setelah pembebanan (hari)

Tabel 3.9 Nilai C_u untuk perhitungan regangan rangkak

f_c' (MPa)	20	25	30	35	40-60
C_u	2,80	2,50	2,30	2,15	2,00

3.8.11 Beban Tekanan Tanah Lateral (TA)

Tekanan tanah berpengaruh pada struktur atas jembatan integral. Beban tekanan tanah aktif dimodelkan sebagai beban merata pada *abutment*. Berdasarkan SNI 1725:2016, faktor beban (γ_{TA}^U) adalah 1,25. Beban tanah terdiri dari beban tanah akibat deformasi struktur, tambahan akibat lalu lintas, dan beban hidrostatis.

A. Beban Tanah Akibat Deformasi Struktur

Deformasi struktur akibat perubahan suhu menyebabkan nilai koefisien tekanan tanah, K^* . Perhitungan K^* telah dijelaskan di **Bab 2**. Beban tanah dihitung dengan perumusan:

$$P = K^* \times \gamma' \times Z \quad (3.28)$$

dimana,

- P = Tekanan tanah (ton/m^2)
 K^* = Koefisien tekanan tanah akibat deformasi struktur karena suhu (**Bab 2, Sub-Bab 2.5.3**)
 γ' = Berat jenis tanah efektif (ton/m^3)
 Z = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

dengan nilai K_p ditentukan dari SNI 1725:2016 Pasal 7.4.4.8 (**Lampiran 7**).

B. Beban Tanah Akibat Lalu lintas

Mengacu pada SNI 1725:2016 Pasal 7.4, beban tekanan tanah lateral tambahan akibat lalu lintas dapat dihitung sebagai berikut:

$$P = (K \times \gamma' \times 0,7 \text{ m}) \text{ ton}/\text{m}^2 \quad (3.29)$$

dimana,

- K = koefisien tanah lateral
 γ' = Berat jenis tanah efektif (ton/m^3)

C. Beban Tanah Akibat Tekanan Hidrostatik

Tekanan air diam dibelakang *abutment* juga harus diperhitungkan. Besar tekanan hidrostatik adalah:

$$P = \gamma_{water} \times Z \quad (3.30)$$

dimana,

- γ_{water} = Berat jenis air
 = $1 \text{ ton}/\text{m}^3$
 Z = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

3.8.12 Beban gempa (EQ)

Beban gempa dapat dihitung dengan persamaan: (SNI 1725:2016 Pasal 9.7)

$$E_Q = \frac{Csm}{R} \times Wt \quad (3.31)$$

dimana:

- E_Q = Gaya gempa horizontal statis (kN)
- Csm = Koefisien respon gempa elastis
- R = Faktor modifikasi respon
- Wt = Beban total struktur

Pada jembatan integral, gempa mengakibatkan tanah bergerak dan memberikan tekanan tanah sebesar,

$$E_E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \times K \quad (3.32)$$

Dengan nilai koefisien aktif dan pasif:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \theta + \beta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \emptyset) \sin(\emptyset - \vartheta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} \quad (3.33)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta + \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \theta - \beta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \emptyset) \sin(\emptyset - \vartheta + i)}{\cos(\delta + \theta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} \quad (3.34)$$

dimana,

- K = Koefisien tanah (K_{AE} dan K_{PE})
- K_{AE} = Koefisien aktif tanah lateral akibat gempa
- K_{PE} = Koefisien pasif tanah lateral akibat gempa
- γ = Berat jenis tanah (ton/m^3)
- H = Tinggi tanah (m)
- \emptyset = Sudut geser internal ($^\circ$)
- θ = $\text{arc.tan}(kh)$ ($^\circ$)
- δ = Sudut geser antara tanah dan kepala jembatan ($^\circ$)
- kh = Koefisien percepatan horizontal
- i = Sudut kemiringan timbunan ($^\circ$)
- β = Kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal ($^\circ$)

Nilai kh diambil dengan formulasi:

$$Kh = 0,5 As \quad (3.35)$$

dimana,

As = Percepatan puncak di permukaan

Tabel 3. 10 Jenis kelas situs

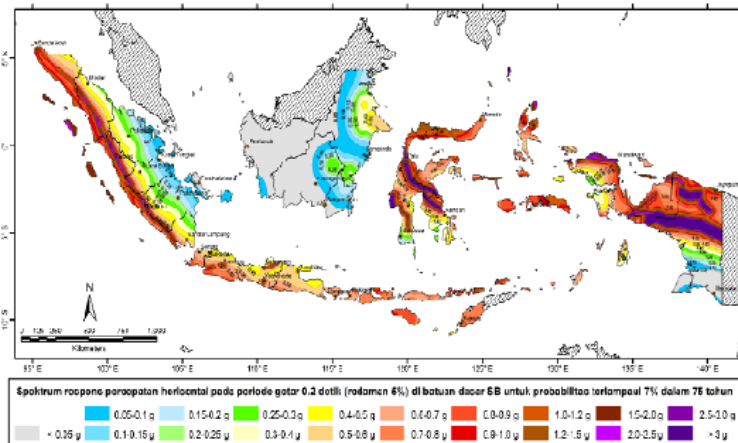
Kelas situs	\bar{V} , (m/s)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
A. Batuan Keras	>1500	N/A	N/A
B. Batuan	750 sampai 1500	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	350 sampai 750	>50	≥ 100
D. Tanah Sedang	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
E. Tanah Lunak	<175	<15	<50
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organic tinggi dan/atau gambut (ketebalan $H > 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

A. Menentukan kelas situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan SNI 2833:2016 Pasal 5.3.1. Salah satu cara untuk menentukan kelas situs yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT.

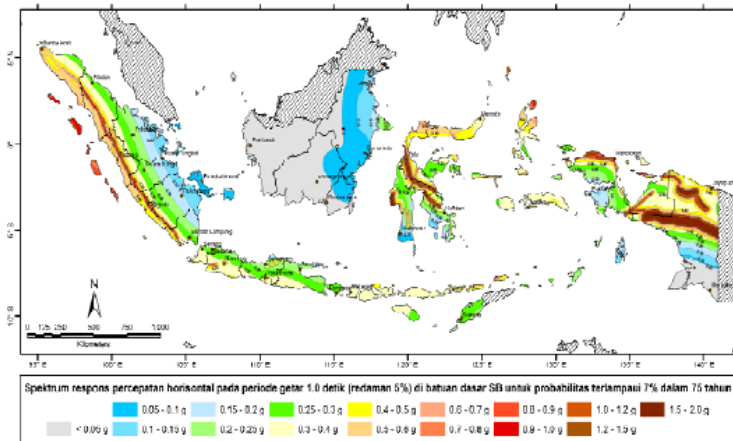
B. Menentukan nilai Ss, S1, dan PGA

Ss adalah parameter respons spektrum percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0,2$ detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun. Nilai Ss ditentukan dari letak jembatan pada lokasi peta gempa sesuai dengan **Gambar 3.6**.



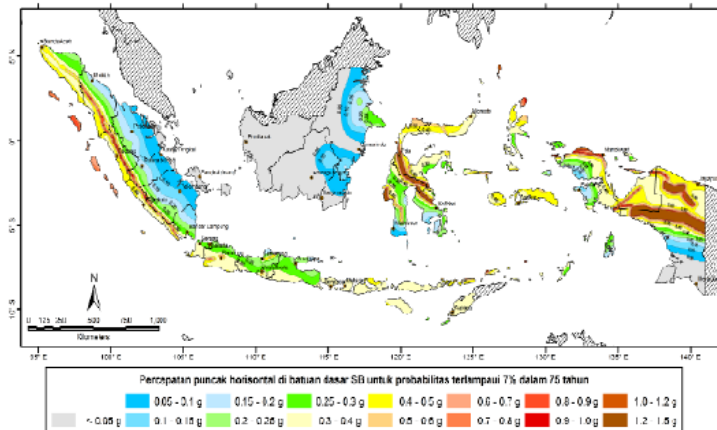
Gambar 3. 6 Peta gempa untuk mencari nilai Ss

S1 adalah parameter respons spektrum percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun. Nilai S1 ditentukan dari letak jembatan pada lokasi peta gempa sesuai dengan **Gambar 3.7**.



Gambar 3. 7 Peta gempa untuk mencari nilai S1

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun. Nilai PGA ditentukan dari lokasi jembatan sesuai dengan peta gempa (**Gambar 3.8**).



Gambar 3. 8 Peta gempa untuk mencari nilai PGA

C. Menentukan Faktor Situs

Untuk menentukan respon spektrum dibutuhkan faktor amplifikasi. Faktor tersebut terdiri dari FPGa, Fa (periode pendek $T=0,2$), dan Fv (periode 1 detik). Nilai faktor kelas situs ditentukan berdasarkan SNI 2833:2016 Pasal 5.3.2. Untuk FPGa dan Fa sesuai **Tabel 3.11**, sedangkan untuk Fv sesuai **Tabel 3.12**.

Tabel 3. 11 Nilai faktor amplikasi FPGa dan Fa untuk berbagai kondisi

Kelas Situs	PGA \leq 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA = 0,5
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS				

Tabel 3. 12 Nilai faktor amplikasi FV untuk berbagai kondisi

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 1$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

D. Menghitung Nilai S_{DS} , S_{D1} , dan A_s

Cara perhitungan nilai untuk menentukan respon spektrum mengacu pada SNI 2833:2016 Pasal 5.4.1. Perhitungan yang dilakukan sebagai berikut:

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (3.36)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (3.37)$$

$$S_{D1} = F_v \times S1 \quad (3.38)$$

E. Menentukan Koefisien Respon Gempa Elastik

Koefisien respon gempa elastik (C_{sm}) dapat dihitung dengan perumusan: (SNI 2833:2016 Pasal 5.4.2)

- a. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{(S_{DS}-A_s)T}{T_0} + A_s \quad (3.39)$$

- b. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan S_{DS} .
- c. Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.40)$$

dimana,

$$T_0 = 0,2 T_s \quad (3.41)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.42)$$

d. Menentukan Kategori Kinerja Seismik

Kategori kinerja seismik adalah penentuan zona gempa berdasarkan nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik (S_{D1}). Kategori kinerja seismik ditentukan berdasarkan **Tabel 3.13**.

Tabel 3. 13 Penentuan 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

e. Menentukan Faktor Modifikasi Respon (R)

Menentukan faktor modifikasi respon (R) berdasarkan SNI 2833:2016 Pasal 5.7.1, sesuai dengan **Tabel 3.14**.

Tabel 3. 14 Faktor modifikasi respon (R) untuk perhitungan gempa

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

3.9 Analisis Awal Balok Prategang

Analisis artinya penentuan tegangan tegangan pada baja dan beton bila bentuk dan ukuran penampang telah diketahui atau diasumsikan (T. Y. Lin & H. Burns, 1996). Maka dari itu tujuan

dari analisis awal adalah menentukan tegangan penampang pada setiap urutan proses konstruksi dan gaya tarik tendon.

3.9.1 Perjanjian Tanda

Banyak pengarang telah menggunakan tanda positif (+) untuk tegangan tekan dan tanda negatif (−) untuk tegangan tarik, dengan mendasarkan perjanjian tanda tersebut pada gagasan bahwa balok beton prategang biasanya dalam keadaan tertekan sehingga tanpa plus tersebut harus digunakan untuk menyatakan keadaan tegangan tersebut (T. Y. Lin & H. Burns, 1996). Untuk studi ini, tegangan tekan akan berharga positif (+) dan tegangan tarik akan berharga negatif (−).

Secara umum perumusan yang digunakan untuk menghitung tegangan penampang sebagai berikut:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{F \times e \times y}{I} \mp \frac{M \times y}{I} \quad (3.43)$$

dimana,

- f = Tegangan (MPa)
- F = Gaya prategang (N)
- A = Luas area penampang (mm²)
- e = Eksentrisitas kabel (mm)
- y = Jarak serat yang ditinjau dari titik berat penampang (mm)
- I = Inersia penampang (mm⁴)
- M = Momen yang bekerja (Nmm)

3.9.2 Tegangan Ijin Penampang

Mengacu pada RSNI T-12-2004, tegangan ijin untuk penampang beton adalah sebagai berikut,

1. Tegangan ijin tekan pada kondisi beban sementara atau kondisi transfer gaya prategang:

$$0,60 f_c' i \text{ (MPa)} \quad (3.44)$$

2. Tegangan ijin tekan saat kondisi batas layan:

$$0,45 f c' \text{ (MPa)} \quad (3.45)$$

3. Tegangan ijin tarik pada kondisi transfer gaya prategang:

$$0,25\sqrt{f c'} \text{ (MPa)} \quad (3.46)$$

4. Tegangan ijin tarik pada kondisi batas layan:

$$0,5 \sqrt{f c'} \text{ (MPa)} \quad (3.47)$$

3.9.3 Analisis Tegangan saat Transfer

Saat transfer, beban yang dipikul balok adalah beban sendiri. Gaya prategang mula-mula ditentukan pada proses ini, dengan meninjau berdasarkan batas tarik dan tekan. Pada saat transfer, serat atas tertarik dan serat bawah tertekan.

3.9.4 Analisis Tegangan saat Cor Pelat

Setelah dilakukan penarikan pertama, diafragma dipasang dan pelat lantai kendaraan dicor di atas balok. Pada saat itu beban tambahan yang bekerja adalah diafragma, pelat dek, dan pelat lantai kendaraan. Pada fase ini dapat dilakukan penambahan gaya prategang bila diperlukan.

3.9.5 Analisis Tegangan saat Layan

Analisis tegangan pada saat layan menggunakan gaya prategang efektif yang artinya telah terjadi kehilangan. Untuk analisa awal beton prategang, besarnya kehilangan diambil dari kehilangan gaya prategang rata-rata untuk sifat baja dan beton rata-rata yang dirawat dalam kondisi udara rata-rata sebesar 20% untuk beton prategang pasca-tarik (T.Y Lin & H. Burns, 1996).

$$F_e = (100\% - 20\%)F \quad (3.48)$$

dimana,

F_e = Gaya prategang efektif (MPa)

F = Gaya prategang mula-mula

3.10 Perencanaan Kabel Tendon

Desain tendon bertujuan menentukan tipe dan jumlah dari kabel dan *strand* yang digunakan untuk tendon. Limit kabel membatasi titik berat dari kabel tendon yang digunakan. Adapun limit kabel terdiri dari limit atas dan limit bawah. Titik berat tendon harus berada diantara dua limit tersebut.

3.10.1 Desain *Strand* Tendon

Mengacu pada RSNI T-12-2004, tegangan ijin pada tendon pasca tarik sesaat setelah penjangkaran adalah sebesar:

$$0,7f_{PU} \quad (3.49)$$

dimana,

f_{PU} = kuat tarik putus baja prategang

Untuk tugas akhir ini tipe tendon mengacu pada “VSL *Post-Tensioning Solutions*” (**Lampiran 6**).

3.10.2 Limit Kabel

Limit kabel membatasi posisi kabel. Limit kabel terbagi menjadi dua:

1. Limit Atas

c.g.s harus diletakan dibawah kern atas sekurang-kurangnya dengan jarak berjarak:

$$a1 = \frac{M_T}{F_e} \quad (3.50)$$

Limit atas dihitung dengan persamaan:

$$y = c.g.c + kt - a1 \quad (3.51)$$

dimana,

$$Kt = \frac{r^2}{yb} \quad (3.52)$$

$$r^2 = \frac{I}{Ac} \quad (3.53)$$

c.g.c = Jarak titik berat tendon dari serat bawah (mm)

I = Inersia penampang (mm⁴)

Ac = Luas penampang beton (mm²)

2. Limit Bawah

c.g.s tidak boleh ditempatkan dibawah kern bawah dengan jarak yang lebih besar dari:

$$a2 = \frac{Mg}{Fo} \quad (3.54)$$

Limit bawah dihitung dengan persamaan

$$y = c.g.c - kb - a2 \quad (3.55)$$

dimana,

$$Kb = \frac{r^2}{yt} \quad (3.56)$$

Fo = Gaya tarik prategang sebelum kehilangan (MPa)

3.10.3 Posisi kabel

Posisi kabel dirumuskan dengan persamaan parabola:

$$y = \frac{4fx(l-x)}{l^2} \quad (3.57)$$

dimana,

y	= Letak kabel (mm)
f	= Titik fokus (mm)
l	= Panjang bentang (mm)
x	= Jarak yang ditinjau (mm)

3.11 Perhitungan Kehilangan Prategang

Mengacu pada RSNI T-12-2004 Pasal 6.4, kehilangan prategang dapat dikelompokkan menjadi 2 (dua) kategori, kehilangan seketika/jangka pendek dan yang tergantung waktu/jangka panjang.

A. Kehilangan Jangka pendek

Kehilangan jangka pendek/langsung adalah kehilangan yang terjadi sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan langsung pada tendon pasca-tarik terdiri dari akibat perpendekan elastis (ES), akibat gesekan (GE), akibat slip anker (SS).

1. Akibat Perpendekan Elastis

Perpendekan elastis terjadi bila tendon yang digunakan lebih dari satu, bila tendon tunggal, maka kehilangan akibat perpendekan elastis dapat diabaikan. Mengacu pada RSNI T-12-2004 Pasal 6.4.2, nilai perpendekkan elastis untuk tendon pasca-tarik adalah:

$$ES = 0,5 \times n \times f_{cir} \quad (3.58)$$

dimana,

n = Perbandingan modulus pada saat peralihan,
 E_s/E_{Ci}

f_{cir} = Tegangan tekan beton pada lokasi titik berat
 baja prategang, segera setelah transfer, akibat
 beban mati dan gaya prategang, dihitung pada
 penampang dimana terjadi momen maksimum

2. Akibat gesekan (*woble effect*)

Besar kehilangan akibat gesekan dapat dihitung dengan rumus
 sebagai berikut:

$$Fa = Fo \times \exp^{-(K \times L + \mu \times \alpha)} \quad (3.59)$$

$$\alpha = 8 \frac{f}{L} \quad (3.60)$$

dimana,

Fa = gaya yang hilang akibat gesekan (N)

Fo = gaya prategang mula-mula (N)

K = koefisien woble, Tabel 3. 15

L = Panjang bersih balok (m)

μ = koefisien gesekan, Tabel 3.15

α = kelengkungan kabel

f = fokus tendon (m)

Tabel 3. 15 Nilai koefisien woble dan koefisien gesekan

Type Tendon	Wobble Effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheating :	0.0010 – 0.0015	0.0033 – 0.0049	0.15 – 0.25 0.15 – 0.25
- Wire tendon	0.0005 – 0.0020	0.0016 – 0.0066	0.08 – 0.30
- 7-wires <i>strand</i>	0.0001 –	0.0003 –	
- hight-strength bars	0.0006	0.0020	
Tendon in Rigid Metal Duct 7-wires <i>strand</i>	0.0002	0.00066	0.15 – 0.25
Pregreased tendons Wire tendons and 7-wire <i>strand</i>	0.0003 – 0.0020	0.0010 – 0.0066	0.05 – 0.15
Mastic-Coated Tendons and 7-wire <i>strand</i>	0.0010 – 0.0020	0.0033 – 0.0066	0.05 – 0.15

3. Akibat slip angker

Mengacu pada RSNI T-12-2004 Pasal 6.4.3, pada komponen pasca-tarik, kehilangan prategang saat transfer gaya prategang dari alat penegang ke angkur harus diperhitungkan, berdasarkan panjang pengaruh tendon yang diperkirakan mengalami pengaruh perubahan tegangan akibat slip pengangkuran. Untuk kabel *parabolic*, perumusan panjang pengaruh tendon akibat slip pengangkuran sebagai berikut:

$$x = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\lambda \times \sigma_0}} \quad (3.61)$$

$$\lambda = \mu \times \frac{\alpha}{b} + k \quad (3.62)$$

dimana,

E_p = Modulus elastisitas bahan (MPa)

g = penyetelan angkur (mm)

b = jarak dari ujung kabel ke titik puncak parabola (mm)

$$\sigma_o = 0,7 \text{ fpu} \quad (3.63)$$

B. Kehilangan Jangka Panjang

Kehilangan jangka panjang pada tendon pasca-tarik terdiri dari akibat rangkak (CR), akibat susut (SH), akibat relaksasi baja prategang (RE).

1. Akibat Rangkak

Kehilangan akibat rangkak dapat dihitung dari persamaan, sebagai berikut: (T. Y Lin & H. Burns, 1996)

$$CR = K_{cr} \times n \times (f_{cir} - f_{c ds}) \quad (3.64)$$

$$f_{cir} = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times e}{I} f_{c ds} = \frac{(M_D) \times e}{I} \quad (3.65)$$

dimana,

f_{cir} = Tegangan pada beton di kabel

$f_{c ds}$ = Tegangan akibat beban permanen

K_{cr} = 2 untuk pratarik dan 1,6 untuk pascatarik (T.Y Lin & H. Burns, 1996)

M_D = Beban permanen

e = Eksentrisitas

I = Inersia penampang

2. Akibat Susut

Kehilangan akibat susut beton, dapat dihitung dengan persamaan: (T.Y Lin & H. Burns, 1996)

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) \quad (3.66)$$

dimana :

- Ksh = 1 untuk pratarik, dan Tabel 3.16 untuk pasca-tarik
- Es = modulus elastisitas baja (200000 MPa)
- V = volum penampang (inchi³)
- S = luas permukaan selimut (inchi²)
- RH = kelembapan relatif udara sekitar (%)

Tabel 3. 16 Nilai Ksh untuk berbagai jangka waktu perawatan basah pada beton

Jangka waktu setelah perawatan basah sampai pada penerapan prategang (hari)	Ksh
1	0,92
3	0,85
5	0,80
7	0,77
10	0,73
20	0,64
30	0,58
60	0,45

3. Akibat Relaksaksi Baja Prategang

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)] \times C \quad (3.67)$$

dimana :

Kre = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada Tabel 3.17

J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada **Tabel 3.17**

SH = Kehilangan prategang akibat susut

CR = Kehilangan prategang akibat rangkai

ES = Kehilangan prategang akibat pempendekan elastis

C = Koefisien batang stress relieved, **Tabel 3.18**

Tabel 3. 17 Nilai Kre dan J untuk perhitungan kehilangan gaya prategang akibat relaksasi pada berbagai tipe tendon

Tipe Tendon	Kre (psi)	J
Kabel wires atau <i>strand</i> stress-relieved mutu 270	20000	0,15
Kabel wires atau <i>strand</i> stress-relieved mutu 250	18500	0,14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17600	0,13
Kabel <i>strand</i> relaksasi rendah mutu 270	5000	0,04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 250	4630	0,037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0,035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6000	0,05

Tabel 3. 18 Nilai C untuk perhitungan kehilangan gaya prategang akibat relaksasi

fsi/fpu	Tegangan kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel relaksasi rendah
0,8		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,9
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,7	1	0,75
0,69	0,95	0,7
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,6	0,49	0,33

3.12 Perhitungan Penulangan Balok

Balok prategang direncanakan menggunakan tulangan lentur dan geser. Acuan perencanaan penulangan balok prategang adalah RSNI T-12-2004 dan SNI 2847:2019.

A. Penulangan Lentur

Penulangan lentur balok prategang mengacu pada RSNI T-12-2004, untuk tendon tanpa lekatan:

$$A_s = 0,004 A \quad (3.68)$$

dimana,

A = Luas bagian penampang antara muka serat lentur tertarik dan garis berat penampang bruto

Pada SNI 2847:2019 Pasal 9.6.2, tulangan minimum beton prategang harus memenuhi syarat:

- Jumlah total A_s dan A_{ps} harus cukup untuk mengembangkan beban terfaktor sekurang-kurangnya 1,2 kali beban retak;
- Untuk balok dengan kekuatan desain lentur dua kali kekuatan geser dan lentur, aturan sebelumnya tidak perlu terpenuhi;
- Sama seperti pada RSNI T-12-2004.

Untuk mengontrol retak pada daerah tarik diperlukan tulangan ulir dengan jarak maksimum, s , sebagai berikut (SNI 2847:2019 pasal 24.3)

Terkecil dari:

$$380 \frac{280}{f_s} - 2,5C_c \quad (3.69)$$

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (3.70)$$

dimana,

f_s = $2/3 f_y$

C_c = Selimut tulangan pada daerah tarik

B. Penulangan Geser

Penulangan geser balok prategang mengacu pada RSNI T-12-2004 Pasal 6.8.10. Kekuatan geser rencana balok dirumuskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.71)$$

dimana,

$$\begin{aligned} V_c &= \text{Kekuatan geser beton} \\ V_s &= \text{Kekuatan geser tulangan geser} \end{aligned}$$

Kekuatan geser batas beton V_c yang tanpa memperhitungkan adanya tulangan geser, tidak boleh diambil melebihi dari nilai terkecil yang diperoleh dari 2 kondisi retak, yaitu retak geser terlentur (V_{ci}) dan retak geser badan (V_{cw}), kecuali jika penampang yang ditinjau mengalami retak akibat lentur, di mana dalam kondisi tersebut hanya kondisi retak geser terlentur yang berlaku (RSNI T-12-2004). Untuk balok jembatan studi, retak terjadi akibat lentur, oleh karena itu nilai V_c dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \quad (3.72)$$

$$M_{cre} = Z \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \quad (3.73)$$

$$Z = I / y_t \quad (3.74)$$

dimana,

$$\begin{aligned} V_d &= \text{Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak berfaktor (N)} \\ V_i &= \text{Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi serentak dengan } M_{max} \text{ (N)} \end{aligned}$$

- M_{max} = Momen terfaktor pada penampang yang ditinjau, dihitung dari kombinasi beban luar yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau (Nmm)
- f_{pe} = Tegangan tekan dalam beton akibat gaya prategang efektif saja (setelah memperhitungkan semua kehilangan prategang) pada serat terluar dari penampang di mana tegangan tarik terjadi akibat beban luar (MPa)
- f_d = Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar dari penampang di mana terjadi tegangan tarik yang disebabkan oleh beban luar (MPa)

Persyaratan tulangan geser unuk balok *girder* jembatan adalah sebagai berikut: (RSNI T-12-2004 Pasal 6.8.10.7)

- Jika gaya geser rencana terfaktor V_u tidak melebihi kekuatan geser rencana balok dengan tulangan geser minimum, $V_u \leq \phi V_n.min$, maka hanya perlu dipasang tulangan geser minimum. Syarat pemasangan tulangan geser minimum ini pada balok bisa diabaikan jika $V_u \leq \phi V_c$ dan tinggi total komponen struktur tidak melebihi nilai terbesar dari 250 mm dan setengah lebar badan. Ketentuan mengenai tulangan geser minimum ini dapat diabaikan bila menurut pengujian yang mensimulasikan pengaruh perbedaan penurunan, susut, rangkai dan perubahan suhu yang mungkin terjadi selama masa layan, komponen dapat mengembangkan kuat lentur dan geser nominal yang diperlukan.
- Jika $V_u > \phi V_n.min$, maka harus dipasang tulangan geser dengan kuat geser batas V_s .
- Jika komponen vertikal gaya prategang V_p lebih besar dari gaya geser rencana, $V_p > V_u$, maka gaya geser rencana semula harus dimodifikasi menjadi $V_u = 1,2$

$V_p - V_u$ awal dan untuk perhitungan selanjutnya V_p dianggap nol.

Luasan tulangan geser minimum pada balok prategang sebagai berikut (RSNI T-12-2004 Pasal 6.8.10.6)

$$A_v = \frac{B_w S}{3 f_y} \quad (3.75)$$

C. Penyaluran Sambungan Balok-Kolom

Khusus jembatan integral, tulangan transversal pada balok harus disalurkan ke *abutment* yang berlaku sebagai kolom. Panjang penyaluran batang tulangan tarik atau tekan dijelaskan dalam SNI 2847:2019 Pasal 24.4.

- a. Penyaluran batang ulir atau kawat ulir dalam kondisi tarik (l_d)

l_d ditentukan dari hasil terbesar dari:

$$\geq 300 \text{ mm}$$

$$\geq \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1,4 \lambda \sqrt{f_c'}} \right) db \text{ untuk batang } \leq D19 \quad (3.76)$$

$$\geq \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1,1 \lambda \sqrt{f_c'}} \right) db \text{ untuk batang } \geq D22 \quad (3.77)$$

dimana,

Ψ_t = faktor modifikasi pengecoran

Ψ_e = faktor modifikasi epoksi

λ = faktor modifikasi tipe beton (**Lampiran 9**)

db = diameter baja tulangan (mm)

- b. Penyaluran dengan kait standar dalam kondisi tarik (l_{dh}) dan panjang bengkokan (l_{ext})

l_{dh} harus diambil yang terbesar dari:

$$\geq 150 \text{ mm}$$

$$\geq 8d_b \text{ (mm)} \quad (3.78)$$

$$\geq \left(\frac{0,24fy\Psi_c\Psi_e\Psi_r}{\lambda\sqrt{fc'}} \right) d_b \quad (3.79)$$

dimana,

Ψ_c = faktor modifikasi selimut

Ψ_r = faktor modifikasi tulangan pengekang
(Lampiran 9)

Panjang bengkokan (l_{ext}) untuk kait standar dengan sudut bengkokan 90° :

$$\geq 6d_b \text{ atau } 75 \text{ mm, untuk D10 hingga D16} \quad (3.80)$$

$$\geq 12d_b, \text{ untuk D19 hingga D25} \quad (3.81)$$

Untuk diameter sisi dalam bengkokan minimum (r) untuk tipe kait standar 90° :

- Untuk D10 hingga D25, digunakan $r = 6d_b$
- Untuk D29 hingga D36, digunakan $r = 8d_b$
- Untuk D43 hingga D57, digunakan $r = 10d_b$

3.13 Kontrol Struktur

Kontrol perencanaan struktur atas jembatan beton prategang terdiri dari kontrol tegangan penampang setelah

kehilangan, kontrol lendutan, kontrol momen nominal, kontrol momen retak, dan kontrol geser. Acuan kontrol yang dilakukan berdasarkan RSNI T-12-2004 dan SNI 2847:2019. Nilai faktor reduksi (\emptyset) diambil sesuai SNI 2847:2019 (**Tabel 3.19**).

A. Kontrol Tegangan Penampang Setelah Kehilangan

Tegangan setelah perhitungan kehilangan harus di kontrol terhadap batas tegangan ijin sesuai **Sub-Bab 3.9.2**. Perhitungan gaya prategang efektif sesuai dengan rumus:

$$F_e = (100\% - \text{total kehilangan prategang, \%})F_o \quad (3.82)$$

Tabel 3. 19 Berbagai nilai faktor reduksi untuk kontrol

Gaya atau elemen struktur		\emptyset	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65-0,9	Di dekat ujung komponen pratarik dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja
b)	geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa

B. Kontrol Lendutan

Lendutan balok akibat beban layan harus dikontrol sebagai berikut: (RSNI T-12-2004, pasal 9.2.1)

- Geometrik dari penampang harus direncanakan untuk melawan lendutan akibat pengaruh tetap sehingga sisa lendutan (positif atau negatif) masih dalam batas yang dapat diterima.
- Agar lendutan tidak mengganggu tampak dari struktur, lendutan akibat pengaruh tetap yang diberikan pada Peraturan Pembebanan untuk Jembatan Jalan Raya harus sedemikian sehingga pada

bagian tengah bentang tidak melebihi $1/300$ bentang dan tidak terjadi lendutan.

- Lendutan akibat beban rencana untuk daya layan pada Peraturan Pembebanan untuk Jembatan Jalan Raya tidak melampaui $1/250$ bentang.
- Lendutan akibat beban hidup layan termasuk kejut harus dalam batas yang sesuai dengan struktur dan kegunaannya. Kecuali dilakukan penyelidikan lebih lanjut, dan tidak melampaui $L/800$ untuk bentang dan $L/400$ untuk kantilever.

Berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 8.4.6.1, lendutan akibat beban hidup harus diambil sebagai nilai yang terbesar dari:

1. Lendutan akibat beban satu truk,
2. Lendutan akibat BTR.

C. Kontrol Momen Nominal

Momen nominal yang telah dikalikan dengan faktor reduksi harus memenuhi syarat sebagai berikut:

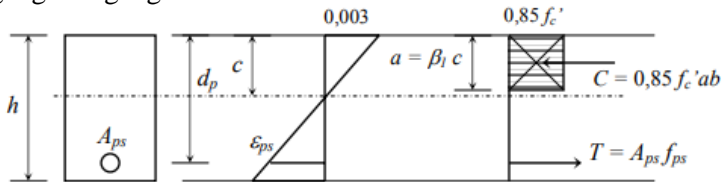
$$Mu \leq \phi Mn$$

Dimana,

M_u = Momen ultimit, didapat dari kombinasi pembebanan (Nmm)

M_n = Momen nominal, kemampuan penampang balok menahan momen (Nmm)

Nilai M_n untuk balok prategang, dapat dicari dari analisis blok tegangan regangan tekan beton.



Gambar 3. 9 Cara perhitungan momen nominal pada balok prategang
(RSNI T-12-2004 ps. 6.8.9.2)

D. Kontrol Momen Retak

Kontrol momen terhadap momen retak harus memenuhi syarat:
(RSNI T-12-2004, pasal 6.8.9.6)

$$1,2M_{cr} \leq Mn \quad (3.83)$$

$$M_{cr} = F(e + kt) + fr.Wb \quad (3.84)$$

$$fr = 0,62\sqrt{fc'} \quad (3.85)$$

$$Wb = \frac{I}{yb} \quad (3.86)$$

dimana,

F	= Gaya prategang (N)
e	= Eksentrisitas (mm)
kt	= Kern atas
fr	= Tegangan <i>rupture</i> (MPa)
I	= Inersia penampang (mm ⁴)
y _b	= Jarak serat terluar bawah penampang dari titik berat penampang (mm)

E. Kontrol Geser

Kontrol geser pada balok jembatan harus memenuhi syarat:

$$Vu \leq \phi Vn$$

dimana,

V _u	= Beban geser akibat kombinasi pembebanan (N)
V _n	= Kekuatan geser nominal penampang (N)

F. Hubungan Balok-Kolom

Kontrol terhadap sambungan antara balok dan kolom hanya terdapat pada jembatan integral. Kontrol dilakukan berdasarkan SNI 2847:2019 dan studi milik N.R Setiati, 2010. Geser pada hubungan balok-kolom harus memenuhi:

$$\phi V_c > V_j \quad (3.87)$$

$$V_j = T_1 - V_h \quad (3.88)$$

$$V_c = 1.0 A_j \times \sqrt{f_c'} \quad (3.89)$$

$$A_j = \text{Tebal } Abutment \times \text{lebar efektif joint} \quad (3.90)$$

Lebar efektif *joint* diambil dari nilai:

$$b + h \leq b + 2x \quad (3.91)$$

dimana,

b = lebar balok

h = tebal *abutment*

x = jarak sumbu longitudinal balok ke sisi kolom

Untuk studi ini diambil nilai T_1 akibat tulangan lentur bagian bawah menggunakan $1,25f_y$ ditambah tarik akibat susut dan rangkai; Nilai V_h diambil 0.

3.14 Gambar Perencanaan

Hasil analisis perhitungan, baik struktur sekunder dan balok prategang pada jembatan konvensional dan integral dituangkan dalam bentuk gambar teknik. gambar teknik menggunakan program bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang berlaku. Gambar perencanaan dapat dilihat pada **Lampiran 10**.

3.15 Analisis Perbandingan

Berdasarkan perhitungan, perencanaan, serta gambar teknik struktur atas antara jembatan konvensional dan integral, dilakukan perbandingan dari aspek teknik yang mempengaruhi *value engineering*. Adapun parameter yang dibandingkan adalah:

1. Lendutan
2. Tegangan Penampang
3. Kehilangan prategang
4. Penulangan balok *girder*

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PEMBAHASAN



4.1 Data Umum

Data umum perencanaan jembatan konvensional dan jembatan integral untuk setiap bentang pada studi perbandingan ini, dapat dilihat pada **Tabel 4.1**.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur sekunder yang direncanakan adalah pelat lantai kendaraan, pelat trotoar, *railing*, dan diafragma.

4.2.1 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Perencanaan pelat lantai kendaraan digunakan untuk desain jembatan konvensional dan jembatan integral seluruh bentang. Adapun data yang diperlukan untuk perencanaan pelat lantai kendaraan:

Jarak antar <i>girder</i>	=	1,85 m
Berat jenis Beton	=	2400 kg/m ³
Berat jenis Aspal	=	2245 kg/m ³
Mutu beton (f_c')	=	25 MPa
Mutu tulangan baja (f_y)	=	280 Mpa

Pelat lantai diambil berdasarkan persamaan 3.1 dan 3.2,

$$ts \geq 200 \text{ mm}$$

$$ts \geq (100 + 40 l) \text{ mm} = (100 + 40 \times 1,85) = 174 \text{ mm}$$

dimana,

ts = Tebal pelat lantai kendaraan

l = Bentang pelat diukur antar pusat tumpuan (m)

untuk studi direncanakan tebal pelat lantai kendaraan adalah 200 mm dan tebal aspal dan overlay masing-masing 50 mm.

Tabel 4. 1 Data umum perencanaan jembatan konvensional dan integral

No	Keterangan	Bentang		
		20 m	30 m	40 m
1	Umur rencana	50 tahun		
2	Lebar jembatan (B)	9 M	9 m	9 m
3	<i>Beam spacing</i> (b1)	1,85 M	1,85 m	1,85 m
4	Jumlah Balok	5 unit	5 unit	5 unit
5	Tipe Jalan	2/2 UD	2/2 UD	2/2 UD
6	Lebar trotoar dan parapet	1 m	1 m	1 m
7	Lokasi	Pasuruan	Pasuruan	Pasuruan
8	Kondisi tanah	Tanah keras	Tanah keras	Tanah keras
9	<i>Diafragma spacing</i>	5 m	5 m	5 m
10	Jumlah diafragma	5 unit	7 unit	9 unit
11	Sekunder			
	• Mutu beton (fc')	25 MPa	25 MPa	25 MPa
	• Selimut (c)	40 mm	40 mm	40 mm
	• β_1	0,85	0,85	0,85
12	Balok			
	• Tipe <i>Girder</i>	WIKA PCI H-125	WIKA PCI H-170	WIKA PCI H-210
	• Mutu beton (fc')	50 MPa	50 MPa	50 MPa
	• β_1	0,69	0,69	0,69

A. Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan

Sesuai SNI 1725-2016, direncanakan beban pelat lantai kendaraan sebagai berikut:

a. Beban mati

- q pelat (q1) $= \gamma_{MS}^U \times \gamma_{beton} \times t_{beton} \times 1 \text{ m}$
 $= 1,3 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$
 $= 624 \text{ kg/m}$
- q aspal (q2) $= \gamma_{MS}^U \times \gamma_{aspal} \times t_{aspal} \times 1 \text{ m}$
 $= 1,3 \times 2245 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m}$
 $= 146 \text{ kg/m}$

b. Beban Mati Tambahan

Berdasarkan SNI 1725:2016 Pasal 7.3.1, jembatan harus direncanakan memikul beban tambahan pelat sebesar 50 mm untuk kemudian hari.

- q aspal overlay (q3) $= \gamma_{MA}^U \times \gamma_{aspal} \times t_{aspal} \times 1 \text{ m}$
 $= 2,0 \times 2245 \times 0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m}$
 $= 224,5 \text{ kg/m}$
- q hujan (q4) $= \gamma_{MA}^U \times \gamma_{air} \times t_{air} \times 1 \text{ m}$
 $= 2,0 \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} \times 1 \text{ m}$
 $= 40 \text{ kg/m}$

c. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1725:2016 Pasal 8.1, beban hidup untuk lantai kendaraan adalah beban truk (T), dimana:

$$\begin{aligned} \gamma_{TT}^U &= 1,8 \\ T &= 112,5 \text{ kN} \\ \text{FBD} &= 30\% \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} T_u &= \gamma_{TT}^U \times T \times (1 + \text{FBD}) \\ &= 1,8 \times 112,5 \text{ kN} \times (1 + 0,3) \\ &= 283,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

B. Perhitungan Momen Akibat Beban

- Momen Akibat beban mati dan mati tambahan

$$\begin{aligned} qUDL &= q_1 + q_2 + q_3 + q_4 \\ qUDL &= (624 + 146 + 224,5 + 40) \\ qUDL &= 1034,5 \text{ kg}'m \end{aligned}$$

Sehingga momen akibat beban mati (MDL):
 Besar Momen Akibat Beban Mati

$$\begin{aligned} M_D &= \frac{1}{10} \times qUDL \times b l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 1034,5 \text{ kg}'m \times 1,85^2 \text{ m}^2 \\ &= 354 \text{ kgm} \approx 3,47 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Beban Hidup

$$\begin{aligned} M_L &= 0,8 \times \frac{(S+0,6) \times Tu}{10} \\ M_L &= 0,8 \times \frac{(1,85+0,6) \times 283,5 \text{ kN}}{10} \quad M_L = 55,566 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka, besar total momen pada pelat lantai adalah

$$\begin{aligned} Mu &= M_D + M_L \\ Mu &= 59,04 \text{ kNm} \approx 60 \text{ kNm} \end{aligned}$$

C. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Data perencanaan:

- Tebal pelat = 200 mm
- Diameter tulangan = 16 mm (arah X); $A_s = 201 \text{ mm}^2$
 = 13 mm (arah Y); $A_s = 132,7 \text{ mm}^2$

a. Penulangan Arah Melintang

- Perhitungan ketinggian efektif (d)

$$d = h - (0,5 \times \text{\textcircled{t}ulangan}) - \text{selimut}$$

$$d = 200 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 40 \text{ mm}$$

$$d = 152 \text{ mm}$$

- Perhitungan rasio tulangan maksimum dan minimum

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019, ps. 18.6.3)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f_c}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0,0049 \text{ atau } 0,005$$

$$\rho_{\min} = 0,005$$

- Perhitungan rasio tulangan perlu

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c}$$

$$m = 13,17$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{60 \text{ kNm}}{0,9}$$

$$M_n = 66,67 \text{ kNm} = 66666666,7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$R_n = \frac{66666666 \text{ Nmm}}{1000 \times 152^2}$$

$$R_n = 2,89 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn \times m}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6,92 \times 13,176}{280}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,011$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

$$0,0056 < \mathbf{0,011} < 0,025$$

Maka digunakan rasio tulangan (ρ) = 0,011

- Perhitungan keperluan tulangan

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d$$

$$As_{perlu} = 0,011 \times 1000 \times 152$$

$$As_{perlu} = 1672 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16, $As = 201 \text{ mm}^2$

Maka, jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{As_{perlu}}{As}$$

$$n = \frac{1672}{201}$$

$$n = 8,3 \text{ buah}$$

Sehingga dipakai 9 buah tulangan

Jarak antar tulangan (s),

$$s = \frac{1000}{(n-1)}$$

$$s = \frac{1000}{8}$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

Maka **digunakan Ø16-125**

b. Penulangan Arah Memanjang

Tulangan arah memanjang adalah tulangan susut dan suhu. Berdasar SNI 2847:2019, diambil,

$$\rho = 0,0020$$

dan kedalaman efektif (d),

$$d = h - (0,5 \times \phi_{tulangan}) - \phi_{tul. arah X} - selimut$$

$$d = 200 \text{ mm} - 6,5 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 40 \text{ mm}$$

$$d = 137,5 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$As \text{ perlu} = 0,002 \times 1850 \times 137,5$$

$$As \text{ perlu} = 509 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D13, As = 132,7 mm

Maka dapat dihitung kebutuhan tulangan,

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As}$$

$$n = \frac{509}{132,7}$$

$$n = 3,8 \text{ buah}$$

Digunakan 4 buah tulangan

$$s = \frac{1850}{n-1}$$

$$s = \frac{1850}{3}$$

$$s = 616$$

$s_{\min} = 450 \text{ mm}$
Maka **digunakan Ø13-300**

D. Kontrol Geser Ponds

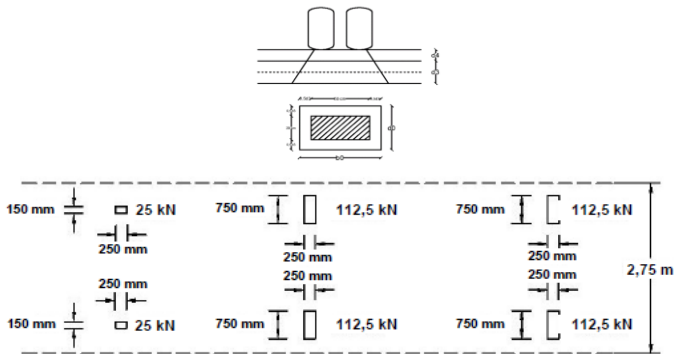
Kontrol penampang pelat lantai akibat geser didasarkan pada roda tengah truk dengan:

$$T = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{FBD} = 30\%$$

$$\gamma_{\text{TT}}^{\text{U}} = 1,8$$

$$\begin{aligned} V_u &= \gamma_{\text{TT}}^{\text{U}} \times T \times (1 + \text{FBD}) \\ &= 1,8 \times 112,5 \text{ kN} \times 1,3 \\ &= 283,5 \text{ kN} = 283500 \text{ N} \end{aligned}$$



Gambar 4. 1 keliling kritis dan beban truk

$$b_0 = 0,5 d_3 + 75 + 0,5 d_3 = 10 + 75 + 10 = 95 \text{ cm} = 950 \text{ mm}$$

$$d_0 = 0,5 d_3 + 25 + 0,5 d_3 = 10 + 25 + 10 = 45 \text{ cm} = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling Kritis (U)} &= 2 \times (b_0 + d_0) \\ &= 2 \times (1400 \text{ mm}) \\ &= 2800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Kritis (Ak)} &= U \times d^3 \\
 &= 2800 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\
 &= 560000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat kekuatan geser, $V_u < \phi V_c$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times A_k \\
 &= 1/6 \times \sqrt{25} \text{ Mpa} \times 560000 \text{ mm}^2 \\
 &= 466666,67 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 V_c \\
 &= 350000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c \\
 283500 \text{ N} &< 350000 \text{ (OK)} \rightarrow \text{diperlukan tulangan minimum}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= 125 \text{ mm atau } 300 \text{ mm} \\
 f_y &= 280 \text{ MPa} \\
 y_1 &= h - 2c \\
 &= 120 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari persamaan:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,2y_1}{f_y}$$

Didapat $A_{sw} = 26 \text{ mm}^2$
 Digunakan $\phi 6$ ($A_s = 56 \text{ mm}^2$) untuk tulangan geser

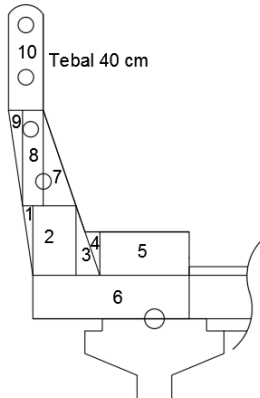
4.2.2 Perencanaan Slab Trotoar (SNI 1725 8.4.6.3)

Direncanakan tebal slab trotoar adalah 200 mm dengan:

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antara tiang } railing \text{ (L)} &= 2 \text{ m} \\
 \text{Mutu beton} &= 25 \text{ MPa} \\
 \text{Berat beton} &= 2400 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

A. Pembebanan

a) Beban sendiri



Gambar 4. 2 Pembagian area untuk perhitungan beban sendiri pelat

Tabel 4. 2 Perhitungan berat sendiri pelat kantilever per-dua meter

No	B (m)	H (m)	Shape	L (m)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	0,06	0,40	0,50	2,00	0,57	0,74	0,42
2	0,25	0,40	1,00	2,00	4,71	0,58	2,73
3	0,14	0,40	0,50	2,00	1,29	0,41	0,53
4	0,09	0,20	0,50	2,00	0,40	0,34	0,14
5	0,52	0,20	1,00	2,00	4,85	0,06	0,29
6	0,90	0,20	1,00	2,00	8,48	0,25	2,12
7	0,19	0,55	0,50	0,40	0,49	0,67	0,33
8	0,10	0,55	1,00	0,40	0,53	0,69	0,36
9	0,08	0,55	0,50	0,40	0,21	0,76	0,16
10	0,20	0,60	1,00	0,40	1,13	0,72	0,81
Pipa railing besi (w=8,39 kg/m)			4	2	67,12	1,24	83,2288
Total					89,77		91,12

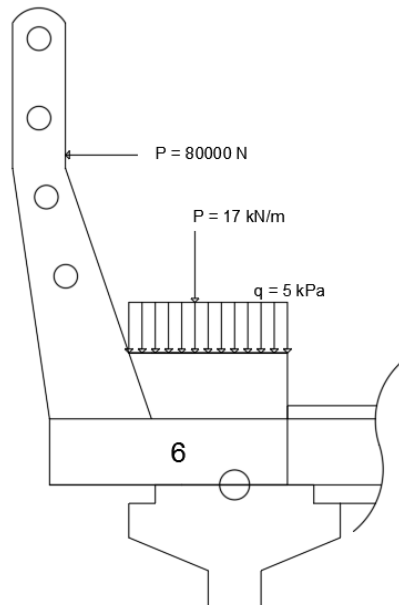
Sehingga, berat trotoar per meter lebar adalah:

$$P_{MS} = 44,88 \text{ kN}$$

$$M_{MS} = 45,56 \text{ kNm}$$

b) Beban Hidup *Pedestrian*

Pada SNI 1725:2016, Pada pelat kantilever dengan bentang kurang dari 1800 mm dari sumbu gelagar ekterior, beban roda dapat diganti dengan beban garis dengan intensitas 17 kN/m berjarak 250 mm dari tepi dalam parapet. Pelat kantilever juga menerima tumbukan dan beban pejalan kaki.



Gambar 4. 3 Beban hidup pada pelat kantilever

Tabel 4. 3 Perhitungan beban hidup pada pelat kantilever

Beban	w (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Roda	34	0,15	5,1
Pejalan kaki	6	0,1	0,6
Tumbukan	80	1,25	100
	120		105,7

Sehingga beban per meter nya,

$$P_{TP} = 60 \text{ kN}$$

$$M_{TP} = 52,9 \text{ kNm}$$

c) Beban Ultimit Perencanaan *Slab* Trotoar

Berdasarkan SNI 1725:2016, faktor beban ultimit untuk:

- Beban sendiri $\gamma_{MS}^u = 1,3$
- Pejalan kaki $\gamma^u = 1,8$
- Momen ultimit $M_u = \gamma_{MS}^u M_{MS} + \gamma^u M_{TP} = 154,36 \text{ kNm}$
- Geser ultimit $= 166,35 \text{ kN}$

B. Pemesian *Slab* Trotoar

a. Penulangan Lentur

Data perencanaan untuk penulangan *slab* trotoar adalah sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja} = 410 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal slab} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$E_{BAJA} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times (f_c' / f_y) \times 600 / (600 + f_y)$$

$$= 0,044$$

$$\emptyset = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 154,36 \text{ kNm} \\
 \text{Tebal (d)} &= \text{h-cover} = 160 \text{ mm} \\
 \text{Lebar tinjau (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Mn} &= \text{Mu}/\emptyset = 171,5 \text{ kNm} \\
 \text{Rn} &= 6,7 \\
 \rho \text{ perlu} &= 0,021 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,005 \\
 \rho \text{ max} &= 0,025 \\
 \text{Maka, } \rho &= 0,021 \\
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 3360 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D22, dengan

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 380 \text{ mm}^2 \\
 \text{tulangan per meter (n)} &= 3360/380 = 9 \text{ buah} \\
 \text{Jarak (S)} &= 1000/(n-1) = 125 \text{ mm} \\
 &\text{Digunakan } \mathbf{D22-125}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan susut

Untuk tulangan longitudinal diambil sebesar

$$0,005 \text{ b d} = 720 \text{ mm}^2$$

Maka, As perlu diambil 720 mm²

Digunakan D16, dengan

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 201 \text{ mm}^2 \\
 \text{tulangan per meter (n)} &= 702/201 = 4 \text{ buah} \\
 \text{Jarak (S)} &= 1000/(n-1) = 333,33 \text{ mm} \\
 &\text{Digunakan } \mathbf{\emptyset 16 -300}
 \end{aligned}$$

c. Penulangan geser

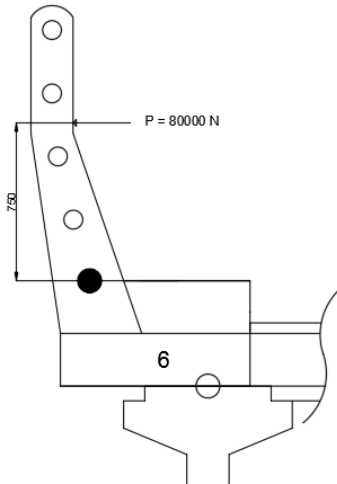
$$\begin{aligned}
 \text{Vu} &= 166,35 \text{ kN} \\
 \text{Vc} &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 133,33 \text{ kN} \\
 V_s \text{ perlu} &= 88,47 \text{ kN} \\
 \text{Digunakan } \mathbf{\varnothing 10-300} \\
 V_s &= 117,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.3 Pembesian Tiang *Railing*

Pembesian tiang *railing* menggunakan beban tumbukan kendaraan. Ditentukan kriteria kinerja untuk jembatan studi adalah KK-4. Dengan beban:

$$\begin{aligned}
 W &= 80.000 \text{ N} \\
 G &= 1250 \text{ mm} \\
 Y_{TC}^U &= 1 \\
 M_{TC} &= 80 \text{ kN (0,75) m} \\
 &= 60 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 4 Beban tumbukan pada tiang *railing*

A. Tulangan Lentur

Data perencanaan untuk penulangan lentur tiang *railing* adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton} &= 25 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja} &= 410 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang (bw)} &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 40 \text{ mm} \\
 E_{\text{BAJA}} &= 200000 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \\
 \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times (f_c'/f_y) \times 600/(600+f_y) \\
 &= 0,044 \\
 \emptyset &= 0,9 \\
 M_u &= 60 \text{ kNm} \\
 \text{Tebal (d)} &= h\text{-cover} = 160 \text{ mm} \\
 \text{Lebar tinjau (b)} &= 400 \text{ mm} \\
 M_n &= M_u/\emptyset = 66,67 \text{ kNm} \\
 R_n &= 6,51 \\
 \rho \text{ perlu} &= 0,0287 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,005 \\
 \text{Maka, } \rho &= 0,02 \\
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 1280 \text{ mm}^2 \\
 \text{Digunakan } \mathbf{5D19} &\text{ dengan luasan (As) = } 1417,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

B. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 80 \text{ kN} \\
 V_c &= 0,17\sqrt{f_c'} b d = 53333 \text{ N} \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 V_s &= V_u/\emptyset - V_c \\
 &= 53,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan sengkang $\emptyset 10 - 2$ kaki, $f_y = 280$ MPa, maka

$$\begin{aligned}
 A_v &= 157 \text{ mm}^2 \\
 S &= A_v \times f_y \times d / V_s \\
 &= 131,71
 \end{aligned}$$

Digunakan $\mathbf{\emptyset 10-100}$, dengan $V_s = 70,3$ kN

4.2.4 Sandaran Pejalan Kaki

Direncanakan untuk menahan tumbukan KK-4 dengan beban sebagai berikut:

P	= 80 kN
L	= 1600 mm
Jumlah besi sandaran	= 4
P' (satu sandaran)	= 20 kN
M	= $\frac{1}{4} P'L$ = 8 kNm

Digunakan circular hollow section d = 8,91 cm; t = 4,0 mm

Zx	= 21,8 cm ³
Fy	= 410 MPa (BJ 55)
Mn	= fy Zx = 8938 Nm

Maka,

$$0,9 Mn > Mu$$

$$8044 Nm > 8000 Nm \text{ (OK)}$$

Digunakan *Circular hollow* dengan D = 89,1 mm

4.2.5 Perencanaan Diafragma Jembatan

Diafragma hanya memikul berat sendiri beton.

- Bentang 20 m

Dimensi	= (1 x 1,67 x 0,3) m
W	= 696 kg/m
qu	= 1,3 W
qu	= 904,8 kg/m
Mu	= $\frac{1}{8} qu L^2$ = 315,42 kgm
Vu	= 755,51 kg

Direncanakan:

Tebal (d)	= h-cover = 960 mm
-----------	-----------------------

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tinjau (b)} &= 300 \text{ mm} \\
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 3,43 \text{ kNm} \\
 R_n &= 0,0115 \\
 \rho \text{ perlu} &= 0,00004 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,005 \\
 \text{Maka, } \rho &= 0,005 \\
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 1440 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan diameter 22, dengan
 As = 380 mm²
 Jumlah tulangan (n) = 1440/380
 = 4 buah
 Digunakan **4Ø22** untuk tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 V_n &= V_u / \phi \\
 V_n &= 1007,34 \text{ kg} \\
 &= 10073,4 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} b w d \\
 V_c &= 240000 \text{ N} \\
 0,5V_c &= 120000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$0,5V_c > V_u$$

Maka, tidak diperlukan tulangan sengkang.

- Bentang 30 m
- $$\begin{aligned}
 \text{Dimensi} &= (0,93 \times 1,65 \times 0,3) \text{ m} \\
 W &= 647,3 \text{ kg/m} \\
 q_u &= 1,3 W \\
 &= 841,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1/8 \text{ qu } L^2 \\ &= 286,4 \text{ kgm} \\ \text{Vu} &= 694,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Direncanakan:

$$\begin{aligned} \text{Tebal (d)} &= h\text{-cover} \\ &= 890 \text{ mm} \\ \text{Lebar tinjau (b)} &= 300 \text{ mm} \\ \text{Mn} &= \text{Mu}/\emptyset \\ &= 3,12 \text{ kNm} \\ \text{Rn} &= 0,0113 \\ \rho \text{ perlu} &= 0,00004 \\ \rho \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,005 \\ \text{Maka, } \rho &= 0,005 \\ \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 1335 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Digunakan diameter 22, dengan} \\ \text{As} &= 380 \text{ mm}^2 \\ \text{Jumlah tulangan (n)} &= 1335/380 \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan **4Ø22** untuk tulangan lentur

$$\begin{aligned} \text{Vn} &= \text{Vc} + \text{Vs} \\ \text{Vn} &= \text{Vu}/\emptyset \\ \text{Vn} &= 925,61 \text{ kg} \approx 9256,1\text{N} \\ \text{Vc} &= \frac{1}{6}\sqrt{f'c'}bwd \\ \text{Vc} &= 222500 \text{ N} \\ 0,5\text{Vc} &= 111250 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,5\text{Vc} > \text{Vu}$$

Maka, tidak diperlukan tulangan sengkang.

- Bentang 40 m

$$\begin{aligned} \text{Dimensi} &= (1,275 \times 1,65 \times 0,3) \text{ m} \\ W &= 887,4 \text{ kg/m} \\ q_u &= 1,3 W \\ q_u &= 1153,62 \text{ kg/m} \\ M_u &= 1/8 q_u L^2 \\ &= 392,6 \text{ kgm} \\ V_u &= 951,74 \text{ kg} \end{aligned}$$

Direncanakan:

$$\begin{aligned} \text{Tebal (d)} &= h\text{-cover} \\ &= 1235 \text{ mm} \\ \text{Lebar tinjau (b)} &= 300 \text{ mm} \\ M_n &= M_u / \phi \\ &= 4,3 \text{ kNm} \\ R_n &= 0,009 \\ \rho \text{ perlu} &= 0,00003 \\ \rho \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,005 \\ \text{Maka, } \rho &= 0,005 \\ \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 1852 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter 22, dengan

$$\begin{aligned} \text{As} &= 380 \text{ mm}^2 \\ \text{Jumlah tulangan (n)} &= 1335/380 \\ &= 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan **5Ø22** untuk tulangan lentur

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ V_n &= V_u / \phi \\ V_n &= 951,74 \text{ kg} \approx 9517,4 \text{ N} \\ V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} b w d \\ V_c &= 308750 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,5V_c = 154375 \text{ N}$$

$$0,5V_c > V_u$$

Maka, tidak diperlukan tulangan sengkang.

4.3 Perencanaan Jembatan Konvensional

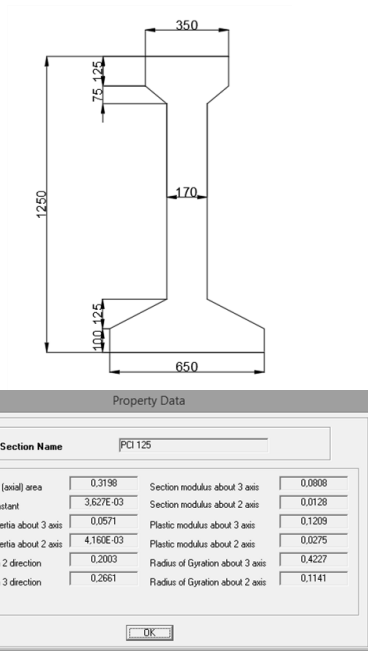
Perencanaan jembatan konvensional mengacu pada RSNI T-12-2004 dan SNI 2847:2019, perencanaan struktur beton untuk jembatan. Permodelan struktur dengan model *simple beam* dan perletakan sendi-rol. Penampang I-*girder* untuk jembatan bentang 20 m, 30 m, dan 40 m menggunakan wika PCI *Girder*.

4.3.1 Preliminary Design

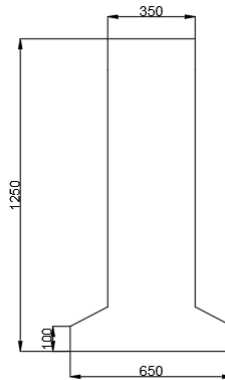
Berikut adalah perkiraan dimensi dan penulangan *girder* balok pratekan untuk jembatan konvensional.

a. Dimensi Jembatan Bentang 20 m:

- Tinggi *girder* : 125 cm
- Tinggi diafragma : 82,5 cm
- Lebar diafragma : 30 cm
- Jumlah balok diafragma : 5
- Jarak antar diafragma : 5 m
- Penampang *girder* :

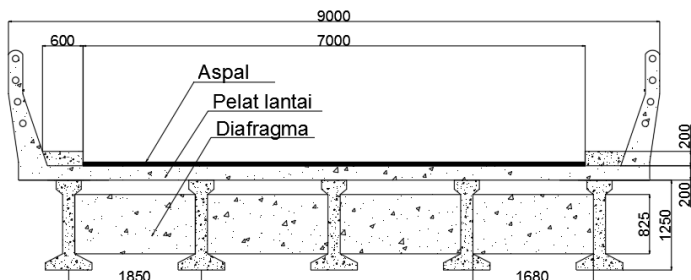


Gambar 4. 5 Dimensi penampang dan properti data PCI-125 pada tengah bentang



Property Data			
Section Name		PCI 125 - ujung	
Properties:			
Cross-section (axial) area	0.4863	Section modulus about 3 axis	0.1029
Torsional constant	0.0162	Section modulus about 2 axis	0.0227
Moment of Inertia about 3 axis	0.0699	Plastic modulus about 3 axis	0.1613
Moment of Inertia about 2 axis	7.370E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.05
Shear area in 2 direction	0.3783	Radius of Gyration about 3 axis	0.3791
Shear area in 3 direction	0.4338	Radius of Gyration about 2 axis	0.1231

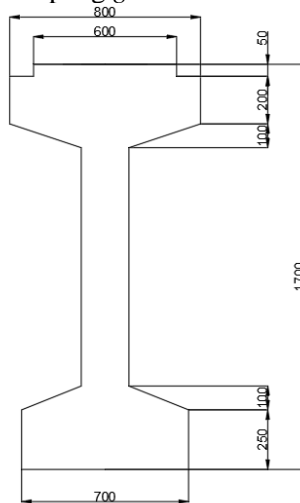
Gambar 4. 6 Dimensi penampang dan properti data PCI-125 pada ujung bentang



Gambar 4. 7 Potongan melintang jembatan bentang 20 m

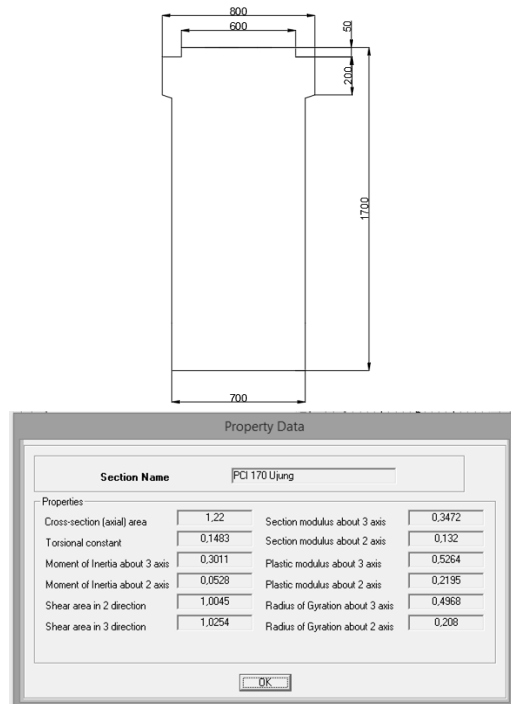
b. Dimensi Jembatan Bentang 30 m

- Tinggi *girder* : 170 cm
- Tinggi diafragma : 93 cm
- Lebar diafragma : 30 cm
- Jumlah balok diafragma : 7
- Jarak antar diafragma : 5 m
- Penampang *girder* :

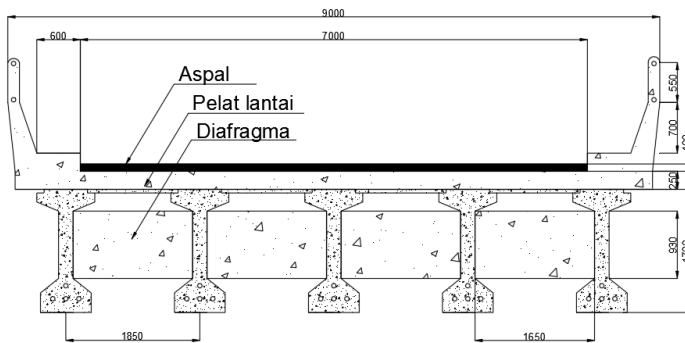


Property Data			
Section Name		PCI 170	
Properties:			
Cross-section (axial) area	0.67	Section modulus about 3 axis	0.2779
Torsional constant	0.017	Section modulus about 2 axis	0.0522
Moment of Inertia about 3 axis	0.2449	Plastic modulus about 3 axis	0.3739
Moment of Inertia about 2 axis	0.0209	Plastic modulus about 2 axis	0.0932
Shear area in 2 direction	0.3429	Radius of Gyration about 3 axis	0.6046
Shear area in 3 direction	0.5768	Radius of Gyration about 2 axis	0.1766
OK			

Gambar 4. 8 Dimensi penampang dan properti data PCI-170 pada tengah bentang



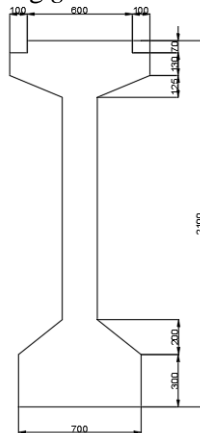
Gambar 4. 9 Dimensi penampang dan properti data PCI-170 pada ujung bentang



Gambar 4. 10 Potongan melintang jembatan bentang 30 m

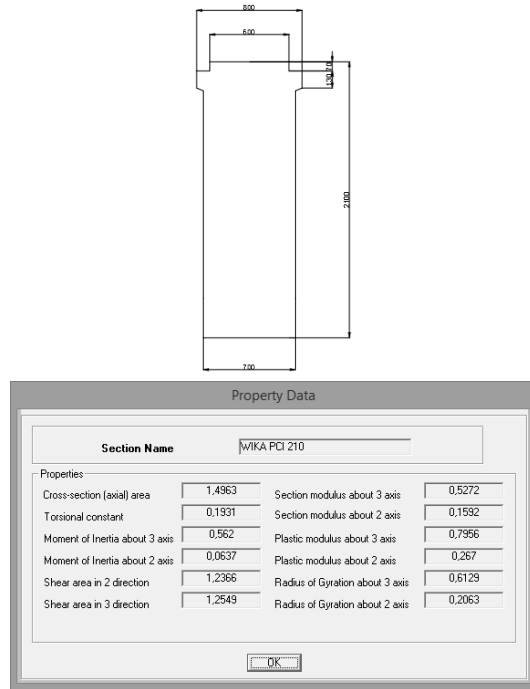
c. Dimensi Jembatan Bentang 40 m

- Tinggi girder : 170 cm
- Tinggi diafragma : 127,5 cm
- Lebar diafragma : 30 cm
- Jumlah balok diafragma : 9
- Jarak antar diafragma : 5 m
- Penampang girder :

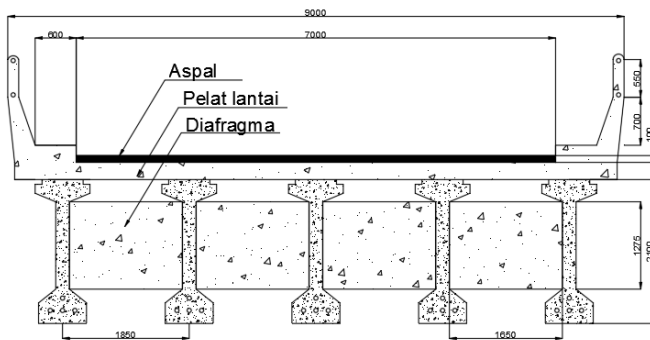


Property Data			
Section Name		WKA PCI 210	
Properties			
Cross-section (axial) area	0.7775	Section modulus about 3 axis	0.4001
Torsional constant	0.0228	Section modulus about 2 axis	0.0543
Moment of Inertia about 3 axis	0.4329	Plastic modulus about 3 axis	0.5317
Moment of Inertia about 2 axis	0.0217	Plastic modulus about 2 axis	0.1014
Shear area in 2 direction	0.4174	Radius of Gyration about 3 axis	0.7462
Shear area in 3 direction	0.6602	Radius of Gyration about 2 axis	0.1671
OK			

Gambar 4. 11 Dimensi penampang dan properti data PCI-210 pada tengah bentang



Gambar 4. 12 Dimensi penampang dan properti data PCI-210 pada ujung bentang



Gambar 4. 13 Potongan melintang jembatan bentang 40

d. Tahapan Pelaksanaan

Adapun tahapan pelaksanaan konstruksi jembatan konvensional untuk bentang 20 m sama dengan 30 m, sebagai berikut:

- Pekerjaan bangunan bawah dipastikan telah selesai.
- Pabrikasi *girder*.
- Transportasi *girder* menggunakan *multi-axle truck* dari *workshop* menuju tempat proyek.
- Dilakukan *stressing* sebesar F_0 sebelum pengangkatan.
- Persiapan pengangkatan dan pengangkatan. *Girder* diangkat dari *field* menuju dudukan yang telah disiapkan diatas *abutment*.
- Pemasangan diafragma.
- Pemasangan pelat dek. Pada jembatan bentang 20 m tidak terdapat pelat dek, sehingga diperlukan bekisting untuk pengecoran pelat lantai.
- Pengecoran pelat lantai, trotoar, dan tiang *railing*.
- Pengaspalan dan *finishing*.

Untuk bentang 40 m, sebagai berikut:

- Salah satu *abutment* dicor hingga selevel dudukan, dimana bagian itu adalah bagian angkur hidup dari *girder*.
- Pabrikasi *girder*.
- Transportasi *girder* menggunakan *multi-axle truck* dari *workshop* menuju tempat proyek.
- Dilakukan *stressing* sebesar F_0 sebelum pengangkatan.
- Persiapan pengangkatan dan pengangkatan. *Girder* diangkat dari *field* menuju dudukan yang telah disiapkan diatas *abutment*.
- Pemasangan diafragma.

- Pemasangan pelat dek. Pada jembatan bentang 20 m tidak terdapat pelat dek, sehingga diperlukan bekisting untuk pengecoran pelat lantai.
- Pengecoran pelat lantai, trotoar, dan tiang *railing*.
- Penambahan tegangan pada sisi angkur hidup *strand*
- Pengecoran kepala *abutment* pada sisi angkur hidup
- Pengaspalan dan *finishing*.

4.3.2 Pemodelan Jembatan Konvensional

Pemodelan tiga dimensi jembatan konvensional pada aplikasi program bantu SAP2000 menggunakan *frame element* untuk *girder* dan *shell element* untuk pelat lantai. Perletakan diujung masing-masing *girder* adalah sendi-rol.

A. Material dan Penampang

Material yang digunakan dalam pemodelan struktur jembatan konvensional adalah beton dengan mutu f_c' 25 MPa dan 60 MPa. Beton dengan mutu 25 MPa dipakai untuk pelat lantai sedangkan beton mutu 60 MPa digunakan untuk *pre-cast I* (PCI) *girder*. Nilai poisson diambil 0,2 dan *coefficient thermal* diambil $1,1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Nilai *modulus of elasticity* diambil mengikuti rumus:

$$E = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: [f'c 60 MPa] Display Color

Material Type: Concrete Modify/Show Notes...

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.331E-05 Units: N, mm, C

Mass per Unit Volume: 2.377E-03

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 36406.04345434

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.100E-05

Shear Modulus, G: 15169.185

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 60.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 4. 14 *Material properties* untuk beton mutu 60 MPa

Girder dimodelkan dengan *frame element* dengan tipe *concrete precast-I*. Pelat dimodelkan dengan shell element dengan tipe *shell-thin*.

Precast Concrete I Girder

Section Name: [PCI 210] Display Color

Set Section Dimensions Based on a Standard Section

Section Dimensions

Half Tee

B1	B1	B1
D2	B2	D1
D3	B3	D1
D4	B4	D1
D6	D1	D1
D6	D1	D1

I Beam

B1	D1
D2	D2
D3	D3
D4	D4
D5	D5
D6	D6

Material: + f'c 60 MPa

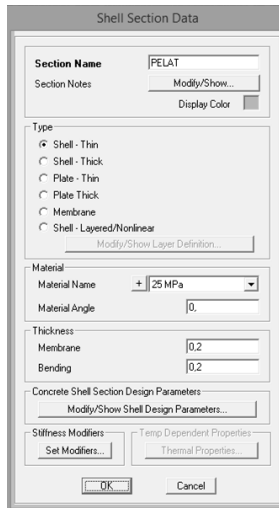
Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Section Notes: Modify/Show Notes...

OK Cancel

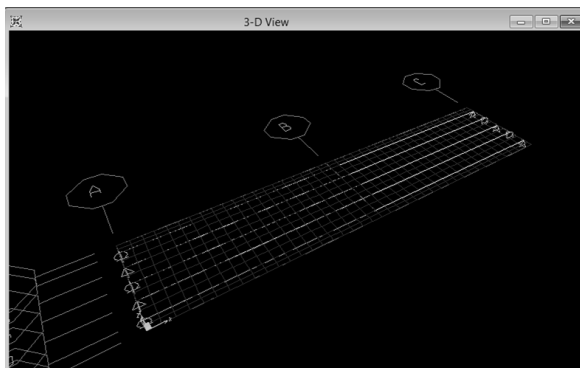
Gambar 4. 15 Pemodelan *frame element* untuk PCI-210



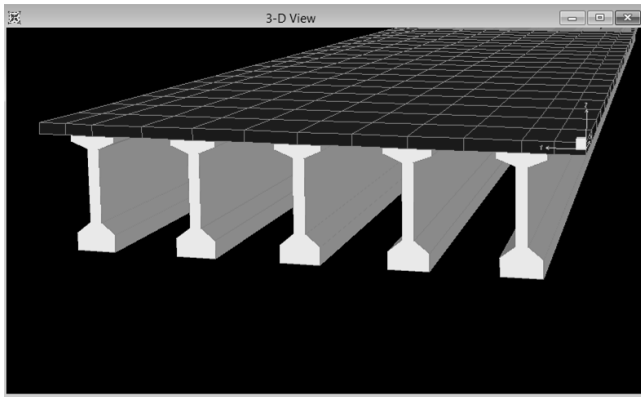
Gambar 4. 16 Pemodelan *shell element* untuk pelat lantai kendaraan

B. Pemodelan Struktur Konvensional

Pemodelan struktur konvensional dimulai dengan menggambar *girder* dan pelat pada grid yang telah diatur. Pada ujung *girder* diberikan perletakan sendi dan ujung lainnya rol.



Gambar 4. 17 Pemodelan jembatan konvensional pada SAP2000



Gambar 4. 18 Potongan melintang tiga dimensi jembatan konvensional

4.3.3 Pembebanan Jembatan Konvensional

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk perhitungan kontrol kapasitas momen sesuai SNI 1725:2016 adalah kuat I, kuat III, kuat V, dan ekstrem I. Untuk contoh perhitungan, beban mati, hidup, prategang, dan rem digunakan faktor beban untuk kombinasi kuat I, beban angin digunakan faktor beban untuk kombinasi kuat V, dan beban gempa digunakan faktor beban ekstrem I. Untuk analisis tegangan balok pratekan digunakan kombinasi Daya layan III.

A. Beban mati (MA dan MS)

Beban mati terbagi menjadi dua, yaitu beban sendiri (MS) dan beban mati tambahan (MA) yang dipikul oleh jembatan.

- Beban PCI *girder*

$$\begin{aligned} MS1 &= \gamma_{MS}^U \times A \times BJ \\ &= 1,2 \times 0,7775 \text{ m}^2 \times (2240 + 2,29 \text{ fc}') \\ &= 2196,75 \text{ kg/m} \end{aligned}$$
- Beban pelat lantai

$$\begin{aligned} MS2 &= \gamma_{MS}^U \times t_p \times BJ \\ &= 1,3 \times (0,2\text{m}) \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\ &= 603,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- **Beban dek**
Beban dek dimodelkan sebagai beban garis di *girder*

$$\begin{aligned} \text{MS3} &= \gamma_{\text{MS}}^{\text{U}} \times A \times \text{BJ} \\ &= 1,2 \times (0,07 \text{ m} \times 1,15 \text{ m}) \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\ &= 224,112 \text{ kg/m} \end{aligned}$$
- **Beban diafragma**
Beban diafragma dimodelkan sebagai beban terpusat pada *girder*.

Untuk bentang 40 m, diafragma dipasang setiap 5 m dan memiliki berat per unitnya:

$$\begin{aligned} \text{MS4} &= \gamma_{\text{MS}}^{\text{U}} \times V \times \text{BV beton} \\ &= 1,2 \times 0,631 \text{ m}^3 \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\ &= 1756,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Beban aspal**
Beban aspal dimodelkan beban merata area diatas pelat.

$$\begin{aligned} \text{MS5} &= \gamma_{\text{MS}}^{\text{U}} \times \text{tp} \times \text{BJ} \\ &= 1,3 \times (0,05) \times 2245 \text{ kg/m}^3 \\ &= 145,93 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$
- **Beban overlay aspal**

$$\begin{aligned} \text{MS6} &= \gamma_{\text{MA}}^{\text{U}} \times \text{tp} \times \text{BJ} \\ &= 2 \times (0,05) \times 2245 \text{ kg/m}^3 \\ &= 224,5 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$
- **Beban pedestal**
Beban *pedestal* dimodelkan pada *girder* ujung, dengan besar:

$$\begin{aligned}
 MS7 &= \gamma_{MS}^U \times A \times BJ \\
 &= 1,3 \times (0,6 \times 0,2) \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 452,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- **Beban Parapet**
Beban parapet dimodelkan pada *girder* ujung, dengan besar:

$$\begin{aligned}
 MS8 &= \gamma_{MS}^U \times V/2 \text{ meter} \times BJ \\
 &= 1,3 \times 0,1485 \text{ m}^3/2 \text{ meter} \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 224 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

B. **Beban prategang (PR)**

Akibat penarikan kabel, *girder* seolah-olah menerima gaya tambahan yang arahnya berlawanan gravitasi. Beban prategang dimodelkan beban garis di *girder*.

$$\begin{aligned}
 PR &= \gamma_{PR}^U \times 8 \times F \times h/L^2 \\
 &= 1 \times 8 \times F \text{ (N)} \times 0,83347 \text{ m}/(40\text{m})^2 \\
 &= 3498,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

C. **Beban hidup (TT/TD dan TP)**

Beban hidup yang berpengaruh untuk beban jembatan adalah beban lajur "D". Perhitungan beban hidup didasarkan pada SNI 1725:2016 dengan faktor beban dinamis (FBD) untuk bentang 40 m adalah 40% dan faktor lajur D (γ^{uTD}) 1,8.

- **Beban Terbagi Rata (BTR)**
Untuk jembatan dengan bentang 40 m, $qUDL$ dihitung dengan perumusan

$$qUDL = 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) kPa$$

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

$$qUDL = 7,875 kPa \approx 802,75 \text{ kg/m}^2$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} BTR &= qUDL \times \gamma^u TD \\ BTR &= 802,75 \text{ kg/m}^2 \times 1,8 \\ BTR &= 1444,95 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban dimodelkan sebagai beban terpusat di *girder*. Berdasarkan SNI 1725:2016, beban garis terpusat dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} BGT &= 49 \text{ kN/m} \times b1 \times (1 + FBD) \times \gamma^u TD \\ BGT &= 49 \times 1,85 \times 1,4 \times 1,8 \\ BGT &= 228,438 \text{ kN} \approx 23286,24 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban pejalan kaki

Beban pejalan kaki dimodelkan sebagai beban garis di *girder* ujung. Sesuai dengan SNI 1725:2016 Pasal 8.9, besar beban pejalan kaki :

$$\begin{aligned} TP &= \gamma^u \times 5 \text{ kPa} \times \text{lebar trotoar} \\ &= 1,8 \times 5 \text{ kN/m}^2 \times 0,6 \text{ m} \\ &= 5,4 \text{ kN/m} \\ &\approx 550,46 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

D. Beban rem (TB)

Berdasarkan SNI 1725:2016 gaya rem diambil dari yang terbesar:

- 25% dari berat gandar truk desain

$$\begin{aligned} TB &= \gamma^u \times 25\% \times 225 \text{ kN} \\ &= 1,8 \times 225/4 \\ &= 101,25 \text{ kN} \\ &\approx 10321,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

- 5% dari berat truk rencana ditambah beban BTR

$$\begin{aligned} TB &= 5\% \times (\gamma^u \times 500 \text{ kN} + \gamma^u \times 59403,67 \text{ kg}) \\ &= 9933,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sehingga, nilai beban rem (TB) adalah:

$$TB = 10321,1 \text{ kg}$$

Beban rem diletakan untuk setiap lajur, dan berada 1800 mm diatas permukaan jalan. Sehingga memberikan beban momen sebesar:

$$\begin{aligned} M_{TB} &= TB \times 1,8\text{m} \\ &= 18578 \text{ kgm} \end{aligned}$$

E. Beban angin (EW_S dan EW_L)

Berdasarkan SNI 1725: 2016, beban angin dibagi menjadi dua, yaitu beban angin pada struktur (EW_S) dan beban angin pada kendaraan (EW_L).

- EW_S

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \left(\frac{VDZ}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,000866 \text{ MPa} \end{aligned}$$

dimana:

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$V_B = 126 \text{ km/jam}$$

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \\ &= 75,69 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

$$V_o = 19,3 \text{ km/jam}$$

$$Z_o = 2500 \text{ mm}$$

$$Z = \text{untuk semua bentang, diambil } 12 \text{ m}$$

$$V_{10} = V_B$$

Sehingga beban angin pada struktur atas:

$$\begin{aligned} EW_S &= \gamma^U \times P_D \times \text{tinggi balok total} \\ &= 0,4 \times 8,66 \times 10^{-4} \times (2100 + 200 + 200 + 1250) \\ &= 1,32 \text{ N/mm} \\ &\approx 134,18 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- EW_L
Untuk gaya angin pada kendaraan diambil 1,46 N/mm. Sehingga:

$$\begin{aligned} EW_L &= \gamma^U \times 1,46 \text{ N/mm} \\ &= 1 \times 1,46 \text{ N/mm} \\ &= 1,46 \text{ N/mm} \\ &\approx 148,83 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban diletakan 1800 mm diatas permukaan jalan.

Khusus untuk kombinasi beban Kuat III, terdapat tambahan beban angin vertikal yaitu beban garis memanjang jembatan yang mempresenatsikan gaya angin vertikal ke atas yang besarnya:

$$\begin{aligned} EW_S &= \gamma^U \times 9,6 \times 10^{-4} \text{ MPa} \times \text{lebar jembatan} \\ &= 1,4 \times 0,00096 \text{ N/mm}^2 \times 1850 \text{ mm} \\ &= 2,48 \text{ N/mm} \\ &\approx 253,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

F. Beban gempa (EQ)

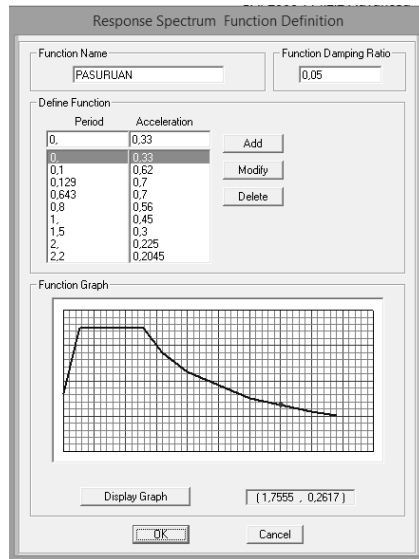
Beban gempa menggunakan aplikasi SAP2000 dengan menginput respon spektrum. Respon spektrum diambil dari peta gempa SNI 2833:2016. Jembatan berada pada tanah keras di pasuruan dan memiliki bentang tunggal.

- $PGA = 0,3$
- $S_s = 0,6$
- $S_1 = 0,3$

Sehingga,

- $F_{PGA} = 1,1$
- $F_a = 1,16$
- $F_v = 1,5$
- $A_S = F_{PGA} \times PGA = 0,33$
- $S_{DS} = F_a \times S_s = 0,7$
- $S_{D1} = F_v \times S_1 = 0,45$

- $T_s = \frac{SD1}{SDS} = 0,643$
- $T_o = 0,2 T_s = 0,129$
- Zona gempa = 3 ($0,3 \leq S_{D1} \leq 0,5$)
- $R = 1$
- $T_x = 0,14$ (mode 4)
- $T_y = 0,159$ (mode 3)



Gambar 4. 19 Respons spektrum beban gempa pada lokasi yang ditinjau

Maka, beban gempa yang terjadi pada struktur atas jembatan bentang 40 m:

$$EQ = \frac{Csm}{R} \times Wt$$

dimana,

Csm = koefisien respons elastik = 0,7

R = faktor modifikasi respons = 1

Wt = berat struktur total (berat mati dan hidup)

Perhitungan berat struktur total:

Perhitungan dilakukan pada satu *girder* ditengah

$$W_t = W_D + 0,3W_L$$

Yang termasuk berat mati adalah berat *girder*, berat pelat dek, berat diafragma, berat pelat lantai, dan berat aspal.

- Berat *girder*

$$\begin{aligned} W_1 &= A \times L \times BV \\ &= 0,7775 \text{ m}^2 \times 40 \text{ m} \times 2354,5 \text{ kg/m}^3 \\ &= 73224,95 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat pelat dek

$$\begin{aligned} W_2 &= A \times L \times BV \\ &= (0,07 \times 1,15) \times 40 \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\ &= 7470,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat pelat lantai

$$\begin{aligned} W_3 &= A \times L \times BV \\ &= (0,2 \times 1,85) \times 40 \times 2320 \text{ kg/m}^3 \\ &= 34336 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat aspal

$$\begin{aligned} W_4 &= A \times L \times BV \\ &= (0,05 \times 1,85) \times 40 \times 2245 \text{ kg/m}^3 \\ &= 8306,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat diafragma

$$\begin{aligned} W_5 &= V \times BV \times n \\ &= 0,631 \times 2320 \text{ kg/m}^3 \times 9 \\ &= 14644,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat hidup

$$\begin{aligned} W_6 &= qUDL \times b_1 \times L + 49 \text{ kN/m} \times b_1 \times (1 + FBD) \\ &= 582,75 \text{ kN} + 126,91 \text{ kN} \\ &= 709,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\approx 72340,47 \text{ kg}$$

Sehingga untuk satu *girder*,

$$Wt = 159685 \text{ kg}$$

Gaya gempa (EQ) untuk satu *girder* internal = 159,7 ton

Gaya gempa (EQ) untuk satu *girder* eksternal = 191,7 ton

G. Beban Kombinasi

Beban kombinasi dihitung untuk mendapatkan beban ultimit untuk keperluan kontrol struktur dan beban layan untuk analisis prategang.

a. Perhitungan Momen

Beban momen kombinasi dihitung pada *girder* interior dan eksterior dengan mengalikan beban ke faktornya. Contoh perhitungan pada kuat I beban sendiri, yang lain ditabelkan (**Tabel 4.4**)

$$\begin{aligned} \text{MS1} &= 2196,75 \text{ kg/m} \\ \text{My beban sendiri} &= 1/8 \times 2196,75 \times 40^2 \\ &= 439350 \text{ kgm} \\ &= 4310,023 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 4. 4 Kombinasi beban jembatan konvensional bentang 40 mpada girder interior

Beban	Momen Girder Interior (My)					
	Kuat I	(kNm)	Kuat III	(kNm)	Kuat V	(kNm)
Beban sendiri	1,2	4310,0	1,2	4310,0	1,2	4310,0
Pelat dek	1,2	439,7	1,2	439,7	1,2	439,7
Pelat lantai	1,3	2189,4	1,3	2189,4	1,3	2189,4
Diafragma	1,2	689,5	1,2	689,5	1,2	689,5
Aspal	1,3	529,7	1,3	529,7	1,3	529,7
Overlay	2,0	814,9	2,0	814,9	2,0	814,9
Prategang	1,0	-6863,7	1,0	-6863,7	1,0	-6863,7
BGT	1,8	2284,4				
BTR	1,8	5244,8				
Rem	1,8	101,3				
Angin kendaraan					1,0	
Angin struktur			1,4	-497,3	0,4	
Gempa						
Total (kNm)		9739,9		1612,2		2109,5

Beban	Momen Girder Interior (My)			
	Ekstrem I	(kNm)	Layan III	(kNm)
Beban sendiri	1,2	4310,0	1,0	3591,7
Pelat dek	1,2	439,7	1,0	366,4
Pelat lantai	1,3	2189,4	1,0	1684,2
Diafragma	1,2	689,5	1,0	574,6
Aspal	1,3	529,7	1,0	4,0
Overlay	2,0	814,9		
Prategang	1,0	-6863,7		

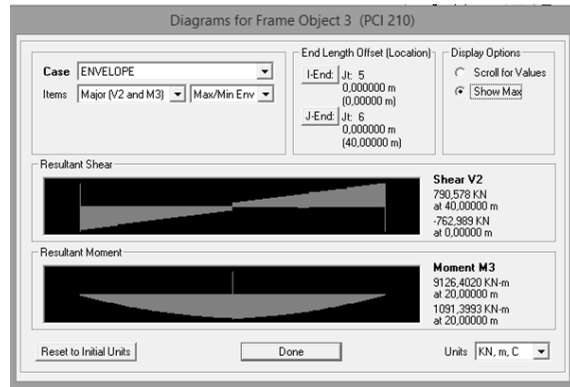
BGT	0,3	380,7	1,0	1269,1
BTR	0,3	874,1	1,0	2913,8
Rem	0,3	16,9		
Angin kendaraan				
Angin struktur				
Gempa	1,0			
Total (kNm)		3381,2		

Tabel 4. 5 Kombinasi beban jembatan konvensional bentang 40 m pada girder eksterior

Beban	Momen Girder eksterior (My)			
	Kuat I	(kNm)	Kuat III	(kNm)
Beban sendiri	1,2	4310,0	1,2	4310,0
Pelat dek	1,2	219,9	1,2	219,9
Pelat lantai	1,3	2189,4	1,3	2189,4
Diafragma	1,2	344,7	1,2	344,7
Aspal	1,3	264,8	1,3	264,8
Overlay	2,0	407,4	2,0	407,4
Prategang	1,0	-6863,7	1,0	-6863,7
Pedestal	1,3	887,6	1,3	887,6
Parapet	1,3	439,5	1,3	439,5
Pejalan kaki	1,8	1080,0		
BGT	1,8	1142,2		
BTR	1,8	2622,4		
Rem	1,8	101,3		
Angin kendaraan				

Angin struktur			1,4	-497,3
Gempa				
Total (kNm)		7145,5		1702,4
Beban	Momen Girder eksterior (My)			
	Kuat V	(kNm)	Ekstrem I	(kNm)
Beban sendiri	1,2	4310,0	1,2	4310,0
Pelat dek	1,2	219,9	1,2	219,9
Pelat lantai	1,3	2189,4	1,3	2189,4
Diafragma	1,2	344,7	1,2	344,7
Aspal	1,3	264,8	1,3	264,8
Overlay	2,0	407,4	2,0	407,4
Prategang	1,0	-6863,7	1,0	-6863,7
Pedestal	1,3	887,6	1,3	887,6
Parapet	1,3	439,5	1,3	439,5
Pejalan kaki			0,3	180,0
BGT			0,3	190,4
BTR			0,3	437,1
Rem			0,3	16,9
Angin kendaraan	1,0			
Angin struktur	0,4			
Gempa			1,0	
Total (kNm)		2199,7		3024,0

Dari **Tabel 4.4** dan **Tabel 4.5** didapat bahwa kombinasi kuat satu menentukan momen ultimit yaitu sebesar 9740 kNm. Dari pemodelan struktur pada SAP2000 didapatkan momen ultimit terbesar sebesar 9126,4 kNm (**Gambar 4.20**).



Gambar 4. 20 Hasil momen ultimit pada pemodelan SAP2000 untuk jembatan konvensional bentang 40 m

b. Perhitungan geser

Geser dihitung pada kombinasi kuat I yang memberikan momen ultimit terbesar. Contoh perhitungan dilakukan pada balok interior untuk bentang 40 m pada x adalah 2 m dan yang lain ditabelkan.

$$\begin{aligned} R_a &= \sum q \times 40/2 + n \text{ Pdiafragma}/2 + \text{BGT}/2 \\ &= 3396,92 \times 20 + 9 \times 1756,7/2 + 23286,2/2 \\ &= 87486,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

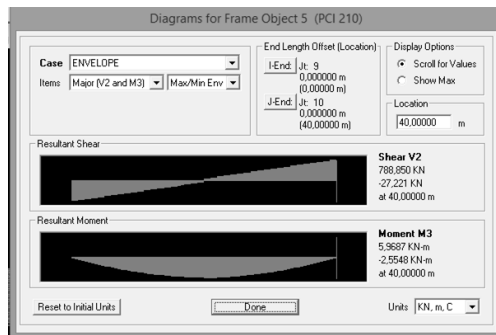
Untuk $x = 2 \text{ m}$;

$$\begin{aligned} V_u &= R_a - \sum q(2 \text{ m}) - \text{Pdiafragma} \\ &= 87486,7 - 3396,92 (2\text{m}) - 1756,7 \\ &= 78936,1 \text{ kg} \\ &= 774,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4. 6 Nilai geser ultimit untuk balok pada jembatan konvensional bentang 40 m

X (m)	Interior		Eksterior	
	Ra (kg)	Vu (kN)	Ra (kg)	Vu (kN)
0	87486,7	841,0	66424,1	643,0
2	87486,7	774,4	66424,1	587,4
4	87486,7	707,7	66424,1	531,9
6	87486,7	623,8	66424,1	467,7
8	87486,7	557,2	66424,1	412,1
10	87486,7	490,5	66424,1	356,5
12	87486,7	406,7	66424,1	292,3
14	87486,7	340,0	66424,1	236,8
16	87486,7	256,1	66424,1	172,6
18	87486,7	189,5	66424,1	117,0
20	87486,7	122,8	66424,1	61,4

Pada pemodelan SAP2000 didapat gaya geser terbesar sebesar 841 kN (**Tabel 4.6**). Maka gaya geser yang dipakai adalah hasil perhitungan pada balok *girder* interior.



Gambar 4. 21 Gaya geser ultimit pada pemodelan SAP2000 untuk jembatan konvensional bentang 40

- c. Resume beban kombinasi bentang lain
- Bentang 20 m

Tabel 4. 7 Momen ultimit balok *girder* interior jembatan konvensional bentang 20 m

Beban	Momen <i>Girder</i> Interior (My)					
	Kuat I	(kNm)	Kuat III	(kNm)	Kuat IV	(kNm)
Beban sendiri	1,2	443,1	1,2	443,1	1,2	443,1
Pelat lantai	1,3	387,0	1,3	387,0	1,3	387,0
Diafragma	1,2	113,6	1,2	113,6	1,2	113,6
Aspal	1,3	93,6	1,3	93,6	1,3	93,6
Overlay	2,0	144,0	2,0	144,0	2,0	144,0
Prategang	1,0	-859,6	1,0	-859,6	1,0	-859,6
BGT	1,8	1142,19				
BTR	1,8	1498,5				
Rem	1,8	182,3				
Angin kendaraan					1,0	
Angin struktur			1,4	-124,3	0,4	
Gempa						
Total (kNm)		3144,8		197,5		321,8

Beban	Momen <i>Girder</i> Interior (My)			
	Ekstrem I	(kNm)	Layan III	(kNm)
Beban sendiri	1,2	443,1	1,0	369,3
Pelat lantai	1,2	387,0	1,0	297,7
Diafragma	1,3	113,6	1,0	94,6
Aspal	2,0	93,6	1,0	72,0
Overlay	1,0	144,0		
Prategang	0,0	-859,6		
BGT	0,3	190,4	1,0	634,6

BTR	0,3	249,8	1,0	832,5
Rem	0,3	30,4		
Angin kendaraan				
Angin struktur				
Gempa	1,0			
Total (kNm)		792,3		

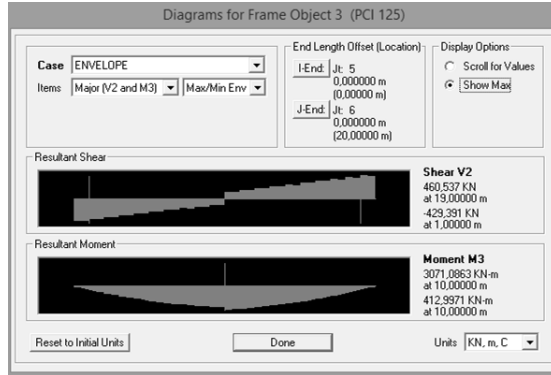
Tabel 4. 8 Momen ultimit balok girder eksterior jembatan konvensional bentang 20 m

Beban	Momen Girder eksterior (My)			
	Kuat I	(kNm)	Kuat III	(kNm)
Beban sendiri	1,2	443,1	1,2	443,1
Pelat lantai	1,3	387,0	1,3	387,0
Diafragma	1,2	56,8	1,2	56,8
Aspal	1,3	46,8	1,3	46,8
Overlay	2	72,0	2	72,0
Prategang	1	-859,6	1	-859,6
Pedestal	1,3	221,9022	1,3	221,9
Parapet	1,3	109,872	1,3	109,9
Pejalan kaki	1,8	270	1,8	270,0
BGT	1,8	571,1		
BTR	1,8	749,3		
Rem	1,8	182,3		
Angin kendaraan				
Angin struktur			1,4	-124,3
Gempa				
Total (kNm)		2250,6		623,7
Beban	Momen Girder eksterior (My)			
	Kuat IV	(kNm)	Ekstrem I	(kNm)

Beban sendiri	1,2	443,1	1,2	443,1
Pelat lantai	1,3	387,0	1,3	387,0
Diafragma	1,2	56,8	1,2	56,8
Aspal	1,3	46,8	1,3	46,8
Overlay	2	72,0	2	72,0
Prategang	1	-859,6	1	-859,6
Pedestal	1,3	221,9	1,3	221,9
Parapet	1,3	109,9	1,3	109,9
Pejalan kaki			0,3	45,0
BGT			0,3	95,2
BTR			0,3	124,9
Rem			0,3	30,4
Angin kendaraan	1			
Angin struktur	0,4			
Gempa			1	
Total (kNm)		478,0		773,4

Tabel 4. 9 Gaya geser ultimit balok girder pada jembatan konvensional bentang 20 m

X (m)	Interior		Eksterior	
	Ra (kg)	Vu (kN)	Ra (kg)	Vu (kN)
0	49333,37	472,60	36635,33	353,71
2	49333,37	404,33	36635,33	296,10
4	49333,37	336,06	36635,33	238,48
6	49333,37	256,44	36635,33	175,18
8	49333,37	188,17	36635,33	117,57
10	49333,37	119,90	36635,33	59,95



Gambar 4. 22 Gaya momen dan geser ultimit SAP2000 untuk balok girder pada jembatan konvensional bentang 20 m

- Bentang 30 m

Tabel 4. 10 Momen ultimit balok girder interior jembatan konvensional bentang 30 m

Beban	Momen Girder Interior (My)					
	Kuat I	(kNm)	Kuat III	(kNm)	Kuat V	(kNm)
Beban sendiri	1,2	2089,2	1,2	2089,2	1,2	2089,2
Pelat dek	1,2	192,0	1,2	192,0	1,2	192,0
Pelat lantai	1,3	870,8	1,3	870,8	1,3	870,8
Diafragma	1,2	282,9	1,2	282,9	1,2	282,9
Aspal	1,3	210,7	1,3	210,7	1,3	210,7
Overlay	2,0	324,1	2,0	324,1	2,0	324,1
Prategang	1,0	-3443,0	1,0	-3443,0	1,0	-3443,0
BGT	1,8	1713,3				
BTR	1,8	3371,6				
Rem	1,8	182,3				
Angin kendaraan					1,0	
Angin			1,4	-279,7	0,4	

struktur						
Gempa						
Total (kNm)		5793,9		247,0		526,7

Beban	Momen <i>Girder</i> Interior (My)			
	Ekstrem I	(kNm)	Layan III	(kNm)
Beban sendiri	1,2	2089,2	1,0	1741,0
Pelat dek	1,2	192,0	1,0	160,0
Pelat lantai	1,3	870,8	1,0	669,9
Diafragma	1,2	282,9	1,0	235,7
Aspal	1,3	210,7	1,0	162,1
Overlay	2,0	324,1		
Prategang	1,0	-3443,0		
BGT	0,3	285,5	1,0	951,8
BTR	0,3	561,9	1,0	1873,1
Rem	0,3	30,4		
Angin kendaraan				
Angin struktur				
Gempa	1,0			
Total (kNm)		1404,6		

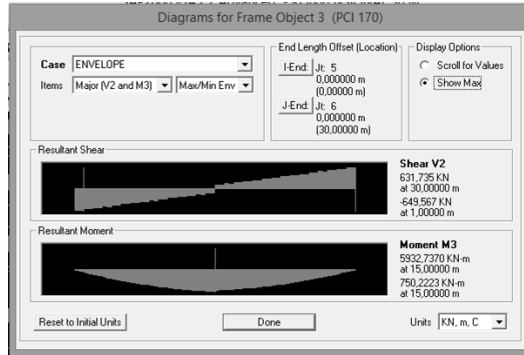
Tabel 4. 11 Momen ultimit balok girder eksterior jembatan konvensional bentang 30 m

Beban	Momen Girder eksterior (My)			
	1,3	(kNm)	1,3	(kNm)
Beban sendiri	1,2	2089,2	1,2	2089,2
Pelat dek	1,2	96,0	1,2	96,0
Pelat lantai	1,3	870,8	1,3	870,8
Diafragma	1,2	141,4	1,2	141,4
Aspal	1,3	105,3	1,3	105,3
Overlay	2,0	162,1	2,0	162,1
Prategang	1,0	-3443,0	1,0	-3443,0
Pedestal	1,3	499,3	1,3	499,3
Parapet	1,3	247,2	1,3	247,2
Pejalan kaki	1,8	607,5		
BGT	1,8	856,6		
BTR	1,8	1685,8		
Rem	1,8	182,3		
Angin kendaraan				
Angin struktur			1,4	-279,7
Gempa				
Total (kNm)		4100,5		488,6
Beban	Momen Girder eksterior (My)			
	Kuat V	(kNm)	Ekstrem I	(kNm)
Beban sendiri	1,2	2089,2	1,2	2089,2
Pelat dek	1,2	96,0	1,2	96,0
Pelat lantai	1,3	870,8	1,3	870,8
Diafragma	1,2	141,4	1,2	141,4
Aspal	1,3	105,3	1,3	105,3
Overlay	2,0	162,1	2,0	162,1

Prategang	1,0	-3443,0	1,0	-3443,0
Pedestal	1,3	499,3	1,3	499,3
Parapet	1,3	247,2	1,3	247,2
Pejalan kaki			0,3	101,3
BGT			0,3	142,8
BTR			0,3	281,0
Rem			0,3	30,4
Angin kendaraan	1,0			
Angin struktur	0,4			
Gempa			1,0	
Total (kNm)		768,3		1323,7

Tabel 4. 12 Gaya Geser ultimit balok girder untuk jembatan konvensional bentang 30 m

X	Interior		Eksterior	
	Ra	Vu (kN)	Ra	Vu (kN)
0	65268,2	627,7	47754,6	455,9
2	65268,2	563,4	47754,6	404,0
4	65268,2	499,2	47754,6	352,1
6	65268,2	422,3	47754,6	287,6
8	65268,2	358,0	47754,6	235,7
10	65268,2	293,8	47754,6	183,8
12	65268,2	216,9	47754,6	119,3
14	65268,2	152,6	47754,6	67,4
15	65268,2	120,5	47754,6	41,4



Gambar 4. 23 Gaya momen dan geser ultimit SAP2000 untuk balok girder jembatan konvensional bentang 30 m

Karena gaya geser pada pemodelan SAP2000 lebih besar dari perhitungan manual, maka digunakan beban geser pemodelan SAP2000.

Tabel 4. 13 Gaya geser ultimit SAP2000 pada jembatan konvensional bentang 30 m

X	V_u (kN)
0	649,6
2	611,6
4	538,8
6	457,0
8	390,6
10	325,4
12	247,5
14	182,9
15	149,6

4.3.4 Analisis Awal Balok Prategang

Analisis awal balok prategang bertujuan untuk mengetahui besar tegangan kabel mula-mula (F_0) untuk desain tendon dari balok prategang. Adapun analisis awal dilakukan untuk tiga kondisi, yaitu saat transfer, saat cor pelat lantai, dan saat layan. Beban yang digunakan adalah beban layan III.

A. Analisis Tegangan saat Transfer

Untuk metode penarikan *post-tensioning*, kabel dimasukkan dan ditarik sesudah segmen pratekan dicetak saat proses pabrikasi. Untuk studi diasumsikan penarikan dan pengangkatan dilakukan pada hari ke 7 setelah pengecoran segmen pracetak ($f_c'i = 0,65 f_c'$). Perhitungan dilakukan untuk bentang 40 m.

Adapun data-data perencanaan untuk bentang 40 m yang diperlukan adalah:

- Luas penampang (A) = 0,7775 m²
- Inersia penampang (I) = 0,4329 m⁴
- y_t = 1066,53 mm
- y_b = 1033,47 mm
- Letak tendon dari serat bawah (c) = 200 mm
- Eksentrisitas ($e = y_b - c$) = 833,47 mm

a. Perhitungan tegangan ijin

Dalam perencanaan kali ini, nilai positif (+) menunjukkan tekan, dan nilai negatif (-) menunjukkan tarik.

- Ijin tarik

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tarik dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,25x f_c'i^{0,5}$$

$$0,25x (0,65x50\text{MPa})^{0,5} = -1,42 \text{ MPa}$$

- Ijin tekan

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tekan dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,6x f_c'i$$

$$0,6x (0,65x 50 \text{ MPa}) = 19,5 \text{ MPa}$$

b. Momen yang Bekerja

Saat *stressing* pertama, beban yang bekerja adalah berat sendiri *girder* beton, sehingga dapat dihitung sebagai berikut:

- Akibat berat sendiri balok = 366124,7 kgm

c. Perhitungan gaya kabel (F_o)

- Serat atas
Serat atas mengalami tarik, sehingga

$$f_t = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_t}{I} + \frac{M \times y_t}{I}$$

$$-1,42 = \frac{F_o}{777500} - 2,04F_o + 9$$

$$F_o = 13515920 \text{ N}$$

- Serat bawah

Serat bawah mengalami tekan, sehingga

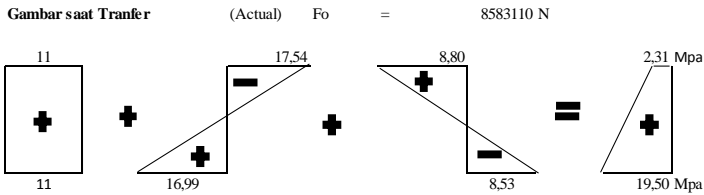
$$f_b = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$19,5 = \frac{F_o}{777500} + 1,98 F_o - 8,53$$

$$F_o = 8583110 \text{ N}$$

Sehingga dipakai $F_o = 8583110 \text{ N}$

Sehingga Gambar tegangan yang terjadi saat *stressing* pertama:



Gambar 4. 24 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat Transfer

B. Analisis Tegangan saat Cor Pelat lantai

Pada saat pengecoran pelat lantai, balok dan pelat lantai belum komposit dan belum terjadi kehilangan. Diasumsikan pengecoran pelat lantai dilakukan setelah *stressing* pertama ($f_c'i = 0,65 f_c'$). Gaya mula-mula (F_0) yang digunakan adalah 8583110 N.

a. Perhitungan tegangan ijin

Dalam perencanaan kali ini, nilai positif (+) menunjukkan tekan, dan nilai negatif (-) menunjukkan tarik.

- Ijin tarik

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tarik dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,25x f_c'i^{0,5}$$

$$0,25x (0,65x60\text{MPa})^{0,5} = -1,42 \text{ MPa}$$

- Ijin tekan

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tekan dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,6x f_c'i$$

$$0,6x (0,65x 50 \text{ MPa}) = 19,5 \text{ MPa}$$

b. Momen yang bekerja

Saat cor pelat lantai, beban yang bekerja adalah berat sendiri, diafragma, Pelat dek, dan pelat lantai. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut:

- Akibat berat sendiri balok = 366124,7 kgm
- Akibat diafragma = 58568,4 kgm

- Akibat pelat dek = 37352 kgm
- Akibat pelat lantai = 171680 kgm
- Total = 633725,2 kgm

c. Perhitungan tegangan penampang

- Serat atas

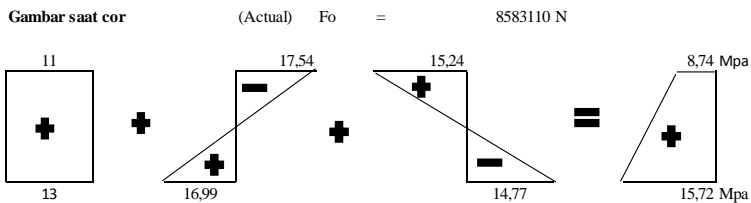
$$ft = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times yt}{I} + \frac{M \times yt}{I}$$

$$ft = 8,74 \text{ MPa}$$

- Serat bawah

$$fb = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times yb}{I} - \frac{M \times yb}{I}$$

$$fb = 15,72 \text{ MPa}$$



Gambar 4. 25 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat cor pelat lantai

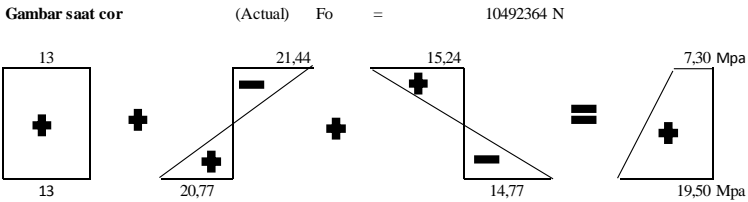
Pada saat cor diberikan tambahan gaya sebesar

$$F' = 1909254 \text{ N}$$

Sehingga F_o menjadi:

$$F_o = 10492364 \text{ N}$$

Maka tegangan yang terjadi:



Gambar 4. 26 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat cor pelat lantai sesudah tambahan gaya prategang

C. Analisis Tegangan saat Layan

Pada saat layan, kehilangan sudah bekerja dan penampang sudah komposit dengan pelat lantai. Sehingga data-data yang diperlukan untuk analisis tegangan saat layan:

- Luas penampang balok (A_b) = $0,7775 \text{ m}^2$
- Luas penampang pelat (A_p) = $0,2616 \text{ m}^2$
- Saat Non-komposit:
 - $y_t = 1066,53 \text{ mm}$
 - $y_b = 1033,47 \text{ mm}$
 - $e = 833,47 \text{ mm}$
 - $I = 0,4329 \text{ m}^4$
- Saat komposit:
 - $y_t = 972,40 \text{ mm}$
 - $y_b = 1327,6 \text{ mm}$
 - $e = 1107,6 \text{ mm}$
 - $I = 0,7023 \text{ m}^4$

Untuk analisis awal diasumsikan kehilangan sebesar 20%, sehingga

$$F_e = (100\% - 20\%) F_o$$

$$F_e = 8393891 \text{ N}$$

a. Perhitungan tegangan ijin

Untuk beban layan, mutu beton yang bekerja adalah mutu rencana 28 hari. Berdasarkan RSNI T-12-2004, untuk layan tegangan ijin dapat dihitung sebagai berikut:

- Ijin tarik

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2.3, tegangan ijin tarik dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,5x f_c^{0,5}$$

Pada *girder*, $0,5x (50\text{MPa})^{0,5} = -3,53 \text{ MPa}$

Pada pelat, $0,5 x (25 \text{ MPa})^{0,5} = -2,50 \text{ MPa}$

- Ijin tekan

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1, tegangan ijin tekan dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,45x f_c'$$

Pada *girder*, $0,45x (50 \text{ MPa}) = 22,5 \text{ MPa}$

Pada pelat, $0,45 x (25 \text{ MPa}) = 11,25 \text{ MPa}$

b. Momen yang bekerja

Saat komposit:

- Beban Aspal = 41532,5 kgm
- Beban Hidup = 662589,2 kgm
- Total (M) = 704121,7 kgm

Saat non-komposit

- Berat sendiri balok = 366124,7 kgm
- Berat pelat lantai = 171680 kgm
- Berat pelat dek = 37352 kgm
- Berat diafragma = 58568,4 kgm
- Total (M) = 633725 kgm

c. Perhitungan tegangan penampang

Penampang lapangan:

- Saat komposit

Atas pelat:

$$f = M \times y_t' / I_{comp}$$

$$f = 9,57 \text{ MPa}$$

Pada Untuk pelat, jarak titik pusat penampang ke serat terluar pelat (y_t') = 972,8 mm. Sedangkan untuk *girder*, jarak titik pusat penampang ke serat terluar *girder* (y_t'') = 772,8 mm.

Pada serat atas *girder*

$$f = M \times y_t'' / I_{comp}$$

$$f = 7,6 \text{ MPa}$$

Pada serat bawah *girder*

$$f = M \times -y_b / I_{comp}$$

$$f = -13,05 \text{ MPa}$$

- Saat non-komposit

Pada serat atas *girder*:

$$f = \frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e \times y_t}{I} + \frac{M \times y_t}{I}$$

$$f = 8,89 \text{ MPa}$$

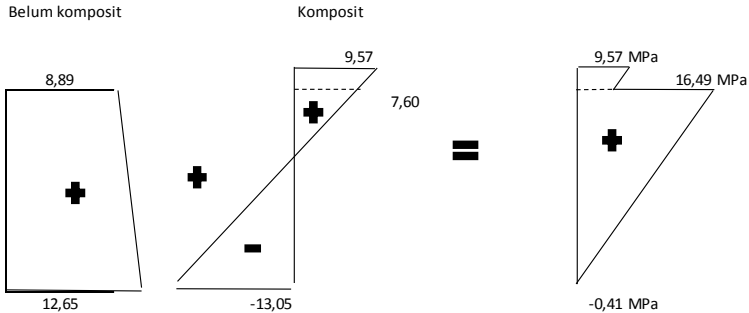
Pada serat bawah *girder*

$$f = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$f = 12,65 \text{ MPa}$$

- Total tegangan

Serat teratas pelat	= 9,57 MPa
Serat atas <i>girder</i>	= 16,5 MPa
Serat bawah <i>girder</i>	= -0,41 Mpa



Gambar 4. 27 Tegangan penampang jembatan konvensional bentang 40 m saat layan

D. Resume Analisis Tegangan Awal Bentang Lain

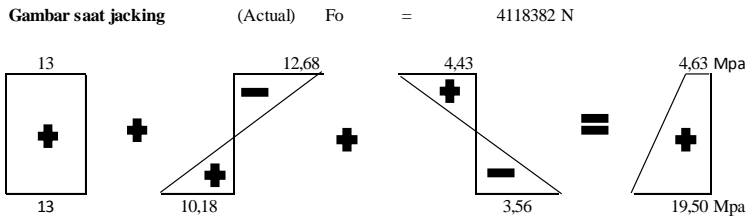
Dengan cara pengerjaan yang sama didapat nilai tegangan awal (F_o) untuk bentang 20 dan 30 meter. Nilai F_o untuk bentang lain:

Tabel 4. 14 Nilai gaya tarik prategang mula-mula jembatan konvensional

Bentang (m)	F_o (N)
20	4118382
30	6844688
40	10492364

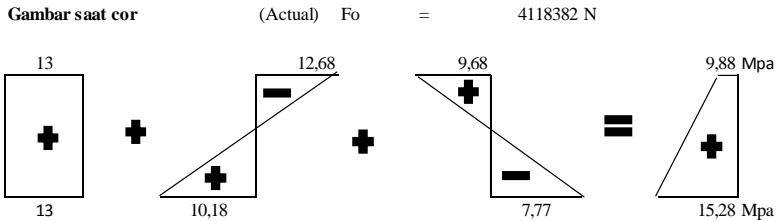
a. Bentang 20 m

- Saat transfer



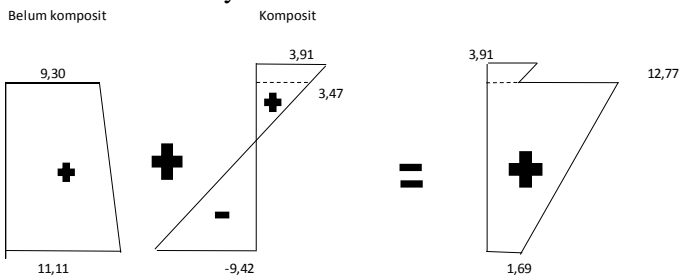
Gambar 4. 28 Tegangan penampang saat transfer pada balok jembatan konvensional bentang 20 m

- Saat cor pelat



Gambar 4. 29 Tegangan penmpang saat cor pelat pada balok jembatan konvensional bentang 20 m

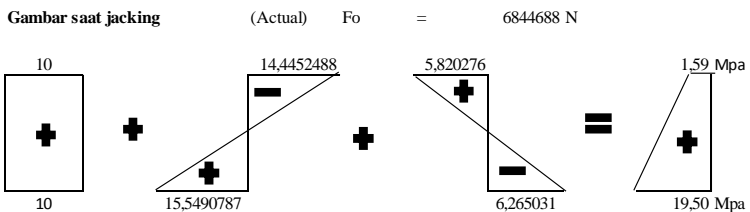
- Saat layan



Gambar 4. 30 Tegangan penmpang saat layan pada balok jembatan konvensional bentang 20 m

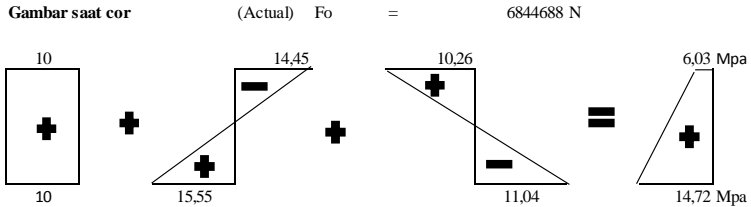
b. Bentang 30 m

- Saat transfer



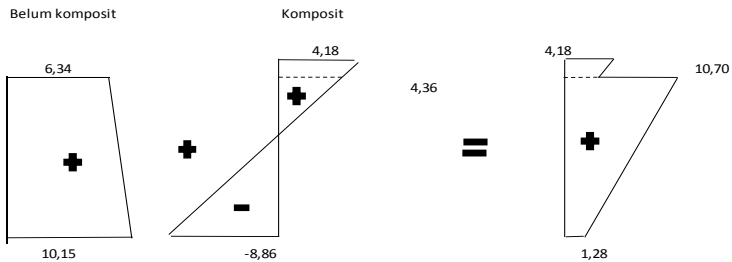
Gambar 4. 31 Tegangan penmpang saat transfer pada balok jembatan konvensional bentang 30 m

- Saat cor pelat



Gambar 4. 32 Tegangan penampang saat cor pelat pada balok jembatan konvensional bentang 30 m

- Saat layan



Gambar 4. 33 Tegangan penampang saat layan pada balok jembatan konvensional bentang 30 m

4.3.5 Desain Tendon

Desain tendon menggunakan tendon dari VSL. Perhitungan limit kabel dilakukan untuk mengetahui daerah kabel agar balok prategang mengalami tekan.

A. Desain Strand

Untuk jembatan bentang 40 m, data-data yang digunakan untuk desain tendon sebagai berikut:

- $F_o = 10492364 \text{ N}$
- $f_{pu} = 1860 \text{ N/mm}^2$

- $f_{pmax} = 0,7 \times f_{pu} = 1303 \text{ N/mm}^2$
- Jumlah *strand* (n) = 4

Direncanakan digunakan *tendon properties* 15mm unit ASTM 6-15, jumlah *strand* 15, dengan data sebagai berikut:

- Jumlah *strand* = 4
- Tipe *duct* = *Corrugated steel duct*
- Diameter *duct* = 87 mm
- *Steel area* = 2100 mm²
- *Breaking load* = 3911 kN

Sehingga,

$$\frac{F_o}{n \times A} < f_{pmax}$$

$$\frac{10492364 \text{ N}}{4 \times 2100} < 1303 \text{ N/mm}^2$$

$$1249,1 \text{ N/mm}^2 < 1303 \text{ N/mm}^2 \text{ (OK)}$$

B. Limit Kabel

a. Perhitungan kern

- Kern atas (kt)

Data yang dibutuhkan untuk menghitung kern atas (kt) diambil dari data penampang 4.3.1. Untuk jembatan bentang 40 m data yang diambil:

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang beton (Ac)} &= 0,7775 \text{ m}^2 \\ \text{Inersia penampang (I)} &= 0,4329 \text{ m}^4 \\ y_b &= 1033,47 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$r^2 = \frac{I}{Ac}$$

$$r^2 = \frac{0,4329 \text{ m}^4}{0,7775 \text{ m}^2}$$

$$r^2 = 0,556785$$

$$kt = \frac{r^2}{yb}$$

$$kt = \frac{0,556785 \text{ m}^2}{1,03347 \text{ m}}$$

$$kt = 0,538754 \text{ m} = 538,75 \text{ mm}$$

- Kern bawah (kb)
Data yang dibutuhkan untuk menghitung kern atas (kt) diambil dari data penampang 4.3.1. Untuk jembatan bentang 40 m data yang diambil:

Luas penampang beton (Ac)	= 0,7775 m ²
Inersia penampang (I)	= 0,4329 m ⁴
yt	= 1066,53 mm

Sehingga,

$$r^2 = 0,556785$$

$$kb = \frac{r^2}{yt}$$

$$kb = \frac{0,556785 \text{ m}^2}{1,06653 \text{ m}}$$

$$kb = 0,522051 \text{ m} = 522,05 \text{ mm}$$

- b. Batas profil kabel
Center of gravity steel (c.g.s) harus diletakan dibawah kern atas sekurang-kurangnya berjarak

$$a1 = \frac{MT}{F}$$

dimana:

MT = Momen Total

F = Gaya kabel yang bekerja saat momen total

$$\begin{aligned} F &= 0,8 F_0 \\ &= 8393891,1 \text{ N} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada $x = 2 \text{ m}$:

Reaksi perletakan (R_a) dihitung akibat beban mati dan beban hidup tak berfaktor saat layan.

$$R_a = 104428,1 \text{ kg}$$

Momen akibat beban berat sendiri, pelat dek, aspal dan pelat lantai kendaraan (MD1), diafragma (MD2), dan beban hidup (ML):

$$\begin{aligned} \text{MD1} &= 3083,4 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}/2 \\ &= 6166,9 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MD2} &= P_{\text{diafragma}} \times 2 \text{ m} \\ &= 2928,4 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \text{BTR} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}/2 \\ &= 2970,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen total saat $x = 2 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} \text{MT} &= R_a (2 \text{ m}) - (\text{MD1} + \text{MD2} + \text{ML}) \\ &= 196790,7 \text{ kgm} \\ &= 1930516894 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$a_1 = \frac{1930516894 \text{ Nmm}}{8393891,1 \text{ N}}$$

$$a_1 = 229,99 \text{ mm}$$

$$Y_1 = Y_b + K_t - a_1$$

$$\begin{aligned} Y_1(x=2 \text{ m}) &= 1033,47 + 538,75 - 229,99 \\ &= 1345 \text{ mm} \end{aligned}$$

Center of gravity steel (c.g.s) tidak boleh ditempatkan dibawah kern bawah degnan jarak yang lebih besar dari

$$a_2 = \frac{Mg}{F_o}$$

dimana:

$$\begin{aligned} Mg &= \text{momen akibat gelagar, termasuk semua beban} \\ &\quad \text{pada balok pada saat transfer} \\ F_o &= \text{gaya kabel sesaat setelah transfer} \\ F_o &= 8583110 \text{ N} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada $x = 2 \text{ m}$:

Reaksi perletakan (R_a) dihitung akibat beban sendiri balok tak berfaktor saat transfer.

$$R_a = 36612,48 \text{ kg}$$

Momen akibat beban berat sendiri (MD)

$$\begin{aligned} MD &= 1830,6 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}/2 \\ &= 3661,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen (M_g) saat $x = 2 \text{ m}$:

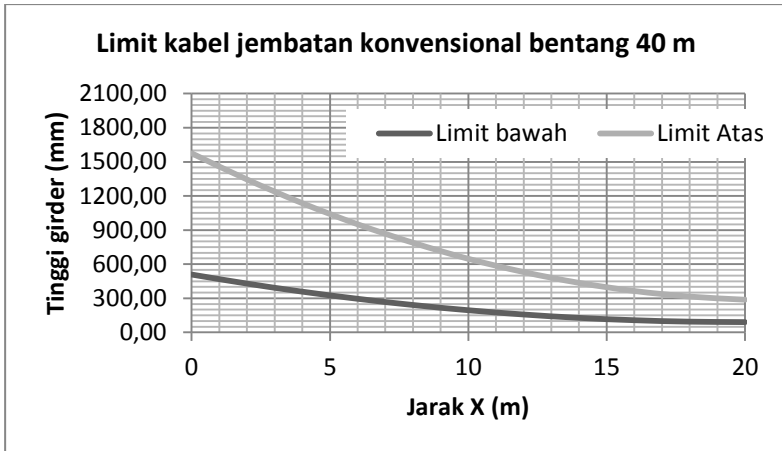
$$\begin{aligned} M_g &= R_a (2\text{m}) - MD \\ &= 69563,7 \text{ kgm} \\ &= 682419921,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{682419921,5 \text{ Nmm}}{8583110 \text{ N}} \\ a_2 &= 79,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_2 &= Y_b - K_b - a_1 \\ Y_2(x=2 \text{ m}) &= 1033,47 - 522,05 - 79,5 \\ &= 430 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan batas kabel dapat dilihat pada **Lampiran 8**. Dari perhitungan tersebut dapat ditentukan batas garis dimana titik berat kabel tendon (c.g.s) harus berada didalamnya.



Gambar 4. 34 Visualisasi limit kabel jembatan konvensional bentang 40 m

C. Posisi Kabel

Desain posisi kabel harus berada di antara batas atas dan bawah yang ditentukan dari perhitungan. Untuk bentang 40 m data desain yang dibutuhkan adalah:

- Jarak kabel (*midspan*) dari serat bawah = 200 mm
- Jarak kabel (*endspan*) dari serat bawah (y_b) = 1033,47 mm

Rumus c.g.s ditentukan dari persamaan parabola

$$c. g. s = y_b - \frac{4 f x (l - x)}{l^2}$$

Dengan,

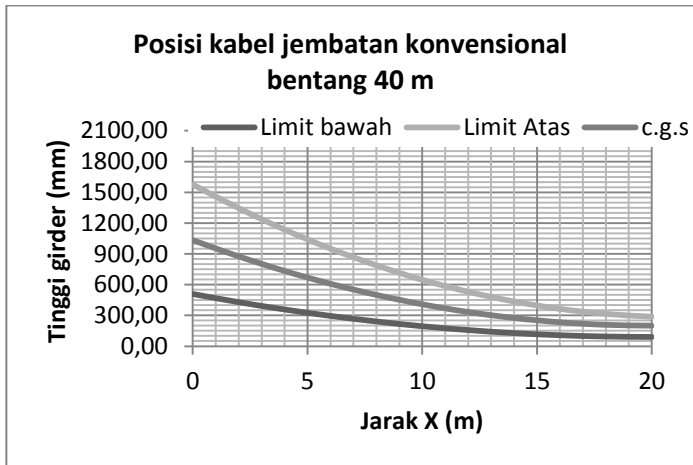
$$l = 40 \text{ m}$$

$$f = (1033,47 - 200) \text{ mm} = 833,47 \text{ mm}$$

Sehingga,

Tabel 4. 15 Letak c.g.s dari serat bawah girder

X (m)	Y (mm)
0	1033,47
2	875,1107
4	733,4208
6	608,4003
8	500,0492
10	408,3675
12	333,3552
14	275,0123
16	233,3388
18	208,3347
20	200

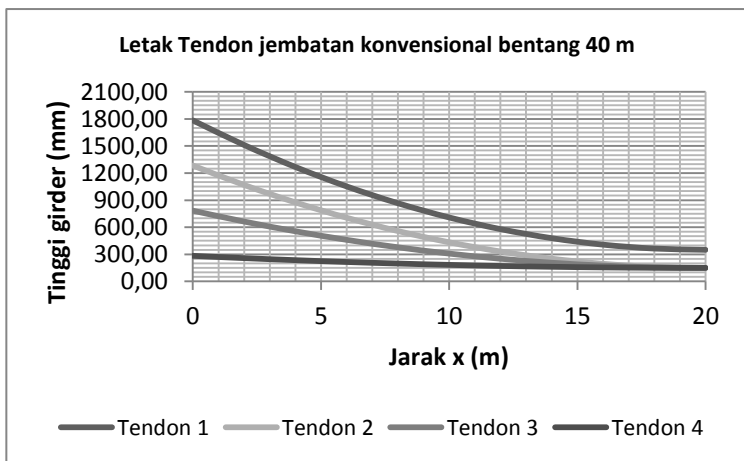


Gambar 4. 35 Visualisasi posisi c.g.s jembatan konvensional bentang 40 m

Setelah penentuan posisi c.g.s, koordinat tiap kabel ditentukan agar c.g.s jatuh di posisi yang telah ditentukan. (**Tabel 4.16**)

Tabel 4. 16 Koordinat tiap kabel tendon

No. Tendon	1		2		3		4	
	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z
0	0	1783,47	0	1283,47	0	783,47	0	283,47
2	0	1511,11	0	1068,11	0	663,11	0	258,11
4	0	1267,42	0	875,42	0	555,42	0	235,42
6	0	1052,40	0	705,40	0	460,40	0	215,40
8	0	866,05	0	558,05	0	378,05	0	198,05
10	0	708,37	-60	433,37	60	308,37	0	183,37
12	0	579,36	-110,4	331,36	110,4	251,36	0	171,36
14	0	479,01	-149,6	252,01	149,6	207,01	0	162,01
16	0	407,34	-177,6	195,34	177,6	175,34	0	155,34
18	0	364,33	-194,4	161,33	194,4	156,33	0	151,33
20	0	350,00	-200	150,00	200	150,00	0	150,00

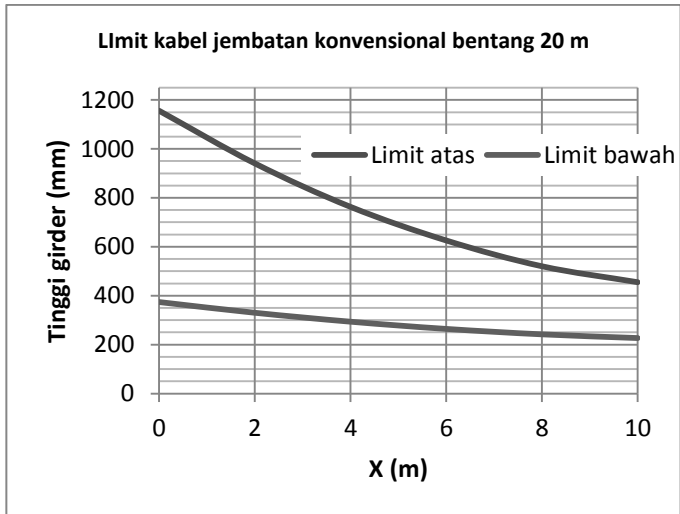
**Gambar 4. 36 Visualisasi letak tiap kabel pada jembatan konvensional bentang 40**

D. Resume Bentang Laina. Desain *strand*

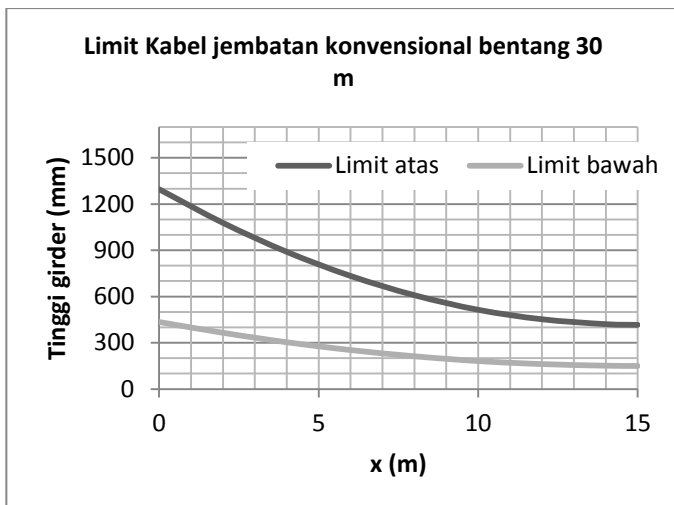
- Bentang 20 m
 - Jumlah kabel : 4 buah
 - Diameter kabel : 15 mm
 - Code : ASTM 6-7
 - Jumlah *strand* : 6
 - Tipe duct : *Corrugated steel duct*
 - Diameter duct : 67 mm
 - Steel area (A)* : 840 mm
 - Breaking load* : 1564 kN

- Bentang 30 m
 - Jumlah kabel : 4 buah
 - Diameter kabel : 15 mm
 - Code : ASTM 6-12
 - Jumlah *strand* : 10
 - Tipe duct : *Corrugated steel duct*
 - Diameter duct : 77 mm
 - Steel area (A)* : 1400 mm²
 - Breaking load* : 2607

b. Limit kabel

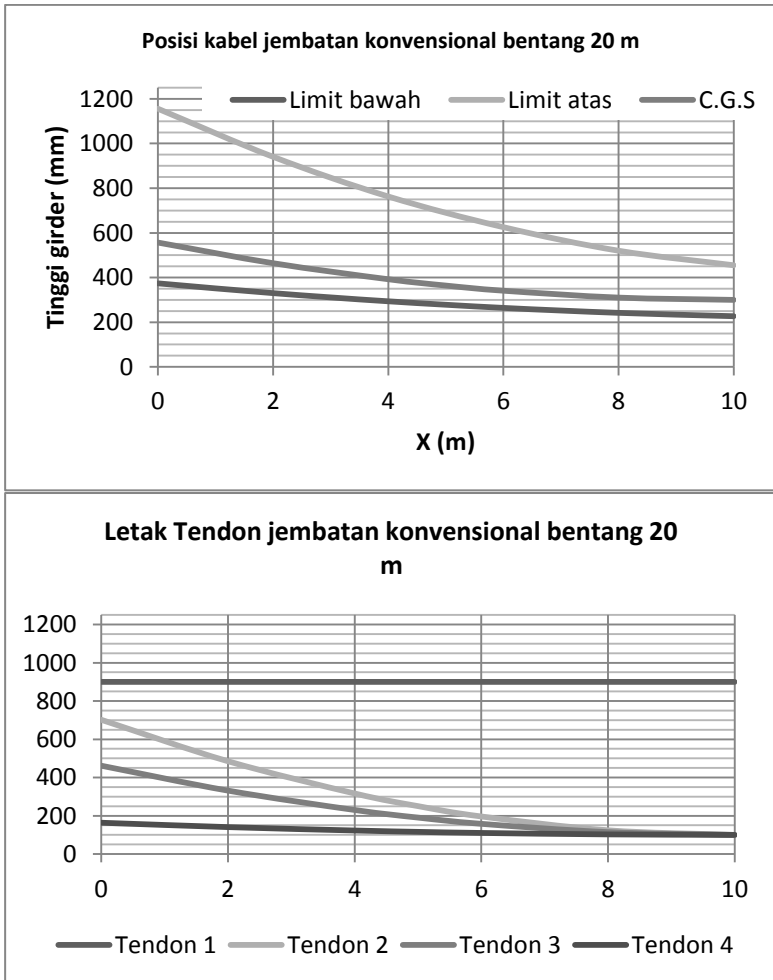


Gambar 4. 37 Visualisasi limit kabel jembatan konvensional bentang 20 m

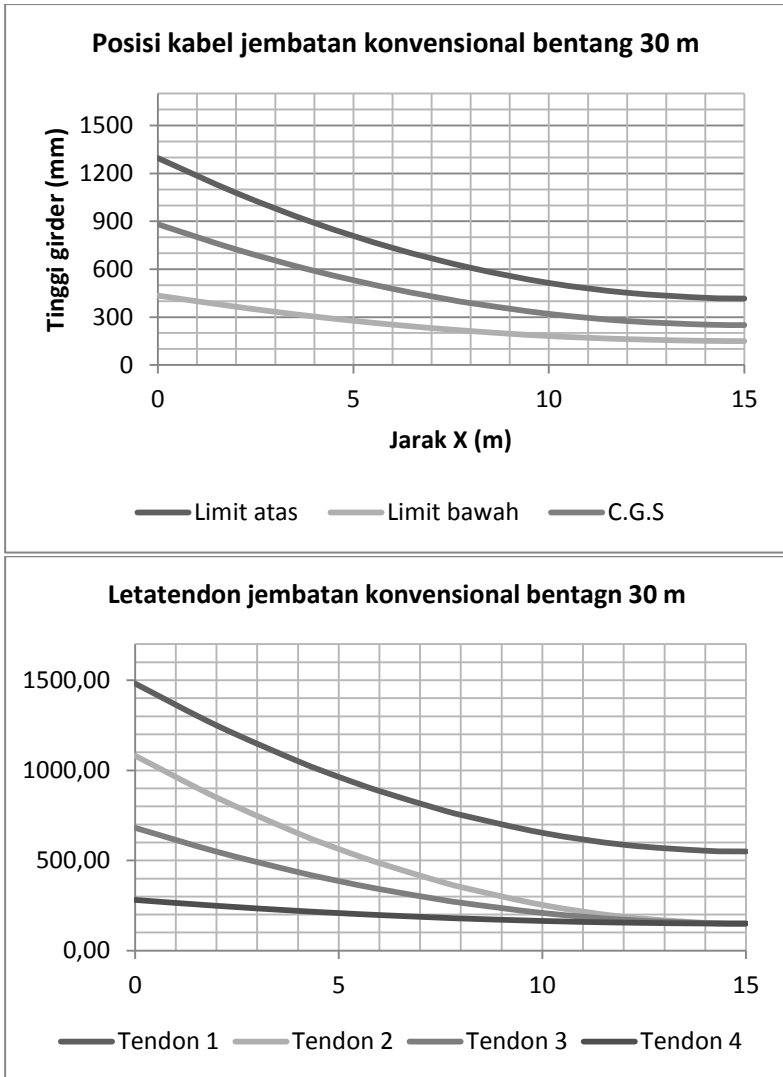


Gambar 4. 38 Visualisasi limit kabel jembatan konvensional bentang 30 m

c. Posisi kabel



Gambar 4. 39 Posisi kabel dan letak tiap tendon jembatan konvensional bentang 20 m



Gambar 4. 40 Posisi kabel dan letak tiap tendon jembatan konvensional bentang 30 m

4.3.6 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terbagi menjadi 2 jenis kehilangan, kehilangan jangka pendek dan jangka panjang. Untuk contoh perhitungan kehilangan diambil untuk jembatan bentang 40 m. Total kehilangan yang terjadi adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 17 Nilai total kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 40 m

Jenis Kehilangan		Persentase Kehilangan
Akibat perpendekan elastis	ES	5,11%
Akibat slip angker	SS	0%
Akibat gesekan	GE	8,52%
Akibat rangkak	CR	4,88%
Akibat susut	SH	1,65%
Akibat relaksasi	RE	1,35%
TOTAL		21,51%

A. Kehilangan Jangka Pendek bentang 40 m

Kehilangan jangka pendek terjadi saat *stressing* pertama, diasumsikan pada hari ke 7.

a. Akibat perpendekan elastis

Data yang dibutuhkan:

- Jumlah kabel = 4
- f_{pu} = 1860 MPa
- n (ES/ECi) = 6,81
- Luas balok (A_c) = 777500 mm²
- Luas tendon (A_s) = 2100 mm²

Sehingga:

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o e^2}{I} - \frac{Mg e}{I}$$

$$f_{cir} = 17,86 \text{ N/mm}^2$$

Maka, kehilangan akibat perpindahan elastis:

$$Es = 0,5 \times n \times f_{cir}$$

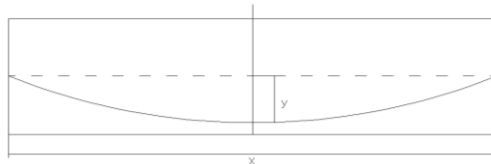
$$Es = 66,67 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan akibat perpindahan elastis:

$$\frac{Es}{(0,7f_{pu})} \times 100\% = 5,11\%$$

b. Akibat gesekan

Kabel yang digunakan adalah tipe *7 wires strand tendon*, sehingga:



Gambar 4. 41 x dan y pada balok *girder* untuk perhitungan kehilangan akibat gesekan

- $F_o = 10220568 \text{ N}$
- $y = 833,47 \text{ mm}$
- $x = 40000 \text{ mm}$
- $K = 0,0016/\text{m}$
- $\mu = 0,15/\text{radial}$
- $L = 40 \text{ m}$
- $\alpha = 8y/x = 0,166 \text{ radial}$

$$Fa = F_o \times \exp^{-(K \times L + \mu \times \alpha)}$$

$$Fa = 10220568 \text{ N} \times \exp^{-(0,089)}$$

$$F_a = 7852188,9 \text{ N}$$

Sehingga kehilangan yang terjadi sebesar:

$$\frac{F_o - F_a}{F_o} \times 100\% = 8,516\%$$

c. Akibat slip anker

Untuk kabel parabola dengan tendon tipe *7 wires strand*, perumusan jarak slip:

$$x = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\lambda \times \sigma_o}}$$

dimana

$$\begin{aligned} E_p &= E_s \\ &= 200000 \text{ N/mm}^2 \\ g &= \text{penyetelan anker} \\ &= 5 \text{ mm} \\ \lambda &= \mu \times a/b + k \\ &= 0,00285/\text{m} \\ \sigma_o &= 0,7 f_{pu} \\ &= 1303,53 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$x = 16,4 \text{ m} < (L/2 = 20 \text{ m})$$

Dapat disimpulkan tidak terjadi kehilangan akibat slip anker.

B. Kehilangan Jangka Panjang bentang 40 m

Kehilangan jangka panjang terdiri dari:

a. Akibat rangkai beton

Data yang dibutuhkan:

- K_{cr} = 1,6 (pasca-tarik)
- n (ES/EC) = 6,02

untuk *bounded tendon*:

$$CR = Kcr \times n \times (fcir - fc ds)$$

dimana,

$fcir$ = tegangan pada beton di kabel.

$$fcir = \frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e \times e}{I} - \frac{Mge}{I}$$

$$fcir = 12,3 \text{ MPa}$$

$fc ds$ = tegangan akibat beban permanen setelah transfer

$$fc ds = \frac{(M_{deck} + M_{dfg} + M_{pelat}) \times e}{I} + \frac{M_{aspal} e_{comp}}{I_{comp}}$$

$$fc ds = 5,68 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai kehilangan CR:

$$CR = Kcr \times n \times (fcir - fc ds)$$

$$CR = 63,6 \text{ MPa}$$

$$\%CR = 4,88\%$$

b. Akibat susut beton

Beton di *stressing* setelah curing 7 hari, sehingga:

- KSH = 0,77
- Es = 200000MPa
= 29007600 psi
- RH = 76%
- Volum (V) = Ac x L
= 31,1 m³
- Selimut (Asc) = Keliling x L
= 253,61 m²
- V/As = 12 cm
= 4,828 in

Sehingga, kehilangan akibat susut (SH):

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) Ksh Es \times \left(1 - 0,06 \left(\frac{V}{Asc}\right)\right) (1 - RH)$$

$$SH = 3122,4 \text{ psi}$$

$$= 21,5 \text{ Mpa}$$

$$\%SH = 1,65\%$$

c. Akibat Relaksasi

Digunakan *strand* derajat 1860 MPa, relaksasi rendah, dengan nilai $f_{pi}/f_{pu} = 0,67$

- Kre = 138
- J = 0,15
- C = 0,61

Sehingga nilai kehilangan akibat relaksasi (RE):

$$RE = (Kre - J(SH + CR + ES)) \times C$$

$$RE = 17,65 \text{ MPa}$$

$$\%RE = 1,35\%$$

C. Resume Bentang Lain

Dengan cara perhitungan yang sama didapatkan kehilangan total untuk bentang 20 m dan 30 m:

a. Bentang 20 m

Tabel 4. 18 Kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 20 m

Jenis Kehilangan		Persentase Kehilangan
Akibat perpendekan elastis	ES	3,16%
Akibat slip anker	SS	0%
Akibat gesekan	GE	4,63%
Akibat rangkak	CR	7,67%
Akibat susut	SH	1,95%
Akibat relaksasi	RE	1,24%
TOTAL		18,65%

b. Bentang 30 m

Tabel 4. 19 Kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 30 m

Jenis Kehilangan		Persentase Kehilangan
Akibat perpendekan elastis	ES	3,89%
Akibat slip angker	SS	0%
Akibat gesekan	GE	7,06%
Akibat rangkak	CR	6,51%
Akibat susut	SH	1,68%
Akibat relaksasi	RE	1,17%
TOTAL		20,32%

4.3.7 Perencanaan Tulangan Balok

Tulangan balok yang didesain pada jembatan konvensional adalah tulangan lentur dan geser. Untuk contoh perhitungan digunakan bentang 40 m.

A. Tulangan Lentur

Tulangan lentur dibagi menjadi tiga, tulangan lentur pada bagian atas, badan, dan bawah. Direncanakan tulangan lentur menggunakan BJ 55 ($f_y = 410$).



Gambar 4. 42 Pembagian area pada penampang girder untuk penulangan lentur

Luas bagian penampang untuk *girder* jembatan bentang 40 m adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A \text{ atas} &= 208500 \text{ mm}^2 \\ A \text{ badan} &= 255000 \text{ mm}^2 \\ A \text{ bawah} &= 300000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Bagian atas

Pada jembatan konvensional bentang 40 m tidak terjadi momen positif, sehingga tulangan lentur atas diambil minimum:

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f_c}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} \\ \rho \text{ min} &= 0,0043 \text{ atau } 0,0034 \\ A_s &= 0,0043 \times 208500 \\ &= 896,55 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan **8 D13** dengan A_s pakai = 1061,85 mm²

b. Bagian badan

Tulangan badan dianggap tidak memikul beban, maka digunakan tulangan minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0043 \times 255000 \text{ mm}^2 \\ A_s &= 1097 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan 10 D13 dengan A_s pakai = 1327 mm²

c. Bagian bawah

Pada jembatan bentang 40 m, tulangan lentur bagian bawah didesain sehingga mampu memikul 1,2 kali momen retak. Perhitungan ada pada 4.3.8 D.

Digunakan **14D25** dengan A_s = 6872 mm²

B. Tulangan Geser

Tulangan geser diperlukan bila,

$$Vu > \phi Vn_{\min}$$

dimana:

Vu = gaya geser ultimit dari pemodelan (N)

ϕ = 0,75

Vn_{\min} = Tahanan geser beton ditambah dengan tahanan tulangan minimum balok (N)

- a. Perhitungan gaya geser akibat gaya permanen tak berfaktor (Vd)

Beban permanen adalah:

- Berat sendiri balok (q_1) = 1831 kg/m
- Pelat lantai (q_2) = 858,4 kg/m
- Pelat dek (q_3) = 186,8 kg/m
- Aspal (q_4) = 207,7 kg/m
- Diafragma (P) = 1464,21 kg
- Total beban ($\sum q$) = 3083,4 kg/m

Sehingga dapat dihitung reaksi perletakan (R_a),

$$\begin{aligned} R_a &= 3083,4 \times 40 \text{ m} / 2 + 9 \times 1464,21 / 2 \\ &= 68257,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan dilakukan untuk $x = 2$ m, untuk jarak yang lain ditabelkan (**Tabel 4.20**)

$$\begin{aligned} Vd &= R_a - 3083,4 \times 2 - 1464,21 \\ &= 60626,77 \text{ kg} \\ &= 594,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. Perhitungan gaya geser akibat beban kombinasi (V_i)

Gaya geser akibat beban kombinasi diambil pada *girder* dengan momen maksimum (M_{\max}). Nilai momen maksimum diambil dari momen ultimit pada balok interior,

$$M_{\text{maks}} = 9740 \text{ kNm}$$

Maka nilai V_i diambil pada balok interior pada kombinasi 1 **Tabel 4.6**

Tabel 4. 20 Perhitungan geser akibat beban permanen (V_d) untuk jembatan konvensional bentang 40 m

x (m)	V_d (kg)	V_d (kN)
0	66793,66	655,25
2	60626,77	594,75
4	54459,88	534,25
6	46828,77	459,39
8	40661,88	398,89
10	33030,78	324,03
12	26863,89	263,53
14	20696,99	203,04
16	13065,89	128,18
18	6899,00	67,68
20	732,10	7,18
20'	-732,11	-7,18

Tabel 4. 21 Nilai gaya geser kombinasi (V_i) pada jembatan konvensional bentang 40 m

X (m)	Interior
	V_i (kN)
0	841,0
2	774,4
4	707,7
6	623,8
8	557,2
10	490,5
12	406,7
14	340,0
16	256,1
18	189,5
20	122,8

c. Perhitungan nilai M_{cre}

Contoh perhitungan M_{cre} dilakukan pada tengah bentang ($x = 20$ m). Perhitungan f_{pe} , f_d , dan M_{cre} pada jarak lainnya ditabelkan.

Data yang dibutuhkan ($x=20$ m) :

F_c'	= 50 Mpa
I	= 0,4329 m ⁴
y_b	= 1033,47 mm
y_t	= 1066,53 mm
e	= 833 mm
F_o2	= 10492364 N
% Kehilangan	= 21,5 %
F_e	= 8235074 N
y_{bcomp}	= 1327 mm
I_{comp}	= 0,7023 m ⁴
M_{d1} (saat belum komposit)	= 633725 kgm

$$\begin{aligned}
 Md_2 \text{ (saat komposit)} &= 41532,5 \text{ kgm} \\
 Z &= I/yt \\
 &= 0,408 \text{ m}^3 \\
 f_{pe} &= \frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e \times yb}{I} \\
 &= 26,9 \text{ MPa} \\
 f_d &= \frac{Md_1 \times yb}{I} + \frac{Md_2 \times yb_{comp}}{I_{comp}} \\
 &= 15,5 \text{ MPa} \\
 M_{cre} &= 6109,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 22 Nilai f_{pe} untuk jembatan konvensional bentang 40 m

X (m)	e (mm)	f_{pe} (MPa)
0	0,0	10,59
2	158,4	13,71
4	300,0	16,49
6	425,1	18,95
8	533,4	21,08
10	625,1	22,88
12	700,1	24,36
14	758,5	25,50
16	800,1	26,32
18	825,1	26,81
20	833,5	26,98

Tabel 4. 23 Nilai f_d untuk jembatan konvensional bentang 40 m

x (m)	Md1 (kNm)	Md2 (kNm)	Fd (MPa)
0	0,00	0,00	0,00
2	1181,20	77,41	2,95
4	2238,06	146,68	5,59
6	3170,59	207,79	7,92
8	3978,78	260,76	9,94
10	4662,63	305,58	11,65
12	5222,15	342,24	13,05
14	5657,33	370,76	14,14
16	5968,17	391,14	14,91
18	6154,68	403,36	15,38
20	6216,84	407,43	15,54

Tabel 4. 24 Nilai M_{cre} untuk jembatan konvensional bentang 40 m

x	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	M_{cre} (Nmm)	kNm
0	10,59	0,00	5762936815	5762,94
2	13,71	2,95	5828788549	5828,79
4	16,49	5,59	5887708521	5887,71
6	18,95	7,92	5939696732	5939,70
8	21,08	9,94	5984753181	5984,75
10	22,88	11,65	6022877869	6022,88
12	24,36	13,05	6054070796	6054,07
14	25,50	14,14	6078331961	6078,33
16	26,32	14,91	6095661364	6095,66
18	26,81	15,38	6106059006	6106,06
20	26,98	15,54	6109524887	6109,52

d. Perhitungan tahanan geser beton (V_{ci})

Contoh perhitungan tahanan geser beton dilakukan untuk $x = 2\text{m}$, data yang diperlukan:

f_c	= 50 MPa
b_w	= 200 mm
d	= 2060 mm
V_d	= 594,75 kN
V_i	= 774,4 kN
M_{maks}	= 9740 kNm
M_{cre}	= 5828,79 kNm

Sehingga dapat dihiutng nilai V_c ($x = 2\text{m}$),

$$V_c = \frac{\sqrt{50}}{20} 200 \times 2060 (N) + 594,75 \text{ kN} + \frac{774,4 \times 5828,8}{9740} \text{ kN}$$

$$V_c = 1203,8 \text{ kN}$$

Tabel 4. 25 Nilai tahanan geser beton pada jembatan konvensional bentang 40 m

x (m)	V_{ci} (kN)
0	1298,51
2	1203,84
4	1107,71
6	985,46
8	886,93
10	773,00
12	661,99
14	560,88
16	434,12
18	332,14
20	229,87

e. Desain tulangan geser

Contoh perhitungan dilakukan pada tumpuan ($x=0m$), data yang diperoleh untuk jembatan konvensional bentang 40 m:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1298,5 \text{ kN} \\
 V_u &= 841 \text{ kN} \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 f_y &= 410 \text{ MPa} \\
 S &= 600 \text{ mm} \\
 b_w &= 200 \text{ mm} \\
 d &= 2050 \text{ mm} \\
 A_{v \text{ min}} &= \frac{200 \times 600}{3 \times 410} \\
 &= 98 \text{ mm}^2 \\
 V_{s \text{ min}} &= (98 \times 410 \times 2050 / 600) \text{ N} / 1000 \text{ (N/kN)} \\
 &= 136,67 \text{ kN} \\
 \emptyset V_{n \text{ min}} &= 0,75(1298,5 + 136,67) \text{ kN} \\
 &= 1076 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena, $V_u < \emptyset V_{n \text{ min}}$, maka diperlukan tulangan minimum. Digunakan sengkang 2 kaki D10-600 dengan $A_v \text{ pakai} = 157 \text{ mm}^2$

Dari **Tabel 4.26**, pada semua jarak balok *girder* untuk jembatan konvensional bentang 40 m digunakan sengkang 2 kaki D10-600.

Tabel 4. 26 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan konvensional bentang 40 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	S (mm)	Av min	Vs min	ϕV_n min	Keterangan
0	1299	841	600	98	137	1076	$V_u < \phi V_{nmin}$
2	1204	774	600	98	137	1005	$V_u < \phi V_{nmin}$
4	1108	708	600	98	137	933	$V_u < \phi V_{nmin}$
6	985	624	600	98	137	842	$V_u < \phi V_{nmin}$
8	887	557	600	98	137	768	$V_u < \phi V_{nmin}$
10	773	491	600	98	137	682	$V_u < \phi V_{nmin}$
12	662	407	600	98	137	599	$V_u < \phi V_{nmin}$
14	561	340	600	98	137	523	$V_u < \phi V_{nmin}$
16	434	256	600	98	137	428	$V_u < \phi V_{nmin}$
18	332	190	600	98	137	352	$V_u < \phi V_{nmin}$
20	230	123	600	98	137	275	$V_u < \phi V_{nmin}$

C. Resume Bentang Lain

Dengan cara perhitungan yang sama dengan mutu tulangan BJ55 ($f_y = 410$), maka didapat desain tulangan lentur dan geser untuk bentang 20 m dan 30 m sebagai berikut:

a. Bentang 20 m

- Tulangan lentur:
 - Bagian atas = 6D10
 - Bagian badan = 10D10
 - Bagian bawah = 12D16

- Tulangan Geser

Tabel 4. 27 Perhitungan desain tulangan geser balok girder jembatan konvensional bentang 20 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	S (mm)	Av min (mm ²)	Vs min (kN)	ØVn min (kN)	Keterangan
0	524	473	600	83	68	444	Vu > ØVnmin
2	465	404	600	83	68	400	Vu > ØVnmin
4	404	336	600	83	68	354	Vu < ØVnmin
6	328	256	600	83	68	297	Vu < ØVnmin
8	267	188	600	83	68	251	Vu < ØVnmin
10	205	120	600	83	68	205	Vu < ØVnmin

Untuk tumpuan digunakan perlu dilakukan perencanaan tulangan geser sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_s \text{ perlu} &= V_u / \phi - V_c \\ &= 106,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2 kaki D10-600 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_v &= 157 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 410 \text{ MPa} \\ s &= 600 \text{ mm} \\ d &= 1200 \text{ mm} \\ V_s &= 128,74 \text{ kN} > V_s \text{ perlu} \end{aligned}$$

Maka untuk semua tulangan geser disepanjang balok digunakan D10-600

b. Bentang 30m

- Tulangan lentur
 - Bagian atas = 8D13
 - Bagian badan = 8D13
 - Bagian bawah = 14D19

- Tulangan geser

Tabel 4. 28 Perhitungan desain tulangan geser balok girder jembatan konvensional bentang 30 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	S (mm)	Av min (mm ²)	Vs min (kN)	ØVn min (kN)	Keterangan
0	874	650	600	98	110	738	Vu<ØVnmin
2	818	612	600	98	110	696	Vu<ØVnmin
4	737	539	600	98	110	635	Vu<ØVnmin
6	637	457	600	98	110	560	Vu<ØVnmin
8	553	391	600	98	110	497	Vu<ØVnmin
10	467	325	600	98	110	433	Vu<ØVnmin
12	361	248	600	98	110	353	Vu<ØVnmin
14	273	183	600	98	110	287	Vu<ØVnmin
15	228	150	600	98	110	253	Vu<ØVnmin

Dari **Tabel 4.28** dapat disimpulkan, pada semua jarak dipakai tulangan minimum. Digunakan sengkang 2 kaki D10-600.

4.3.8 Kontrol Struktur Jembatan Konvensional

Kontrol struktur meliputi kontrol tegangan setelah kehilangan, kontrol momen ultimit, kontrol lendutan, kontrol momen retak, dan kontrol geser. Untuk contoh perhitungan dilakukan pada bentang 40 m, sedangkan bentang yang lain ditabelkan.

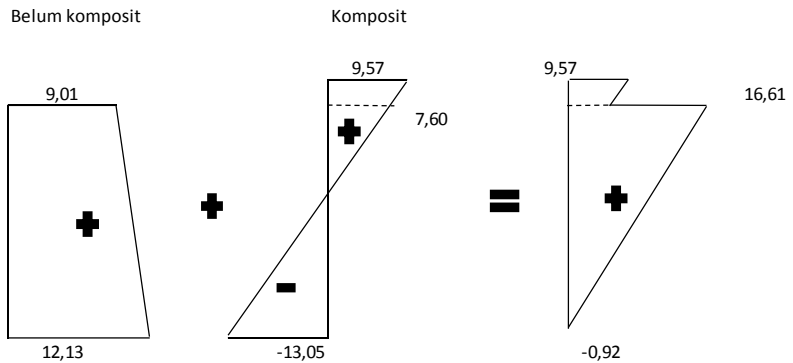
A. Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan

Untuk jembatan konvensional dilakukan kontrol tegangan pada tengah bentang dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \% \text{Kehilangan} &= 21,5\% \\ F_e &= 8235074 \text{ N} \\ e &= 833 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_b &= 1033,47 \\
 y_t &= 1066,53 \\
 I &= 0,4329 \text{ m}^4 \\
 y_{bcomp} &= 1327 \text{ mm} \\
 y_{tcomp} &= 973 \text{ mm} \\
 I_{comp} &= 0,7023 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Perhitungan sama seperti **Sub-Bab 4.3.4C**, maka tegangan yang terjadi, (MPa)



Gambar 4. 43 Tegangan penampang setelah kehilangan untuk jembatan konvensional bentang 40 m

Beton saat layan mempunyai tahanan tegangan:

Pada *girder*,

$$\begin{aligned}
 f_c' &= f_c' \\
 &= 50 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -3,53 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 22,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pada pelat,

$$\begin{aligned}
 f_c' &= f_c' \\
 &= 25 \text{ Mpa} \\
 \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -2,5 \text{ MPa} \\
 \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 11,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 -2,5 \text{ MPa} &< \mathbf{9,57 \text{ MPa}} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< \mathbf{16,61 \text{ MPa}} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< \mathbf{-0,92 \text{ MPa}} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

B. Kontrol Momen

Momen terbesar dihasilkan oleh kombinasi kuat I dengan besar momen sebesar 9740 kNm. Perhitungan momen nominal akibat tendon:

$$\begin{aligned}
 T \text{ (akibat tendon)} &= C \text{ (pada pelat)} \\
 8235074 &= 0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 1850 \text{ mm} \times a \\
 a &= 209,5 \text{ mm} > \text{tebal pelat (200 mm)} \\
 \text{Sehingga kepala girder tertekan} \\
 8235074 &= 0,85(25 \text{ Mpa} \times 1850 \times 200 + 50 \\
 \text{MPa} \times 600 \times a) \\
 a &= 14,6 \text{ mm} \\
 \text{Perhitungan titik berat daerah tekan:} \\
 c.g &= \frac{200 \times 1850 \times 100 + 600 \times 14,6 \times 207,3}{200 \times 1850 + 600 \times 14,6} \\
 c.g &= 102,5 \text{ mm} \\
 Mn &= T \cdot jd \\
 &= (8235074 \times (2300 - 200 - 102,5)) \text{ Nmm} \\
 &= 16449,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 Mu &< \emptyset Mn \\
 9740 \text{ kNm} &< 0,9 (16449 \text{ kNm}) \\
 9740 \text{ kNm} &< 14804 \text{ kNm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

C. Kontrol Lendutan

Untuk perhitungan lendutan diperlukan data sebagai berikut,

$$\begin{aligned} L &= 40000 \text{ mm} \\ E &= 33234 \text{ MPa} \\ I &= 0,7023 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Lendutan harus diambil terbesar dari:

- Lendutan akibat beban satu truk
Untuk jembatan rencana terdapat 2 jalur. Besar beban pada satu jalur sebesar 500 kN ditengah bentang.

Untuk satu *girder*:

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{1}{48} \frac{PL^3}{EI} \\ \Delta &= 28,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lendutan akibat BTR

Beban btr sesuai dengan perhitungan sebelumnya,

$$\text{BTR} = 802,75 \text{ kg/m}^2 \times 1,85 \text{ m}$$

Dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \\ \Delta &= 21,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dapat diambil lendutan = 28,7 mm

Lendutan ijin pada jembatan diambil sebesar,

$$\frac{L}{800} = \frac{40000\text{mm}}{800} = 50 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \frac{L}{800} &> 28,7 \text{ mm} \\ 50 \text{ mm} &> 28,7 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

D. Kontrol Momen Retak

Perhitungan momen retak dihitung pada kondisi layan (sudah komposit), sehingga data yang diperlukan:

Mn	= 16449,5 kNm
Fe	= 8235074 N
y _{bcomp}	= 1327,17
e _{comp}	= y _{bcomp} – jarak tendon dari serat bawah
	= 1127,17 mm
I _{comp}	= 0,7023 m ⁴
w _{bcomp}	= I _{comp} /y _{bcomp}
	= 529217687 mm ³
kt _{comp}	= w _{bcomp} /A
	= 509,3 mm
fr	= 4,38 MPa

Sehingga nilai momen retak (M_{cr}),

M _{cr}	= 15796521364 Nmm
	= 15796,5 kNm

Maka,

$$1,2 M_{cr} < \emptyset Mn$$

$$18955,8 \text{ kNm} > 14804 \text{ kNm (Not OK)}$$

Momen nominal dihitung dengan memperhatikan tulangan lentur bawah. digunakan baja mutu BJ55 14D25, dengan:

Titik berat tulangan lentur	= 200 mm
Titik berat tendon	= 200 mm
As lentur	= 6872,23 mm ²
f _y	= 410 MPa
F	= 8235074 N

Asumsi a berada di pelat,

$$T = C$$

$$AsF_y + F = 0,85 f_c' B a$$

$$11052688,3 \text{ N} = 0,85 \times 25 \times 1850 \times a$$

$$a = 281,1 \text{ mm} > 200 \text{ mm (asumsi salah)}$$

Asumsi a berada di kepala *girder*

$$\begin{aligned} T &= C \\ 11052688,3N &= 0,85 \times (25 \times 1850 \times 200 + 50 \times 800 \times a) \\ a &= 93,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari titik berat daerah tekan:

$$\begin{aligned} \text{c.g} &= \frac{200 \times 1850 \times 100 + 800 \times 93,83 \times 246,91}{200 \times 1850 + 800 \times 93,83} \\ \text{c.g} &\approx 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jd tendon} &= 2300 - 125 - 200 \\ &= 1975 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jd tul. lentur} &= 2300 - 125 - 200 \\ &= 1975 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= T_{\text{Tendon}} Jd_{\text{Tendon}} + T_{\text{Lentur}} Jd_{\text{Lentur}} \\ Mn &= 21828,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} 1,2Mcr &< \emptyset Mn \\ 18955,8 \text{ kNm} &< 0,9(21828 \text{ kNm}) \\ 18955,8 \text{ kNm} &< 19645 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

E. Kontrol Geser

Contoh perhitungan diambil pada daerah tumpuan:

$$\begin{aligned} Vu &= 841 \text{ kN} \\ Vc &= 1298,5 \text{ kN} \\ bw &= 200 \text{ mm} \\ d &= 2050 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan tulangan 2 kaki D10-600 BJ55 ($f_y = 410 \text{ MPa}$) dengan

$$\begin{aligned} Av &= 157 \text{ mm}^2 \\ Vs &= \left(\frac{157 \times 410 \times 2050}{600} \right) N \\ &= 220,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$V_u < \emptyset V_n$$

$$841 \text{ kN} < 0,75(1298,5 + 220) \text{ kN}$$

$$841 < 1138 \text{ kN (OK)}$$

Tabel 4. 29 Kontrol geser pada jembatan konvensional bentang 40 m

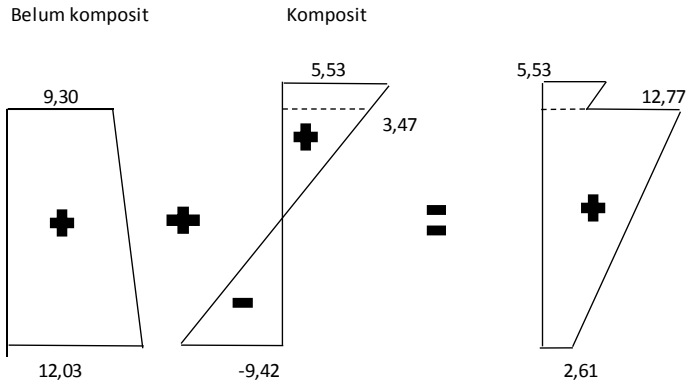
x (m)	V _c (kN)	V _u (kN)	Diameter tul.	A _v pakai (mm ²)	V _s pakai (kN)	∅V _n	Kontrol
0	1299	841	2D-10	157,08	220	1139	OK
2	1204	774	2D-10	157,08	220	1068	OK
4	1108	708	2D-10	157,08	220	996	OK
6	985	624	2D-10	157,08	220	904	OK
8	887	557	2D-10	157,08	220	830	OK
10	773	491	2D-10	157,08	220	745	OK
12	662	407	2D-10	157,08	220	662	OK
14	561	340	2D-10	157,08	220	586	OK
16	434	256	2D-10	157,08	220	491	OK
18	332	190	2D-10	157,08	220	414	OK
20	230	123	2D-10	157,08	220	337	OK

F. Resume Bentang Lain

Dengan cara perhitungan yang sama, maka didapatkan kontrol untuk bentang 20 m dan 30 m sebagai berikut:

a. Bentang 20 m

- Kontrol tegangan penampang setelah kehilangan
Fe = 3350358,9 N



Gambar 4. 44 Tegangan penampang setelah kehilangan pada jembatan konvensional bentang 20 m

Beton saat layan mempunyai tahanan tegangan:

Pada *girder*,

$$\begin{aligned}
 f_c' i &= f_c' \\
 &= 50 \text{ Mpa} \\
 \sigma \text{ tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -3,53 \text{ MPa} \\
 \sigma \text{ tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 22,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pada pelat,

$$\begin{aligned}
 f_c' i &= f_c' \\
 &= 25 \text{ Mpa} \\
 \sigma \text{ tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -2,5 \text{ MPa} \\
 \sigma \text{ tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 11,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 -2,5 \text{ MPa} &< \mathbf{5,53 \text{ MPa}} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< \mathbf{12,77 \text{ MPa}} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< \mathbf{2,61 \text{ MPa}} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol momen

Data yang dibutuhkan:

$$M_u = 3145 \text{ kNm}$$

$$F_e = 3350359 \text{ N}$$

Dengan asumsi a pada pelat

$$a = 85,22 \text{ mm}$$

$$M_n = 3350359 \text{ N} \left(1450 - 300 - \frac{85,22}{2}\right) \text{ mm}$$

$$= 3710,1 \text{ kNm}$$

Maka,

$$3145 \text{ kN} < 0,9(3710,1) \text{ kN}$$

$$3145 \text{ kN} < 3339 \text{ kN (OK)}$$

- Kontrol lendutan

- Lendutan akibat beban satu truk

$$\Delta = \frac{1}{48} \frac{500000(20000)^3}{EI}$$

$$\Delta = 16,8 \text{ mm}$$

- Lendutan akibat BTR

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{16,65(20000)^4}{EI}$$

$$\Delta = 7 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$16,8 \text{ mm} < 25 \text{ mm (OK)}$$

- Kontrol momen retak

$$M_{cr} = 3713420038 \text{ Nmm}$$

$$= 3713,4 \text{ kNm}$$

$$M_n = 3710,1 \text{ kNm}$$

$$1,2M_{cr} < 0,9(M_n)$$

$$4456 \text{ kNm} > 3339 \text{ kN (Not OK)}$$

Perhitungan momen nominal dengan memperhatikan tulangan lentur 12D16 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s &= 2412 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 410 \text{ MPa} \\ M_n &= 4957 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} 4456 \text{ kNm} &< 0,9(4957) \text{ kNm} \\ 4456 \text{ kNm} &< 4461 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol geser

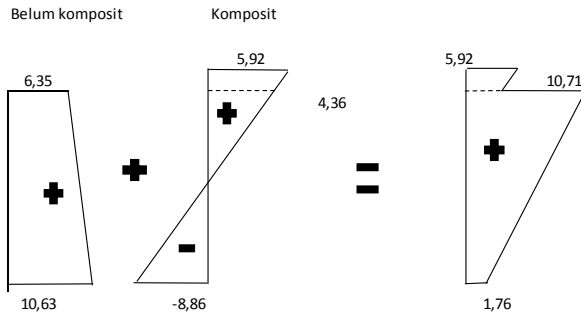
Kontrol geser pada bentang 20 m jembatan konvensional dapat dilihat pada **Tabel 4.31** dibawah ini.

Tabel 4. 30 Kontrol geser untuk jembatan konvensional bentang 20 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	Diameter tul.	Av pakai (mm ²)	Vs (kN)	ØVn (kN)	Kontrol
0	530	473	2D10	157	129	494	OK
2	470	404	2D10	157	129	449	OK
4	408	336	2D10	157	129	403	OK
6	331	256	2D10	157	129	345	OK
8	269	188	2D10	157	129	298	OK
10	206	120	2D10	157	129	251	OK

b. Bentang 30 m

- Kontrol tegangan setelah kehilangan Fe = 5454036,5 N



Gambar 4. 45 Tegangan penampang setelah kehilangan pada jembatan konvensional bentang 30 m

Beton saat layan mempunyai tahanan tegangan:

Pada girder,

$$\begin{aligned}
 f_c' i &= f_c' \\
 &= 50 \text{ Mpa} \\
 \sigma \text{ tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -3,53 \text{ MPa} \\
 \sigma \text{ tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 22,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pada pelat,

$$\begin{aligned}
 f_c' i &= f_c' \\
 &= 25 \text{ Mpa} \\
 \sigma \text{ tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -2,5 \text{ MPa} \\
 \sigma \text{ tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 11,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 -2,5 \text{ MPa} &< \mathbf{5,92 \text{ MPa}} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< \mathbf{10,71 \text{ MPa}} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< \mathbf{1,76 \text{ MPa}} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol momen

Data yang dibutuhkan:

$$M_u = 5933 \text{ kNm}$$

$$F_e = 5454036,5 \text{ N}$$

Dengan asumsi a pada pelat

$$a = 138,7 \text{ mm}$$

$$M_n = 5454036,5 \text{ N} \left(1900 - 250 - \frac{138,7}{2}\right) \text{ mm}$$

$$= 8620 \text{ kNm}$$

Maka,

$$5933 \text{ kN} < 0,9(8620) \text{ kN}$$

$$5933 \text{ kN} < 7758 \text{ kN (OK)}$$

- Kontrol lendutan

- Lendutan akibat beban satu truk

$$\Delta = \frac{1}{48} \frac{500000(30000)^3}{EI}$$

$$\Delta = 21 \text{ mm}$$

- Lendutan akibat BTR

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{16,65(30000)^4}{EI}$$

$$\Delta = 13,1 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$21 \text{ mm} < 37,5 \text{ mm (OK)}$$

- Kontrol momen retak

$$M_{cr} = 8486037936 \text{ Nmm}$$

$$= 8486 \text{ kNm}$$

$$M_n = 4957 \text{ kNm}$$

$$1,2M_{cr} < 0,9(M_n)$$

$$10183,25 \text{ kNm} > 4461 \text{ kN (Not OK)}$$

Perhitungan momen nominal dengan memperhatikan tulangan lentur 14D19 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s &= 3969 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 410 \text{ MPa} \\ M_n &= 11151,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$10183,25 \text{ kNm} < 0,9(11151,3) \text{ kNm}$$

$$10183,25 \text{ kNm} < 10361 \text{ kNm (OK)}$$

- Kontrol geser
Kontrol geser pada bentang 30 m jembatan konvensional dapat dilihat pada **Tabel 4.32** dibawah ini.

Tabel 4. 31 Kontrol geser untuk jembatan konvensional bentang 30 m

x (m)	Vc (kN)	Vu	Diameter tul.	A _v pakai (mm ²)	Vs (kN)	ØVn (kN)	Kontrol
0	874	650	2D10	157	177	789	OK
2	818	612	2D10	157	177	746	OK
4	737	539	2D10	157	177	686	OK
6	637	457	2D10	157	177	610	OK
8	553	391	2D10	157	177	547	OK
10	467	325	2D10	157	177	483	OK
12	361	248	2D10	157	177	404	OK
14	273	183	2D10	157	177	337	OK
15	228	150	2D10	157	177	304	OK

4.4 Perencanaan Jembatan Integral

Perencanaan jembatan integral secara konseptual mengacu pada buku berjudul “Jembatan Integral Gelagar Prategang” yang dikeluarkan puslitbang jalan dan jembatan. Pada

tugas akhir ini contoh perhitungan diberikan untuk jembatan bentang 40 m.

4.4.1 *Preliminary design*

Desain perencanaan awal untuk penampang dan gaya tarik awal (F_o) mengikuti desain perencanaan jembatan konvensional. Adapun data *preliminary* jembatan integral sebagai berikut:

A. Jembatan bentang 20 m

<i>Girder</i>	= WIKA PCI 125
Gaya prategang awal (F_o)	= 4118382 N
Kehilangan	= 18,65%
Tendon	=
• Diameter	= 15 mm
• Tipe	= ASTM 6-7
• Jumlah <i>strand</i>	= 6

B. Jembatan bentang 30 m

<i>Girder</i>	= WIKA PCI 170
Gaya prategang awal (F_o)	= 6844688 N
Kehilangan	= 20,32%
Tendon	=
• Diameter	= 15 mm
• Tipe	= ASTM 6-12
• Jumlah <i>strand</i>	= 10

C. Jembatan bentang 40 m

<i>Girder</i>	= WIKA PCI 210
Gaya prategang awal (F_o)	= 8583110 N
Kehilangan	= 21,51%
Tendon	=
• Diameter	= 15 mm
• Tipe	= ASTM 6-12
• Jumlah <i>strand</i>	= 12

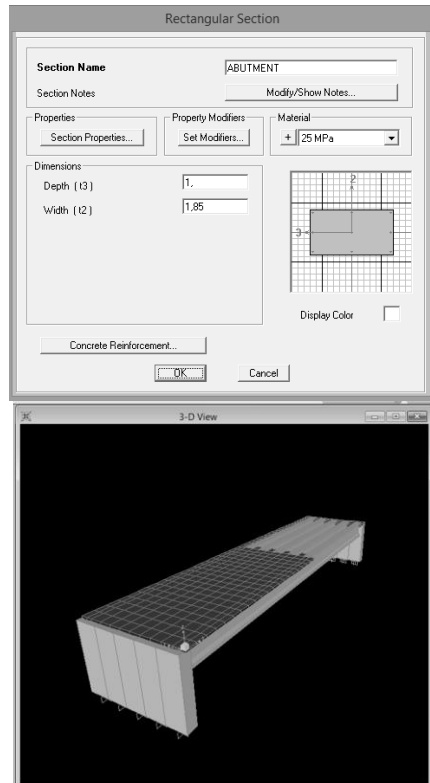
D. Tahapan Pelaksanaan

Adapun tahapan pelaksanaan konstruksi jembatan integral untuk semua bentang sebagai berikut:

- Kedua *abutment* dicor sampai selevel dudukan girder.
- Pabrikasi *girder*.
- Transportasi *girder* menggunakan *multi-axle truck* dari *workshop* menuju tempat proyek.
- Dilakukan *stressing* sebesar F_0 sebelum pengangkatan.
- Persiapan pengangkatan dan pengangkatan. *Girder* diangkat dari *field* menuju dudukan yang telah disiapkan diatas *abutment*.
- Pemasangan diafragma.
- Pemasangan pelat dek. Pada jembatan bentang 20 m tidak terdapat pelat dek, sehingga diperlukan bekisting untuk pengecoran pelat lantai.
- Pengecoran kepala *abutment*, pelat lantai, trotoar, dan tiang *railing* sehingga struktur atas monolit dengan struktur bawah jembatan.
- Pengaspalan dan *finishing*.

4.4.2 Pemodelan Jembatan Integral

Perbedaan pemodelan jembatan integral dengan konvensional pada SAP2000 adalah adanya pemodelan *frame element* untuk *abutment* dan perletakan jepit-jepit pada jembatan integral. *Abutment* terletak pada ujung-ujung balok dan menyatu. Penampang *abutment* terbuat dari beton mutu 25 MPa dengan tebal 1 m (**Gambar 4.46**)



Gambar 4. 46 Material *abutment* dan pemodelan struktur untuk jembatan integral.

4.4.3 Pembebanan Jembatan Integral

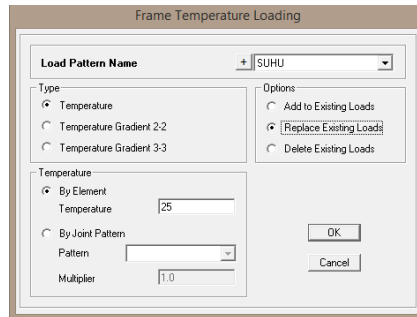
Beban jembatan integral sama seperti jembatan konvensional (**Sub-Bab 4.3.3**) ditambah beberapa beban akibat sistem *abutment* yang monolit. Tambahkan beban tersebut adalah beban suhu, susut, rangkai, tanah lateral, dan tanah akibat gempa pada jembatan integral. Beban prategang berubah karena terjadi perubahan kelengkungan kabel.

A. Beban Suhu

Beban suhu dimodelkan dengan *temperature load*. Sehingga input pada pemodelan adalah besaran suhu. Beban suhu yang digunakan mengacu pada SNI 1725:2016,

- Temperatur minimum (T0) = 15°C
- Temperatur maksimum (T1) = 40°C

Sehingga beban suhu yang terjadi adalah 25°C.



Gambar 4. 47 Input beban suhu pada balok girder

B. Beban Rangkap

Beban rangkap dimodelkan dengan *temperature load*. Berdasarkan **Tabel 3.9**, untuk beton mutu f_c' 50 MPa, Koefisien rangkap maksimum (cu) dapat diambil sebesar 2,0. t diambil 50 tahun. Sehingga,

$$\phi_{cc}(t) = 1,946$$

Regangan elastis sesaat akibat beban tetap (ϵ), dihitung berdasarkan rumus:

$$E = \frac{\tau}{\epsilon}$$

dimana modulus elastisitas (E) diambil $4700 \times (f_c')^{0.5}$ dan tegangan yang diambil adalah tegangan akibat beban tetap.

$$E = 4700 \times 50^{0,5}$$

$$E = 33234 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Md \times e}{I}$$

$$\tau = 12,7 \text{ MPa}$$

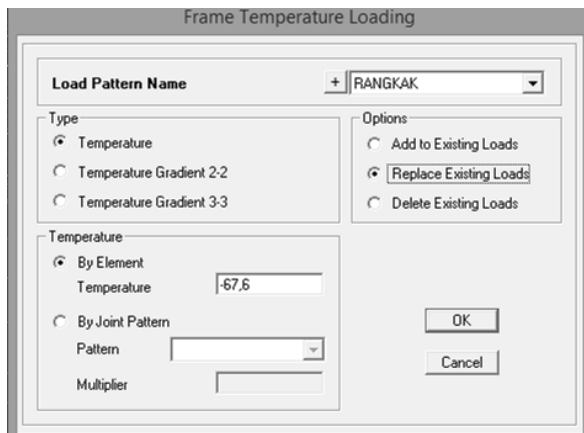
$$\varepsilon = \frac{12,7}{33234}$$

$$\varepsilon = 0,00038$$

Maka,

$$\varepsilon_{cc,t} = 0,00074$$

$$\Delta T = 67,6^\circ C$$



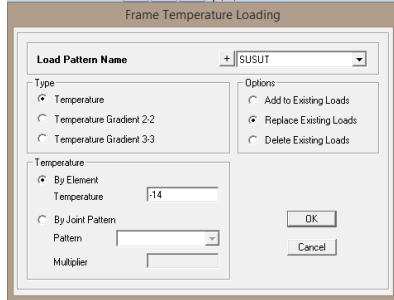
Gambar 4. 48 Input beban rangkak pada balok girder

C. Beban Susut

Beban susut diinput dengan menggunakan *temperature load*. Dari **Tabel 3.8**, didapat nilai regangan untuk beton mutu 50 MPa sebesar 0,000153.

Sehingga,

$$\Delta T = 13,9^{\circ}\text{C} \approx 14^{\circ}\text{C}$$



Gambar 4. 49 Input beban susut pada balok girder

D. Beban Tanah Lateral

Beban tanah terdiri dari beban tanah aktif, tambahan akibat lalu lintas, dan beban hidrostatis.

Berdasarkan data tanah yang diperoleh:

Berat jenis tanah asli (γ_{sat})	= 1,85 t/m ³
Berat jenis tanah timbunan ($\gamma_{\text{sat}1}$)	= 1,85 t/m ³
Sudut geser tanah (ϕ)	= 39,5°

Ditentukan:

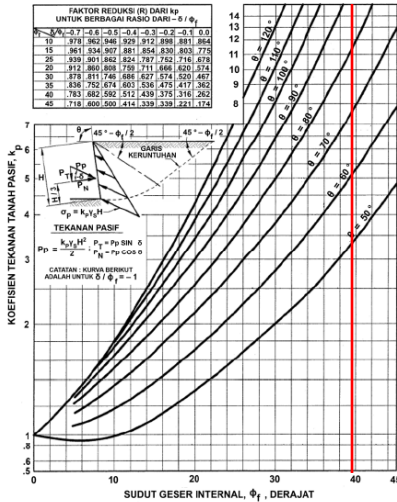
Sudut urukan (β)	= 0°
Sudut dinding belakang (Θ)	= 90°
Kedalaman <i>abutment</i> (H)	= 6 m

Dari SNI 1725:2016 diambil:

Sudut geser urukan-dinding (δ)	= 30°
---	-------

Sehingga,

$-\delta/\phi$	= 0,76
Faktor reduksi K_p (R)	= 0,849



Gambar 4. 50 Mencari nilai Kp

Didapat $K_p \approx 17$

$K_p \times R = 14,43$

$d = \alpha L \Delta T$
 $d = 11 \times 10^{-6} (40000\text{mm}) 25$
 $d = 11 \text{ mm}$

$K_o = 1 - \sin \phi'$
 $K_o = 1 - \sin(39,5)$
 $K_o = 0,364$

Dimana nilai K^* diambil terbesar dari:

$$K^* = \left(\frac{d}{0,05H} \right)^{0,4} K_p$$

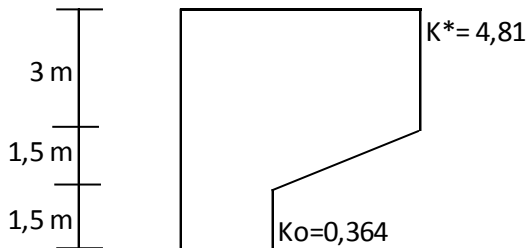
$$K^* = 3,85$$

$$K^* \geq 0,364$$

$$K^* \geq \frac{14,43}{3}$$

$$K^* \geq 4,81$$

Maka $K^* = 4,81$



Gambar 4. 51 Nilai koefisien tanah lateral K pada jembatan integral

- Tekanan tanah
 - 0 sampai 3 m
$$P = K^* \times (\gamma_{\text{sat}} - 1) \times Z$$

dimana,

K^* = faktor tekanan tanah

γ_{sat} = berat jenis tanah

Z = kedalaman tanah

Sehingga,

Tekanan dipermukaan:

$$P_0 = 4,81 \times 0,85 \times 0$$

$$= 0$$

Tekanan tanah *abutment* $Z = 3$ m

$$\begin{aligned} P1 &= 4,81 \times 0,85 \times 3 \\ &= 12,27 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- 3 sampai 4,5 m

Tekanan tanah *abutment* $Z = 3$ m

$$P1 = 12,27 \text{ t/m}^2$$

Tekanan tanah *abutment* $Z = 4,5$ m

$$\begin{aligned} P2 &= 0,364 \times 0,85 \times 4,5 \\ &= 1,39 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- 4,5 sampai 6 m

Tekanan tanah *abutment* $Z = 4,5$ m

$$P2 = 1,39 \text{ t/m}^2$$

Tekanan tanah *abutment* $Z = 6$ m

$$P3 = 1,86 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan tambahan akibat beban lalu lintas
Berdasarkan SNI 1727:2016, beban tambahan akibat lalu lintas, setara dengan tanah setebal 0,7 m.

$$\begin{aligned} P_{II} (Z=0-3\text{m}) &= K^* \times 0,7 \times (\gamma_s - 1) \\ &= 4,81 \times 0,7 \times 0,85 \\ &= 2,86 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{II} (Z = 4,5-6 \text{ m}) &= K_o \times 0,7 \times (\gamma_s - 1) \\ &= 0,364 \times 0,7 \times 0,85 \\ &= 0,22 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- Tekanan hidrostatik
 $P_a = \gamma_{air} \times Z$

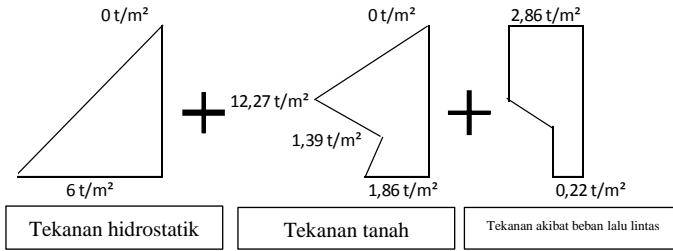
Pada permukaan:

$$\begin{aligned} Pa_0 &= 1 \text{ t/m}^3 \times 0 \\ &= 0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Pada bawah *abutment*, $Z = 6\text{m}$

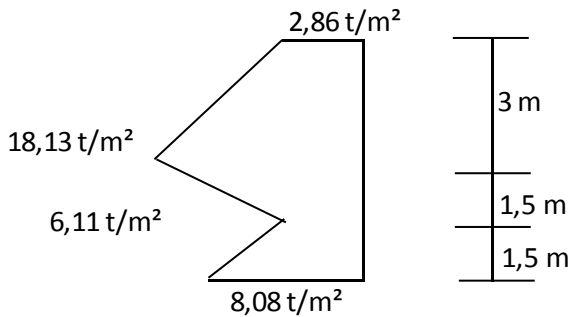
$$\begin{aligned} Pa_1 &= 1 \times 6 \\ &= 6 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Beban tanah:



Gambar 4. 52 Tekanan tanah lateral pada *abutment* akibat air, tanah, dan beban lalu lintas

Sehingga menjadi:



Gambar 4. 53 Tekanan tanah lateral pada *abutment*

E. Beban prategang

Akibat penarikan kabel, *girder* seolah-olah menerima gaya tambahan yang arahnya berlawanan gravitasi. Beban prategang dimodelkan beban garis di *girder*.

$$\begin{aligned} PR &= \gamma_{PR}^U \times 8 \times F \times h/L^2 \\ &= 1 \times 8 \times F \text{ (N)} \times 1,25 \text{ m}/(40\text{m})^2 \\ &= 4292 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

F. Beban Tanah Akibat Gempa

Diketahui:

Berat jenis tanah asli (γ_{sat0})	= 1,85 t/m ³
Berat jenis tanah timbunan (γ_{sat1})	= 1,85 t/m ³
Sudut geser tanah (\emptyset)	= 39,5°
Sudut dinding ke bidang vertikal (β)	= 0°
arctan (kh/(1-kv)) (Θ)	= 0°
Kedalaman <i>abutment</i> (H)	= 6 m
Kemiringan timbunan (i)	= 0°
Sudut geser urukan-dinding (δ)	= 30°

Dengan nilai koefisien K_{AE} :

$$\begin{aligned} K_{AE} &= 0,259 \\ K_{PE} &= 0,259 \end{aligned}$$

Maka,

$$E_{AE} = E_{PE} = 8,62 \text{ ton/m lebar}$$

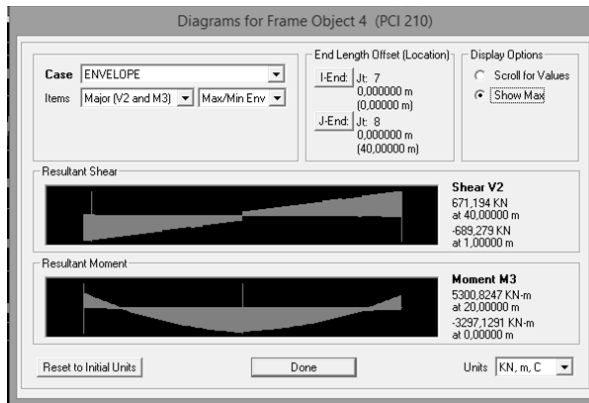
G. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan ultimit untuk jembatan integral pada kondisi sebagai berikut: kuat I, kuat III, kuat V, dan ekstrem I dengan beban tanah penuh satu sisi; kuat I, kuat III, kuat V, dan ekstrem I dengan beban tanah penuh dua sisi; kuat I, kuat III, dan kuat V dengan beban tanah setengah satu sisi; kuat I, kuat III, dan kuat V dengan beban tanah setengah dua sisi; kuat I, kuat III, kuat V, dan ekstrem I dengan tanpa beban tanah.

a. Momen ultimit

Dengan bantuan *envelope* didapatkan momen ultimit dari pemodelan SAP2000 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit ujung} &= -3426 \text{ kNm} \\ &= 2646,6 \text{ kNm} \\ \text{Momen ultimit tengah} &= 5301 \text{ kNm} \\ &= -58,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$



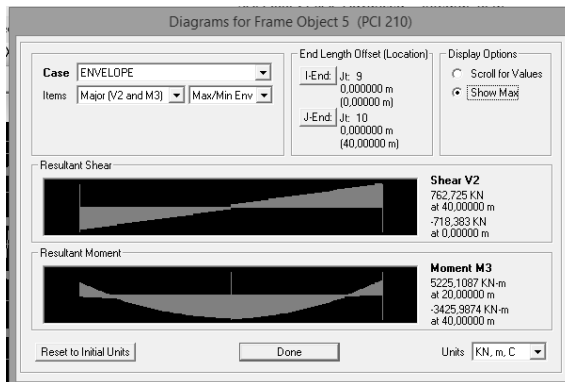
Gambar 4. 54 momen ultimit pada balok salah satu *girder*

b. Geser ultimit

Dari pemodelan SAP2000 didapat beban geser ultimit sebagai berikut:

Tabel 4. 32 Gaya geser ultimate jembatan integral bentang 40 m

X (m)	Vu (kN)
0	762,7
2	680,6
4	615,4
6	542,0
8	478,6
10	406,6
12	343,9
14	280,7
16	207,4
18	142,0
20	70,7



Gambar 4. 55 Gaya geser ultimate pada pemodelan SAP2000

c. Resume bentang lain

- Bentang 20 m
 - M tengah = 1107,5 kNm dan -227,32 kNm
 - M ujung = -1453,3 kNm dan 503,72 kNm

Gaya geser ditabelkan pada **Tabel 4.33**

Tabel 4. 33 Gaya gesr ultimit pada jembatan integral bentang 20 m

X (m)	Vu (kN)
0	367,6
2	277,4
4	242,0
6	197,6
8	165,7
10	176,9

- Bentang 30 m
M tengah = 2433,5 kNm dan -636 kNm
M ujung = -2268,2 kNm dan 1464,6 kNm

Gaya geser ditabelkan pada **Tabel 4.34**

Tabel 4. 34 Gaya gesr ultimit pada jembatan integral bentang 30 m

X (m)	Vu (kN)
0	473,6
2	446,0
4	403,8
6	356,0
8	316,9
10	278,9
12	234,5
14	197,5
15	178,0

4.4.4 Analisis Awal Prategang

Jembatan integral memiliki dua kondisi analisis tegangan yaitu sebelum integral dan setelah integral. Kondisi sebelum integral adalah saat transfer dan sesaat setelah cor beton, sedangkan kondisi sudah integral adalah saat layan. Analisis awal dilakukan untuk penampang ujung dan tengah.

A. Analisis Tegangan saat Transfer

Untuk metode penarikan *post-tensioning*, kabel dimasukan dan ditarik sesudah segmen pratekan dicetak saat proses pabrikasi. Untuk studi diasumsikan penarikan dan pengangkatan dilakukan pada hari ke-7 setelah pengecoran segmen pracetak ($f_c' i = 0,65 f_c'$). Perhitungan dilakukan untuk bentang 40 m.

Adapun data-data perencanaan untuk bentang 40 m yang diperlukan adalah:

Pada tengah bentang:

- Luas penampang (A) = 0,7775 m²
- Inersia penampang (I) = 0,4329 m⁴
- yt = 1066,53 mm
- yb = 1033,47 mm
- letak tendon dari serat bawah (c) = 200 mm
- eksentrisitas (e = yb - c) = 833,47 mm
- Fo = 8583110 N

Pada ujung bentang:

- Luas penampang (A) = 1,4963 m²
- Inersia penampang (I) = 0,562 m⁴
- yt = 1045,56 mm
- yb = 1054,44
- Fo = 8583110 N

a. Perhitungan tegangan ijin

Dalam perencanaan kali ini, nilai positif (+) menunjukkan tekan, dan nilai negatif (-) menunjukkan tarik.

- Ijin tarik

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tarik dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,25x f_c' i^{0,5} \\ 0,25x (0,65x50MPa)^{0,5} = -1,42 MPa$$

- Ijin tekan
Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tekan dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,6x f_c' \\ 0,6x (0,65x 50 \text{ MPa}) = 19,5 \text{ MPa}$$

b. Momen yang Bekerja

Saat *stressing* pertama, beban yang bekerja adalah berat sendiri *girder* beton, sehingga dapat dihitung sebagai berikut:

- Akibat berat sendiri balok = 366124,7 kgm

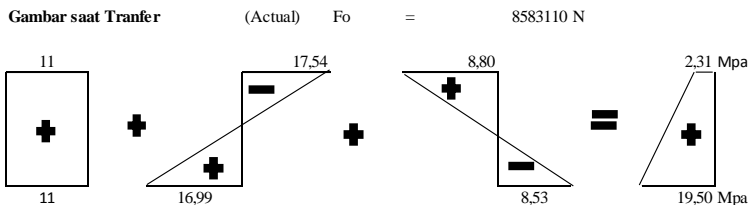
c. Perhitungan Tegangan

Pada tengah bentang:

Kondisi sama seperti jembatan konvensional sehingga tegangan penampang sama.

- Serat atas:
Serat atas mengalami tarik, sehingga
 $f_t = 2,31 \text{ MPa}$
- Serat bawah:
Serat bawah mengalami tekan, sehingga
 $f_b = 19,50 \text{ MPa}$

Sehingga gambar tegangan yang terjadi saat transfer:



Gambar 4. 56 Tegangan penampang tengah bentang jembatan integral bentang 40 m

Pada ujung bentang:

- Serat atas
Serat atas mengalami tekan, sehingga

$$ft = \frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e \times yt}{I}$$

$$19,5 = 5,73 + 0,016e$$

$$e = 861 \text{ mm}$$

- Serat bawah
Serat bawah mengalami tarik, sehingga

$$fb = \frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e \times yb}{I}$$

$$-1,42 = 5,73 - 0,016e$$

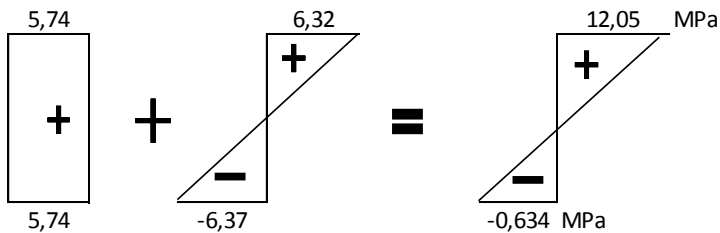
$$e = 444 \text{ m}$$

Digunakan jarak tendon dari serat atas pada ujung bentang sebesar 650 mm, sehingga:

$$e = yt - 650$$

$$e = 395,56 \text{ mm}$$

Sehingga gambar tegangan yang terjadi saat *stressing* pertama:



Gambar 4. 57 Tegangan penampang ujung bentang jembatan integral bentang 40 m

B. Analisis Tegangan saat Cor Pelat

a. Perhitungan tegangan ijin

Dalam perencanaan kali ini, nilai positif (+) menunjukkan tekan, dan nilai negatif (-) menunjukkan tarik.

- Ijin tarik

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tarik dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,25x f_c' i^{0,5} \\ 0,25x (0,65x 50\text{MPa})^{0,5} = -1,42 \text{ MPa}$$

- Ijin tekan

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2, tegangan ijin tekan dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,6x f_c' i \\ 0,6x (0,65x 50 \text{ MPa}) = 19,5 \text{ MPa}$$

b. Momen yang bekerja

Saat cor pelat lantai, beban yang bekerja adalah berat sendiri, diafragma, pelat dek, dan pelat lantai. Sehingga dapat dihitung momen pada tengah bentang sebagai berikut:

- | | |
|------------------------------|----------------|
| • Akibat berat sendiri balok | = 366124,7 kgm |
| • Akibat diafragma | = 58568,4 kgm |
| • Akibat pelat dek | = 37352 kgm |
| • Akibat pelat lantai | = 171680 kgm |
| • Total | = 633725,2 kgm |

c. Perhitungan tegangan

Pada tengah bentang:

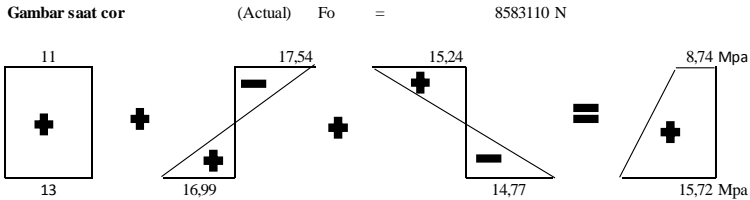
Kondisi sama seperti jembatan konvensional sehingga tegangan penampang sama.

- Pada serat atas

Serat atas mengalami tarik, sehingga

$$f_t = 8,74 \text{ MPa}$$

- Pada serat bawah
Serat bawah mengalami tekan, sehingga
 $f_b = 15,72 \text{ MPa}$

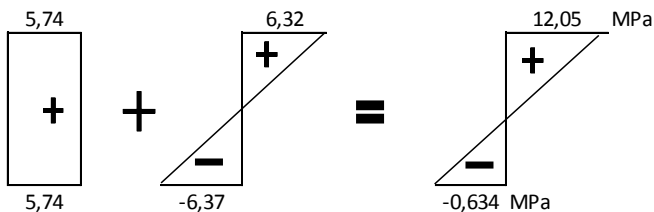


Gambar 4. 58 Tegangan penampang saat cor pelat lantai pada tengah bentang jembatan integral bentang 40 m

Pada ujung bentang:

Kondisi yang terjadi sama seperti saat transfer, karena tidak ada momen yang bekerja pada ujung perletakan sederhana.

- Pada serat atas
Serat atas mengalami tekan, sehingga
 $f_t = 12,05 \text{ MPa}$
- Pada serat bawah
Serat bawah mengalami tarik, sehingga
 $f_b = -0,63 \text{ MPa}$



Gambar 4. 59 Tegangan penampang saat cor pelat lantai pada ujung bentang jembatan integral bentang 40 m

C. Analisis Tegangan saat Layan

Pada saat layan, kehilangan sudah bekerja, penampang sudah komposit dengan pelat lantai, dan sudah bekerja integral. Sehingga data-data yang diperlukan untuk analisis tegangan saat layan:

- Luas penampang balok (A_b) = $0,7775 \text{ m}^2$
(Tengah bentang)
- Luas penampang balok (A_b') = $1,496 \text{ m}^2$
(Ujung bentang)
- Luas penampang pelat (A_p) = $0,2616 \text{ m}^2$

Pada tengah bentang:

- Saat Non-komposit:
 - y_t = $1066,53 \text{ mm}$
 - y_b = $1033,47 \text{ mm}$
 - e = $833,47 \text{ mm}$
 - I = $0,4329 \text{ m}^4$
- Saat komposit:
 - y_t = $972,83 \text{ mm}$
 - y_b = $1327,17 \text{ mm}$
 - e = $1127,17 \text{ mm}$
 - I = $0,7023 \text{ m}^4$

Pada ujung bentang:

- Saat Non komposit:
 - y_t = $1045,56 \text{ mm}$
 - y_b = $154,44 \text{ mm}$
 - e = $395,56 \text{ mm}$
 - I = $0,562 \text{ m}^4$
- Saat kompoist:
 - y_t = 1075 mm
 - y_b = 1225 mm
 - e = 425 mm
 - I = $2,3 \text{ m}^4$

Untuk analisis awal diasumsikan kehilangan sebesar 21,5%, sehingga

$$F_e = (100\% - 22\%) F_o$$

$$F_e = 6736570,4 \text{ N}$$

a. Perhitungan tegangan ijin

Untuk beban layan, mutu beton yang bekerja adalah mutu rencana 28 hari. Berdasarkan RSNI T-12-2004, untuk layan tegangan ijin dapat dihitung sebagai berikut:

- Ijin tarik

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2.3, tegangan ijin tarik dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,5x f_c^{0,5}$$

Pada *girder*, $0,5x (50\text{MPa})^{0,5} = -3,53 \text{ MPa}$

Pada pelat, $0,5 x (25 \text{ MPa})^{0,5} = -2,50 \text{ MPa}$

- Ijin tekan

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1, tegangan ijin tekan dapat dihitung melalui persamaan:

$$0,45x f_c'$$

Pada *girder*, $0,45x (50 \text{ MPa}) = 22,5 \text{ MPa}$

Pada pelat, $0,45 x (25 \text{ MPa}) = 11,25 \text{ MPa}$

b. Momen yang bekerja

Saat komposit (Integral) :

Pada tengah bentang:

- Beban Aspal = 20964,5 kgm
- Beban BTR = 149593,7 kgm
- Beban BGT = 79830,4 kgm
- Beban Suhu = -65729,1 kgm
- Beban susut = 36808,3 kgm
- Beban rangkak = 177731,4 kgm
- Beban tanah = -51459,4 kgm
- Total (M) = 347740,2 kgm

Pada ujung bentang:

- Beban Aspal = -15258,8 kgm
- Beban BTR = -108880,2 kgm
- Beban BGT = -34625,3 kgm
- Beban Suhu = -65729,1 kgm
- Beban susut = 36808,3 kgm
- Beban rangkai = 177731,4 kgm
- Beban tanah = -51459,4 kgm
- Total = -98221,4 kgm

Saat non-komposit

- Berat sendiri balok = 366124,7 kgm
- Berat pelat lantai = 171680 kgm
- Berat pelat dek = 37352 kgm
- Berat diafragma = 58568,4 kgm
- Total (M) = 633725 kgm

c. Perhitungan tegangan

Penampang tengah bentang:

- Saat komposit:

Serat atas pelat mengalami tekan

$$f_t = 4,72 \text{ MPa}$$

Serat atas *girder* mengalami tekan

$$f_t' = 3,75 \text{ MPa}$$

Serat bawah mengalami tarik

$$f_b = -6,45 \text{ MPa}$$

- Saat non komposit:

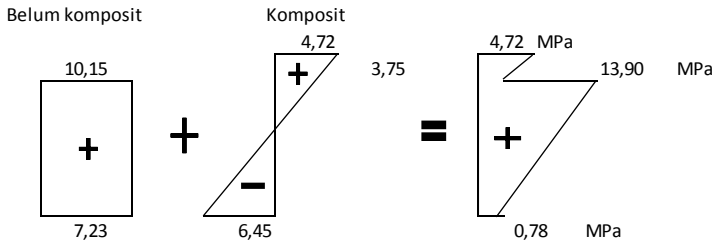
Serat atas mengalami tekan

$$f_t = 10,15$$

Serat bawah mengalami tekan

$$f_b = 7,23 \text{ MPa}$$

Sehingga total tegangan:



Gambar 4. 60 Tegangan penampang tengah bentang pada jembatan integral bentang 40 m

Penampang ujung:

- Saat komposit

Serat atas pelat mengalami tarik, sehingga

$$f_t = -0,45 \text{ MPa}$$

Serat atas *girder* mengalami tarik, sehingga

$$f_t = -0,37 \text{ MPa}$$

Serat bawah mengalami tekan, sehingga

$$f_b = 0,51 \text{ MPa}$$

- Saat non-komposit

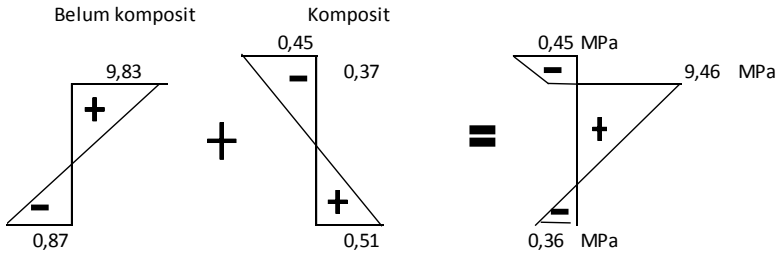
Serat atas mengalami tekan, sehingga

$$f_t = 9,83 \text{ MPa}$$

Serat bawah mengalami tarik akibat gaya prategang, sehingga

$$f_b = -0,87 \text{ MPa}$$

Sehingga tegangan yang terjadi:



Gambar 4. 61 Tegangan penampang ujung balok pada jembatan integral bentang 40 m

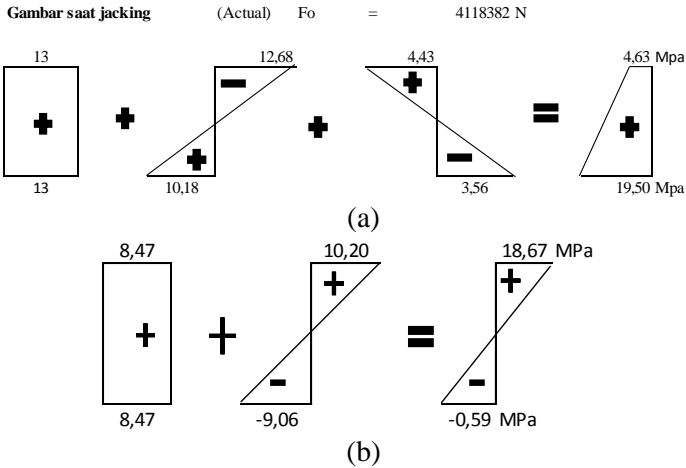
D. Resume Analisis Tegangan Awal Bentang Lain

Dengan cara pengerjaan yang sama didapat nilai jarak tendon ke serat atas pada ujung bentang (c). Nilai c untuk bentang lain:

Tabel 4. 35 Jarak tendon ke serat atas pada ujung bentang

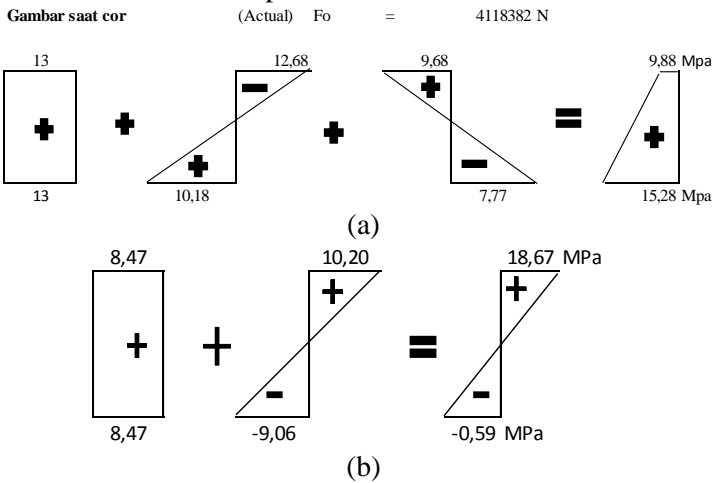
Bentang (m)	Jarak tendon ke serat atas pada ujung bentang (mm)
20 m	600
30 m	500
40 m	650

a. Bentang 20 m
 • Saat transfer



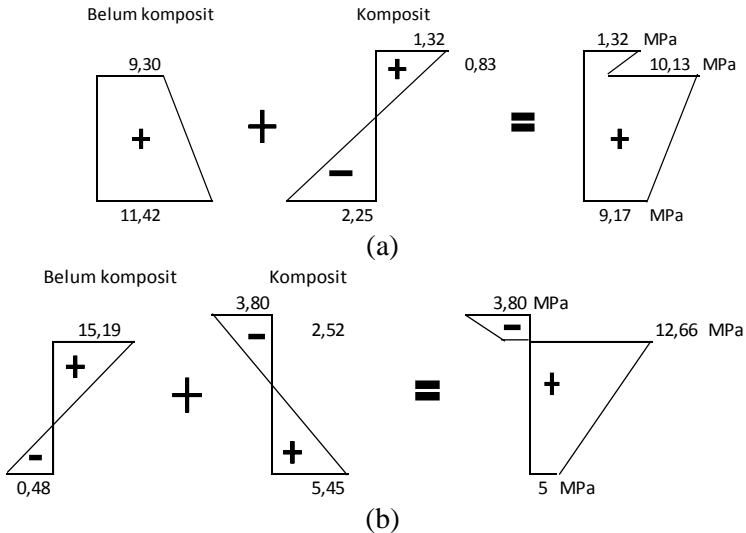
Gambar 4. 62 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 20 m saat transfer (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang

• Saat cor pelat



Gambar 4. 63 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 20 m saat cor pelat (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang

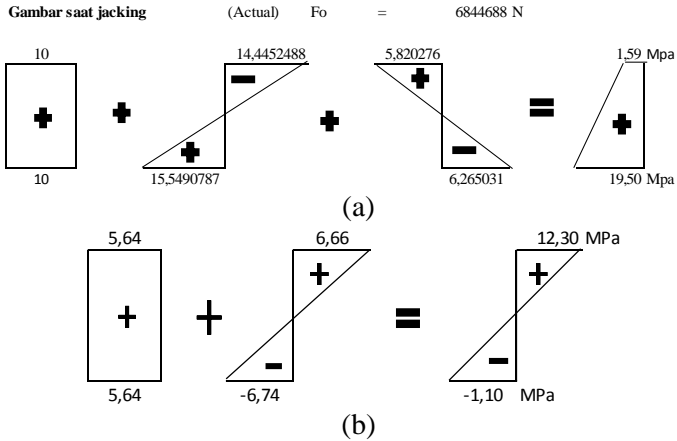
- Saat layan



Gambar 4. 64 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 20 m saat layan (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang

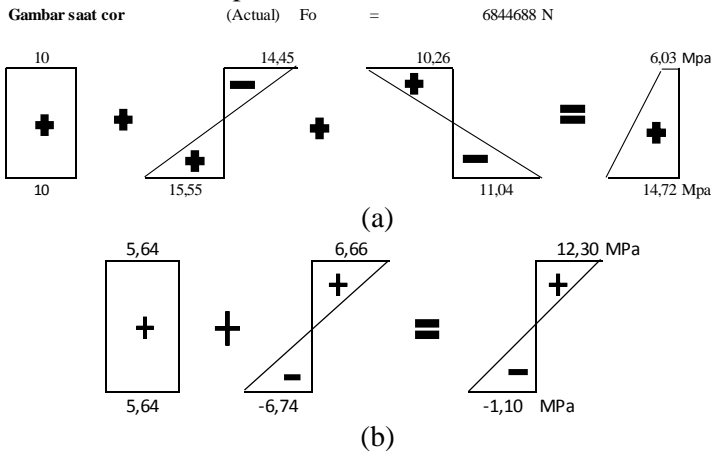
Tegangan pada ujung pelat lebih besar dari tegangan ijin, diperlukan perencanaan tulangan tambahan pada pelat bagian ujung. (SNI 2847:2019 pasal 24.3)

b. Bentang 30 m
 • Saat transfer



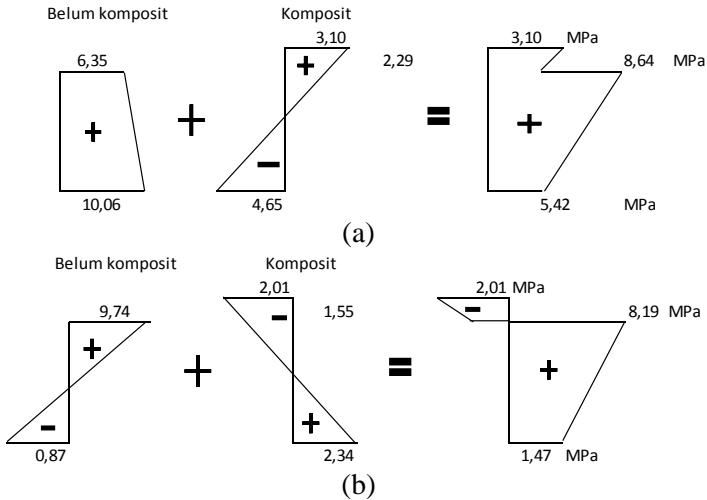
Gambar 4. 65 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 30 m saat transfer (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang

• Saat cor pelat



Gambar 4. 66 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 30 m saat cor pelat (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang

• Saat layan



Gambar 4. 67 Tegangan penampang pada jembatan integral bentang 30 m saat layan (a) pada tengah bentang (b) pada ujung bentang

4.4.5 Desain Tendon

Gaya tarik prategang pada bentang 20 m dan 30 m tidak berubah, maka desain *strand* sama dengan konvensional. Sedangkan untuk bentang 40 m, gaya tarik prategang menjadi lebih kecil sehingga desain *strand* dapat disesuaikan. Limit atas berubah karena momen saat integral berbeda sedangkan limit bawah tidak berubah karena dipengaruhi kondisi saat transfer. Posisi tendon dan tata letak kabel berubah karena adanya perubahan kelengkungan.

A. Desain Strand

Untuk bentang 40 m, data yang dibutuhkan sebagai berikut,

$$F_o = 8583110 \text{ N}$$

$$\text{Jumlah strand} = 4 \text{ buah}$$

Kebutuhan gaya tiap strand dapat dihitung sebagai berikut,

$$\begin{aligned} F/\text{strand} &= 8583,110 \text{ kN} / (0,7 \times 4) \\ &= 3065,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan tendon *properties* 15 mm, ASTM 6-12 dengan 12 *strand*, yang memiliki breaking load sebesar 3128 kN

B. Limit kabel

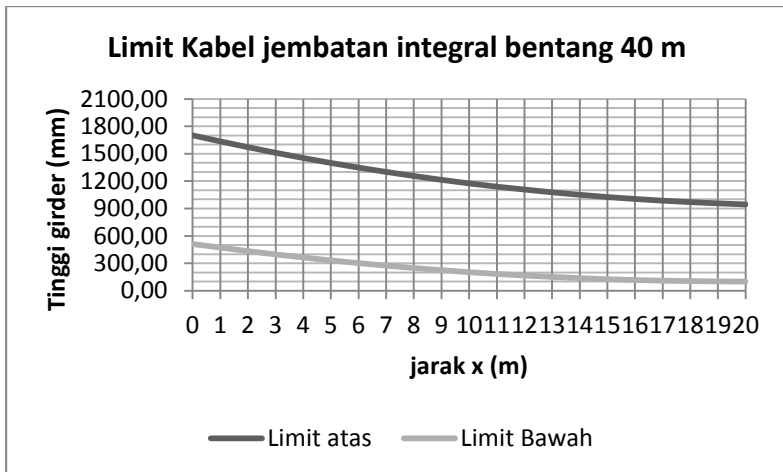
Perhitungan pada jembatan integral hanya dilakukan untuk limit atas, karena limit bawah sama dengan jembatan konvensional. Momen yang mempengaruhi limit atas adalah momen akibat beban mati, hidup, tanah, suhu, susut, dan rangkai. Momen didapat dari SAP2000.

$$\begin{aligned} \text{Saat, } x &= 0 \\ kt &= 538,75 \text{ mm} \\ yb &= 1033,47 \text{ mm} \\ MT &= -866,3 \text{ kNm} \\ Fe &= 6736570 \text{ N} \\ a1 &= -128,6 \text{ mm} \\ y &= yb+kt-a1 \\ &= 1700,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4. 36 Perhitungan limit atas pada jembatan integral bentang 40 m

jarak x (m)	MT (kNm)	a1 (mm)
0	-866,30	-128,60
2	4,63	0,69
4	800,88	118,89
6	1507,40	223,76
8	2126,50	315,67
10	2675,00	397,09
12	3127,22	464,22
14	3513,80	521,60
16	3822,70	567,45
18	4055,30	601,98
20	4226,24	627,36

Sehingga dari nilai pada **tabel 4.36**, didapat gambar limit sebagai berikut:



Gambar 4. 68 Limit kabel jembatan integral bentang 40 m

C. Posisi kabel

Diketahui data sebagai berikut:

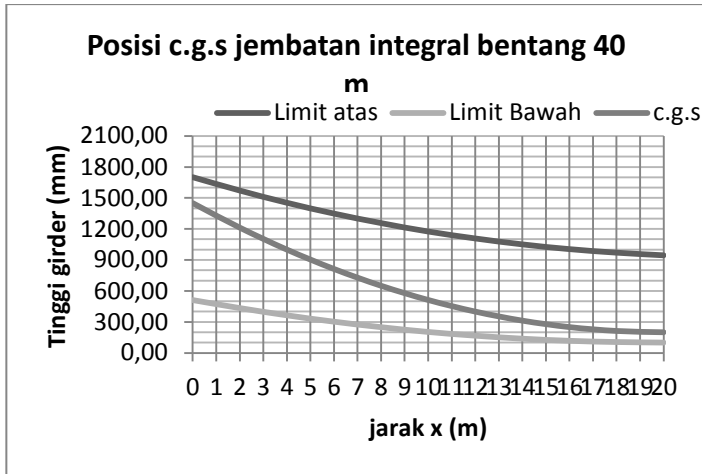
Jarak tendon dari serat bawah (tengah bentang) = 200 mm
 Jarak tendon dari serat atas (ujung bentang) = 650 mm
 tinggi (fokus) kabel = 1250 mm

Sehingga c.g.s dapat ditentukan sesuai **Tabel 4.37**.

Tabel 4. 37 posisi c.g.s jembatan integral bentang 40 m

jarak x (m)	Cgs
0	1450,00
2	1212,50
4	1000,00
6	812,50
8	650,00
10	512,50
12	400,00
14	312,50
16	250,00
18	212,50
20	200,00

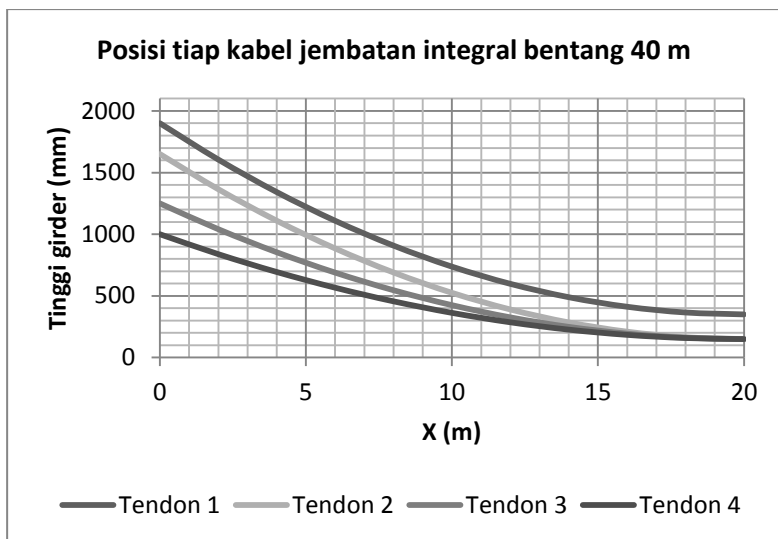
Dari nilai c.g.s yang telah ditentukan maka posisi tiap kabel dapat ditentukan, sehingga titik berat empat tendon itu jatuh pada c.g.s. (**Gambar 4.71**)



Gambar 4. 69 Visualisasi letak c.g.s pada jembatan integral bentang 40 m

Tabel 4. 38 Koordinat tiap tendon jembatan integral bentang 40 m

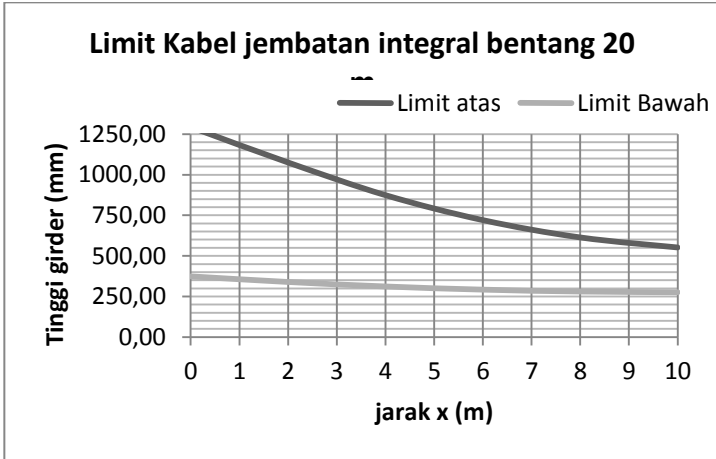
jarak x (m)	Tendon 1		Tendon 2		Tendon 3		Tendon 4	
	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z
0	0	1900	0	1650	0	1250	0	1000
2	0	1606	0	1365	0	1041	0	839
4	0	1342	0	1110	0	854	0	694
6	0	1110	0	885	0	689	0	567
8	0	908	0	690	-20	546	20	456
10	0	738	0	525	-75	425	75	363
12	0	598	0	390	-120	326	120	286
14	0	490	0	285	-155	249	155	227
16	0	412	0	210	-180	194	180	184
18	0	366	0	165	-195	161	195	159
20	0	350	0	150	-200	150	200	150



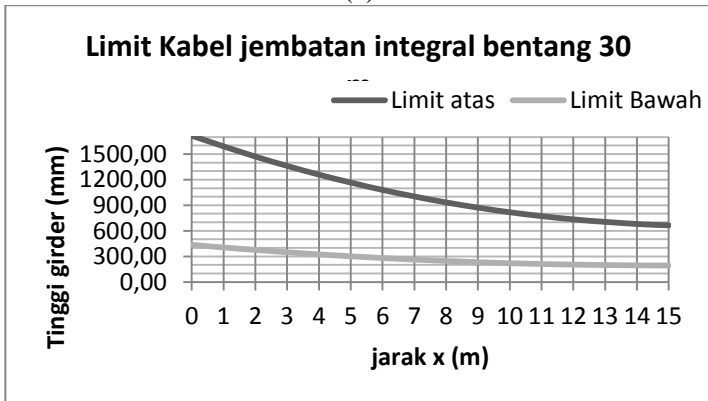
Gambar 4. 70 Posisi tiap kabel tendon pada jembatan integral bentang 40 m

D. Resume Bentang Lain

a. Limit kabel



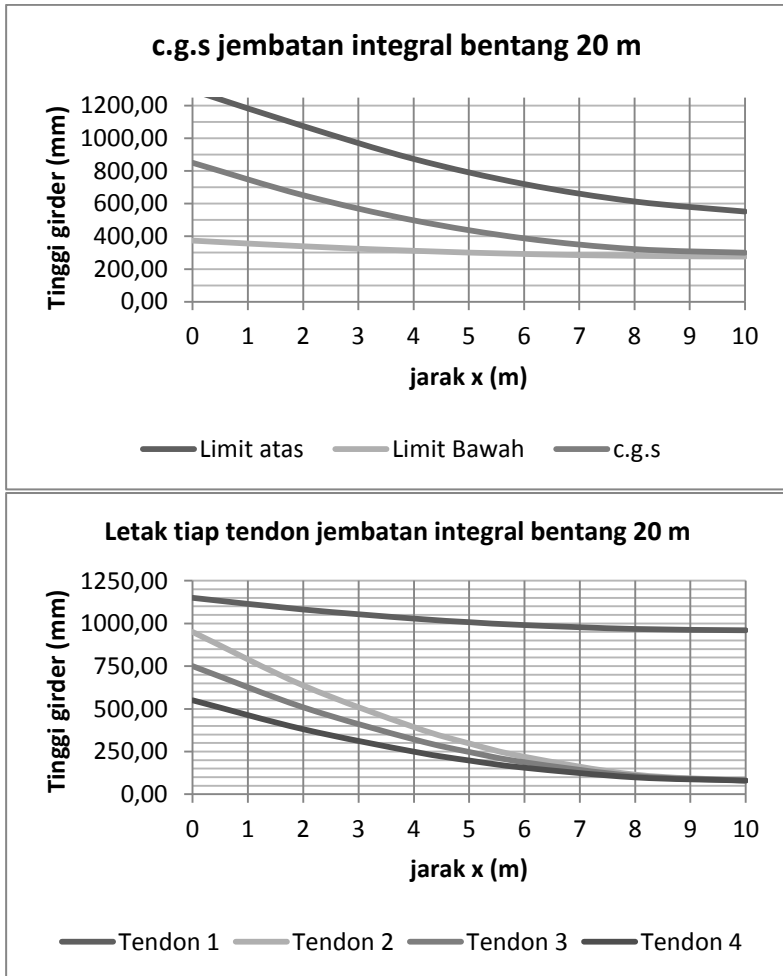
(a)



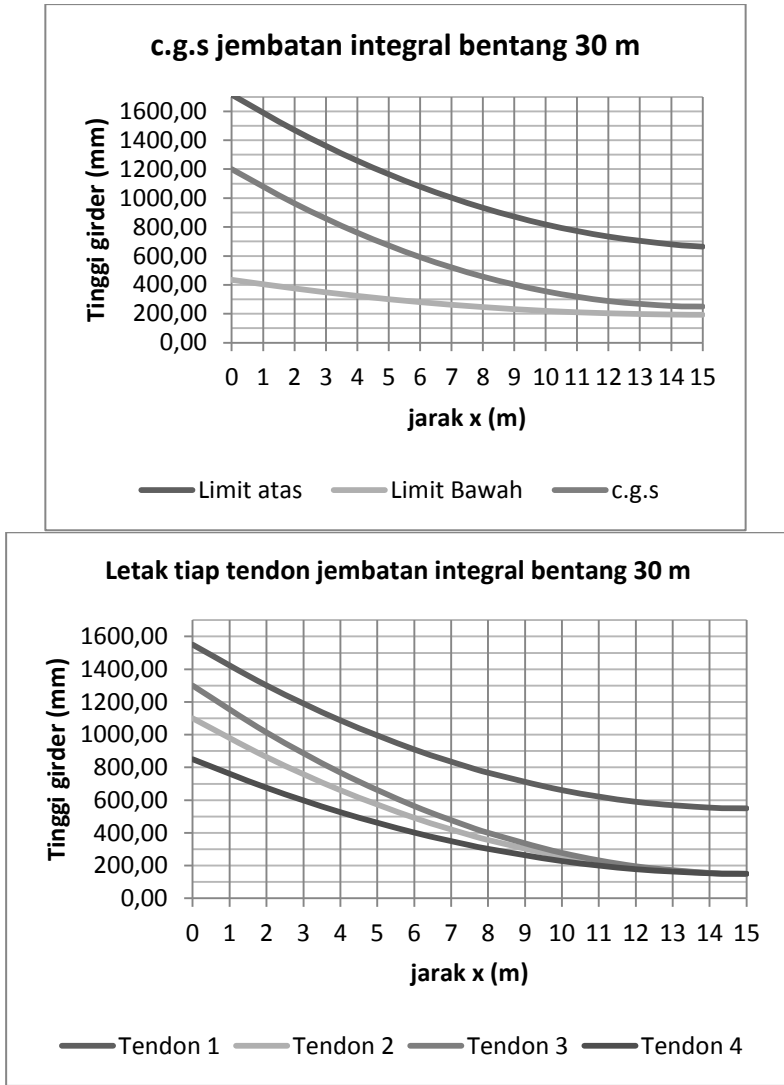
(b)

Gambar 4. 71 Visualisasi limit kabel jembatan integral bentang (a) 20 m (b) 30 m

b. Posisi tendon



Gambar 4. 72 Tata letak c.g.s dan tiap kabel pada jembatan integral bentang 20 m



Gambar 4. 73 Tata letak c.g.s dan tiap kabel pada jembatan integral bentang 30 m

4.4.6 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terbagi menjadi 2 jenis kehilangan, kehilangan jangka pendek dan jangka panjang. Untuk contoh perhitungan kehilangan diambil untuk jembatan bentang 40 m. Total kehilangan yang terjadi adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 39 Nilai total kehilangan prategang jembatan konvensional bentang 40 m

Jenis Kehilangan		Persentase Kehilangan
Akibat perpendekan elastis	ES	5,11%
Akibat slip angker	SS	0%
Akibat gesekan	GE	9,65%
Akibat rangkak	CR	5,37%
Akibat susut	SH	1,65%
Akibat relaksasi	RE	1,34%
TOTAL		23,13%

A. Kehilangan Jangka Pendek Bentang 40 m

Kehilangan jangka pendek terjadi saat *stressing* pertama, diasumsikan pada hari ke 7.

a. Akibat perpendekan elastis

Data yang dibutuhkan:

- Jumlah kabel = 4
- f_{pu} = 1860 MPa
- n (ES/ECi) = 6,81
- Luas balok (A_c) = 777500 mm²
- Luas tendon (A_s) = 2100 mm²

Sehingga:

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o e^2}{I} - \frac{Mg e}{I}$$

$$f_{cir} = 17,86 \text{ N/mm}^2$$

Maka, kehilangan akibat perpendekan elastis:

$$Es = 0,5 \times n \times fcir$$

$$Es = 66,67 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan akibat perpendekan elastis:

$$\frac{Es}{(0,7fpu)} \times 100\% = 5,11\%$$

b. Akibat gesekan

Kabel yang digunakan adalah tipe *7 wires strand* tendon, sehingga:

- F_o = 8583110 N
- y = 1250 mm
- x = 40000 mm
- K = 0,0016/m
- μ = 0,15/radial
- L = 40 m
- α = $8y/x$
= 0,25 radial

$$F_a = F_o \times \exp^{-(K \times L + \mu \times \alpha)}$$

$$F_a = 8583110 \text{ N} \times \exp^{-(0,1015)}$$

$$F_a = 7754678,6 \text{ N}$$

Sehingga kehilangan yang terjadi sebesar:

$$\frac{F_o - F_a}{F_o} \times 100\% = 9,65\%$$

c. Akibat slip anker

Untuk kabel parabola dengan tendon tipe *7 wires strand*, perumusan jarak slip:

$$x = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\lambda \times \sigma_o}}$$

dimana

$$\begin{aligned} E_p &= E_s \\ &= 200000 \text{ N/mm}^2 \\ g &= \text{penyetelan angkur} \\ &= 5 \text{ mm} \\ \lambda &= \mu x \alpha / b + k \\ &= 0,00285/\text{m} \\ \sigma_o &= 0,7 \text{ fpu} \\ &= 1303,53 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$x = 16,4 \text{ m} < (L/2 = 20 \text{ m})$$

Dapat disimpulkan tidak terjadi kehilangan akibat slip angker.

B. Kehilangan Jangka Panjang bentang 40 m

Kehilangan jangka panjang terdiri dari:

a. Akibat rangkai beton

Data yang dibutuhkan:

- K_{cr} = 1,6 (pasca-tarik)
- n (ES/EC) = 6,02

Untuk *bounded tendon*:

$$CR = K_{cr} \times n \times (f_{cir} - f_{c ds})$$

Dimana,

f_{ci} = tegangan pada beton di kabel.

$$f_{cir} = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times e}{I} - \frac{M_g e}{I}$$

$$f_{cir} = 12,3 \text{ MPa}$$

f_{cd} = tegangan akibat beban permanen setelah transfer

$$f_{cds} = \frac{(M_{deck} + M_{dfg} + M_{pelat}) \times e}{I}$$

$$f_{c ds} = 5,03 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai kehilangan CR:

$$CR = K_{cr} \times n \times (f_{c ir} - f_{c ds})$$

$$CR = 69,9 \text{ MPa}$$

$$\%CR = 5,37\%$$

b. Akibat susut beton

Beton diberi tegangan setelah *curing* 7 hari, sehingga:

- KSH = 0,77
- Es = 200000MPa
= 29007600 psi
- RH = 76%
- Volum (V) = Ac x L
= 31,1 m³
- Selimut (Asc) = Keliling x L
= 253,61 m²
- V/As = 12 cm
= 4,828 in

Sehingga, kehilangan akibat susut (SH):

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{sh} E_s \times \left(1 - 0,06 \left(\frac{V}{A_{sc}}\right)\right) (1 - RH)$$

$$SH = 3122,4 \text{ psi}$$

$$= 21,5 \text{ Mpa}$$

$$\%SH = 1,65\%$$

c. Akibat Relaksasi

Digunakan *strand* derajat 1860 MPa, relaksasi rendah, dengan nilai $f_{pi}/f_{pu} = 0,67$

- Kre = 138
- J = 0,15
- C = 0,61

Sehingga nilai kehilangan akibat relaksasi (RE):

$$RE = (Kre - J(SH + CR + ES)) \times C$$

$$RE = 17,5MPa$$

$$\%RE = 1,34\%$$

C. Resume Kehilangan Bentang Lain

a. Bentang 20 m

Tabel 4. 40 Kehilangan prategang jembatan integral bentang 20 m

Jenis Kehilangan		Persentase Kehilangan
Akibat perpendekan elastis	ES	3,16%
Akibat slip angker	SS	0%
Akibat gesekan	GE	6,29%
Akibat rangkak	CR	8,85%
Akibat susut	SH	1,95%
Akibat relaksasi	RE	1,30%
TOTAL		21,55%

b. Bentang 30 m

Tabel 4. 41 Kehilangan prategang jembatan integral bentang 30 m

Jenis Kehilangan		Persentase Kehilangan
Akibat perpendekan elastis	ES	3,89%
Akibat slip anker	SS	0%
Akibat gesekan	GE	8,24%
Akibat rangkai	CR	6,78%
Akibat susut	SH	1,68%
Akibat relaksasi	RE	1,34%
TOTAL		21,93%

4.4.7 Perencanaan Tulangan Balok

Tulangan balok yang didesain pada jembatan integral adalah tulangan lentur dan geser. Untuk contoh perhitungan digunakan bentang 40 m.

A. Tulangan Lentur

Luas bagian penampang untuk *girder* jembatan bentang 40 m adalah sebagai berikut:

$$A \text{ atas} = 208500 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ badan} = 255000 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ bawah} = 300000 \text{ mm}^2$$

a. Bagian atas

Diambil kebutuhan tulangan minimum:

$$\rho \text{ min} = \frac{0,25\sqrt{f_c}}{f_y} \text{ atau } \frac{1,4}{f_y}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ min} &= 0,0043 \text{ atau } 0,0034 \\ \text{As} &= 0,0043 \times 208500 \\ &= 896,55 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan **8 D13** dengan As pakai = 1061,85 mm²

b. Bagian badan

Tulangan badan dianggap tidak memikul beban, maka digunakan tulangan minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{As} &= 0,0043 \times 255000 \text{ mm}^2 \\ \text{As} &= 1097 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan **10 D13** dengan As pakai = 1327 mm²

c. Bagian bawah

Pada jembatan bentang 40 m, tulangan lentur bagian bawah didesain sehingga mampu memikul 1,2 kali momen retak. Perhitungan ada pada **Sub-Bab 4.4.8 D**.

Digunakan **14 D22** dengan As = 5321 mm²

B. Tulangan Geser

Tulangan geser diperlukan bila,

$$Vu > \emptyset Vn. \text{ min}$$

Dimana:

Vu = gaya geser ultimit dari pemodelan (N)

\emptyset = 0,75

$Vn. \text{ min}$ = Tahanan geser beton ditambah dengan tahanan tulangan minimum balok (N)

a. Perhitungan gaya geser akibat gaya permanen tak berfaktor (Vd)

Beban permanen adalah beban sendiri balok, beban pelat lantai, beban diafragma, beban pelat dek, dan aspal. Vd dicari dengan program bantu SAP2000.

Tabel 4. 42 Hasil Vd dari SAP2000

x (m)	Vd (kN)
0	643,4
2	574,2
4	515,0
6	442,0
8	383,4
10	325,3
12	253,6
14	196,2
16	125,0
18	67,9
20	10,8

b. Perhitungan gaya geser akibat beban kombinasi (V_i)

Gaya geser akibat beban kombinasi diambil pada *girder* dengan momen maksimum (M_{maks}). Momen maksimum terjadi pada balok internal.

$$M_{maks} = 5301 \text{ kNm}$$

Gaya geser yang bekerja bersama M_{maks} didapat dari pemodelan SAP2000 sesuai **Tabel 4.43**

Tabel 4. 43 Nilai gaya geser yang bekerja dengan M_{maks} (V_i)

X (m)	V_i (kN)
0	689,3
2	660,6
4	612,9
6	545,9
8	496,0
10	445,2
12	376,1
14	325,5
16	257,6
18	209,2
20	161,7

c. Perhitungan nilai M_{cre}

Contoh perhitungan M_{cre} dilakukan pada tengah bentang ($x = 20$ m). Perhitungan f_{pe} , f_d , dan M_{cre} pada jarak lainnya ditabelkan.

Data yang dibutuhkan ($x=20$ m) :

F_c'	= 50 Mpa
I	= 0,4329 m ⁴
y_b	= 1033,47 mm
y_t	= 1066,53 mm
e	= 833 mm
F_o	= 8583110 N
% Kehilangan	= 23,13 %
F_e	= 6598008,2 N
y_{bcomp}	= 1327 mm
I_{comp}	= 0,7023 m ⁴
M_d (saat belum komposit)	= 633725 kgm

$$\begin{aligned}
 Z &= I/yt \\
 &= 0,408 \text{ m}^3 \\
 fpe &= \frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e \times yb}{I} \\
 &= 21,61 \text{ MPa} \\
 fd &= \frac{Md1 \times yb}{I} \\
 &= 14,8 \text{ MPa} \\
 Mcre &= 4335,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 44 Nilai fpe untuk jembatan integral bentang 40 m

X (m)	e (mm)	fpe (MPa)
0	-395,56	2,26
2	-179,03	5,67
4	33,47	9,01
6	220,97	11,97
8	383,47	14,53
10	520,97	16,69
12	633,47	18,46
14	720,97	19,84
16	783,47	20,83
18	820,97	21,42
20	833,47	21,61

Tabel 4. 45 Nilai f_d untuk jembatan integral bentang 40 m

x (m)	Md (kNm)	Fd (MPa)
0	0,00	0,00
2	1181,20	2,82
4	2238,06	5,34
6	3170,59	7,57
8	3978,78	9,50
10	4662,63	11,13
12	5222,15	12,47
14	5657,33	13,51
16	5968,17	14,25
18	6154,68	14,69
20	6216,84	14,80

Tabel 4. 46 Nilai M_{cre} untuk jembatan integral bentang 40 m

x (m)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	M_{cre} (Nmm)
0	2,26	0,00	2425750157
2	5,67	2,82	2673216879
4	9,01	5,34	3018433627
6	11,97	7,57	3323030170
8	14,53	9,50	3587016507
10	16,69	11,13	3810392638
12	18,46	12,47	3993148564
14	19,84	13,51	4135294284
16	20,83	14,25	4236829798
18	21,42	14,69	4297745107
20	21,61	14,80	4335474972

d. Perhitungan tahanan geser beton (V_{ci})

Contoh perhitungan tahanan geser beton dilakukan untuk $x = 2\text{m}$, data yang diperlukan:

$$f_c = 50 \text{ MPa}$$

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$d = 2060 \text{ mm}$$

$$V_d = 574,2 \text{ kN}$$

$$V_i = 660,6 \text{ kN}$$

$$M_{\text{maks}} = 5301 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{cre}} = 2673,2 \text{ kNm}$$

Sehingga dapat dihitng nilai V_c ($x = 2\text{m}$),

$$V_c = \frac{\sqrt{50}}{20} 200 \times 2060 (N) + 574,2 \text{ kN} + \frac{660,6 \times 2673,2}{5301} \text{ kN}$$

$$V_c = 1053 \text{ kN}$$

Tabel 4. 47 Nilai tahanan geser beton pada balok jembatan integral bentang 40 m

x (m)	V_{ci} (kN)
0	1104,49
2	1052,99
4	1009,65
6	929,87
8	864,69
10	790,98
12	682,57
14	595,79
16	476,55
18	383,17
20	288,71

e. Desain tulangan geser

Contoh perhitungan dilakukan pada tumpuan ($x=0\text{m}$), data yang diperoleh untuk jembatan konvensional bentang 40 m:

$$V_c = 1104,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 762,7 \text{ kN} \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 f_y &= 410 \text{ MPa} \\
 S &= 600 \text{ mm} \\
 b_w &= 200 \text{ mm} \\
 d &= 2050 \text{ mm} \\
 A_v \text{ min} &= \frac{200 \times 600}{3 \times 410} \\
 &= 98 \text{ mm}^2 \\
 V_s \text{ min} &= (98 \times 410 \times 2050 / 600) \text{ N} / 1000 \text{ (N/kN)} \\
 &= 136,67 \text{ kN} \\
 \emptyset V_n \text{ min} &= 0,75(1104,5 + 136,67) \text{ kN} \\
 &= 931 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena, $V_u < \emptyset V_n \text{ min}$, maka diperlukan tulangan minimum.

Digunakan sengkang 2 kaki D10-600 dengan A_v pakai = 157 mm^2

Tabel 4. 48 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan integral bentang 40 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	S (mm)	Av min	Vs min	$\emptyset V_n \text{ min}$	Keterangan
0	1104	763	600	98	137	931	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
2	1053	681	600	98	137	892	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
4	1010	615	600	98	137	860	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
6	930	542	600	98	137	800	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
8	865	479	600	98	137	751	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
10	791	407	600	98	137	696	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
12	683	344	600	98	137	614	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
14	596	281	600	98	137	549	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
16	477	207	600	98	137	460	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
18	383	142	600	98	137	390	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$
20	289	71	600	98	137	319	$V_u < \emptyset V_n \text{ min}$

Dari **Tabel 4.48**, pada semua jarak balok *girder* untuk jembatan konvensional bentang 40 m digunakan sengkang 2 kaki D10-600.

C. Panjang Penyaluran

Digunakan penyaluran dengan bengkokan standar sudut 90° . Untuk tulangan bagian atas 8D13 dan bawah 14D22, harus dipasang sejauh sesuai persamaan 3.76 dan 3.77 dan lebih besar dari 150 mm.

- Bagian atas:

$$L_{dh} = 8 (13) \geq 150 \text{ mm}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = 0,24 (410) / \sqrt{25} \times 13 \text{ mm}$$

$$= 256 \text{ mm}$$

Diambil L_{dh} sebesar 260 mm

Untuk diameter tulangan D13 digunakan persamaan 3.78 untuk mencari panjang penyaluran bengkokan (L_{ext})

$$L_{ext} = 6 (13) > 75 \text{ mm}$$

$$= 78 \text{ mm}$$

Dipakai L_{ext} sebesar 80 mm

Untuk D13, diameter dalam bengkokan (r) diambil,

$$r = 6 \times (13)$$

$$= 78 \text{ mm}$$

Panjang bengkokan dari keliling seperempat lingkaran didapat 123 mm

Sehingga panjang penyaluran tulangan atas pada jembatan integral bentang 40 m adalah 463 mm

- Bagian bawah:

$$L_{dh} = 8 (22) \geq 150 \text{ mm}$$

$$= 176 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = 0,24 (410) / \sqrt{25} \times 22 \text{ mm}$$

$$= 433 \text{ mm}$$

Dipakai Ldh sebesar 440 mm

Untuk panjang bengkokan (Lext) dengan menggunakan tulangan D22 diambil sesuai persamaan 3.79

$$\begin{aligned} \text{Lext} &= 12(22)\text{mm} \\ &= 264 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil Lext sebesar 270 mm

Untuk D22, diameter dalam bengkokan (r) diambil,

$$\begin{aligned} r &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bengkokan dari keliling seperempat lingkaran didapat 207 mm

Sehingga panjang penyaluran tulangan bawah pada jembatan integral bentang 40 m adalah 917 mm

D. Resume Bentang Lain

a. Bentang 20 m

- Tulangan lentur

Digunakan tulangan mutu BJ55

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_s = 273,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Bagian atas} = 6\text{D}10$$

$$\text{Bagian badan} = 10\text{D}10$$

$$\text{Bagian bawah} = 12\text{D}16$$

Karena tegangan pada ujung pelat lebih besar dari tegangan ijin, maka pelat diberi tulangan ulir dengan cover 60 mm pada jarak maksimum:

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= 380 \cdot (280/273,3) - 2,5 (60) \\ &= 239 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_{cr} \times I_{yt} \\ &= 3,80 \text{ MPa} \times 278250954,6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1057 \text{ kNm} \\
 Jd &= h-Cc \\
 &= 1390 \text{ mm} \\
 \text{As perlu} &= 1,2Mcr/(\phi \times Jd \times f_y) \\
 &= 2474 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan 7D22 dengan $A_s = 2660 \text{ mm}^2$ dengan jarak antar tulangan adalah 200 mm. Tulangan dipasang pada pelat di ujung-ujung sejauh 4 m (terjadi momen positif dilihat dari SAP2000).

- Tulangan geser

Tabel 4. 49 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan integral bentang 20 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	S (mm)	Av min	Vs min	ϕV_n min	Keterangan
0	443	368	600	83	206	487	$V_u < \phi V_{nmin}$
2	411	277	600	83	118	397	$V_u < \phi V_{nmin}$
4	402	242	600	83	103	379	$V_u < \phi V_{nmin}$
6	354	198	600	83	91	334	$V_u < \phi V_{nmin}$
8	307	166	600	83	82	292	$V_u < \phi V_{nmin}$
10	289	177	600	83	69	268	$V_u < \phi V_{nmin}$

Dari **Tabel 4.49**, pada semua jarak balok *girder* digunakan tulangan geser minimum. Digunakan sengkang 2 kaki D10-600.

- Panjang penyaluran

Tulangan lentur atas	= 6D10
Tulangan lentur bawah	= 12D16
Ldh atas	= 200 mm
Lext atas	= 75 mm
Panjang bengkokan tul. atas	= 94 mm

Panjang penyaluran total tul. atas = 369 mm

Ldh bawah = 320 mm

Lext bawah = 100 mm

Panjang bengkokan tul. bawah = 151 mm

Panjang penyaluran total tul. bawah = 571 mm

b. Bentang 30 m

- Tulangan lentur

Bagian atas = 8D13

Bagian badan = 8D13

Bagian bawah = 10D22

- Tulangan geser

Tabel 4. 50 Perhitungan perencanaan tulangan geser jembatan integral bentang 30 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	S (mm)	Av min	Vs min	ØVn min	Keterangan
0	796	474	600	98	110	680	Vu < ØVnmin
2	850	446	600	98	110	720	Vu < ØVnmin
4	836	404	600	98	110	709	Vu < ØVnmin
6	783	356	600	98	110	670	Vu < ØVnmin
8	724	317	600	98	110	625	Vu < ØVnmin
10	647	279	600	98	110	568	Vu < ØVnmin
12	542	235	600	98	110	489	Vu < ØVnmin
14	442	198	600	98	110	414	Vu < ØVnmin
15	387	178	600	98	110	373	Vu < ØVnmin

Dari **Tabel 4.50**, pada semua jarak balok *girder* digunakan tulangan geser minimum. Digunakan sengkang 2 kaki D10-600.

- Panjang penyaluran

Tulangan lentur atas	= 8D13
Tulangan lentur bawah	= 10D22
Ldh atas	= 260 mm
Lext atas	= 80 mm
Panjang bengkokan tul. atas	= 123 mm
Panjang penyaluran total tul. Atas	= 463 mm
Ldh bawah	= 440 mm
Lext bawah	= 270 mm
Panjang bengkokan tul. bawah	= 207 mm
Panjang penyaluran total tul. bawah	= 917 mm

4.4.8 Kontrol Struktur Jembatan Integral

Kontrol struktur meliputi kontrol tegangan setelah kehilangan, kontrol momen ultimit, kontrol lendutan, kontrol momen retak, dan kontrol geser. Untuk contoh perhitungan dilakukan pada bentang 40 m, sedangkan bentang yang lain ditabelkan.

A. Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan

Untuk jembatan konvensional dilakukan kontrol tegangan pada tengah bentang dengan data sebagai berikut:

%Kehilangan	= 23,13%
Fe	= 6598008,2 N

Pada tengah bentang:

- Saat Non-komposit:
 - yt = 1066,53 mm
 - yb = 1033,47 mm
 - e = 833,47 mm
 - I = 0,4329 m⁴

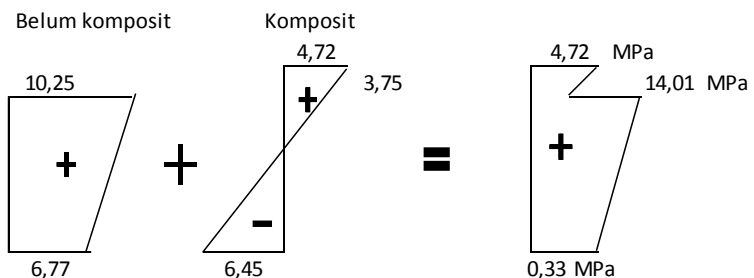
- Saat komposit:
 - y_t = 972,83 mm
 - y_b = 1327,17 mm
 - e = 1127,17 mm
 - I = 0,7023 m⁴

Pada ujung bentang:

- Saat Non komposit:
 - y_t = 1045,56 mm
 - y_b = 154,44 mm
 - e = 395,56 mm
 - I = 0,562 m⁴
- Saat komposit:
 - y_t = 1075 mm
 - y_b = 1225 mm
 - e = 425 mm
 - I = 2,3 m⁴

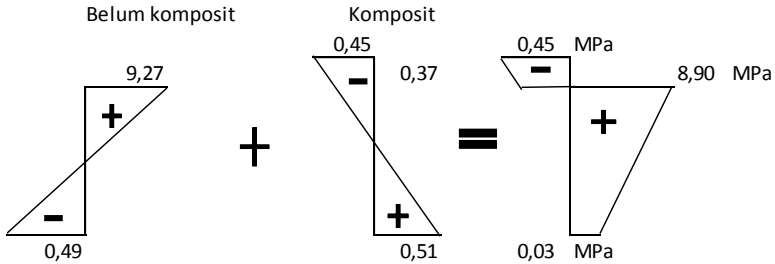
Perhitungan sama seperti **Sub-Bab 4.4.4C**, maka tegangan yang terjadi, (MPa)

Pada tengah bentang:



Gambar 4. 74 Tegangan penampang pada tengah bentang jembatan integral bentang 40 m setelah kehilangan

Pada ujung bentang:



Gambar 4. 75 Tegangan penampang pada ujung bentang jembatan integral bentang 40 m setelah kehilangan

Beton saat layan mempunyai tahanan tegangan:

Pada *girder*,

$$\begin{aligned} f_c' &= f_c' &= 50 \text{ MPa} \\ \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} &= -3,53 \text{ MPa} \\ \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' &= 22,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pada pelat,

$$\begin{aligned} f_c' &= f_c' &= 25 \text{ MPa} \\ \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} &= -2,5 \text{ MPa} \\ \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' &= 11,25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga,

Pada tengah bentang:

$$\begin{aligned} -2,5 \text{ MPa} &< 4,72 \text{ MPa} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\ -3,53 \text{ MPa} &< 14,01 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\ -3,53 \text{ MPa} &< 0,33 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Pada ujung bentang:

$$\begin{aligned} -2,5 \text{ MPa} &< -0,45 \text{ MPa} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\ -3,53 \text{ MPa} &< 8,90 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\ -3,53 \text{ MPa} &< 0,03 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

B. Kontrol Momen

Momen terbesar dihasilkan oleh kombinasi kuat I dengan besar momen sebesar 5301 kNm pada tengah bentang dan -3426 kNm dan 2646,6 kNm pada ujung bentang. Perhitungan momen nominal akibat tendon sebagai berikut,

Pada tengah bentang:

$$\begin{aligned} T \text{ (akibat tendon)} &= C \text{ (pada pelat)} \\ 6598008,2 \text{ N} &= 0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 1850 \text{ mm} \times a \\ a &= 167,8 \text{ mm} < \text{tebal pelat (200 mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot j_d \\ &= (6598008,2 \times (2300 - 200 - 167,8/2)) \text{ Nmm} \\ &= 13302 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 5301 \text{ kNm} &< 0,9(13302 \text{ kNm}) \\ 5301 \text{ kNm} &< 11971 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

Pada ujung bentang (momen -):

$$\begin{aligned} T \text{ (akibat tendon)} &= C \text{ (pada bawah girder)} \\ 6598008,2 \text{ N} &= 0,85 \times 50 \text{ MPa} \times 700 \text{ mm} \times a \\ a &= 221,78 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot j_d \\ &= (6598008,2 \times (2300 - 650 - 221,7/2)) \text{ Nmm} \\ &= 8835 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 3426 \text{ kNm} &< 0,9(8835 \text{ kNm}) \\ 3426 \text{ kNm} &< 7951 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

Pada ujung bentang (momen +):

$$\begin{aligned} T \text{ (akibat tendon)} &= C \text{ (pada pelat)} \\ 6598008,2 \text{ N} &= 0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 1850 \text{ mm} \times a \end{aligned}$$

$$a = 167,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot j_d \\ &= (6598008,2 \times (650 - 167,8/2)) \text{ Nmm} \\ &= 3735 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 2646,6 \text{ kNm} &< 0,9(3735 \text{ kNm}) \\ 2646,6 \text{ kNm} &< 3361 \text{ kNm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

C. Kontrol Lendutan

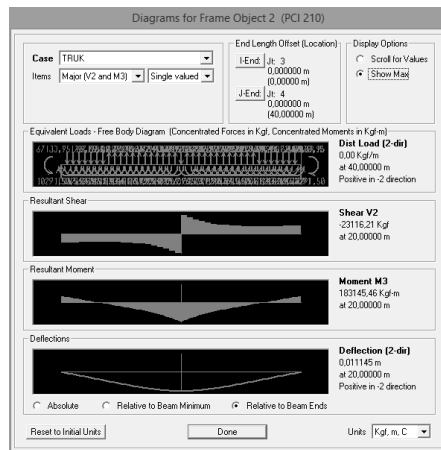
Lendutan pada jembatan integral didapat dari pemodelan SAP2000. Diambil dari nilai terbesar:

- Lendutan akibat beban satu truk

Untuk jembatan rencana terdapat 2 jalur. Besar beban pada satu jalur sebesar 500 kN ditengah bentang.

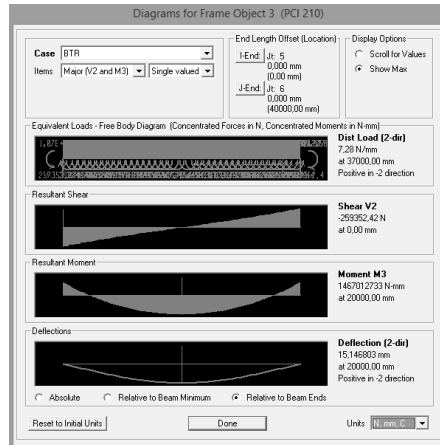
Untuk satu girder:

$$\Delta = 11,15 \text{ mm}$$



Gambar 4. 76 Lendutan akibat truk pada 2 lajur jembatan integral

- Lendutan akibat BTR
Beban BTR sesuai dengan perhitungan sebelumnya,
BTR = $802,75 \text{ kg/m}^2$
 $\Delta = 15,14 \text{ mm}$



Gambar 4. 77 Lendutan akibat beban BTR pada jembatan Integral

Sehingga dapat diambil lendutan = 15,14 mm
Lendutan ijin pada jembatan diambil sebesar,

$$\frac{L}{800} = \frac{40000 \text{ mm}}{800} = 50 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$\frac{L}{800} > 15,14 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} > 15,14 \text{ mm (OK)}$$

D. Kontrol Momen Retak

Perhitungan momen retak dihitung pada kondisi layan (sudah komposit), sehingga data yang diperlukan:

$$\begin{aligned} M_n &= 13302 \text{ kNm} \\ F_e &= 6598008,2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_{bcomp} &= 1327,17 \\
 e_{comp} &= y_{bcomp} - \text{jarak tendon dari serat bawah} \\
 &= 1127,17 \text{ mm} \\
 I_{comp} &= 0,7023 \text{ m}^4 \\
 w_{bcomp} &= I_{comp}/y_{bcomp} \\
 &= 529217687 \text{ mm}^3 \\
 k_{tcomp} &= w_{bcomp}/A \\
 &= 509,3 \text{ mm} \\
 f_r &= 4,38 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai momen retak (M_{cr}),

$$M_{cr} = 13117,5 \text{ kNm}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 1,2 M_{cr} &< \phi M_n \\
 15741 \text{ kNm} &> 11971 \text{ kNm} \text{ (Not OK)}
 \end{aligned}$$

Momen nominal dihitung dengan memperhatikan tulangan lentur bawah. digunakan baja mutu BJ55 14D22, dengan:

$$\begin{aligned}
 \text{Titik berat tulangan lentur} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Titik berat tendon} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{As lentur} &= 5321,8 \text{ mm}^2 \\
 f_y &= 410 \text{ MPa} \\
 F &= 6598008,2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Asumsi a berada di pelat,

$$\begin{aligned}
 T &= C \\
 AsF_y + F &= 0,85 f_c' B a \\
 8779969,99 \text{ N} &= 0,85 \times 25 \times 1850 \times a \\
 a &= 223,3 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \text{ (asumsi salah)}
 \end{aligned}$$

Asumsi a berada di kepala *girder*

$$\begin{aligned}
 T &= C \\
 8779969,99 \text{ N} &= 0,85 \times (25 \times 1850 \times 200 + 50 \times 800 \times a) \\
 a &= 27 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mencari titik berat daerah tekan:

$$\begin{aligned} \text{c.g} &= \frac{200 \times 1850 \times 100 + 800 \times 27 \times 213,5}{200 \times 1850 + 800 \times 27} \\ \text{c.g} &\approx 106 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jd tendon} &= 2300 - 106 - 200 \\ &= 1994 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jd tul. lentur} &= 2300 - 106 - 200 \\ &= 1994 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= T_{\text{Tendon}} \text{Jd}_{\text{Tendon}} + T_{\text{Lentur}} \text{Jd}_{\text{Lentur}} \\ \text{Mn} &= 17505 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$1,2M_{cr} < \emptyset Mn$$

$$18955,8 \text{ kNm} < 0,9(17505 \text{ kNm})$$

$$15741 \text{ kNm} < 15754 \text{ kNm (OK)}$$

E. Kontrol Geser

Contoh perhitungan diambil pada daerah tumpuan:

$$V_u = 762,7 \text{ kN}$$

$$V_c = 1104,5 \text{ kN}$$

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$d = 2050 \text{ mm}$$

Dengan tulangan 2 kaki D10-600 BJ55 ($f_y = 410 \text{ MPa}$) dengan $A_v = 157 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{157 \times 410 \times 2050}{600} \right) \text{ N} \\ &= 220,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$V_u < \emptyset V_n$$

$$763 \text{ kN} < 0,75(1104,5 + 220) \text{ kN}$$

$$763 < 993 \text{ kN(OK)}$$

Tabel 4. 51 Kontrol geser pada balok jembatan integral bentang 40 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	Diameter tul.	Av pakai (mm ²)	Vs pakai (kN)	ØVn (kN)	kontrol
0	1104	763	2D-10	157,08	220	993	OK
2	1053	681	2D-10	157,08	220	955	OK
4	1010	615	2D-10	157,08	220	922	OK
6	930	542	2D-10	157,08	220	862	OK
8	865	479	2D-10	157,08	220	814	OK
10	791	407	2D-10	157,08	220	758	OK
12	683	344	2D-10	157,08	220	677	OK
14	596	281	2D-10	157,08	220	612	OK
16	477	207	2D-10	157,08	220	522	OK
18	383	142	2D-10	157,08	220	452	OK
20	289	71	2D-10	157,08	220	382	OK

F. Kontrol Hubungan Balok-Kolom

Untuk balok *girder* PCI, lebar balok diambil dari lebar rata-rata, yaitu luas dibagi tinggi *girder*

$$b = 777500 \text{ mm}^2 / 2100 \text{ mm} = 370 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$x = (1850 - 370) / 2 = 740 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar efektif joint} = 1370 \text{ mm} < 1850 \text{ mm}$$

$$A_j = 1370 \times 1000 = 1370000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 1370000 \times (\sqrt{25}) = 6850000 \text{ N}$$

Untuk beban diambil akibat tulangan lentur 14D22, susut dan rangkai.

$$\begin{aligned} A_s &= 5321,8 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 410 \\ T_1 &= 1,25 \times 5321,8 \times 410 \text{ N} + 56,5 \text{ kN} + 273 \text{ kN} \\ T_1 &= V_j \\ &= 3057 \text{ kN} \end{aligned}$$

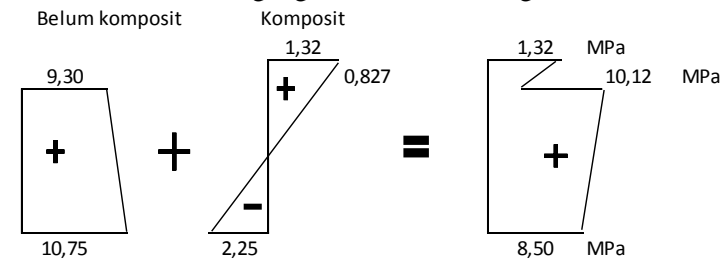
Maka,

$$5137,5 \text{ kN} > 3057 \text{ kN (OK)}$$

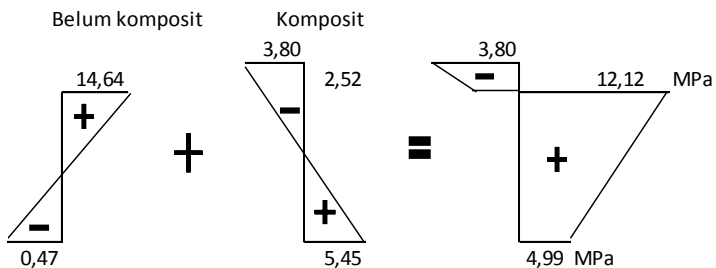
G. Resume Bentang Lain

a. Bentang 20 m

- Kontrol tegangan setelah kehilangan



(a)



(b)

Gambar 4. 78 Tegangan penampang setelah kehilangan terjadi pada jembatan integral bentang 30 m (a) tengah bentang (b) ujung bentang

Beton saat layan mempunyai tahanan tegangan:

Pada *girder*,

$$\begin{aligned}
 f_c' &= f_c' \\
 &= 50 \text{ Mpa} \\
 \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -3,53 \text{ MPa} \\
 \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 22,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pada pelat,

$$\begin{aligned}
 f_c' &= f_c' \\
 &= 25 \text{ Mpa} \\
 \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} \\
 &= -2,5 \text{ MPa} \\
 \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' \\
 &= 11,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

Pada tengah bentang:

$$\begin{aligned}
 -2,5 \text{ MPa} &< 1,32 \text{ MPa} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 10,12 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 8,50 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Pada ujung bentang:

$$\begin{aligned}
 -3,53 \text{ MPa} &< 12,12 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 4,99 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol momen

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapatkan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Mu (tengah)} &= 1107,5 \text{ kNm dan } -227,3 \text{ kNm} \\
 \text{Mu (ujung)} &= -1453,3 \text{ kNm dan } 503,7 \text{ kNm} \\
 \text{Fe} &= 3350358,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen nominal akibat tendon saja:

$$M_n \text{ (tengah)} = 3582,6 \text{ kNm dan } -780 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ (ujung)} = -2557 \text{ kNm dan } 1159,5 \text{ kNm}$$

Sehingga,

$$M_u < \phi M_n$$

$$1107,5 \text{ kNm} < 3224,3 \text{ kNm (OK)}$$

$$227,3 \text{ kNm} < 702 \text{ kNm (OK)}$$

$$1453,3 \text{ kNm} < 2301 \text{ kNm (OK)}$$

$$503,7 \text{ kN} < 1043,5 \text{ kNm (OK)}$$

- Kontrol lendutan

Akibat beban truk dua lajur:

$$\Delta = 9,75 \text{ mm}$$

Akibat BTR:

$$\Delta = 6,87 \text{ mm}$$

Lendutan ijin = 25 mm

$$25 \text{ mm} > 9,75 \text{ mm (OK)}$$

- Kontrol momen retak

$$M_{cr} = 3606,4 \text{ kNm}$$

Tahanan momen akibat tendon saja:

$$M_n = 3582,6 \text{ kNm}$$

$$1,2(3606,4) \text{ kNm} > (0,9)3582,6 \text{ kNm}$$

$$4327,6 \text{ kNm} > 3224,34 \text{ kNm (NOT OK)}$$

Perlu memperhitungkan tulangan lentur bawah (12D16) :

$$M_n = 4818,5 \text{ kNm}$$

$$4327,6 \text{ kNm} < 4336,7 \text{ kNm (OK)}$$

- Kontrol geser

Tabel 4. 52 Kontrol geser pada jembatan integral bentang 20 m

x (m)	V _c (kN)	V _u (kN)	Diameter tul.	A _v pakai (mm ²)	V _s pakai (kN)	ØV _n (kN)	kontrol
0	443	368	D10-600	157	130	430	OK
2	411	277	D10-600	157	130	406	OK
4	402	242	D10-600	157	130	399	OK
6	354	198	D10-600	157	130	363	OK
8	307	166	D10-600	157	130	327	OK
10	289	177	D10-600	157	130	314	OK

- Kontrol hubungan balok kolom
 - b = 319750 mm²/1250mm
 - = 256 mm
 - h = 1000 mm
 - x = (1850-256)/2
 - = 797 mm

Lebar efektif joint = 1256 mm < 1850 mm

$$A_j = 1256 \times 1000 = 1256000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 1256000 \times (\sqrt{25}) = 6280000 \text{ N}$$

Untuk beban diambil akibat tulangan lentur 12D16, susut dan rangkai.

$$A_s = 2412,7 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 410$$

$$T_1 = 1,25 \times 2412,7 \times 410 \text{ N} + 7 \text{ kN} + 9 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1$$

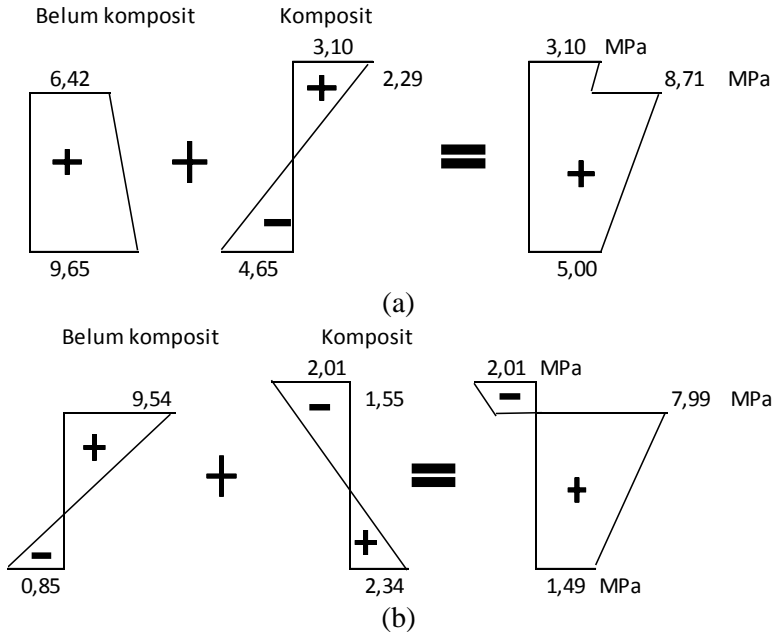
$$= 1253 \text{ kN}$$

Maka,

$$4710 \text{ kN} > 1253 \text{ kN (OK)}$$

b. Bentang 30 m

- Kontrol tegangan setelah kehilangan



Gambar 4. 79 Tegangan penampang setelah kehilangan pada jembatan integral bentang 30 m

Beton saat layan mempunyai tahanan tegangan:

Pada *girder*,

f_c'	$= f_c'$	$= 50 \text{ MPa}$
tegangan ijin tarik	$= 0,5 f_c'^{0,5}$	$= -3,53 \text{ MPa}$
tegangan ijin tekan	$= 0,45 f_c'$	$= 22,5 \text{ MPa}$

Pada pelat,

$$\begin{aligned}
 f_c' &= f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 \text{tegangan ijin tarik} &= 0,5 f_c'^{0,5} &= -2,5 \text{ MPa} \\
 \text{tegangan ijin tekan} &= 0,45 f_c' &= 11,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

Pada tengah bentang:

$$\begin{aligned}
 -2,5 \text{ MPa} &< 3,10 \text{ MPa} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 8,71 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 5,00 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Pada ujung bentang:

$$\begin{aligned}
 -2,5 \text{ MPa} &< -2,01 \text{ MPa} < 11,25 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 7,99 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)} \\
 -3,53 \text{ MPa} &< 1,49 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol momen

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapatkan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Mu (tengah)} &= 2433,5 \text{ kNm dan } -636 \text{ kNm} \\
 \text{Mu (ujung)} &= -2268,2 \text{ kNm dan } 1464,6 \text{ kNm} \\
 \text{Fe} &= 5343586,88 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen nominal akibat tendon:

$$\begin{aligned}
 \text{Mn (tengah)} &= 8453,75 \text{ kNm dan } -856 \text{ kNm} \\
 \text{Mn (ujung)} &= -5932,40 \text{ kNm dan } 2308,62 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &< \emptyset \text{Mn} \\
 2433,5 \text{ kNm} &< 7608 \text{ kNm} \text{ (OK)} \\
 636 \text{ kNm} &< 770 \text{ kNm} \text{ (OK)} \\
 2268,2 \text{ kNm} &< 5339 \text{ kNm} \text{ (OK)} \\
 1464,6 \text{ kNm} &> 2077 \text{ kNm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan
Akibat beban truk dua lajur:
 $\Delta = 7,67 \text{ mm}$

Akibat BTR:
 $\Delta = 8,71 \text{ mm}$

Lendutan ijin = 37,5 mm
 $37,5 \text{ mm} > 8,71 \text{ mm} \text{ (OK)}$

- Kontrol momen retak
 $M_{cr} = 8146,6 \text{ kNm}$

Tahanan momen akibat tendon saja:
 $M_n = 8453 \text{ kNm}$
 $1,2(8146,6) \text{ kNm} > (0,9)8453 \text{ kNm}$
 $9776 \text{ kNm} > 7608 \text{ kNm} \text{ (NOT OK)}$

Perlu memperhitungkan tulangan lentur bawah:
 $M_n = 11021 \text{ kNm}$
 $9776 \text{ kNm} < 9918 \text{ kNm} \text{ (OK)}$

- Kontrol geser

Tabel 4. 53 Kontrol geser pada jembatan integral bentang 30 m

x (m)	Vc (kN)	Vu (kN)	Diameter tul.	Av pakai	Vs pakai	ϕV_n (kN)	kontrol
0	796	474	2D-10	157	177	730	OK
2	850	446	2D-10	157	177	770	OK
4	836	404	2D-10	157	177	759	OK
6	783	356	2D-10	157	177	720	OK
8	724	317	2D-10	157	177	676	OK
10	647	279	2D-10	157	177	618	OK
12	542	235	2D-10	157	177	539	OK
14	442	198	2D-10	157	177	464	OK
15	387	178	2D-10	157	177	423	OK

- Kontrol Hubungan Kolom
 - b = $670000 \text{ mm}^2 / 1700 \text{ mm}$
 - = 394 mm
 - h = 1000 mm
 - x = $(1850 - 394) / 2$
 - = 728 mm

Lebar efektif joint = 1394 mm < 1850 mm

$$A_j = 1394 \times 1000$$

$$= 1394000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 1394000 \times (\sqrt{25})$$

$$= 6970000 \text{ N}$$

Untuk beban diambil akibat tulangan lentur 10D22, susut dan rangkai.

$$A_s = 3801 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 410$$

$$T_1 = 1,25 \times 3801 \times 410 \text{ N} + 32,75 \text{ kN} + 97,1 \text{ kN}$$

$$T_1 = V_j$$

$$= 2078 \text{ kN}$$

Maka,

$$5227,5 \text{ kN} > 2078 \text{ kN (OK)}$$

4.5 Analisis Perbandingan

Analisis perbandingan dilakukan untuk mengetahui sistem struktur mana yang memiliki keunggulan *value engineering*. Analisis akan dilakukan pada tegangan penampang, lendutan, kehilangan prategang, dan penulagan.

4.5.1 Tegangan Penampang

Hasil yang dibandingkan adalah beban tambahan yang mampu di pikul oleh struktur atas. Beban didapatkan dari analisa momen tambahan, dan momen tambahan di dapat dari tegangan sisa.

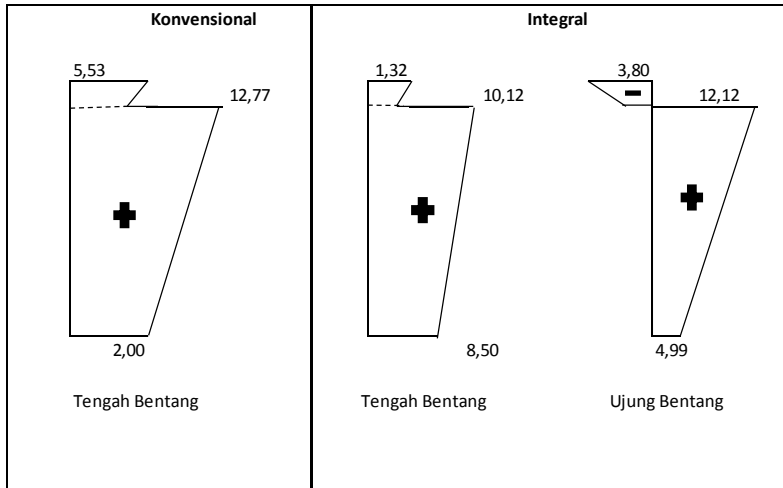
Tabel 4. 54 Resume penambahan beban untuk analisis perbandingan

Bentang (m)	Penambahan beban (kN/m)	
	Konvensional	Integral
20	18,08	0
30	16,7	5,65
40	6,07	16,95

Dari **Tabel 4.54**, dapat disimpulkan penambahan beban jembatan integral pada bentang 40 m lebih besar dibanding jembatan konvensional. Untuk bentang lainnya konvensional lebih besar karena serat pelat lantai pada ujung bentang menentukan meskipun tegangan pada tengah bentang jembatan integral selalu lebih baik kondisinya (serat atas tidak lebih tertekan dan serat bawah tidak lebih tertarik) dari pada jembatan konvensional. Rincian perhitungan dan perbandingan tegangan sebagai berikut:

A. Bentang 20 m

Dari perencanaan jembatan bentang 20 m untuk sistem konvensional dan integral didapat tegangan saat layan seperti pada **Gambar 4.80**. Dari tegangan yang terjadi dapat dicari sisa tegangan untuk masing-masing kondisi sesuai letak seratnya.



Gambar 4. 80 Tegangan penampang saat layan bentang 20 m

Dari **Tabel 4.55** didapat tegangan sisa yang menentukan pada jembatan konvensional adalah sebesar 5,54 MPa, sedangkan untuk integral adalah 0 MPa pada ujung bentang dikarenakan, tegangan retak dipikul oleh tulangan. Dari masing-masing tegangan sisa, dapat dicari besarnya momen tambahan sebagai berikut:

$$M = \sigma_{sisa} \times \frac{I}{y}$$

Tabel 4. 55 Sisa tegangan penampang komposit PCI 125 untuk masing-masing kondisi

Jembatan	Posisi bentang	Posisi serat	Tegangan (MPa)	Batas ijin (MPa)	Tegangan sisa (MPa)
Konvensional	<i>Midspan</i>	Serat ujung pelat (tertekan)	5,53	11,25	5,72
		Serat atas <i>girder</i> (tertekan)	12,77	22,5	9,73
		Serat bawah <i>girder</i> (tertarik)	2,00	-3,54	5,54
Integral	<i>Midspan</i>	Serat ujung pelat (tertekan)	1,32	11,25	9,93
		Serat atas <i>girder</i> (tertekan)	10,12	22,5	12,38
		Serat bawah <i>girder</i> (tertarik)	8,50	-3,54	12,04
	<i>endspan</i>	Serat ujung pelat (tertarik)	-3,80	-3,80	0,00
		Serat atas <i>girder</i> (tertarik)	12,12	-3,54	15,66
		Serat bawah <i>girder</i> (tertekan)	4,99	22,5	17,51

Konvensional:

$$M = 5,54 \text{ Mpa} \times 149247103078 \text{ mm}^4 / 913,62 \text{ mm} \\ = 904,27 \text{ kNm}$$

Integral:

$$M = 0 \text{ kNm}$$

Perhitungan tambahan beban pada bentang konvensional didapat dari rumus:

$$w = \frac{8M}{L^2}$$

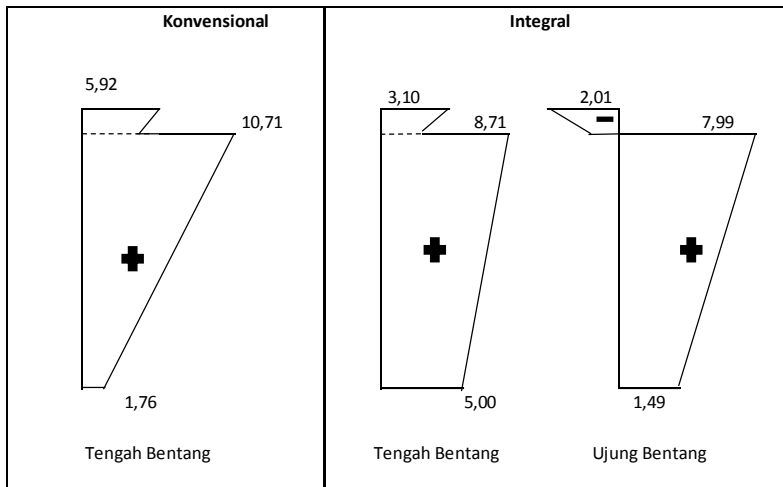
$$w = 8 \frac{904,27}{20^2}$$

$$w = 18,08 \text{ kN/m}$$

Karena momen tambahan yang dapat dipikul oleh jembatan integral adalah 0 kNm, maka tidak ada tambahan beban yang dapat dipikul jembatan integral bentang 20 m.

B. Bentang 30 m

Dari perencanaan jembatan bentang 30 m untuk sistem konvensional dan integral didapat tegangan saat layan seperti pada **Gambar 4.81**. Dari tegangan yang terjadi dapat dicari sisa tegangan untuk masing-masing kondisi sesuai letak seratnya.



Gambar 4. 81 Tegangan penampang saat layan bentang 30 m

Tabel 4. 56 Sisa tegangan penampang komposit PCI 170 untuk masing-masing kondisi

Jembatan	Posisi bentang	Posisi serat	Tegangan (MPa)	Batas ijin (MPa)	Tegangan sisa (MPa)
Konvensional	<i>Midspan</i>	Serat ujung pelat (tertekan)	5,92	11,25	5,33
		Serat atas girder (tertekan)	10,71	22,50	11,79
		Serat bawah girder (tertarik)	1,76	-3,54	5,30
Integral	<i>Midspan</i>	Serat ujung pelat (tertekan)	3,10	11,25	8,15
		Serat atas girder (tertekan)	8,71	22,50	13,79
		Serat bawah girder (tertarik)	5,00	-3,54	8,54
	<i>endspan</i>	Serat ujung pelat (tertarik)	-2,01	-2,50	0,49
		Serat atas girder (tertarik)	7,99	-3,54	11,53
		Serat bawah girder (tertekan)	1,49	22,50	21,01

Dari **Tabel 4.56** didapat tegangan sisa yang menentukan pada jembatan konvensional adalah sebesar 5,30 MPa pada serat

bawah, sedangkan untuk integral adalah 0,49 MPa pada ujung bentang. Dari masing-masing tegangan sisa, dapat dicari besarnya momen tambahan sebagai berikut:

Konvensional:

$$\begin{aligned} M &= 5,3 \text{ Mpa} \times 404582769454 \text{mm}^4 / 1139,28 \text{ mm} \\ &= 1882,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Integral:

$$\begin{aligned} M &= 0,49 \text{ Mpa} \times 404582769454 \text{mm}^4 / 760,72 \text{ mm} \\ &= 260,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan tambahan beban pada bentang konvensional didapat dari rumus:

$$\begin{aligned} w &= \frac{8M}{L^2} \\ w &= 8 \frac{1882,3}{30^2} \\ w &= 16,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Perhitungan tambahan beban pada bentang integral dilakukan dengan menggunakan metode distribusi momen cara *cross table*. Dengan permodelan portal jepit-jepit

$$\begin{aligned} E &= E1 \\ &= 4700\sqrt{25 \text{MPa}} \\ &= 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

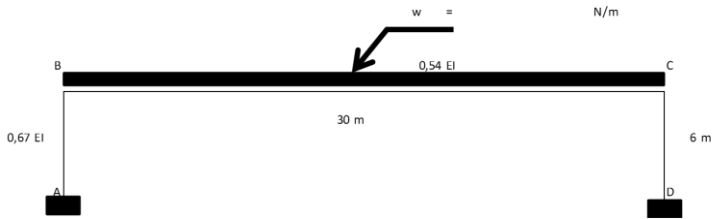
$$\begin{aligned} I &= I1 \\ &= 1/12(1850)(1000^2) \\ &= 0,1542 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L1 &= \text{tinggi } abutment \\ &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L2 &= \text{panjang balok} \\ &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan } Abutment &= 4(E1)(I1)/L1 \\ &= 0,67 \text{ EI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan Struktur atas} &= 4(E2)(I2)/L2 \\ &= 0,54 \text{ EI} \end{aligned}$$

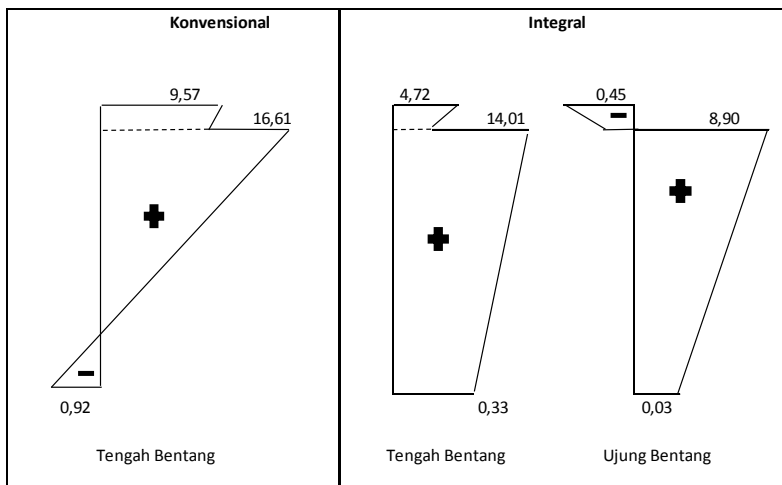


Gambar 4. 82 Portal jepit-jepit untuk perhitungan tabel cross

Untuk momen ujung sebesar 260,6 kNm beban tambahan yang mampu dipikul mendekati 5,65 kN/m.

C. Bentang 40 m

Dari perencanaan jembatan bentang 40 m untuk sistem konvensional dan integral didapat tegangan saat layan seperti pada **Gambar 4.83**. Dari tegangan yang terjadi dapat dicari sisa tegangan untuk masing-masing kondisi sesuai letak seratnya.



Gambar 4. 83 Tegangan penampang saat layan bentang 40 m

Tabel 4. 57 Sisa tegangan penampang komposit PCI 210 untuk masing-masing kondisi

Jembatan	Posisi bentang	Posisi serat	Tegangan (MPa)	Batas ijin (MPa)	Tegangan sisa (MPa)
Konvensional 1	<i>Midspan</i>	Serat ujung pelat (tertekan)	9,57	11,25	1,68
		Serat atas girder (tertekan)	16,61	22,50	5,89
		Serat bawah girder (tertarik)	-0,92	-3,54	2,61
Integral	<i>Midspan</i>	Serat ujung pelat (tertekan)	4,72	11,25	6,53
		Serat atas girder (tertekan)	14,01	22,50	8,49
		Serat bawah girder (tertarik)	0,33	-3,54	3,87
	<i>endspan</i>	Serat ujung pelat (tertarik)	-0,45	-2,50	2,05
		Serat atas girder (tertarik)	8,90	-3,54	12,44
		Serat bawah girder (tertekan)	0,03	22,50	22,47

Dari **Tabel 4.57** didapat tegangan sisa yang menentukan pada jembatan konvensional adalah sebesar 1,68 MPa pada serat ujung pelat, sedangkan untuk integral adalah 2,05 MPa pada ujung bentang serat atas dan 3,87 MPa pada tengah bentang serat bawah. Dari masing-masing tegangan sisa, dapat dicari besarnya momen tambahan sebagai berikut:

Konvensional:

$$\begin{aligned} M &= 1,68 \text{ Mpa} \times 702363998384 \text{ mm}^4 / 972,83 \text{ mm} \\ &= 1214,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Integral:

$$\begin{aligned} M(\text{end}) &= 2,05 \text{ Mpa} \times 702363998384 \text{ mm}^4 / 972,83 \text{ mm} \\ &= 1480 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(\text{mid}) &= 3,87 \text{ MPa} \times 702363998384 \text{ mm}^4 / 1327,17 \text{ mm} \\ &= 2048 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan tambahan beban pada bentang konvensional didapat dari rumus:

$$\begin{aligned} w &= \frac{8M}{L^2} \\ w &= 8 \frac{1214,87}{40^2} \\ w &= 6,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Perhitungan tambahan beban pada bentang integral dilakukan dengan menggunakan metode distribusi momen cara *cross table*. Dengan permodelan portal jepit-jepit

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan Abutment} &= 4(E1)(I1)/L1 \\ &= 0,67EI \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan Struktur atas} &= 4(E2)(I2)/L2 \\ &= 0,705EI \end{aligned}$$

Untuk momen tengah sebesar 2048 kNm beban tambahan yang mampu dipikul mendekati 18,15 kN/m. Untuk momen ujung sebesar 1480 kNm beban tambahan yang mampu dipikul mendekati 16,95 kN/m. Beban tambahan maksimal yang mampu dipikul jembatan integral 40 m adalah 16,95 kN/m.

4.5.2 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang pada tiap bentang dapat dilihat pada **Tabel 4.58**.

Tabel 4. 58 Resume kehilangan prategang untuk analisis perbandingan

Bentang (m)	Kehilangan		% kenaikan
	Konvensional	Integral	
20	18,65%	21,55%	2,9%
30	20,32%	21,93%	1,61%
40	21,51%	23,13%	1,62%

Pada balok penampang jembatan integral, kehilangan prategang selalu lebih besar dibanding jembatan konvensional. Kelengkungan kabel pada sistem jembatan integral meningkatkan kehilangan prategang.

4.5.3 Lendutan

Lendutan akibat beban hidup setiap bentang jembatan dapat dilihat pada **Tabel 4.59** dibawah ini:

Tabel 4. 59 Resume lendutan untuk analisis perbandingan

Bentang (m)	Lendutan (mm)		% penurunan
	Konvensional	Integral	
20	16,80	9,75	42,0%
30	20,91	8,71	58,3%
40	28,70	15,14	47,2%

Lendutan jembatan integral selalu lebih rendah dibandingkan lendutan pada jembatan konvensional. Sistem struktur yang monolit mendistribusikan beban ke *abutment*, sehingga beban pada tengah bentang menjadi lebih kecil. Kekakuan sistem struktur jembatan integral juga membantu memperkecil lendutan yang terjadi.

4.5.4 Penulangan

Dari perhitungan perencanaan jembatan didapatkan konfigurasi penulangan, sehingga dapat dihitung volum tulangan yang diperlukan untuk setiap *girder* beton prategang.

Tabel 4. 60 Resume volum tulangan untuk analisis perbandingan

Bentang (m)	Volum tulangan (kg)		Penurunan
	Konvensional	Integral	
20	627,85	803,93	-28%
30	1538,64	1523,08	1%
40	3079,88	2625,56	15%

Pada bentang 20 m, nilai negatif berarti kebutuhan tulangan jembatan integral lebih banyak daripada konvensional. Penurunan kebutuhan tulangan jembatan integral terhadap konvensional terbesar pada bentang 40 m. Volum didapatkan dari perhitungan tulangan geser, lentur, dan panjang penyaluran. Analisis detail untuk penulangan lentur dan geser adalah sebagai berikut:

A. Penulangan Lentur

Dari perhitungan tulangan lentur didapatkan desain sebagai berikut:

Tabel 4. 61 Desain tulangan lentur

Bentang (m)	Desain Tulangan Lentur					
	Konvensional			Integral		
	Atas	Badan	Bawah	Atas	Badan	Bawah
20	6D10	10D10	12D16	6D10	10D10	12D16
30	8D13	8D13	14D19	8D13	8D13	10D22
40	8D13	10D13	14D25	8D13	10D13	14D22

Pada jembatan integral bentang 20 m, terdapat tulangan lentur tambahan pada pelat untuk menahan retak pada ujung serat atas. Digunakan tulangan 8D22 sepanjang 4 m di ujung-ujung balok. Perhitungan volum untuk jembatan integral bentang 20 m sebagai berikut:

$$V = 6 \times 0,000157\text{m}^2 \times 20\text{m} \times 7850\text{kg/m}^3 + 10 \times 0,000157\text{m}^2 \times 20\text{m} \times 7850\text{kg/m}^3 + 12 \times 0,000201\text{m}^2 \times 20\text{m} \times 7850\text{kg/m}^3 + 8 \times 0,000380\text{m}^2 \times 4\text{m} \times 2 \times 7850\text{kg/m}^3$$

$$V = 767 \text{ kg}$$

Tabel 4. 62 Volum tulangan lentur jembatan integral dan konvensional

Volum (kg)		Penurunan
BJ = 7850 kg/m ³		
Konvensional	Integral	
576,09	743,20	-29%
1434,93	1395,35	2,8%
2908,08	2421,27	16,7%

Persentase penurunan tulangan lentur terbanyak ada pada bentang 40 m. Pada bentang 20 m, nilai negatif berarti terjadi penambahan tulangan lentur. Penambahan tersebut terjadi karena adanya tulangan tambahan pada pelat untuk menahan retak.

B. Penulangan Geser

Volum penulangan geser dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$V = \sum(A_v \times d \times n \times B_v \text{ baja})$$

dimana,

- A_v = luas tulangan pakai
- d = panjang tulangan geser
- n = jumlah tulangan geser
- $B_v \text{ baja}$ = berat jenis baja (7850 kg/m^3)

Pada jembatan integral bentang 40 m, digunakan sengkang 2 kaki D10-600 sepanjang bentang balok, sehingga

$$\begin{aligned} A_v &= 157 \text{ mm}^2 \\ d &= (2100-50) \\ &= 2050 \text{ mm} \\ n &= (40000\text{mm}-100\text{mm})/600 \text{ mm} + 1 \\ &= 68 \text{ buah} \\ V &= 171,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tabel 4. 63 Volum tulangan geser tiap balok

Bentang (m)	Volum tul. Geser (kg)		Kenaikan
	Konvensional	Integral	
20	51,76	51,76	0%
30	103,71	103,71	0%
40	171,80	171,80	0%

Jembatan Integral memberikan nilai tahanan geser beton yang lebih kecil dibandingkan tahanan geser beton jembatan konvensional. Namun, pada semua bentang jembatan konvensional ataupun integral sama-sama hanya membutuhkan tulangan minimum.

4.5.5 Tabel Perbandingan

Dari perencanaan dan analisis parameter studi dapat dirangkum perbedaan antara jembatan integral dan konvensional dalam **Tabel 4.64** untuk bentang 20 m, **Tabel 4.65** untuk bentang 30 m, dan **Tabel 4.66** untuk bentang 40 m.

Tabel 4. 64 Tabel perbedaan jembatan konvensional dengan integral pada bentang 20 m

Parameter	Jembatan bentang 20 m	
	Konvensional	Integral
<i>Expansion joint</i>	Ada	Tidak ada
Perletakan <i>girder</i> utama	2 tumpuan sederhana	monolit dengan struktur bawah
Sifat struktur atas	Struktur statis tertentu	Struktur statis tak tentu
Metode pelaksanaan	<ul style="list-style-type: none"> • Cor kepala jembatan terpisah dengan cor pelat lantai • Pengerjaan bangunan bawah telah selesai sebelum bangunan atas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Cor kepala jembatan bersamaan dengan cor pelat lantai • <i>Abutment</i> tidak diselesaikan untuk keperluan sambungan monolit dengan bangunan atas.
Pembebanan	mati, hidup, prategang, angin, rem, gempa	mati, hidup, prategang, angin, rem, gempa, tanah lateral, tanah gempa, muai suhu, susut, dan rangkak
Limit atas diukur dari tepi bawah <i>girder</i> (y)	tumpuan: 1156 mm lapangan: 455 mm	tumpuan: 1294 mm lapangan: 552 mm
tinggi fokus lengkung kabel (h)	256,6 mm	550 mm
Gaya tarik tendon awal (Fo)	4118,4 kN	4118,4 kN
Kehilangan	18,65%	21,55%
Gaya tarik tendon efektif (Fe)	3350,3 kN	3230,9 kN

Desain <i>strand</i>	<i>properties</i> 15 mm; ASTM 6-7 dengan 6 <i>strand</i>	<i>properties</i> 15 mm; ASTM 6-7 dengan 6 <i>strand</i>
Tulangan retak pada sisi atas tumpuan	Tidak ada	Ada
Volum penulangan <i>girder</i> utama	627,9 kg	803,9 kg
Beban merata tambahan yang mampu dipikul <i>girder</i> (berdasarkan analisis sisa tegangan)	18,08 kN/m	0 kN/m
Lendutan pada tengah bentang (Δ)	16,8 mm	9,8 mm

Jembatan integral bentang 20 m unggul dalam aspek:

- Tidak adanya *expansion joint*. Dengan tidak adanya *expansion joint*, permasalahan pemeliharaan akibat rusaknya sambungan akibat air yang masuk ke celah pada jembatan tidak terjadi. hal ini diharapkan mampu menghemat biaya pemeliharaan.
- Lendutan yang lebih kecil. Lendutan yang lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional menunjukkan beban momen pada tengah bentang terdistribusi ke *abutment* sehingga meningkatkan kapasitas penyerapan energi pada balok *girder* jembatan.

Jembatan konvensional bentang 20 m unggul dalam aspek:

- Kemudahan perancangan. Kemudahan perancangan jembatan konvensional bentang 20 m dapat dilihat dari perencanaan yang lebih sederhana dan perhitungan beban lebih sedikit.
- Beban tambahan yang mampu dipikul. Tambahan beban dihitung berdasarkan sisa tegangan, sisa tegangan yang

lebih besar menandakan balok girder tidak mudah mengalami retak.

- Besarnya kehilangan. Persentase kehilangan jembatan konvensional lebih kecil dibanding jembatan integral, hal ini disebabkan oleh kelengkungan kabel yang lebih kecil. Dengan persentase kehilangan yang lebih kecil memberikan kapasitas yang lebih optimal dalam memikul beban layan.
- Volum penulangan. Volum penulangan yang lebih sedikit dapat memberikan pengaruh penurunan harga pada pekerjaan penulangan balok.

Tabel 4. 65 Tabel perbedaan jembatan konvensional dengan integral pada bentang 30 m

Parameter	Jembatan bentang 30 m	
	Konvensional	Integral
<i>Expansion joint</i>	Ada	Tidak ada
Perletakan <i>girder</i> utama	2 tumpuan sederhana	monolit dengan struktur bawah
Sifat struktur atas	Struktur statis tertentu	Struktur statis tak tentu
Metode pelaksanaan	<ul style="list-style-type: none"> • Cor kepala jembatan terpisah dengan cor pelat lantai • Pengerjaan bangunan bawah telah selesai sebelum bangunan atas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Cor kepala jembatan bersamaan dengan cor pelat lantai • <i>Abument</i> tidak diselesaikan untuk keperluan sambungan monolit dengan bangunan atas.

Pembebanan	mati, hidup, prategang, angin, rem, gempa	mati, hidup, prategang, angin, rem, gempa, tanah lateral, tanah gempa, muai suhu, susut, dan rangkak
Limit atas diukur dari tepi bawah <i>girder</i> (y)	tumpuan: 1715 mm lapangan: 664 mm	tumpuan: 1296 mm lapangan: 416 mm
tinggi fokus lengkung kabel (h)	631 mm	950 mm
Gaya tarik tendon awal (Fo)	6844,7 kN	6844,7 kN
Kehilangan	20,32%	21,93%
Gaya tarik tendon efektif (Fe)	5453,8 kN	5343,6 kN
Desain <i>strand</i>	properties 15 mm; ASTM 6-12 dengan 10 <i>strand</i>	properties 15 mm; ASTM 6-12 dengan 10 <i>strand</i>
Tulangan retak pada sisi atas tumpuan	Tidak ada	Tidak ada
Volum penulangan <i>girder</i> utama	1538,6 kg	1523,1 kg
Beban merata tambahan yang mampu dipikul <i>girder</i> (berdasarkan analisis sisa tegangan)	16,7 kN/m	5,7 kN/m
Lendutan pada tengah bentang (Δ)	20,91 mm	8,71 mm

Jembatan Integral bentang 30 m unggul dalam aspek:

- Tidak adanya *expansion joint*. Dengan tidak adanya *expansion joint*, permasalahan pemeliharaan akibat rusaknya sambungan akibat air yang masuk ke celah pada jembatan tidak terjadi. hal ini diharapkan mampu menghemat biaya pemeliharaan. Lendutan yang lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional menunjukkan beban momen pada tengah bentang terdistribusi ke *abutment* sehingga meningkatkan kapasitas penyerapan energi pada balok *girder* jembatan
- Volum penulangan. Volum penulangan yang lebih sedikit dapat memberikan pengaruh penurunan harga pada pekerjaan penulangan balok.
- Lendutan. Lendutan yang lebih kecil. Lendutan yang lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional menunjukkan beban momen pada tengah bentang terdistribusi ke *abutment* sehingga meningkatkan kapasitas penyerapan energi pada balok *girder* jembatan.

Jembatan konvensional bentang 30 m unggul dalam aspek:

- Kemudahan perancangan. Kemudahan perancangan jembatan konvensional bentang 30 m dapat dilihat dari perencanaan yang lebih sederhana dan perhitungan beban lebih sedikit.
- Beban tambahan yang mampu dipikul. Tambahan beban dihitung berdasarkan sisa tegangan, sisa tegangan yang lebih besar menandakan balok *girder* tidak mudah mengalami retak.
- Besarnya kehilangan. Persentase kehilangan jembatan konvensional lebih kecil dibanding jembatan integral, hal ini disebabkan oleh kelengkungan kabel yang lebih kecil. Dengan persentase kehilangan yang lebih kecil memberikan kapasitas yang lebih optimal dalam memikul beban layan.

Tabel 4. 66 Tabel perbedaan jembatan konvensional dengan integral pada bentang 40 m

Parameter	Jembatan bentang 40 m	
	Konvensional	Integral
<i>Expansion joint</i>	Ada	Tidak ada
Perletakan <i>girder</i> utama	2 tumpuan sederhana	monolit dengan struktur bawah
Sifat struktur atas	Struktur statis tertentu	Struktur statis tak tentu
Metode pelaksanaan	<ul style="list-style-type: none"> • Cor kepala jembatan terpisah dengan cor pelat lantai • Pekerjaan bangunan bawah menyisakan kepala <i>abutment</i> pada sisi angkur aktif untuk keperluan pemberian tegangan tambahan. • Tegangan tambahan dipberikan setelah pengecoran pelat lantai. 	<ul style="list-style-type: none"> • Cor kepala jembatan bersamaan dengan cor pelat lantai • <i>Abutment</i> tidak diselesaikan untuk keperluan sambungan monolit dengan bangunan atas.
Pembebanan	mati, hidup, prategang, angin, rem, gempa	mati, hidup, prategang, angin, rem, gempa, tanah lateral, tanah gempa, muai suhu, susut, dan rangkak
Limit atas diukur dari tepi bawah <i>girder</i> (y)	tumpuan: 1575 mm lapangan: 287 mm	tumpuan 1761 mm lapangan: 945 mm
tinggi fokus lengkung kabel (h)	833,5 mm	1250 mm

Gaya tarik tendon awal (Fo)	10492,4 kN	8583,1 kN
Kehilangan	21,51%	23,13%
Gaya tarik tendon efektif (Fe)	8235,5 kN	6597,8 kN
Desain <i>strand</i>	properties 15 mm; ASTM 6-15 dengan 15 <i>strand</i>	properties 15 mm; ASTM 6-12 dengan 12 <i>strand</i>
Tulangan retak pada sisi atas tumpuan	Tidak ada	Tidak ada
Volum penulangan <i>girder</i> utama	3079,9 kg	2625,6 kg
Beban merata tambahan yang mampu dipikul <i>girder</i> (berdasarkan analisis sisa tegangan)	6,1 kN/m	17 kN/m
Lendutan pada tengah bentang (Δ)	28,7 mm	15,14 mm

Jembatan integral bentang 40 m unggul dalam aspek:

- Tidak adanya *expansion joint*. Dengan tidak adanya *expansion joint*, permasalahan pemeliharaan akibat rusaknya sambungan akibat air yang masuk ke celah pada jembatan tidak terjadi. hal ini diharapkan mampu menghemat biaya pemeliharaan.
- Desain tendon. Desain tendon pada jembatan integral memerlukan kebutuhan luasan yang lebih sedikit dikarenakan gaya tarik tendon di awal lebih kecil. Dengan kebutuhan luasan yang lebih kecil, harga pekerjaan tendon dapat lebih murah.

- Volum penulangan. Volum penulangan yang lebih sedikit dapat memberikan pengaruh penurunan harga pada pekerjaan penulangan balok.
- Beban tambahan yang mampu dipikul. Tambahan beban dihitung berdasarkan sisa tegangan, sisa tegangan yang lebih besar menandakan balok girder tidak mudah mengalami retak.
- Lendutan. Lendutan yang lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional menunjukkan beban momen pada tengah bentang terdistribusi ke *abutment* sehingga meningkatkan kapasitas penyerapan energi pada balok *girder* jembatan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V PENUTUP



5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis perencanaan dan perbandingan jembatan konvensional dan jembatan integral pada gelagar beton pratekan, dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Pada jembatan bentang 20 m, jembatan konvensional lebih baik dalam hal kemudahan perencanaan, beban tambahan yang mampu dipikul, persentase kehilangan, dan volum penulangan balok *girder*, sedangkan jembatan integral lebih baik dalam hal besarnya lendutan dan tidak adanya *expansion joint*. Persentase kehilangan jembatan konvensional lebih kecil 2,9% dibanding kehilangan jembatan integral. Volume tulangan jembatan integral 28% lebih banyak dibandingkan jembatan konvensional, hal ini dikarenakan adanya tambahan tulangan pada sisi tumpuan untuk menghindari retak pada pelat akibat lentur negatif. Besarnya lendutan pada jembatan integral 42% lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional.
2. Pada bentang 30 m, jembatan konvensional lebih baik dalam hal kemudahan perencanaan, beban tambahan yang mampu dipikul, dan persentase kehilangan, sedangkan jembatan integral lebih baik dalam hal besarnya lendutan, volum penulangan balok *girder*, dan tidak adanya *expansion joint*. Persentase kehilangan jembatan konvensional lebih kecil 1,6% dibanding kehilangan jembatan integral. Volume tulangan jembatan integral 1% lebih sedikit dibandingkan jembatan konvensional. Besarnya lendutan pada jembatan integral 58% lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional.
3. Pada bentang 40 m, jembatan konvensional lebih baik dalam hal kemudahan perencanaan dan persentase kehilangan, sedangkan jembatan integral lebih baik dalam hal besarnya lendutan, desain tendon, volum penulangan

balok *girder*, beban tambahan yang mampu dipikul, dan tidak adanya *expansion joint*. Persentase kehilangan jembatan konvensional lebih kecil 1,6% dibanding kehilangan jembatan integral. Volume tulangan jembatan integral 15% lebih sedikit dibandingkan jembatan konvensional. Besarnya lendutan pada jembatan integral 47% lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional.

5.2 Saran

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, terdapat beberapa saran berikut:

1. Sistem jembatan integral gelagar prategang dengan bentang lebih dari 30 m dapat menjadi alternatif pengganti yang efisien berdasarkan jumlah tulangan yang lebih sedikit, lendutan yang lebih kecil, dan tanpa menggunakan *expansion joint* dan *bearing pads*.
2. Dalam perencanaan jembatan gelagar beton prategang bentang 20 m disarankan menggunakan sistem konvensional
3. Desain struktur jembatan dapat dimodifikasi dan disesuaikan dengan kondisi lapangan sebenarnya.
4. Dalam menentukan sistem struktur ada baiknya juga mempertimbangkan biaya keseluruhan dan kondisi lapangan. Perlu dilakukan studi lebih lanjut.
5. Dimensi penampang dan gaya tarik prategang pada jembatan integral dapat dioptimalkan berdasarkan sisa tegangan penampang *girder* pada tengah bentang. Jika perubahan tersebut dilakukan perlu adanya perencanaan/studi lebih lanjut.



DAFTAR PUSTAKA

- Adewuyi, A. P. dan Franklin, S.O. 2011. “Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements”. **ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences** 6, 12.
- Badan Standarisasi Nasional. **Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725-2016)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. **Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNI T-12-2004)**. Jakarta: BSNI
- Badan Standarisasi Nasional. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2015)**. Jakarta: BSNI
- Barr, Paul J. *et al.* 2013. “Behavior and Analysis of an Integral Abutment Bridge”. **Research of Utah State University**.
- Dhaneswara, Raditya. 2016, “Studi Perbandingan Kinerja Sistem Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional pada Berbagai Variasi Bentang”. **Undergraduate Thesis, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Repository**.
- Fahri, Bagos. 2020, “Perbandingan Abutment Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional di Tanah Keras dan di Tanah Lunak”. **Undergraduate Thesis, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Repository**.
- Gunawan, Rudy. 1988. **Tabel Profil Konstruksi Baja**. Yogyakarta: Kanisius.
- Lin, T. Y. dan Burns. N. H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Lock, R. J. 2002. “Integral Bridge Abutments”. **M. Eng. Project Report, CUED/D-SOILS/TR320**
- Nishida *et al.* 2012. **Design and Construction Guideline of Integral Abutment Bridges for Japanese Highways**. Public Work Research Institute (PWRI)

- Petursson and Collin. 2002. "Composites Bridges with Integral Abutment Minimizing Lifetime Cost". Melbourne: **IABSE Symposium**, Melbourne
- Setiati, N. R. 2010. "Kajian Perencanaan Jembatan Integral". **Jurnal Jalan-Jembatan** 27, 2:114-124.
- Setiati, N. R. 2011. **Jembatan Integral Gelagar Prategang**. Bandung: Penerbit Kementerian Pekerjaan Umum Badan Penelitian dan Pengembangan Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan.
- Struyk, H. J. 1984. **Jembatan**. Jakarta: Penerbit PT. Pradnya Paramita.
- Supriyadi, B. dan Muntohar, A. S. 2007. **Jembatan**. Yogyakarta: Beta Offset.



LAMPIRAN 1
DATA TANAH



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIENT : PT. PIER
 PROYEK : PEMBANGUNAN PERGUDANGAN DAN CONTAINER YARD
 LOKASI : KOMPLEK PERGUDANGAN PT. PIER, REMBANG, PASURUAN

TITIK BOR : BH-1
 MASTER BOR : HARNO, CS



DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-5.50	2.586	0.867	100.00	33.53	46.44	1.849	1.385	1.849	*	*	*
-10.50	2.612	0.816	100.00	31.24	44.93	1.888	1.438	1.888	*	*	*
-15.50	2.631	0.802	100.00	30.48	44.51	1.905	1.460	1.905	*	*	*
-20.50	2.578	0.791	100.00	30.68	44.17	1.881	1.439	1.881	*	*	*
-25.50	2.631	0.754	100.00	28.66	42.99	1.930	1.500	1.930	*	*	*
-30.50	2.593	0.676	100.00	26.07	40.33	1.950	1.547	1.950	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	Su (kPa)	Cu	
-5.50	45.78	51.27	2.95	NP	NP	NP	0	38	*	*	*	*	*	*	*
-10.50	46.32	49.75	3.93	NP	NP	NP	0	39	*	*	*	*	*	*	*
-15.50	0.00	91.17	8.83	NP	NP	NP	0	38	*	*	*	*	*	*	*
-20.50	0.00	85.67	14.33	NP	NP	NP	0	39	*	*	*	*	*	*	*
-25.50	76.37	6.48	17.15	NP	NP	NP	0	42	*	*	*	*	*	*	*
-30.50	0.00	7.34	92.66	62.37	31.58	30.79	*	*	2.810	0	*	*	*	*	*

REMARK	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm ²)
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C _d	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm ²)
	S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C _u	= Undrained cohesion (kg/cm ²)
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	Su	= Strength of vane test (kg/cm ²)
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Coefficient of Consolidation (cm ² /det)	ϕ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm ²)	ϕ_d	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test	ϕ_u	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	W _c	= Water content (%)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)		
	γ_t	= Moisture density (gr/cc)				
	γ_{sat}	= Saturated density (gr/cc)				
γ_d	= Dry density (gr/cc)					



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIENT : PT. PIER
 PROYEK : PEMBANGUNAN PERGUDANGAN DAN CONTAINER YARD
 LOKASI : KOMPLEK PERGUDANGAN PT. PIER, REMBANG, PASURUAN

TITIK BOR : BH-2
 MASTER BOR : HARNO, CS



DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-5.50	2.549	0.799	100.00	31.35	44.41	1.861	1.417	1.861	*	*	*
-10.50	2.538	0.812	100.00	31.99	44.81	1.849	1.401	1.849	*	*	*
-15.50	2.604	0.684	100.00	26.27	40.62	1.952	1.546	1.952	*	*	*
-20.50	2.525	0.657	100.00	26.02	39.65	1.920	1.524	1.920	*	*	*
-25.50	2.633	0.647	100.00	24.57	39.28	1.991	1.599	1.991	*	*	*
-30.50	2.681	0.618	100.00	23.05	38.20	2.039	1.657	2.039	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	Su (kPa)	Cu	
-5.50	49.27	48.64	2.09	NP	NP	NP	0	41	*	*	*	*	*	*	*
-10.50	0.00	89.27	10.73	NP	NP	NP	0	38	*	*	*	*	*	*	*
-15.50	0.00	91.44	8.56	NP	NP	NP	0	37	*	*	*	*	*	*	*
-20.50	0.00	93.62	6.38	NP	NP	NP	0	40	*	*	*	*	*	*	*
-25.50	0.00	86.59	13.41	NP	NP	NP	0	39	*	*	*	*	*	*	*
-30.50	79.64	10.87	9.49	NP	NP	NP	*	*	7.260	0	*	*	*	*	*

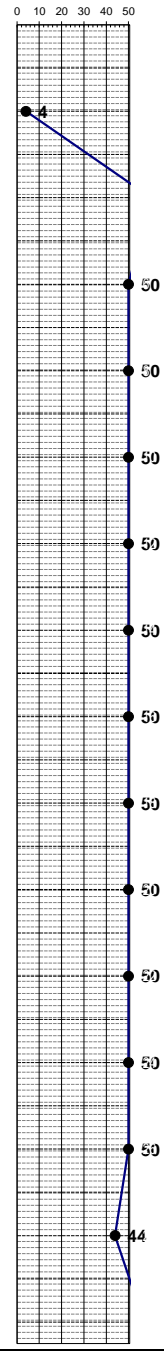
REMARK	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm ²)
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C _d	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm ²)
	S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C _u	= Undrained cohesion (kg/cm ²)
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	Su	= Strength of vane test (kg/cm ²)
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Coefficient of Consolidation (cm ² /det)	ϕ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm ²)	ϕ_d	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test	ϕ_u	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	W _c	= Water content (%)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)		
	γ_t	= Moisture density (gr/cc)				
	γ_{sat}	= Saturated density (gr/cc)				
	γ_d	= Dry density (gr/cc)				



DRILLING LOG

KLIEN = PT. PIER	TIBE BOR = ROTARY DRILLING	Remarks:
NAMA PROYEK = PERGUDANGAN DAN CONTAINER YARD	MULAI = 3 MEI 2018	UI disturb Sample
TTIK BOR = BH-1	SELESAI = 7 MEI 2018	CS re Sample
MUKA AIR TANAH = -5.00 METER	MASTER BOR = HARNO	SPT = SPT Test
LOKASI PROYEK = KOMPLEK PERGUDANGAN PT. PIER REMBANG, PASURUAN		

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test				
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value
														15 cm	15 cm	15 cm	
0.00	0.00				START OF BORING												
1.00	-1.00	-1.00			LEMPUNG	ABU-ABU GELAP	SOFT	SPT = 4			-2.00	SPT 1	4	1	2	2	4
2.00	-2.00	-2.00									-2.50						
3.00	-3.00	-3.00			LEMPUNG BERKERIKIL LANAU	ABU-ABU			-3.00		-3.50	UD 01					
4.00	-4.00	-4.00			BATU BERLEMPUNG LANAU	COKLAT	HARD	SPT = 60			-4.00	SPT 2	60	17	25	35	
5.00	-5.00	-5.00			LEMPUNG LANAU BERPASIR BATU						-4.50						
6.00	-6.00	-6.00			SIRTU	ABU-ABU COKLAT	VERY DENSE	SPT = > 50			-6.00	SPT 3	> 50	25	25/8		50
7.00	-7.00	-7.00			BATU	ABU-ABU			-6.50		-6.50	UD 02					
8.00	-8.00	-8.00			BATU KERIKIL PASIR LEMPUNG LANAU	COKLAT ABU-ABU	VERY DENSE	SPT = > 50			-8.00	SPT 4	> 50	> 50			50
9.00	-9.00	-9.00			BATU	ABU-ABU			-8.50		-8.50						
10.00	-10.00	-10.00			SIRTU SEDIKIT LEMPUNG LANAU	COKLAT ABU-ABU	VERY DENSE	SPT = > 50			-9.00	UD 03					
11.00	-11.00	-11.00			PASIR KERIKIL	COKLAT			-9.50		-10.00	SPT 5	> 50	30	10/2		50
12.00	-12.00	-12.00			LEMPUNG LANAU BERBATU	COKLAT ABU-ABU	HARD	SPT = > 50			-12.00	SPT 6	> 50	15	30/15		50
13.00	-13.00	-13.00							-12.50		-12.50	UD 04					
14.00	-14.00	-14.00			BATU	ABU-ABU	VERY DENSE	SPT = > 50			-14.00	SPT 7	> 50	> 50			50
15.00	-15.00	-15.00							-14.50		-14.50						
16.00	-16.00	-16.00			PASIR KERAS	COKLAT	VERY DENSE	SPT = > 50			-15.00	UD 05					
17.00	-17.00	-17.00							-15.50		-16.00	SPT 8	> 50	25/5			50
18.00	-18.00	-18.00							-16.50		-16.50						
19.00	-19.00	-19.00			PARAS	COKLAT	VERY DENSE	SPT = > 50			-18.00	SPT 9	> 50	20/6			50
20.00	-20.00	-20.00							-18.50		-18.50						
21.00	-21.00	-21.00							-20.00		-20.00	SPT 10	> 50	20/8			50
22.00	-22.00	-22.00			PASIR KERAS (PARAS)	COKLAT	VERY DENSE	SPT = > 50			-20.50						
23.00	-23.00	-23.00							-21.00		-21.00	UD 07					
24.00	-24.00	-24.00			BATU	ABU-ABU	VERY DENSE	SPT = > 50			-22.00	SPT 11	> 50	20/5			50
25.00	-25.00	-25.00			SIRTU SEDIKIT LANAU	ABU-ABU GELAP			-22.50		-22.50	SPT 12	> 50	30/9			50
26.00	-26.00	-26.00							-24.00		-24.00						
27.00	-27.00	-27.00			BATU	ABU-ABU GELAP	VERY DENSE	SPT = > 50			-24.50	UD 08					
28.00	-28.00	-28.00							-24.50		-24.50						
29.00	-29.00	-29.00			LEMPUNG SEDIKIT LANAU	ABU-ABU GELAP	HARD	SPT = 44			-26.00	SPT 13	> 50	> 50			50
30.00	-30.00	-30.00							-26.50		-26.50						
					LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU GELAP	HARD	SPT = 57			-27.00	UD 09					
									-27.50		-27.50	SPT 14	44	12	19	25	44
									-28.00		-28.00						
									-28.50		-28.50						
									-30.00		-30.00	SPT 15	57	15	22	35	
									-30.50		-30.50	UD 10					
END OF BORING																	





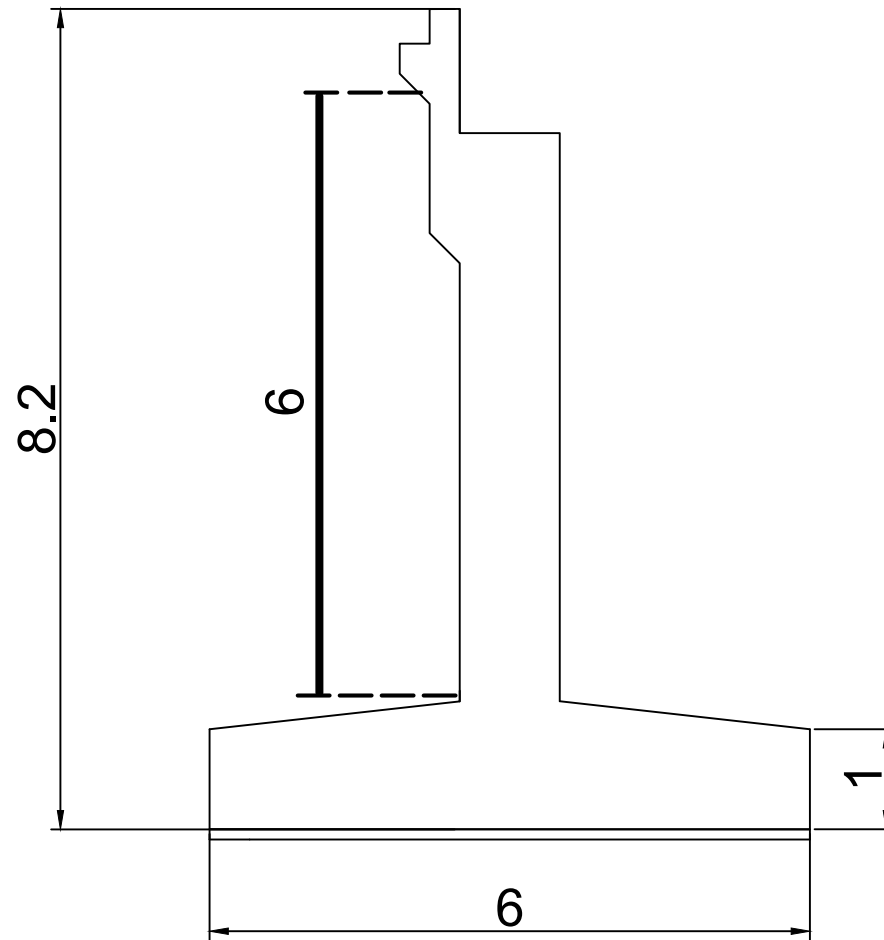
DRILLING LOG

KLIEN = PT. PIER	TIBE BOR = ROTARY DRILLING	Remarks:
NAMA PROYEK = PERGUDANGAN DAN CONTAINER YARD	MULAI = 8 MEI 2018	UD = Undisturb Sample
TTIK BOR = BH-2	SELESAI = 12 MEI 2018	CS = Core Sample
MUKA AIR TANAH = -10.00 METER	MASTER BOR = HARNO	SPT = SPT Test
LOKASI PROYEK = KOMPLEK PERGUDANGAN PT. PIER REMBANG, PASURUAN		

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value	
														15 cm	15 cm	15 cm		
0.00	0.00				START OF BORING													
1.00	-1.00	-1.00			LEMPUNG	ABU-ABU GELAP												
2.00	-2.00	-2.00			LEMPUNG SEDIKIT KERIKIL	ABU-ABU GELAP	STIFF	SPT = 15			-2.00	UD SPT 1	15	3	6	9		15
3.00	-3.00	-3.00			LEMPUNG LANAU BEPASIR KERIKIL						-2.50							
4.00	-4.00	-4.00			PASIR KERIKIL SEDIKIT LANAU LEMPUNG	COKLAT	HARD	SPT = > 50			-3.00	UD 01	> 50	19	20/10			50
5.00	-5.00	-5.00			LEMPUNG BERBATU	ABU-ABU GELAP	VERY DENSE	SPT = > 50			-4.00	UD SPT 2	> 50					
6.00	-6.00	-6.00			PASIR KERAS BERBATU	COKLAT					-4.50		> 50					
7.00	-7.00	-7.00			PASIR KERAS						-6.00	UD SPT 3	> 50	15/3				50
8.00	-8.00	-8.00			PASIR KERIKIL BERLANAU	COKLAT	VERY DENSE	SPT = > 50			-6.50	UD 02	> 50					
9.00	-9.00	-9.00									-6.50		> 50					
10.00	-10.00	-10.00									-8.00	UD SPT 4	> 50	20/6				50
11.00	-11.00	-11.00									-8.50		> 50					
12.00	-12.00	-12.00									-9.00	UD 03	> 50	20/5				50
13.00	-13.00	-13.00									-9.50		> 50					
14.00	-14.00	-14.00									-10.00	UD SPT 5	> 50	20/5				50
15.00	-15.00	-15.00									-10.50		> 50					
16.00	-16.00	-16.00			PASIR KERAS	COKLAT	VERY DENSE	SPT = > 50			-12.00	UD SPT 6	> 50	15/2				50
17.00	-17.00	-17.00									-12.50	UD 04	> 50					
18.00	-18.00	-18.00									-14.00	UD SPT 7	> 50	20/2				50
19.00	-19.00	-19.00									-14.50		> 50					
20.00	-20.00	-20.00									-15.00	UD SPT 8	> 50	25/6				50
21.00	-21.00	-21.00									-15.50	UD 05	> 50					
22.00	-22.00	-22.00									-16.00	UD SPT 9	> 50	20/4				50
23.00	-23.00	-23.00			BATU	ABU-ABU GELAP	VERY DENSE	SPT = > 50			-16.50	UD SPT 10	> 50	30/8				50
24.00	-24.00	-24.00									-18.00	UD 06	> 50					
25.00	-25.00	-25.00			PARAS	ABU-ABU GELAP	VERY DENSE	SPT = > 50			-18.50	UD SPT 11	> 50	35/10				50
26.00	-26.00	-26.00									-20.00	UD SPT 12	> 50	30/9				50
27.00	-27.00	-27.00									-24.00	UD 08	> 50					
28.00	-28.00	-28.00			BATU	ABU-ABU	VERY DENSE	SPT = > 50			-24.50	UD SPT 13	> 50	20/5				50
29.00	-29.00	-29.00									-26.00	UD SPT 14	> 50	10/1				50
30.00	-30.00	-30.00									-26.50	UD 09	> 50					
											-28.00	UD SPT 15	> 50	10/2				50
											-28.50	UD 10	> 50					
											-30.00		> 50					
											-30.50		> 50					
					END OF BORING													

LAMPIRAN 2
GAMBAR STRUKTUR BAWAH

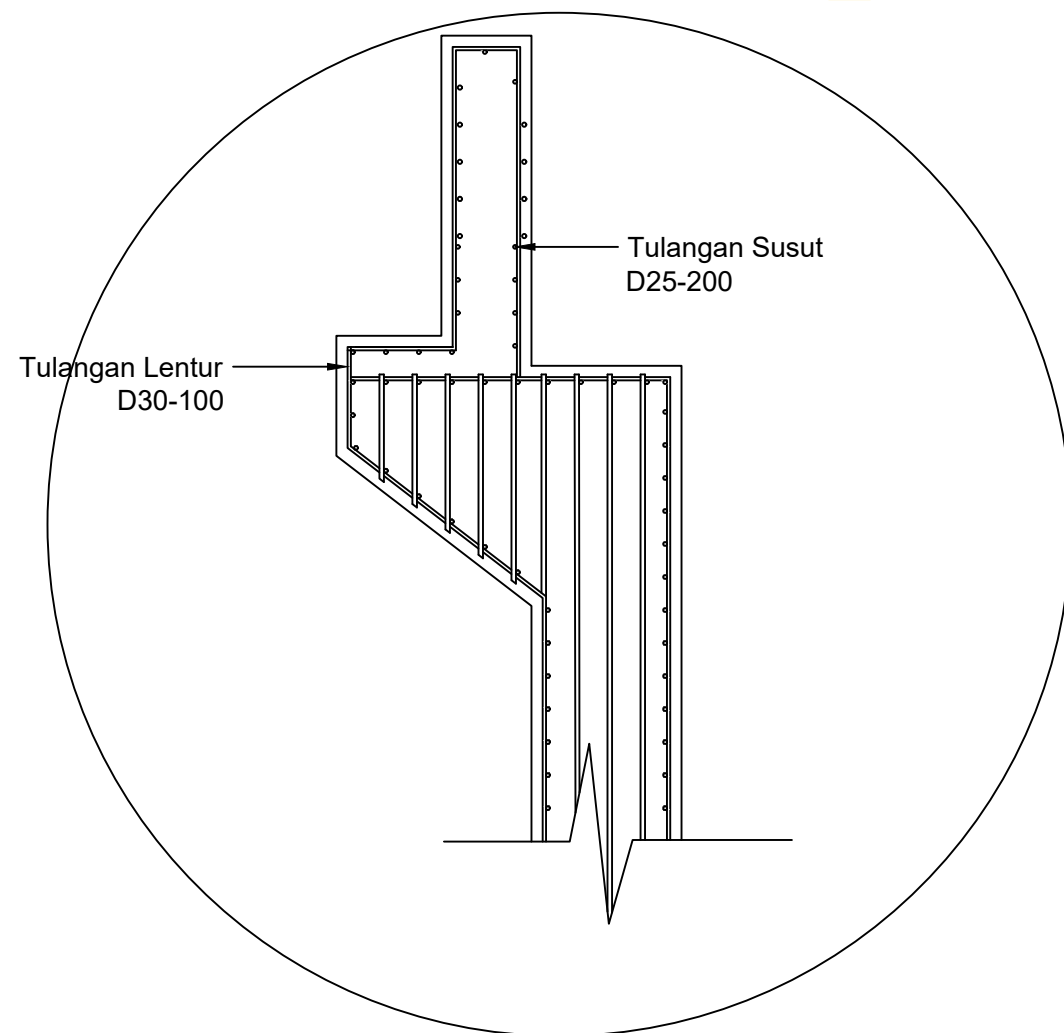
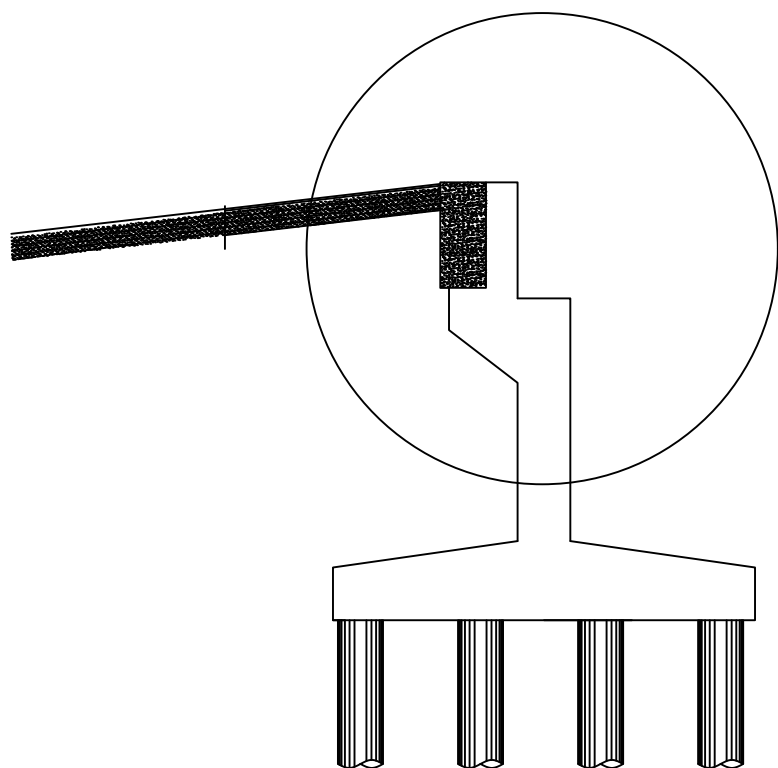
⊕ SKALA
1:75



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Integral Tanah Keras	Dimensi Abutment	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	10	10



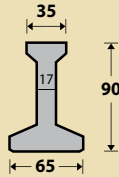
SKALA
1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	Jembatan Konvensional Tanah Lunak	Penulangan Breastwall	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	4	10

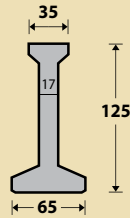
LAMPIRAN 3
BROSUR WIKA PCI GIRDER

GIRDER SHAPE & DIMENSION | PC - I GIRDER



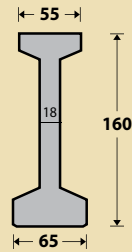
PC I H-90

Area : 2,572 cm²
Inertia : 2,266,607 cm⁴



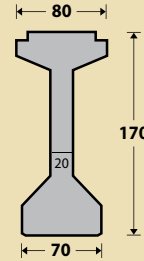
PC I H-125

Area : 3,167 cm²
Inertia : 5,496,255 cm⁴



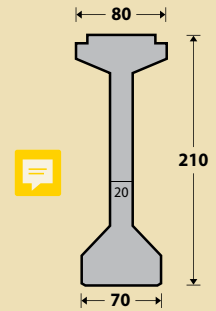
PC I H-160

Area : 4,773 cm²
Inertia : 14,611,104 cm⁴



PC I H-170

Area : 6,695 cm²
Inertia : 23,641,085 cm⁴



PC I H-210

Area : 7,495 cm²
Inertia : 41,087,033 cm⁴

POST-TENSION PC-I GIRDER SPECIFICATION

Span (m)	PC I H-90cm				PC I H-125cm				PC I H-160cm				PC I H-170cm				PC I H-210cm			
	Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		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	(cm / MPa)	V _{DL}	V _{LL}	Vult
10	185 / 40	117	179	476																
11	185 / 40	128	187	505																
12	185 / 40	138	196	533																
13	185 / 40	151	204	565																
14	185 / 40	161	212	594																
15	185 / 40	171	221	622																
16	140 / 40	150	173	508	185 / 40	200	229	673												
17					185 / 40	211	237	702												
18					185 / 40	222	245	731												
19					185 / 40	233	254	761												
20					185 / 40	244	262	790												
21					185 / 40	255	270	820												
22					140 / 50	225	211	672	185 / 40	318	279	913								
23					140 / 60	234	217	695	185 / 40	331	287	945								
24									185 / 40	344	295	976								
25									185 / 40	357	304	1008								
26									185 / 40	370	312	1040								
27									185 / 40	383	320	1072								
28									185 / 40	396	329	1104								
29									185 / 40	419	337	1148								
30									140 / 50	369	261	944	185 / 40	432	345	1180				
31									140 / 50	381	264	964	185 / 40	445	349	1204				
32													185 / 40	517	354	1297				
33													185 / 40	532	358	1324				
34													185 / 40	546	362	1350				
35													185 / 50	561	366	1377	185 / 40	607	366	1432
36													185 / 60	576	370	1403	185 / 40	623	370	1460
37													185 / 60	591	374	1429	185 / 40	639	374	1487
38													185 / 60	606	378	1456	185 / 40	655	378	1515
39													140 / 60	589	289	1265	185 / 40	671	382	1542
40													140 / 60	603	292	1289	185 / 50	686	386	1570
41													140 / 60	620	297	1318	185 / 50	705	392	1604
42																	185 / 50	721	396	1632
43																	185 / 50	750	400	1675
44																	185 / 60	766	404	1703
45																	185 / 60	782	408	1730
46																	140 / 60	700	312	1446
47																	140 / 60	714	315	1469
48																	140 / 60	728	318	1493
49																	140 / 60	742	322	1516
50																	140 / 70	756	325	1540

Note : Based on bridge load refer to SNI 1725:2016 and assume bridge cross section parameter : 200mm for CIP Slab, 70mm concrete deck slab and 50mm asphaltic layer

LAMPIRAN 4
TABEL BEBAN TUMBUKAN

Karakteristik kendaraan	Mobil		Truk pickup	Satu unit truk van	Truk trailer tipe van		Truk trailer tipe traktor tanker
W (N)	7000	800	20000	80000	220000	355000	355000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
sudut tumbukan (θ)	20	20	25	15	15	15	15
kriteria kerja	Kecepatan (km/jam)						
KK-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
KK-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
KK-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
KK-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
KK-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
KK-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

(SNI 1725:2016)

LAMPIRAN 5
TABEL KOMBINASI PEMBEBANAN

LAMPIRAN 6
BROSUR TENDON

1 - STRAND

1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _p (mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{p0,1k} (MPa)	1634 ¹	1640 ¹	1675 ²
Nominal tensile strength	f _{pk} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk} (kN)	173	186	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}	(%)	max. 2.5		

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06



1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area		Breaking load			Corrugated steel duct ¹ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PF-PLUS®		Steel pipes Ø ext x t	
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø _i / Ø _e	Ø _i / Ø _e	e		
		d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =100 mm ²	d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =98.7 mm ²	[mm]	e	e		
		[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
5-1	1	93	100	98.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	8	76/25 ²	-	31.8 x 2.0/2.5/3.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	35/40	6	76/25 ²	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
5-4	4	372	400	395	692	744	735	40/45 ²	7	76/25 ²	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
5-7	5	465	500	494	865	930	919	45/50	8	58/63	14	60.3 x 2.0/2.5/3.0
	6	558	600	592	1038	1116	1102	45/50	6	58/63	12	
5-7	7	651	700	691	1211	1302	1286	50/57	7	58/63	11	60.3 x 2.0/2.5/3.0
5-12	8	744	800	790	1384	1488	1470	55/62	9	58/63	10	70.0 x 2.0/2.5/3.0
	9	837	900	888	1557	1674	1653	55/62	8	58/63	9	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	60/67	10	58/63	9	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	60/67	9	58/63	8	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	60/67	8	58/63	7	70.0 x 2.0/2.5/3.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	65/72	9	76/81	14	82.5 x 2.0/2.5/3.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	65/72	8	76/81	13	
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	70/77	9	76/81	12	82.5 x 2.0/2.5/3.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2939	70/77	9	76/81	12	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	17	1581	1700	1678	2941	3162	3123	75/82	11	76/81	11	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	75/82	10	76/81	10	
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	75/82	9	76/81	9	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	80/87	10	100/106	20	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3858	80/87	9	100/106	19	
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	80/87	8	100/106	18	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	85/92	12	100/106	19	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	85/92	11	100/106	18	
	25	2325	2500	2468	4325	4650	4593	90/97	14	100/106	19	
	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	90/97	13	100/106	18	
5-27	27	2511	2700	2665	4671	5022	4960	95/102	15	100/106	17	101.6 x 3.0/4.0/5.0
5-31	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	95/102	14	100/106	16	108.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	95/102	13	100/106	15	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	95/102	12	100/106	14	
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	95/102	11	100/106	13	108.0 x 3.0/4.0/5.0
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	100/107	13	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100/107	12	115/121	19	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100/107	12	115/121	19	
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110/117	17	115/121	19	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	110/117	17	115/121	19	
5-37	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	110/117	16	115/121	18	114.3 x 3.0/4.0/5.0
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7998	7899	120/127	18	130/136	23	127.0 x 3.0/4.0/5.0
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10230	10104	130/137	17	130/136	17	139.7 x 3.0/4.0/5.0

1) Flat ducts possible as well

2) Flat duct PF-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PF-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PF-PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")



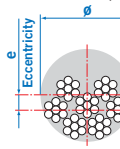
Strand type			prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)		15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A _p (mm ²)		140	150	140
Nominal mass	M (kg/m)		1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f _{p0.1k} (MPa)		1636 ¹	1640 ¹	1676 ²
Nominal tensile strength	f _{pk} (MPa)		1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk} (kN)		260	279	260.7
Young's modulus	(GPa)		approx. 195		
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}	(%)		max. 2.5		

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.4 - TENDON PROPERTIES 15mm (0.6")

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct ¹ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS [®]		Steel pipes
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø _i / Ø _e	e	Ø _i / Ø _e	e	Ø ext. x t
		d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.24 mm A _p =140 mm ²	d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.24 mm A _p =140 mm ²	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
		[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]					
6-1	1	140	150	140	260	279	260.7	25/30	5	22/25	4	25.0 x 2.0
6-2	2	280	300	280	520	558	521	40/45	9	76/25 ²	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-3	3	420	450	420	780	837	782	40/45	6	76/25 ²	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-4	4	560	600	560	1040	1116	1043	45/50 ²	7	76/25 ²	-	48.3 x 2.0/2.5/3.0
6-7	5	700	750	700	1300	1395	1304	50/57	8	58/63	13	76.1 x 2.0/2.5/3.0
	6	840	900	840	1560	1674	1564	55/62	9	58/63	11	
6-7	7	980	1050	980	1820	1953	1825	55/62	7	58/63	9	76.1 x 2.0/2.5/3.0
6-12	8	1120	1200	1120	2080	2232	2086	65/72	11	76/81	18	80.0 x 2.0 / 2.5
	9	1260	1350	1260	2340	2511	2346	65/72	9	76/81	16	
	10	1400	1500	1400	2600	2790	2607	70/77	11	76/81	15	
	11	1540	1650	1540	2860	3069	2868	70/77	9	76/81	13	
6-12	12	1680	1800	1680	3120	3348	3128	75/82	11	76/81	12	80.0 x 2.0 / 2.5
6-15	13	1820	1950	1820	3380	3627	3389	80/87	13	100/106	25	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	14	1960	2100	1960	3640	3906	3650	80/87	11	100/106	24	
6-15	15	2100	2250	2100	3900	4185	3911	80/87	10	100/106	23	101.6 x 3.0/4.0/5.0
6-19	16	2240	2400	2240	4160	4464	4171	85/92	12	100/106	22	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	17	2380	2550	2380	4420	4743	4432	85/92	11	100/106	20	
	18	2520	2700	2520	4680	5022	4693	90/97	13	100/106	19	
6-19	19	2660	2850	2660	4940	5301	4953	90/97	12	100/106	18	101.6 x 3.0/4.0/5.0
6-22	20	2800	3000	2800	5200	5580	5214	100/107	17	100/106	17	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	21	2940	3150	2940	5460	5859	5475	100/107	16	100/106	16	
6-22	22	3080	3300	3080	5720	6138	5735	100/107	15	100/106	15	114.3 x 3.0/4.0/5.0
6-27	23	3220	3450	3220	5980	6417	5996	100/107	14	115/121	22	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	24	3360	3600	3360	6240	6696	6257	100/107	13	115/121	22	
	25	3500	3750	3500	6500	6975	6518	110/117	18	115/121	21	
	26	3640	3900	3640	6760	7254	6778	110/117	17	115/121	21	
6-27	27	3780	4050	3780	7020	7533	7039	110/117	16	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
6-31	28	3920	4200	3920	7280	7812	7300	110/117	15	130/136	27	127.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	4060	4350	4060	7540	8091	7560	120/127	21	130/136	27	
	30	4200	4500	4200	7800	8370	7821	120/127	20	130/136	26	
6-31	31	4340	4650	4340	8060	8649	8082	120/127	19	130/136	25	127.0 x 3.0/4.0/5.0
6-37	32	4480	4800	4480	8320	8928	8342	120/127	18	130/136	24	139.7 x 3.0/4.0
	33	4620	4950	4620	8580	9207	8603	120/127	17	130/136	23	
	34	4760	5100	4760	8840	9486	8864	120/127	16	130/136	22	
	35	4900	5250	4900	9100	9765	9125	130/137	22	130/136	22	
	36	5040	5400	5040	9360	10044	9385	130/137	21	130/136	21	
6-37	37	5180	5550	5180	9620	10323	9646	130/137	20	130/136	20	139.7 x 3.0/4.0
6-43	43	6020	6450	6020	11180	11997	11210	140/147	21	150/157	27	152.4 x 3.0/4.0/5.0
6-55	55	7700	8250	7700	14300	15345	14339	160/167	26	150/157	21	168.3 x 3.0/4.0

1) Flat ducts possible as well

2) Flat duct PT-PLUS[®] with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS[®] see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS[®]) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

6.2.4. ANCHORAGES TYPE E @ 43/53 MPa

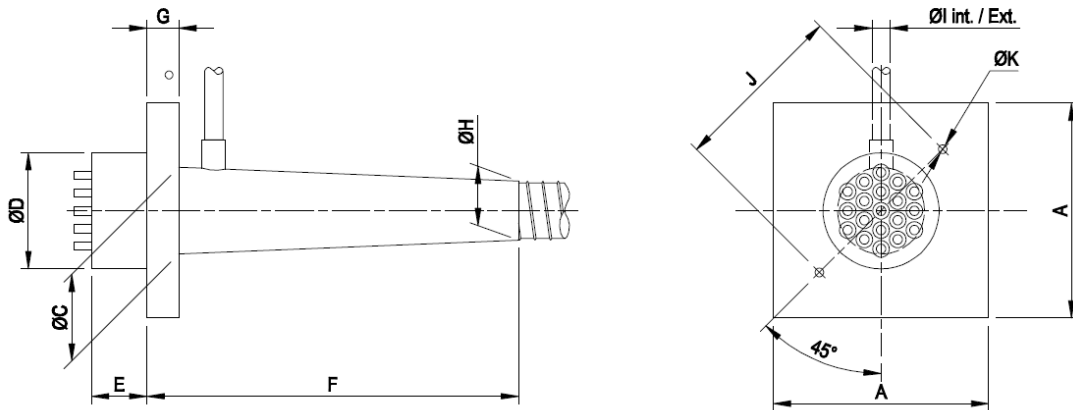


Figure 16 Anchorages type E @ 43/53 MPa dimensions

Dimensions for use with concrete with $f_{cm(t)} \geq 43/53 \text{ N/mm}^2$ (cylinder/cube) at time of stressing

Unit	□A	ØC	ØD ⁽²⁾		E ⁽²⁾		F	G	ØH	ØI	J ⁽¹⁾	K
6-1	65	18	53	53	50	50	150	10	25	21/25	78	Ø5
6-2	95	50	90	86	50	50	200	10	50	21/25	115	Ø5
6-3	120	56	95	95	50	50	205	15	55	21/25	135	M12
6-4	130	65	110	106	55	50	210	20	60	21/25	150	M12
6-7	160	84	135	135	60	55	315	25	72	28/32	190	M12
6-12	210	118	170	166	75	62	495	35	92	28/32	240	M16
6-15	240	143	190	186	85	68	580	40	97	28/32	275	M16
6-19	270	150	200	196	95	73	635	45	107	28/32	280	M16
6-22	290	172	220	216	100	78	740	50	122	28/32	310	M16
6-27	320	185	240	236	110	85	685	55	132	28/32	330	M16
6-31	340	192	260	256	120	90	750	60	142	28/32	360	M16
6-37	375	215	280	276	135	98	895	65	155	28/32	370	M16
6-43	410	248	320	316	145	105	1020	70	165	28/32	420	M20
6-55	450	255	340	340	160	118	1030	80	185	28/32	452	M20

All dimensions in [mm]

⁽¹⁾ J spacing of holes for fixation to formwork

⁽²⁾ ØD, E dimensions of E or EP anchor heads vary depending on selected raw material

6.2.9. LOCAL ANCHORAGE ZONE REINFORCEMENT TYPE E @ 43/53 MPa

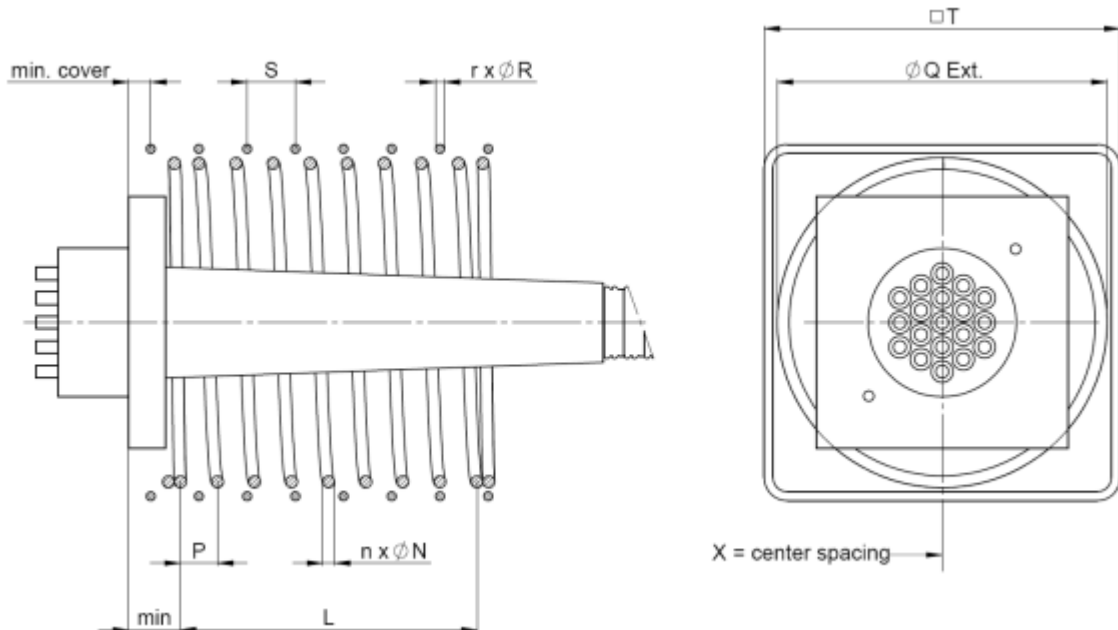


Figure 21 Local anchorage zone reinforcement type E @ 43/53 MPa

Reinforcement for concrete with $f_{cm(t)} \geq 43/53 \text{ N/mm}^2$ (cylinder/cube) at time of stressing

Unit	SPIRAL REINFORCEMENT					ORTHOGONAL REINF.				X
	ØN	n ⁽¹⁾	P	ØQ	L	ØR	r ⁽²⁾	S	T	
6-1	10	5	50	70	150	-	-	-	-	95
6-2	12	5	50	110	150	-	-	-	-	130
6-3	14	5	65	135	195	-	-	-	-	155
6-4	16	5	70	160	210	-	-	-	-	180
6-7	16	6	55	220	220	-	-	-	-	240
6-12	16	7	50	260	250	12	7	50	295	315
6-15	16	7	50	280	250	16	7	50	330	350
6-19	20	7	60	320	300	16	6	75	370	390
6-22	20	8	60	350	360	16	9	50	400	420
6-27	20	8	60	390	360	20	8	65	445	465
6-31	20	9	60	430	420	20	8	65	480	500
6-37	20	10	55	480	440	20	9	60	530	550
6-43	25	9	65	510	455	20	10	60	560	585
6-55	25	10	65	590	520	20	11	60	640	660

All dimensions- in [mm]

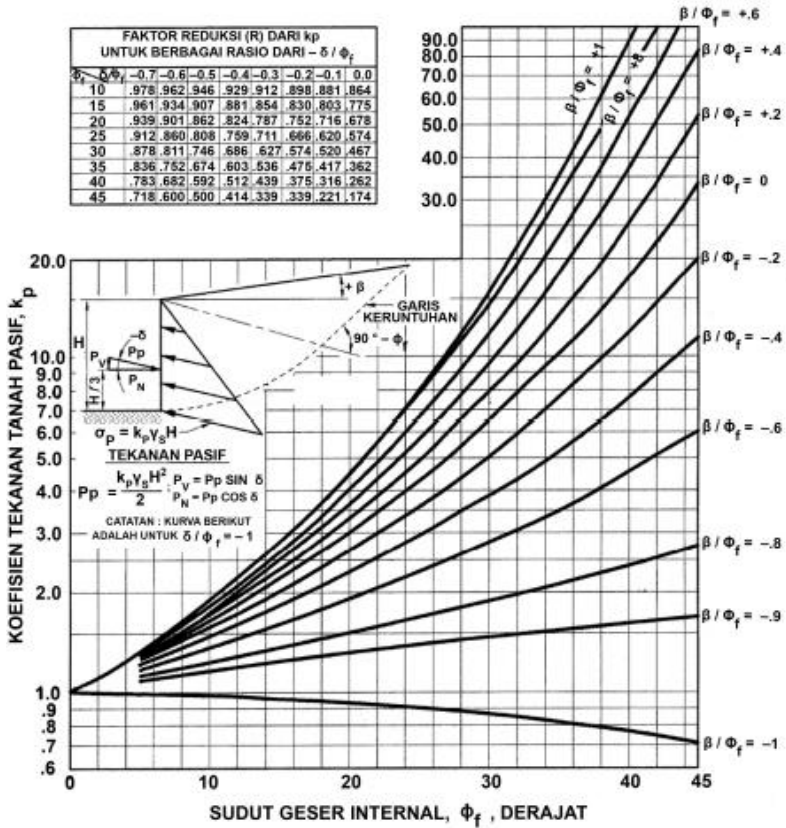
Reinforcement steel $f_{yk} \geq 500 \text{ N/mm}^2$

⁽¹⁾ n Number of turns incl. first and last turn required for anchorage of spiral

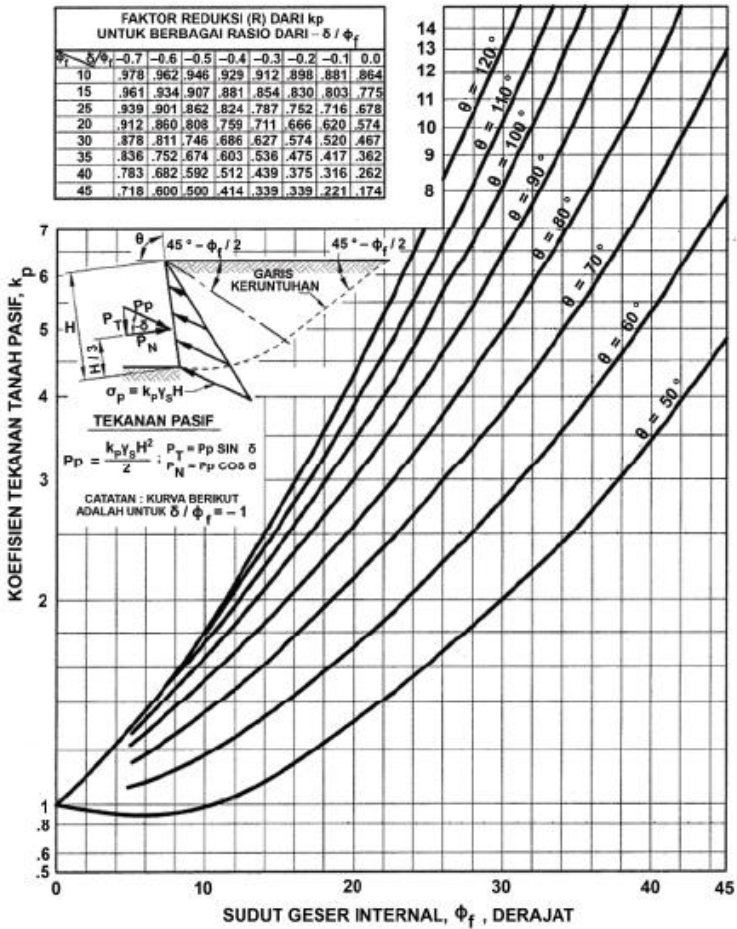
⁽²⁾ r Number of reinforcement layers

LAMPIRAN 7
GRAFIK PERHITUNGAN NILAI KOEFISIEN TANAH
LATERAL PASIF (KP)

FAKTOR REDUKSI (R) DARI k_p UNTUK BERBAGAI RASIO DARI $-\delta / \phi_f$										
δ / ϕ_f	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2
10	.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864		
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775		
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678		
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574		
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467		
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362		
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262		
45	.718	.600	.500	.414	.339	.271	.214	.174		



Prosedur perhitungan tekanan tanah pasif untuk dinding vertikal urukan membentuk sudut



Prosedur perhitungan tekanan tanah pasif untuk dinding vertikal dengan urukan horizontal.

LAMPIRAN 8
TABEL PERHITUNGAN LIMIT KABEL

Jembatan Konvensional bentang 20 m



- Limit atas

jarak (x) (m)	Reaksi perletakan (Ra) (kg)	Ra . X (kgm)	Momen akibat beban mati merata (MD1) (kgm)	Momen akibat beban diafragma (MD2) (kgm)	Momen akibat beban hidup (ML) (kgm)	Momen Total (MT) MT = Ra. X - MD1- MD2 -ML (kgm)	MT (Nmm)	a1 (mm)	y = yb + kt - a1 (mm)
0	40919	0	0	0	0	0	0	0	1156
2	40919	81838	3013	1929	3394	73501	721047862	215	941
4	40919	163677	12053	3859	13578	134187	1316373937	393	763
6	40919	245515	27120	6753	30550	181092	1776514952	530	626
8	40919	327354	48213	7717	54312	217111	2129860732	636	520
10	40919	409192	75334	9647	84862	239350	2348021451	701	455

- Limit bawah

X	Reaksi perletakan (kg)	Ra. X (kgm)	Momen berat sendiri (Md) (kgm)	Mg (kgm) Ra.x - Md	Mg (Nmm)	a2 (mm)	y = yb -kb - a2 (mm)
0	9940	0	0	0	0	0	374
2	9940	19880	1506	18375	180254873	44	330
4	9940	39761	6023	33738	330967857	80	294
6	9940	59641	13551	46090	452138954	110	264
8	9940	79521	24091	55430	543768163	132	242
10	9940	99402	37643	61759	605855483	147	227



Jembatan konvensional bentang 30 m

- Limit atas

jarak (x) (m)	Reaksi perletakan (Ra) (kg)	Ra . X (kgm)	Momen akibat beban mati merata (MD1) (kgm)	Momen akibat beban diafragma (MD2) (kgm)	Momen akibat beban hidup (ML) (kgm)	Momen Total (MT) MT = Ra. X - MD1- MD2 -ML (kgm)	MT (Nmm)	a1 (mm)	y = yb + kt - a1 (mm)
0	65966	0	0	0	0	0	0	0	1296
2	65966	131932	4953	1921	3394	121663	1193517598	218	1078
4	65966	263863	19811	3842	13578	226632	2223263810	406	890
6	65966	395795	44574	6724	30550	313946	3079815056	562	734
8	65966	527727	79243	10567	54312	383606	3763171338	687	609
10	65966	659659	123817	14409	84862	436570	4282756233	782	514
12	65966	791590	178296	20173	122202	470920	4619722584	844	452
14	65966	923522	242681	25936	166330	488575	4792917549	875	421
15	65966	989488	278588	28818	190940	491142	4818100762	880	416

- Limit bawah

X	Reaksi perletakan (kg)	Ra. X (kgm)	Momen berat sendiri (Md) (kgm)	Mg (kgm) Ra.x - Md	Mg (Nmm)	a2 (mm)	y = yb -kb - a2 (mm)
0	27025	0	0	0	0	0	435
2	27025	54050	3155	50895	499276872	73	362
4	27025	108099	12620	95479	936652054	137	298
6	27025	162149	28395	133754	1312125549	192	243

8	27025	216199	50480	165718	1625697355	238	197
10	27025	270249	78876	191373	1877367472	274	161
12	27025	324298	113581	210717	2067135900	302	133
14	27025	378348	154596	223752	2195002640	321	114
15	27025	405373	177470	227902	2235722877	327	108

Jembatan Konvensional bentang 40 m

- Limit atas

jarak (x) (m)	Reaksi perletakan (Ra) (kg)	Ra . X (kgm)	Momen akibat beban mati merata (MD1) (kgm)	Momen akibat beban diafragma (MD2) (kgm)	Momen akibat beban hidup (ML) (kgm)	Momen Total (MT) MT = Ra. X - MD1- MD2 -ML (kgm)	MT (Nmm)	a1 (mm)	y = yb + kt - a1 (mm)
0	104428	0	0	0	0	0	0	0	1575
2	104428	208856	6167	2928	2970	196791	1930516894	230	1345
4	104428	417712	24668	5857	11881	375307	3681764357	439	1136
6	104428	626569	55502	10249	26732	534085	5239378489	624	951
8	104428	835425	98670	16106	47523	673125	6603359290	787	788
10	104428	1044281	154172	21963	74255	793891	7788070660	928	647
12	104428	1253137	222008	30748	106927	893454	8764784799	1044	531
14	104428	1461993	302178	39534	145539	974743	9562229507	1139	436
16	104428	1670850	394681	49783	190092	1036294	10166040885	1211	364
18	104428	1879706	499518	61497	240585	1078106	10576218931	1260	315
20	104428	2088562	616689	73211	297018	1101644	10807127547	1287	287



- Limit bawah

X	Reaksi perletakan (kg)	Ra. X (kgm)	Momen berat sendiri (Md) (kgm)	Mg (kgm) Ra.x - Md	Mg (Nmm)	a2 (mm)	y = yb - kb - a2 (mm)
0	36612	0	0	0	0	0	509
2	36612	73225	3661	69564	682419922	80	429
4	36612	146450	14645	131805	1293006167	151	358
6	36612	219675	32951	186724	1831758737	213	295
8	36612	292900	58580	234320	2298677630	268	241
10	36612	366125	91531	274594	2693762848	314	195
12	36612	439350	131805	307545	3017014390	352	157
14	36612	512575	179401	333174	3268432256	381	128
16	36612	585800	234320	351480	3448016446	402	107
18	36612	659025	296561	362464	3555766960	414	94
20	36612	732250	366125	366125	3591683798	418	90



LAMPIRAN 9
FAKTOR MODIFIKASI PANJANG PENYALURAN

Faktor modifikasi untuk panjang penyaluran (L_d)

Faktor modifikasi	Kondisi	Faktor
Beton ringan λ	Beton ringan	0,75
	Beton ringan, bila f_{ct} ditentukan	
	Beton normal	1
Epoksi Ψ_e	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi dengan selimut bersih kurang dari 3db atau spasi kurang dari 6db	1,5
	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi dengan kondisi lainnya	1,2
	Tulangan tanpa pelapis atau pelapis seng (galvanis)	1
Ukuran Ψ_s	Batang D22 dan yang lebih besar	1
	Batang D19 dan yang lebih kecil dan kawat ulir	0,8
Posisi pengecoran [1] Ψ_t	Lebih dari 30 mm beton segar diletakkan di bawah tulangan horizontal	1,3
	Lainnya	1

[1] Hasil dari Ψ_t, Ψ_e tidak boleh melebihi 1,7

Faktor modifikasi panjang penyaluran dengan bengkokan (L_{dh})

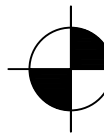
Faktor modifikasi	Kondisi	Faktor
Bobot beton λ	Beton ringan	0,75
	Beton normal	1
Epoksi ψ_e	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi	1,2
	Tulangan tanpa pelapis atau pelapis seng (galvanis)	1
Selimut ψ_c	Untuk batang D36 dan yang lebih kecil dengan tebal selimut samping (normal terhadap bidang kait) ≥ 65 mm dan untuk kait 90 derajat dengan tebal selimut pada perpanjangan batang di luar kait ≥ 50 mm	0,7
	Lainnya	1
Tulangan pengekang [2] ψ_r	<p>Untuk kait 90 derajat batang D36 dan yang lebih kecil :</p> <ol style="list-style-type: none"> dilingkupi sepanjang l_{dh} sengkang ikat atau sengkang [1] yang tegak lurus terhadap l_{dh} pada $s \leq 3d_b$, atau dilingkupi sepanjang perpanjangan tulangan melewati kait termasuk bengkokan dengan sengkang ikat atau sengkang [1] yang tegak lurus terhadap l_{ext} pada $s \leq 3d_b$ 	0,8

	Untuk kait 180 derajat D36 dan yang lebih kecil dilingkupi sepanjang ℓ_{dh} dengan sengkang ikat atau sengkang [1] yang tegak lurus terhadap ℓ_{dh} pada $s \leq 3db$	
	lainnya	1

[1]Sengakng ikat dan sengkang pertama harus melingkupi bagian bengkokan kait sejarak $2db$ dari luar bengkokan

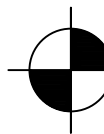
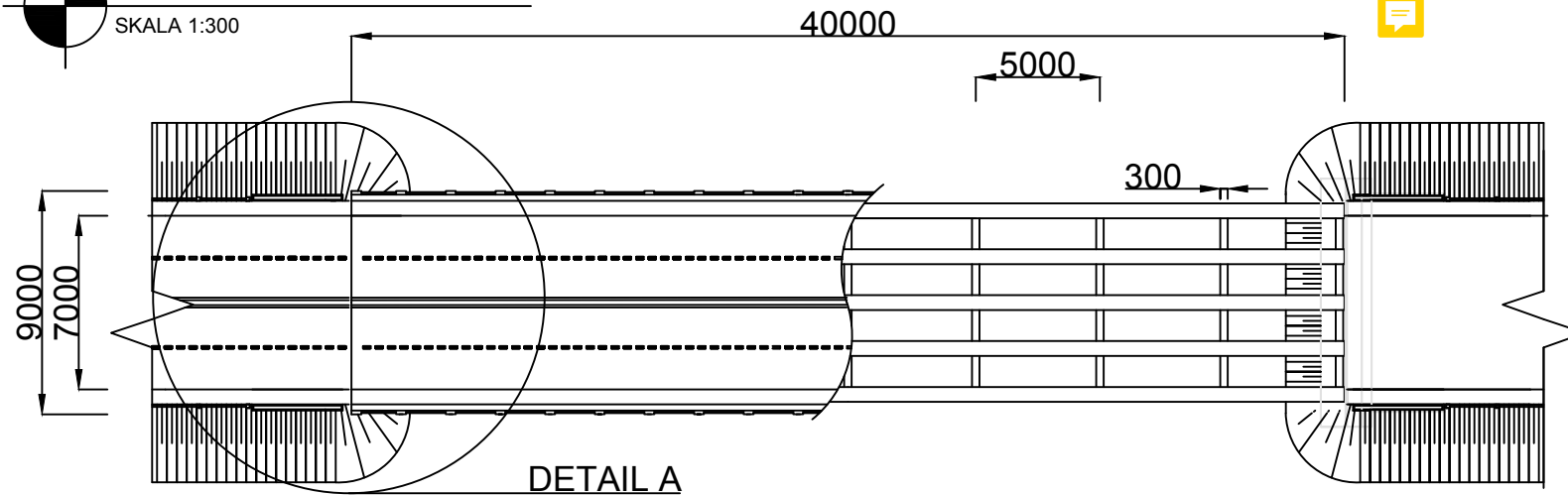
[2] db adalah diameter nominal batang kait

LAMPIRAN 10
GAMBAR PERENCANAAN



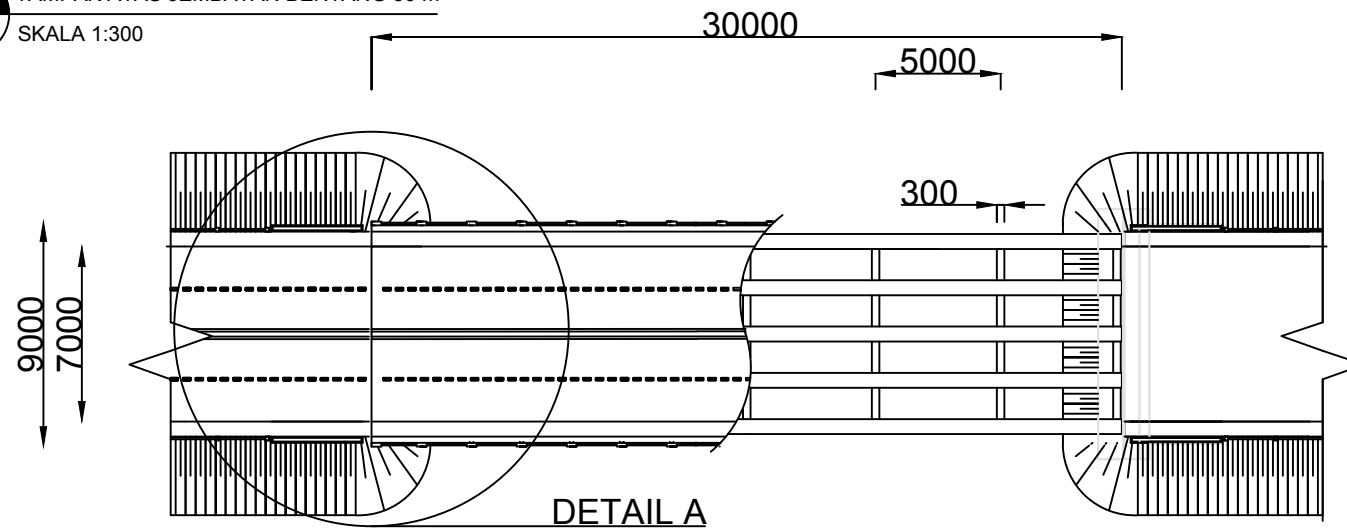
TAMPAK ATAS JEMBATAN BENTANG 40 m

SKALA 1:300



TAMPAK ATAS JEMBATAN BENTANG 30 m

SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

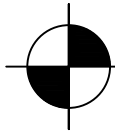
Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

TAMPAK ATAS JEMBATAN

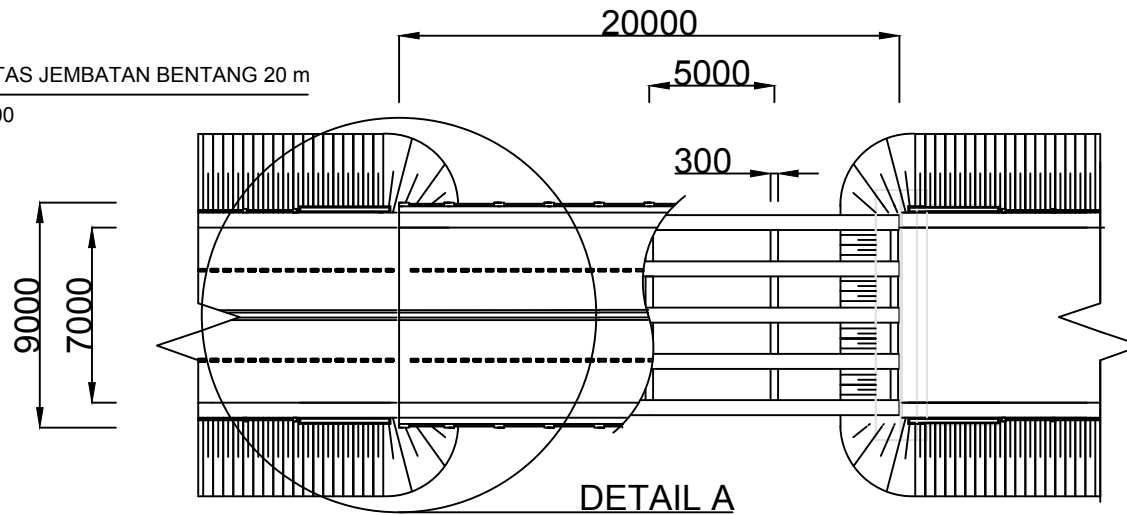
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1	22
SKALA	1 : 300

CATATAN



TAMPAK ATAS JEMBATAN BENTANG 20 m

SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

TAMPAK ATAS JEMBATAN

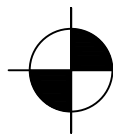
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

2

22

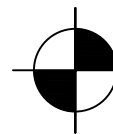
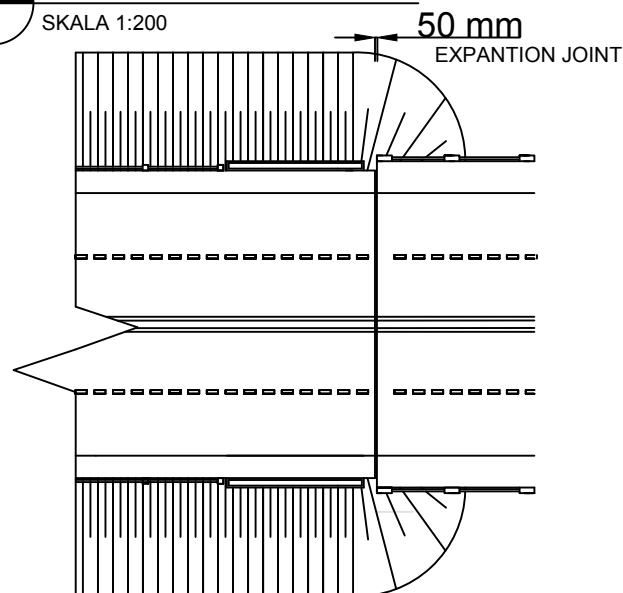
SKALA

CATATAN



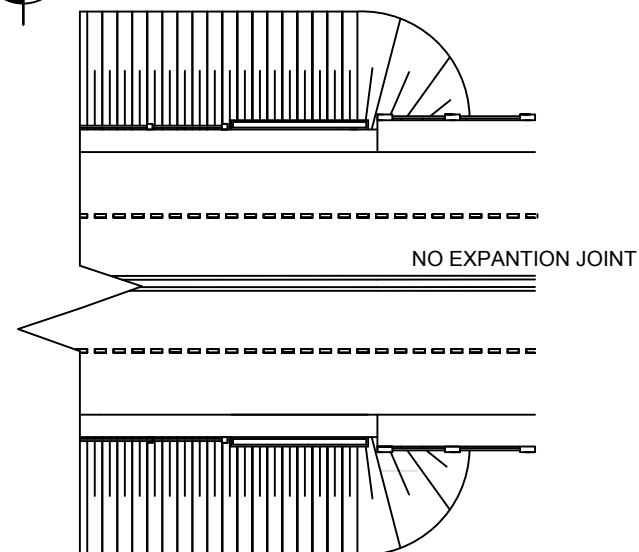
DETAIL A JEMBATAN KONVENSIONAL

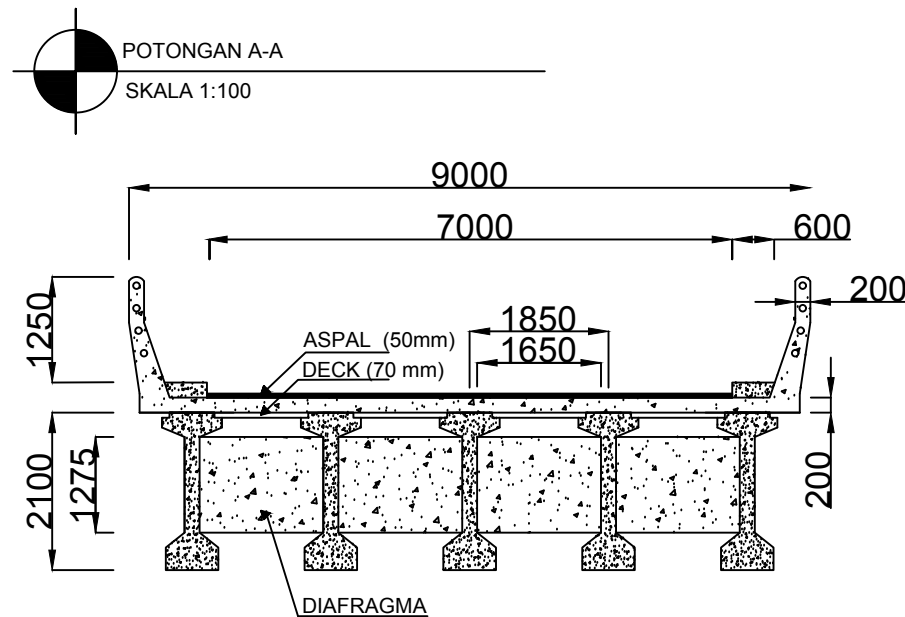
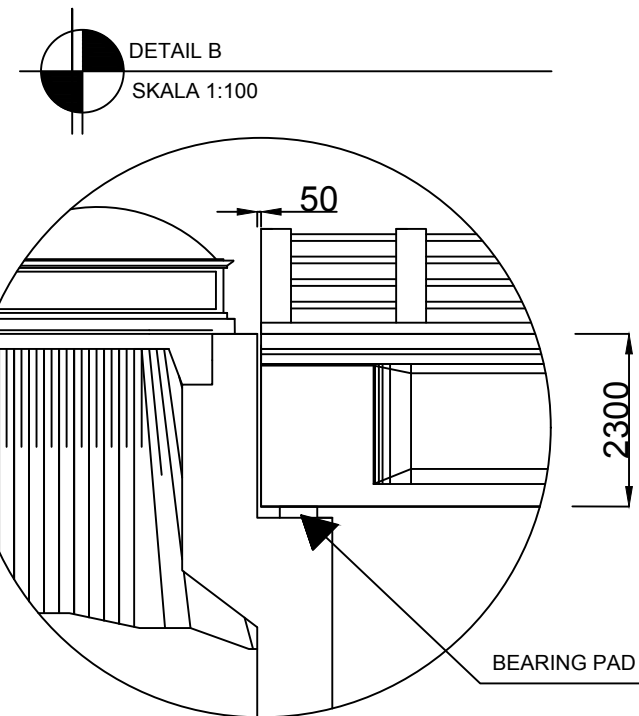
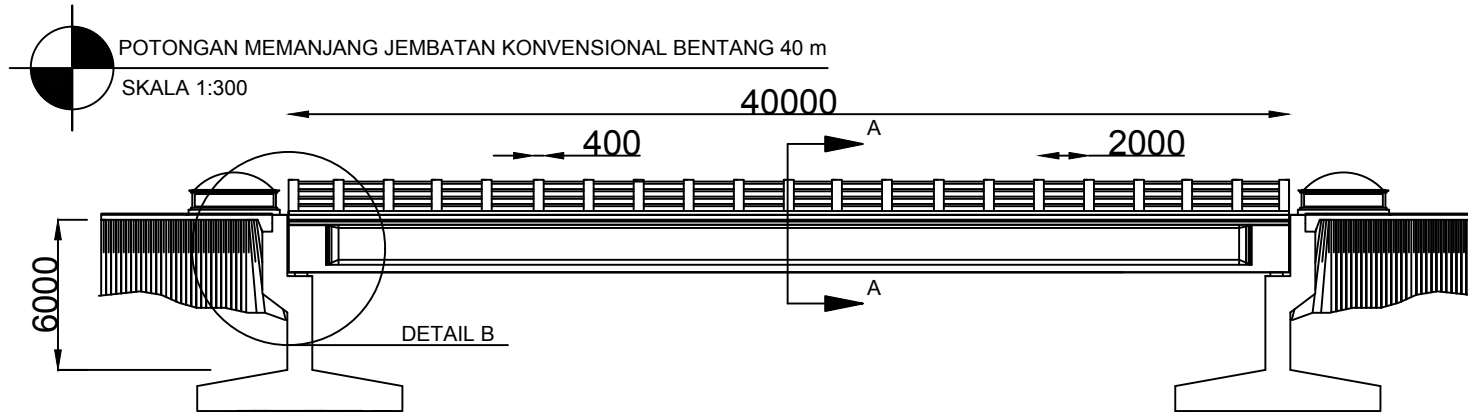
SKALA 1:200



DETAIL A JEMBATAN INTEGRAL

SKALA 1:200





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

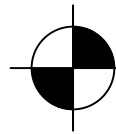
TAMPAK SAMPING & POTONGAN
MELINTANG

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

3	22
---	----

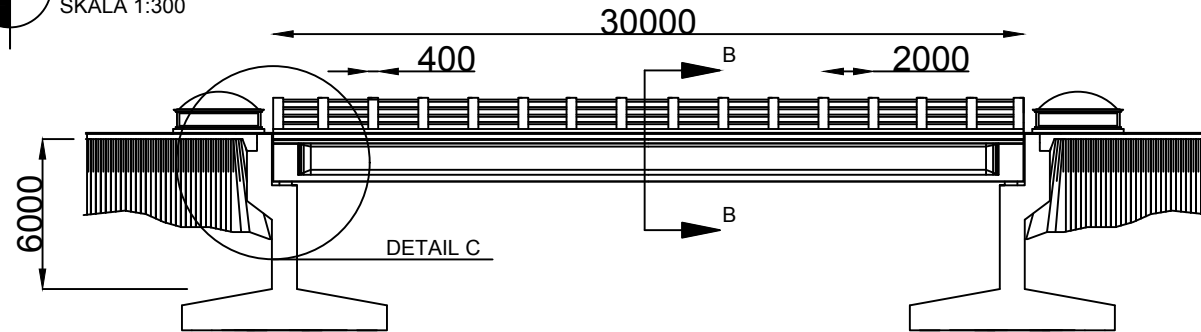
SKALA

CATATAN



POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN KONVENSIONAL BENTANG 30 m

SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak NurriSKI
03111640000105

GAMBAR

TAMPAK SAMPIING & POTONGAN
MELINTANG

NO. GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

4

22

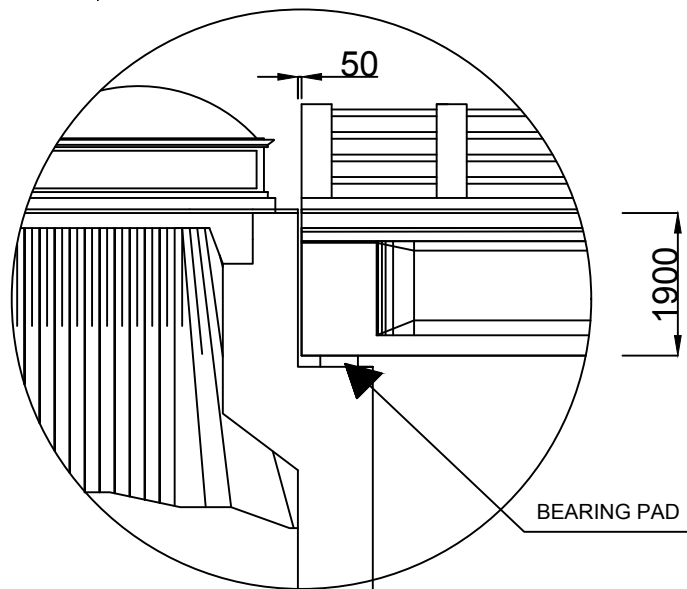
SKALA

CATATAN



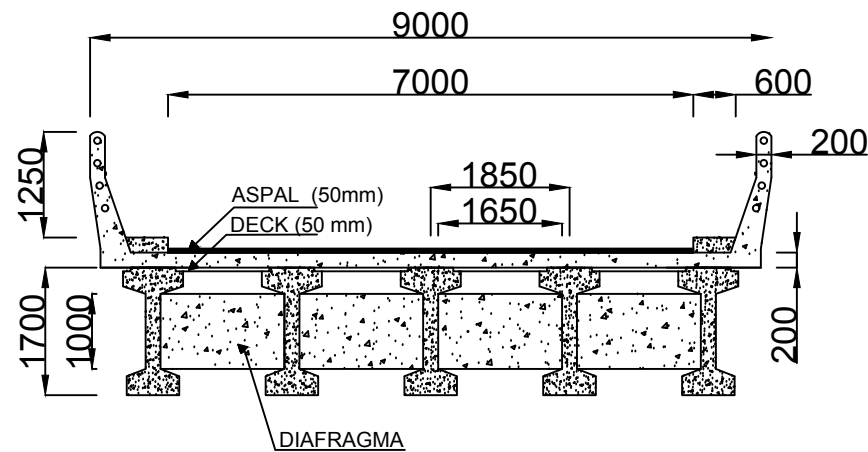
DETAIL C

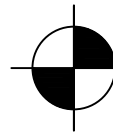
SKALA 1:100



POTONGAN B-B

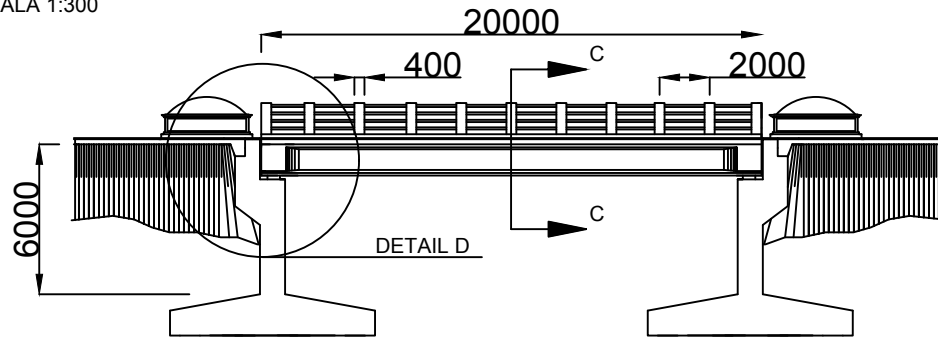
SKALA 1:100





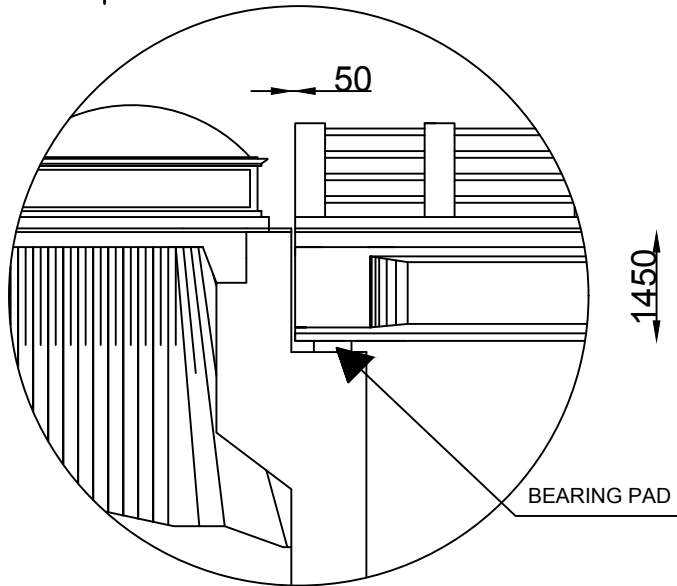
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN KONVENSIONAL BENTANG 20 m

SKALA 1:300



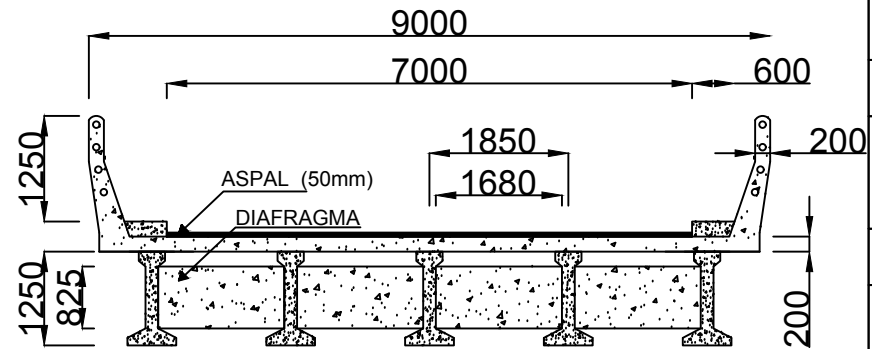
DETAIL D

SKALA 1:100



POTONGAN C-C

SKALA 1:100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

TAMPAK SAMPIG & POTONGAN
MELINTANG

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

5	22
---	----

SKALA

CATATAN



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

TAMPAK SAMPING & POTONGAN
MELINTANG

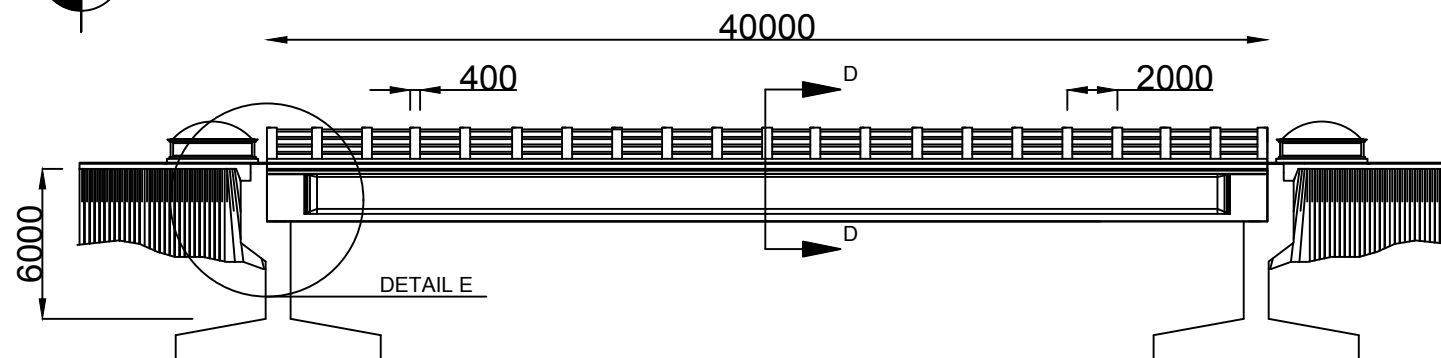
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

6	22
---	----

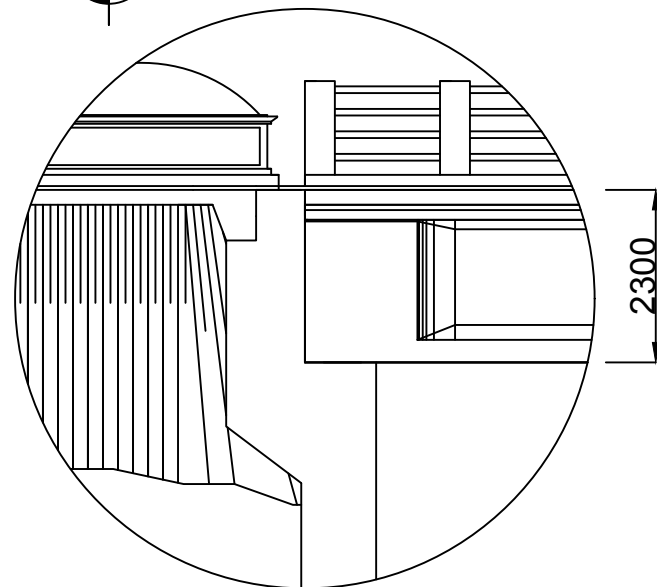
SKALA

CATATAN

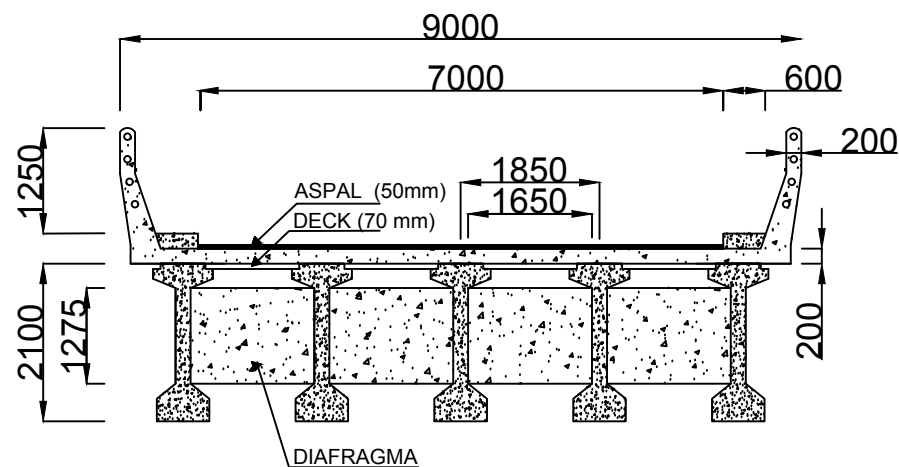
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN INTEGRAL BENTANG 40 m
SKALA 1:300



DETAIL F
SKALA 1:100



POTONGAN D-D
SKALA 1:100





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

TAMPAK SAMPING & POTONGAN
MELINTANG

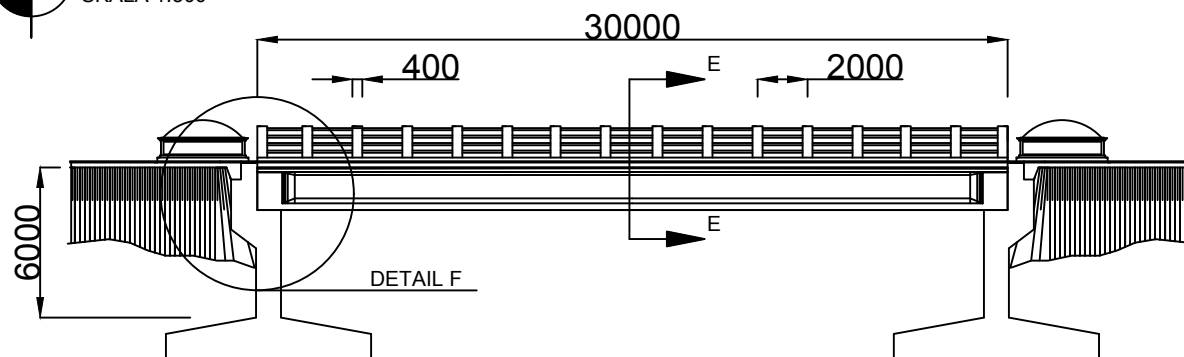
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

7	22
---	----

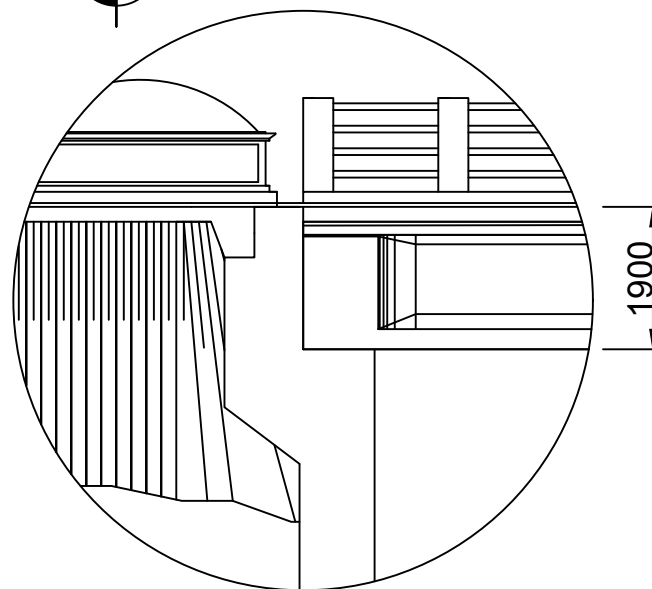
SKALA

CATATAN

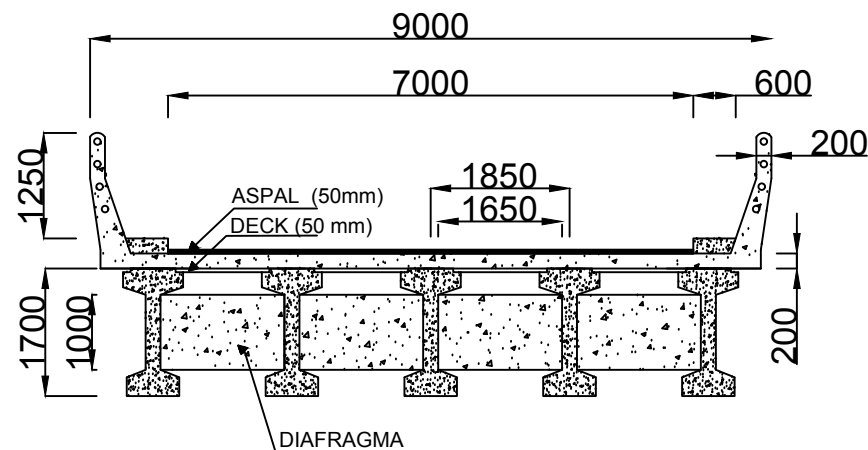
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN INTEGRAL BENTANG 30 m
SKALA 1:300

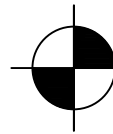


DETAIL F
SKALA 1:100

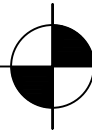
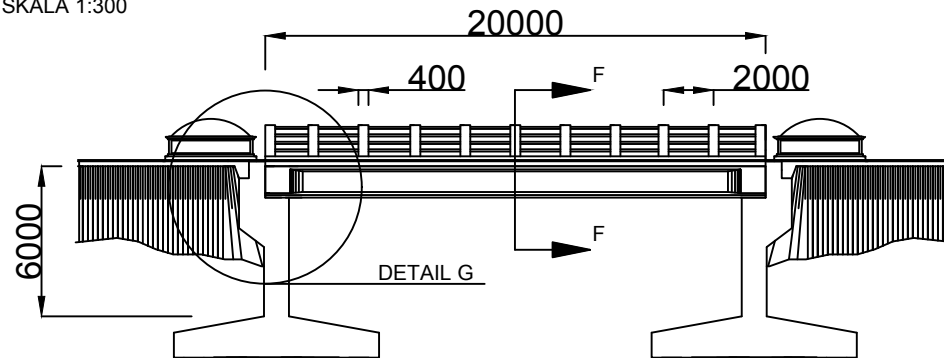


POTONGAN E-E
SKALA 1:100

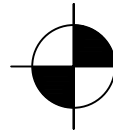
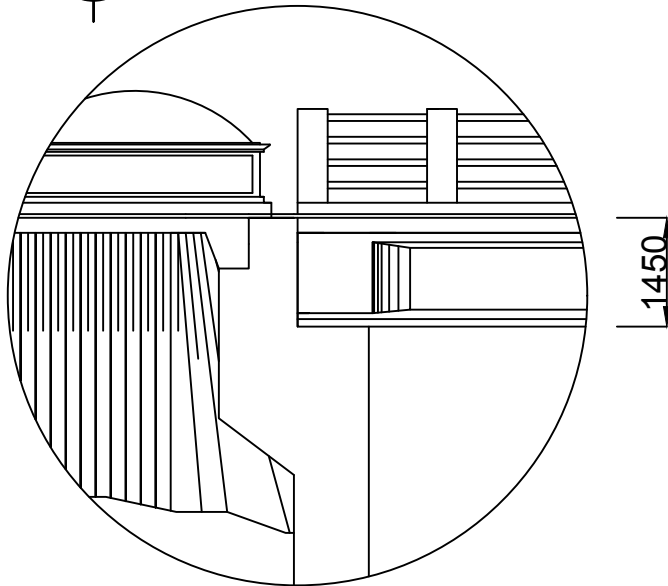




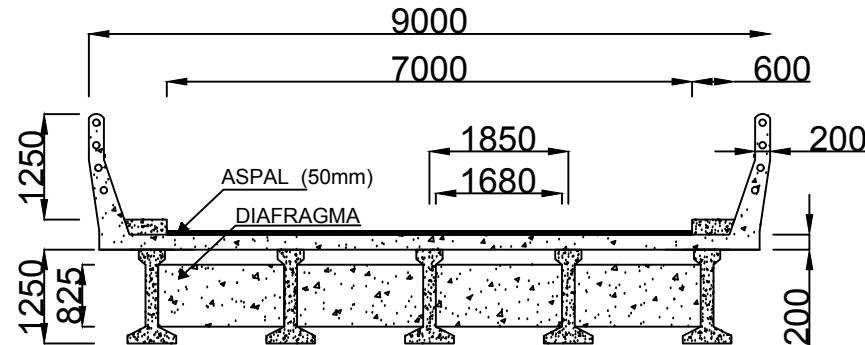
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN INTEGRAL BENTANG 20 m
SKALA 1:300



DETAIL G
SKALA 1:100



POTONGAN F-F
SKALA 1:100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

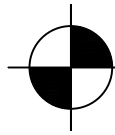
TAMPAK SAMPING & POTONGAN
MELINTANG

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

8	22
---	----

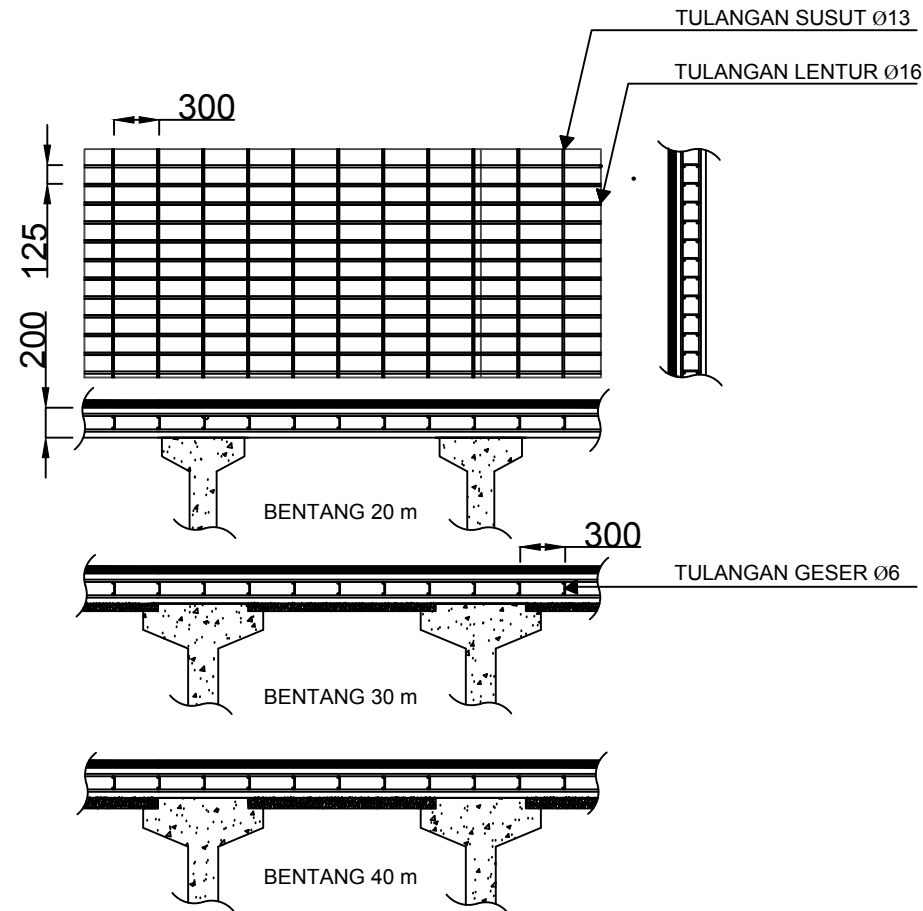
SKALA

CATATAN



DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI KENDARAAN

SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

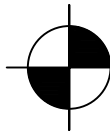
Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT
LANTAI KENDARAAN

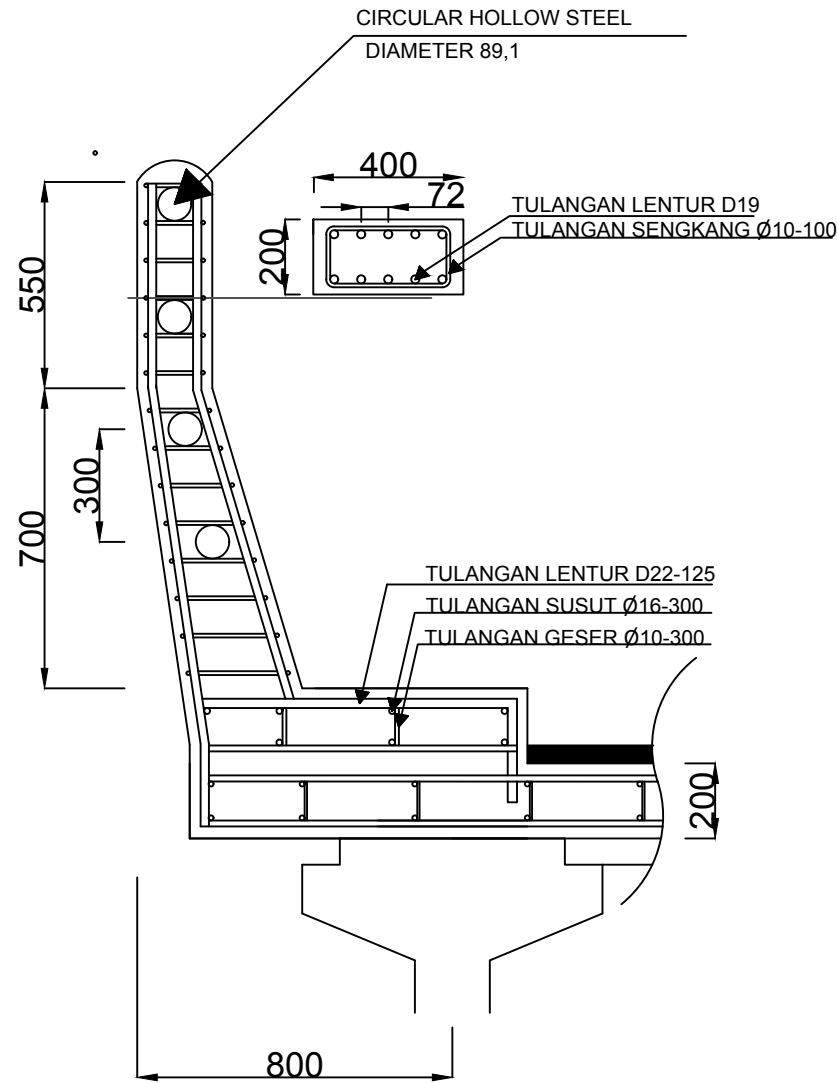
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
9	22
SKALA	1 : 50

CATATAN



DETAIL PARAPET & SLAB TROTOAR

SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

DETAIL PARAPET & SLAB
TROTAR

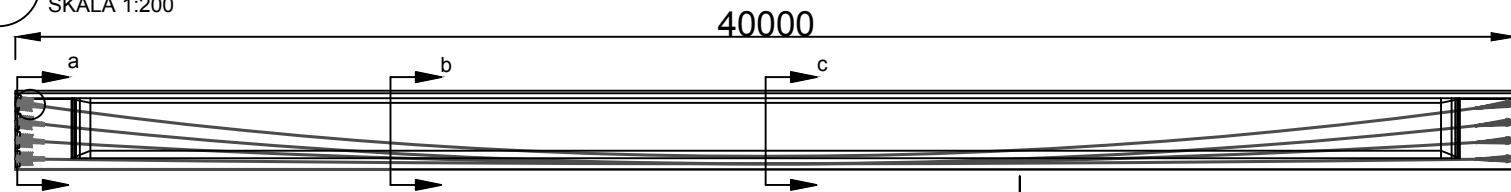
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

10	22
----	----

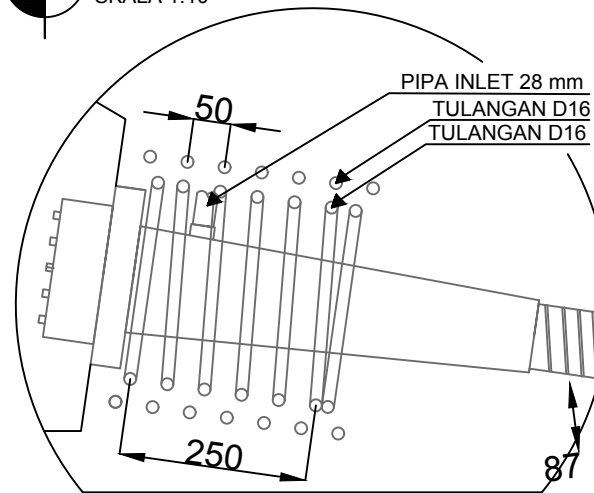
SKALA	1 : 20
-------	--------

CATATAN

TAMPAK MEMANJANG TENDON
SKALA 1:200



DETAIL ANCHORAGE
SKALA 1:10

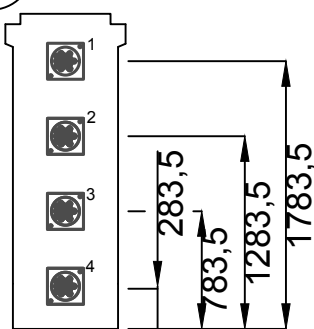


No. Tendon	Koordinat (m)			No. Tendo	Koordinat (m)			No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	1.783	2	0.000	0.000	1.283	3	0.00	0.000	0.783
	2.000	0.000	1.511		2.000	0.000	1.068		2.00	0.000	0.663
	4.000	0.000	1.267		4.000	0.000	0.875		4.00	0.000	0.555
	6.000	0.000	1.052		6.000	0.000	0.705		6.00	0.000	0.460
	8.000	0.000	0.866		8.000	0.000	0.558		8.00	0.000	0.378
	10.000	0.000	0.708		10.000	-0.060	0.433		10.00	0.060	0.308
	12.000	0.000	0.579		12.000	-0.110	0.331		12.00	0.110	0.251
	14.000	0.000	0.479		14.000	-0.150	0.252		14.00	0.150	0.207
	16.000	0.000	0.407		16.000	-0.178	0.195		16.00	0.178	0.175
	18.000	0.000	0.364		18.000	-0.194	0.161		18.00	0.194	0.156
20.000	0.000	0.350	20.000	-0.200	0.150	20.00	0.200	0.150			

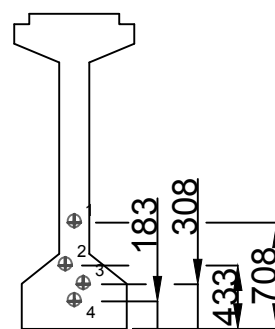
No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z
4	0.00	0.000	0.283
	2.00	0.000	0.258
	4.00	0.000	0.235
	6.00	0.000	0.215
	8.00	0.000	0.198
	10.00	0.000	0.183
	12.00	0.000	0.171
	14.00	0.000	0.162
	16.00	0.000	0.155
	18.00	0.000	0.151
20.00	0.000	0.150	

- MENGGUNAKAN ASTM 6-15
- 7 WIRES STRAND
- JUMLAH STRAND 15 BUAH
- TIPE DUCTING : CORRUGATED STEEL

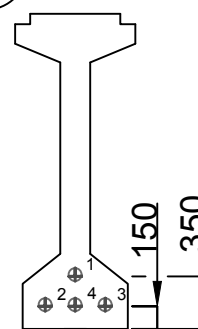
POTONGAN a-a
SKALA 1:50



POTONGAN b-b
SKALA 1:50



POTONGAN c-c
SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

DESAIN TENDON JEMBATAN
KONVENSIONAL BENTANG 40 m

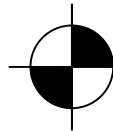
NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

11

22

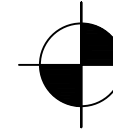
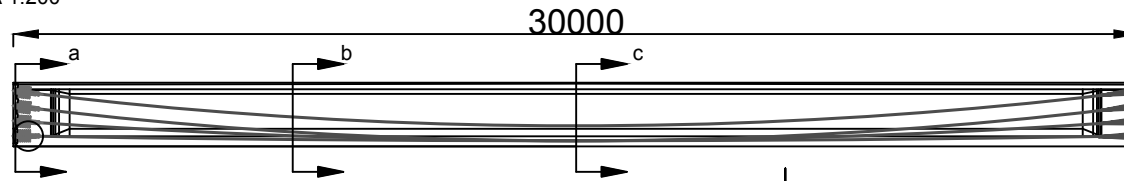
SKALA

CATATAN



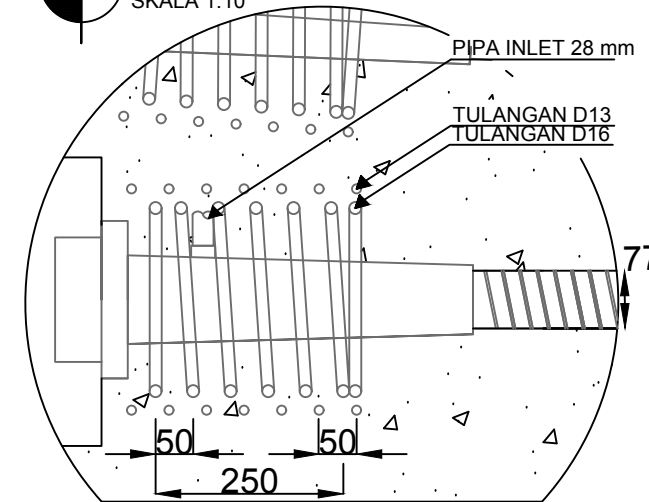
TAMPAK MEMANJANG TENDON

SKALA 1:200

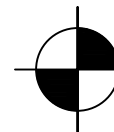


DETAIL ANCHORAGE

SKALA 1:10

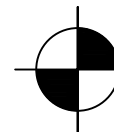
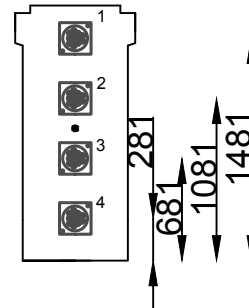


No. Tendon	Koordinat (m)			No. Tendo	Koordinat (m)			No. Tendon	Koordinat (m)			
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z	
1	0.000	0.000	1.481	2	0.000	0.000	1.081	3	0.000	0.000	0.681	
	2.000	0.000	1.250		2.000	0.000	0.850		2.000	0.000	0.549	
	4.000	0.000	1.050		4.000	0.000	0.651		4.000	0.000	0.436	
	6.000	0.000	0.885		6.000	0.000	0.485		6.000	0.000	0.341	
	7.500	0.000	0.783		7.500	-0.060	0.383		7.500	0.060	0.283	
	8.000	0.000	0.753		8.000	-0.110	0.352		8.000	0.110	0.265	
	10.000	0.000	0.653		10.000	-0.150	0.253		10.000	0.150	0.209	
	12.000	0.000	0.587		12.000	-0.178	0.187		12.000	0.178	0.171	
	14.000	0.000	0.554		14.000	-0.194	0.154		14.000	0.194	0.152	
	15.000	0.000	0.550		15.000	-0.200	0.150		15.000	0.200	0.150	
4	0.000	0.000	0.281	<ul style="list-style-type: none"> MENGGUNAKAN ASTM 6-12 7 WIRES STRAND JUMLAH STRAND 10 BUAH TIPE DUCTING : CORRUGATED STEEL 						0.000	0.000	0.281
	2.000	0.000	0.248	0.000	0.000	0.248	0.000	0.000	0.248			
	4.000	0.000	0.220	0.000	0.000	0.220	0.000	0.000	0.220			
	6.000	0.000	0.197	0.000	0.000	0.197	0.000	0.000	0.197			
	7.500	0.000	0.182	0.000	0.000	0.182	0.000	0.000	0.182			
	8.000	0.000	0.178	0.000	0.000	0.178	0.000	0.000	0.178			
	10.000	0.000	0.164	0.000	0.000	0.164	0.000	0.000	0.164			
	12.000	0.000	0.155	0.000	0.000	0.155	0.000	0.000	0.155			
	14.000	0.000	0.151	0.000	0.000	0.151	0.000	0.000	0.151			
	15.000	0.000	0.150	0.000	0.000	0.150	0.000	0.000	0.150			



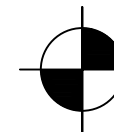
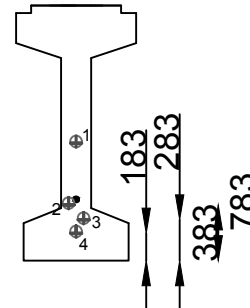
POTONGAN a-a

SKALA 1:50



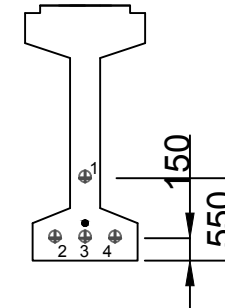
POTONGAN b-b

SKALA 1:50



POTONGAN c-c

SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

DESAIN TENDON JEMBATAN
KONVENSIONAL BENTANG 30 m

NO. GAMBAR

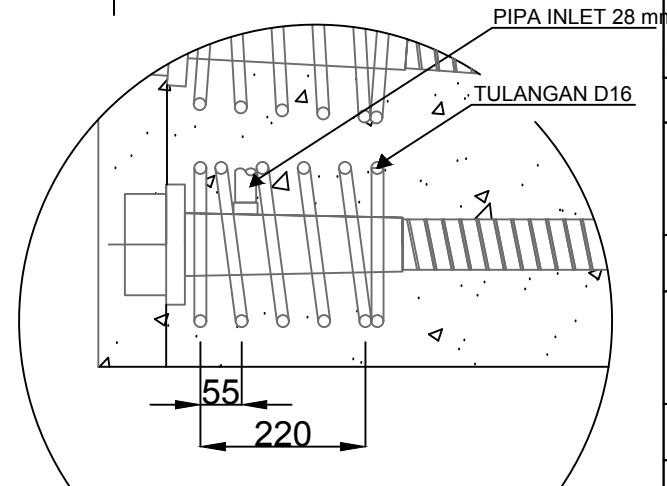
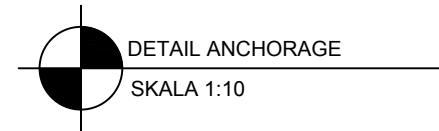
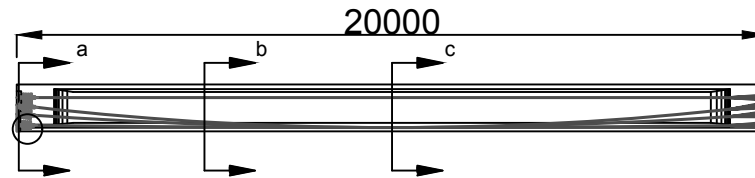
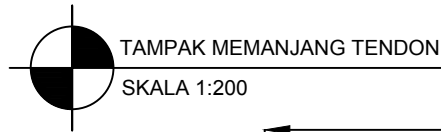
JUMLAH GAMBAR

12

22

SKALA

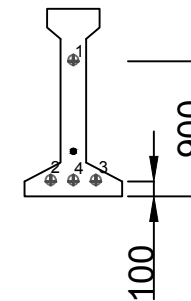
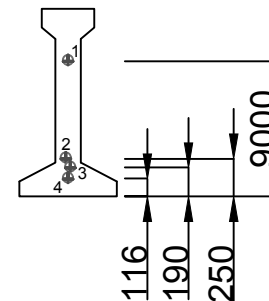
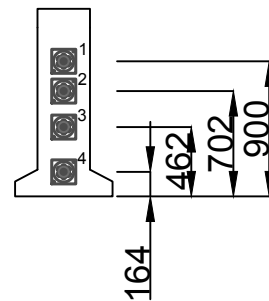
CATATAN



No. Tendon	Koordinat (m)			No. Tendo	Koordinat (m)			No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.900	2	0.000	0.000	0.702	3	0.000	0.000	0.462
	2.000	0.000	0.900		2.000	0.000	0.485		2.000	0.000	0.331
	4.000	0.000	0.900		4.000	0.000	0.317		4.000	0.000	0.230
	5.000	0.000	0.900		5.000	-0.015	0.250		5.000	0.015	0.190
	6.000	0.000	0.900		6.000	-0.086	0.196		6.000	0.086	0.157
	8.000	0.000	0.900		8.000	-0.130	0.124		8.000	0.130	0.114
	10.000	0.000	0.900		10.000	-0.150	0.100		10.000	0.150	0.100

- MENGGUNAKAN ASTM 6-7
- 7 WIRES STRAND
- JUMLAH STRAND 6 BUAH
- TIPE DUCTING : CORRUGATED STEEL

No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z
4	0.000	0.000	0.164
	2.000	0.000	0.141
	4.000	0.000	0.123
	5.000	0.000	0.116
	6.000	0.000	0.110
	8.000	0.000	0.103
	10.000	0.000	0.100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

DESAIN TENDON JEMBATAN
KONVENSIONAL BENTANG 20 m

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

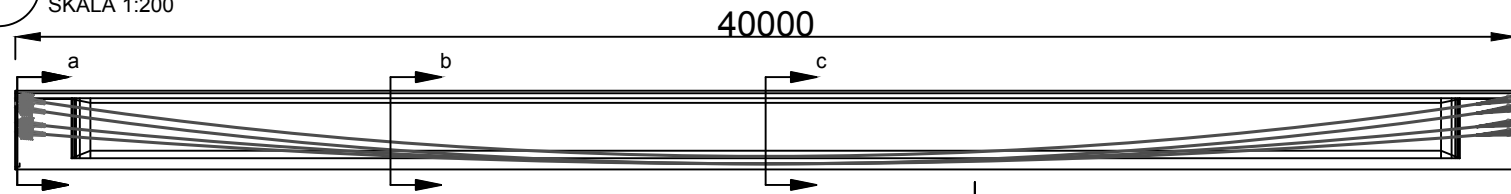
13

22

SKALA

CATATAN

TAMPAK MEMANJANG TENDON
SKALA 1:200

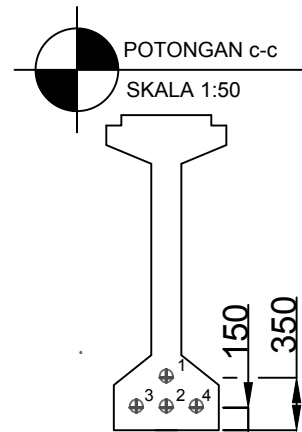
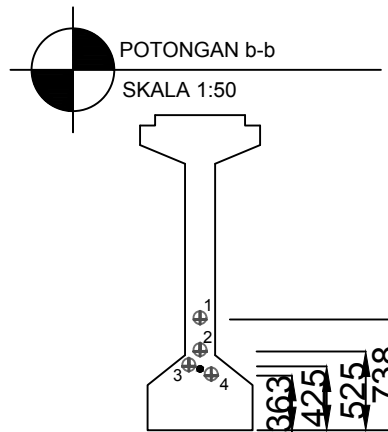
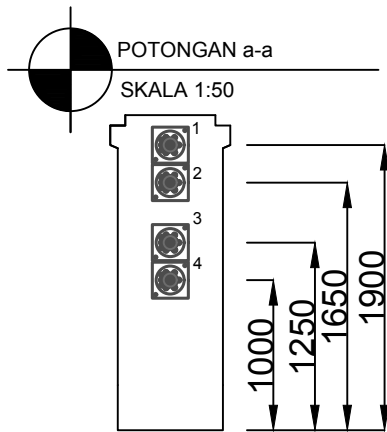
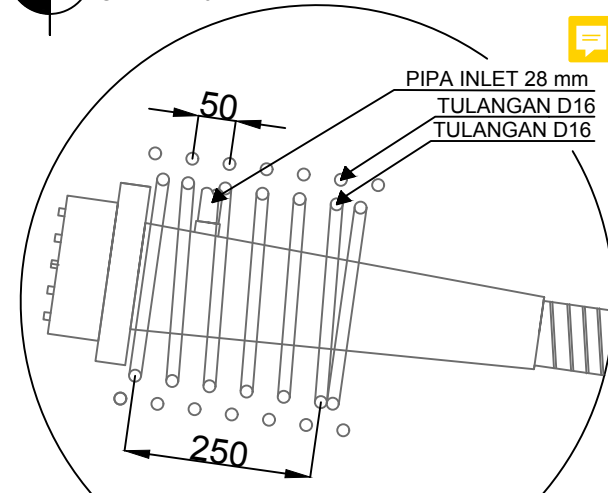


No. Tendon	Koordinat (m)			No. Tendo	Koordinat (m)			No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	1.900	2	0.000	0.000	1.650	3	0.000	0.000	1.250
	2.000	0.000	1.606		2.000	0.000	1.365		2.000	0.000	1.041
	4.000	0.000	1.342		4.000	0.000	1.110		4.000	0.000	0.854
	6.000	0.000	1.110		6.000	0.000	0.885		6.000	0.000	0.689
	8.000	0.000	0.908		8.000	0.000	0.690		8.000	-0.020	0.546
	10.000	0.000	0.738		10.000	0.000	0.525		10.000	-0.075	0.425
	12.000	0.000	0.598		12.000	0.000	0.390		12.000	-0.120	0.326
	14.000	0.000	0.490		14.000	0.000	0.285		14.000	-0.155	0.249
	16.000	0.000	0.412		16.000	0.000	0.210		16.000	-0.180	0.194
	18.000	0.000	0.366		18.000	0.000	0.165		18.000	-0.195	0.161
20.000	0.000	0.350	20.000	0.000	0.150	20.000	-0.200	0.150			

No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z
4	0.000	0.000	1.000
	2.000	0.000	0.839
	4.000	0.000	0.694
	6.000	0.000	0.567
	8.000	0.020	0.456
	10.000	0.075	0.363
	12.000	0.120	0.286
	14.000	0.155	0.227
	16.000	0.180	0.184
	18.000	0.195	0.159
20.000	0.200	0.150	

- MENGGUNAKAN ASTM 6-12
- 7 WIRES STRAND
- JUMLAH STRAND 12 BUAH
- TIPE DUCTING : CORRUGATED STEEL

DETAIL ANCHORAGE
SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

DESAIN TENDON JEMBATAN
INTEGRAL BENTANG 40 m

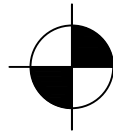
NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

14

22

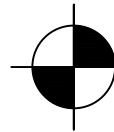
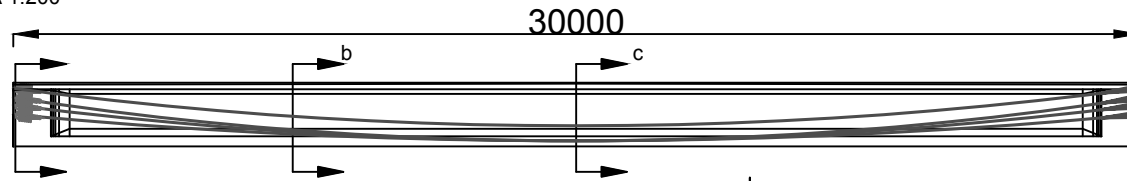
SKALA

CATATAN



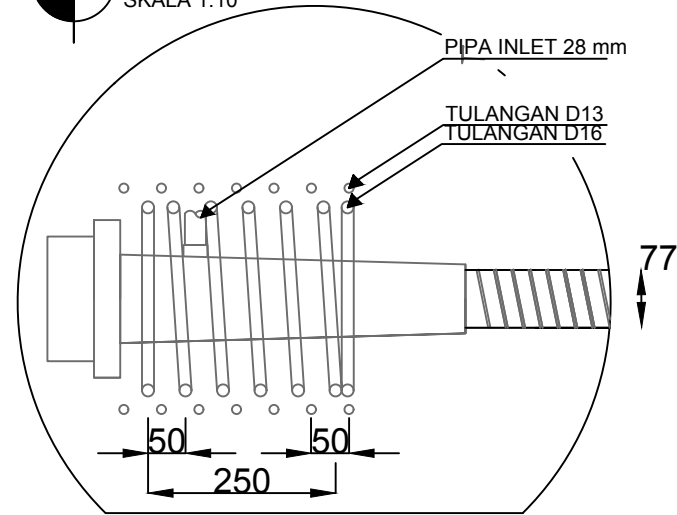
TAMPAK MEMANJANG TENDON

SKALA 1:200



DETAIL ANCHORAGE

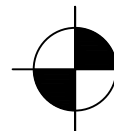
SKALA 1:10



No. Tendon	Koordinat (m)			No. Tendo	Koordinat (m)			No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	1.550	2	0.000	0.225	1.300	3	0.000	-0.225	1.100
	2.000	0.000	1.301		2.000	0.168	1.013		2.000	-0.168	0.863
	4.000	0.000	1.087		4.000	0.000	0.768		4.000	0.000	0.660
	6.000	0.000	0.910		6.000	0.000	0.564		6.000	0.000	0.492
	7.500	0.000	0.800		7.500	-0.050	0.438		7.500	0.050	0.388
	8.000	0.000	0.767		8.000	-0.063	0.400		8.000	0.063	0.357
	10.000	0.000	0.661		10.000	-0.106	0.277		10.000	0.106	0.256
	12.000	0.000	0.590		12.000	-0.134	0.196		12.000	0.134	0.188
	14.000	0.000	0.554		14.000	-0.148	0.155		14.000	0.148	0.154
	15.000	0.000	0.550		15.000	-0.150	0.150		15.000	0.150	0.150

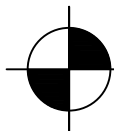
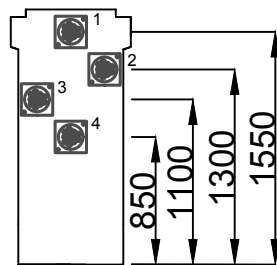
No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z
4	0.000	0.000	0.850
	2.000	0.000	0.676
	4.000	0.000	0.526
	6.000	0.000	0.402
	7.500	0.000	0.325
	8.000	0.000	0.302
	10.000	0.000	0.228
	12.000	0.000	0.178
14.000	0.000	0.153	
15.000	0.000	0.150	

- MENGGUNAKAN ASTM 6-12
- 7 WIRES STRAND
- JUMLAH STRAND 10 BUAH
- TIPE DUCTING : CORRUGATED STEEL



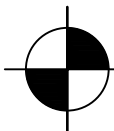
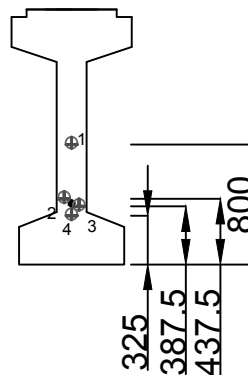
POTONGAN a-a

SKALA 1:50



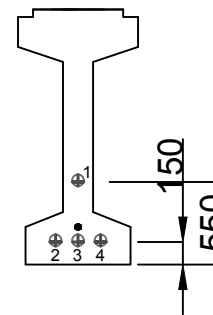
POTONGAN b-b

SKALA 1:50



POTONGAN c-c

SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

DESAIN TENDON JEMBATAN
INTEGRAL BENTANG 30 m

NO. GAMBAR

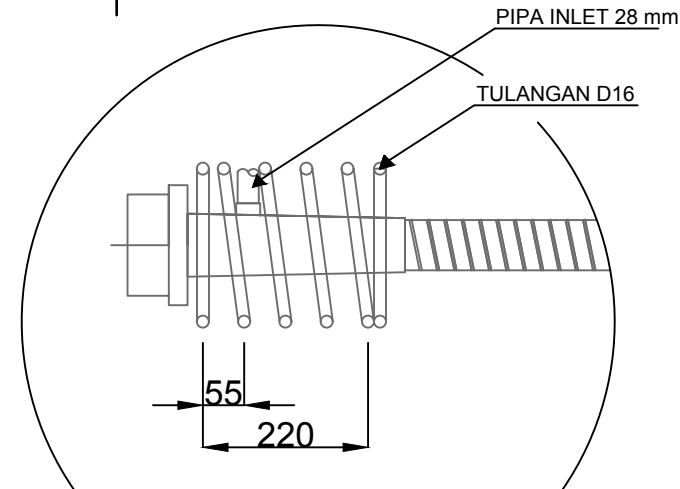
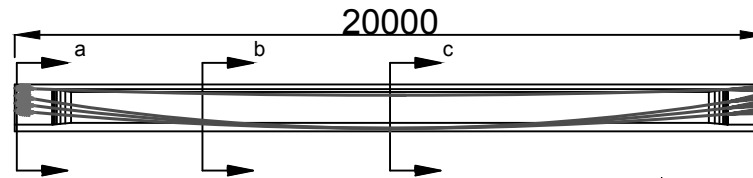
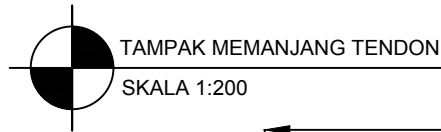
JUMLAH GAMBAR

15

22

SKALA

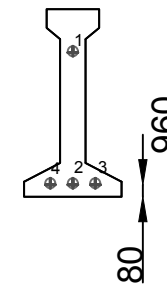
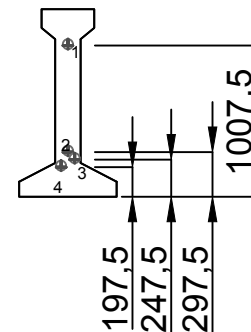
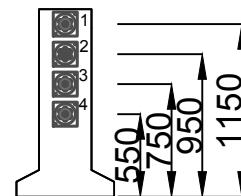
CATATAN



No. Tendon	Koordinat (m)			No. Tendo	Koordinat (m)			No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	1.150	2	0.000	0.000	0.950	3	0.000	0.000	0.750
	2.000	0.000	1.082		2.000	0.000	0.637		2.000	0.000	0.509
	4.000	0.000	1.028		4.000	0.000	0.393		4.000	0.000	0.321
	5.000	0.000	1.008		5.000	0.000	0.298		5.000	0.045	0.248
	6.000	0.000	0.990		6.000	0.000	0.219		6.000	0.083	0.187
	8.000	0.000	0.968		8.000	0.000	0.115		8.000	0.133	0.107
	10.000	0.000	0.960		10.000	0.000	0.080		10.000	0.150	0.080

- MENGGUNAKAN ASTM 6-7
- 7 WIRES STRAND
- JUMLAH STRAND 6 BUAH
- TIPE DUCTING : CORRUGATED STEEL

No. Tendon	Koordinat (m)		
	X	Y	Z
4	0.000	0.000	0.550
	2.000	0.000	0.381
	4.000	0.000	0.249
	5.000	-0.045	0.198
	6.000	-0.083	0.155
	8.000	-0.133	0.099
	10.000	-0.150	0.080



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

DESAIN TENDON JEMBATAN
INTEGRAL BENTANG 20 m

NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

16

22

SKALA

CATATAN



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

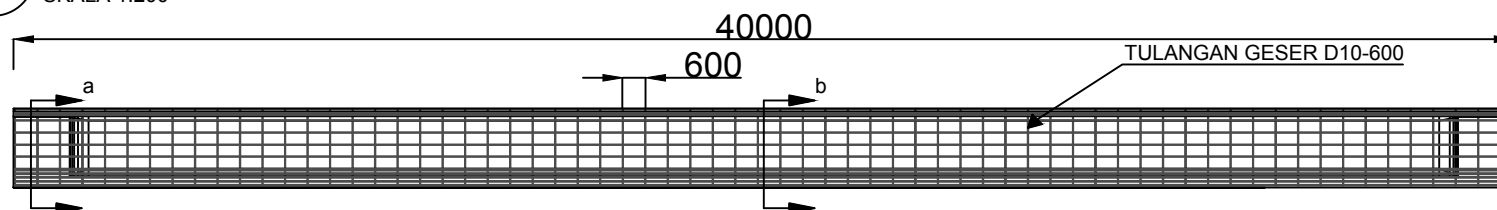
PENULANGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL BENTANG 40 m

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

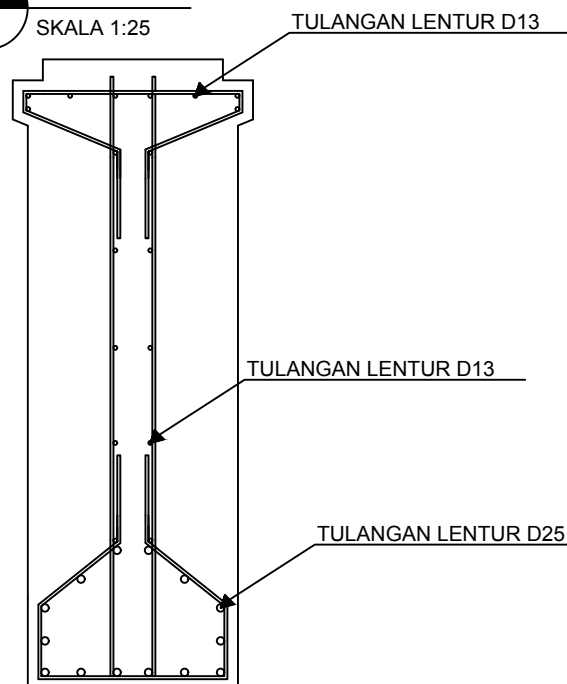
17	22
----	----

SKALA	CATATAN
-------	---------

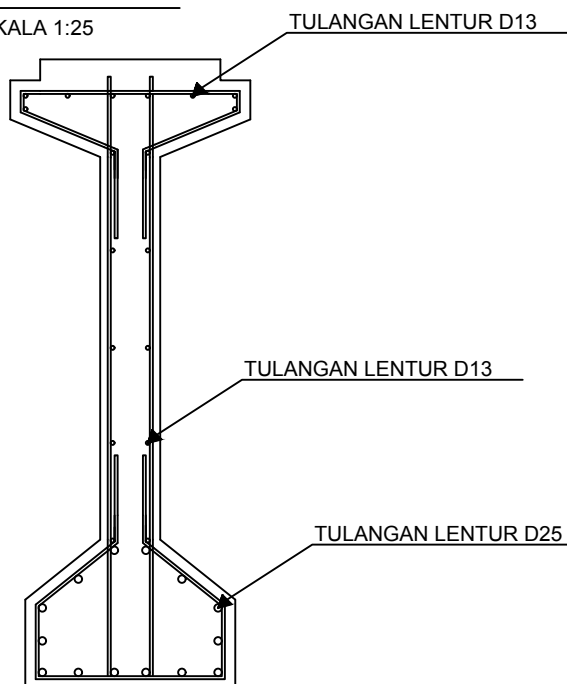
TAMPAK MEMANJANG PENULANGAN BALOK
SKALA 1:200



POTONGAN a-a
SKALA 1:25



POTONGAN b-b
SKALA 1:25





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriszki
03111640000105

GAMBAR

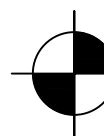
PENULANGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL BENTANG 30 m

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

18	22
----	----

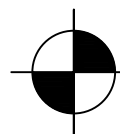
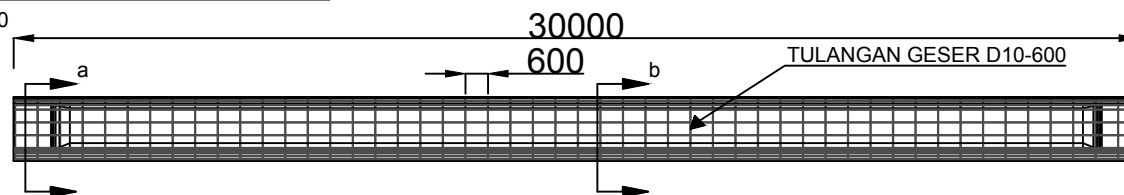
SKALA	
-------	--

CATATAN



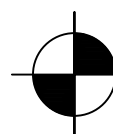
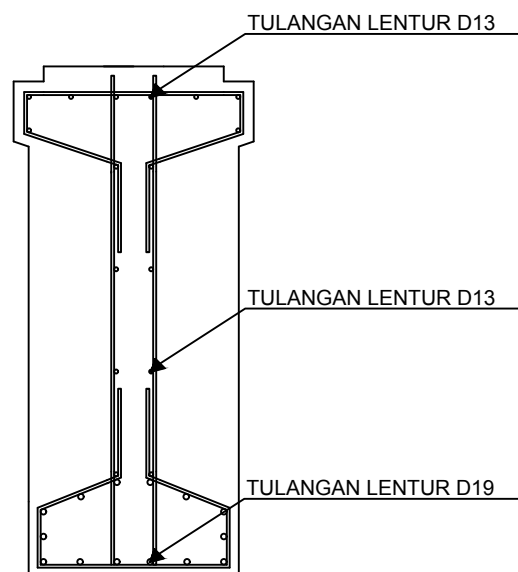
TAMPAK MEMANJANG PENULANGAN BELOK

SKALA 1:200



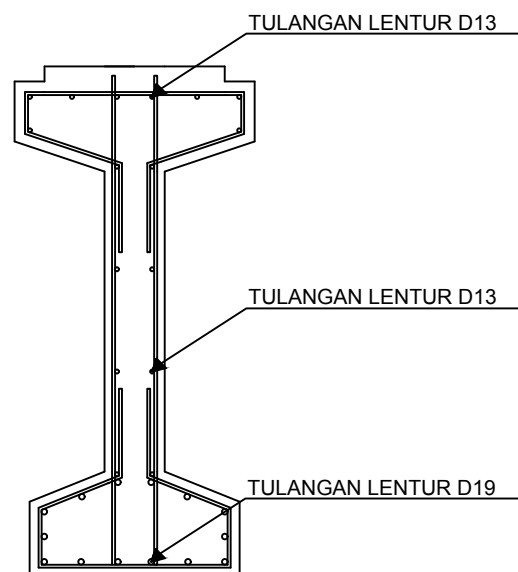
POTONGAN a-a

SKALA 1:25

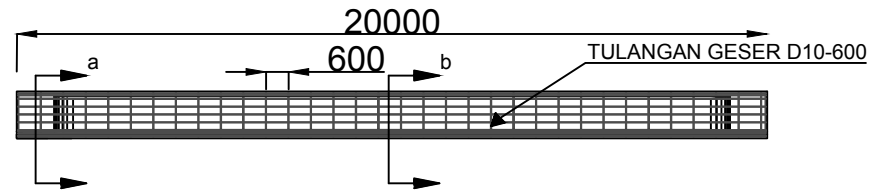


POTONGAN b-b

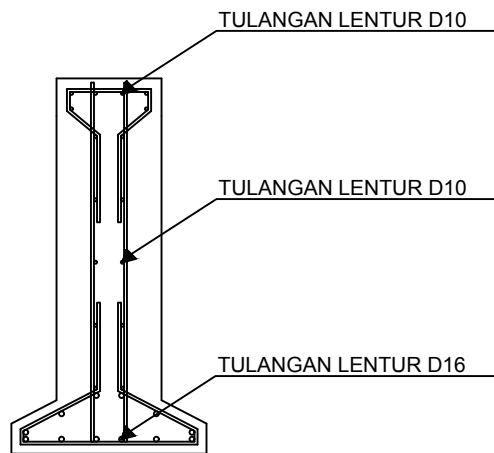
SKALA 1:25



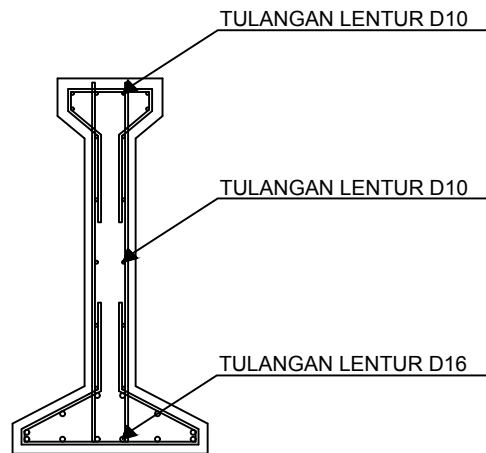
TAMPAK MEMANJANG PENULANGAN BALOK
SKALA 1:200



POTONGAN a-a
SKALA 1:25



POTONGAN b-b
SKALA 1:25



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

PENULANGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL BENTANG 20 m

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
19	22
SKALA	
CATATAN	



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

PENULANGAN JEMBATAN
INTEGRAL BENTANG 40 m

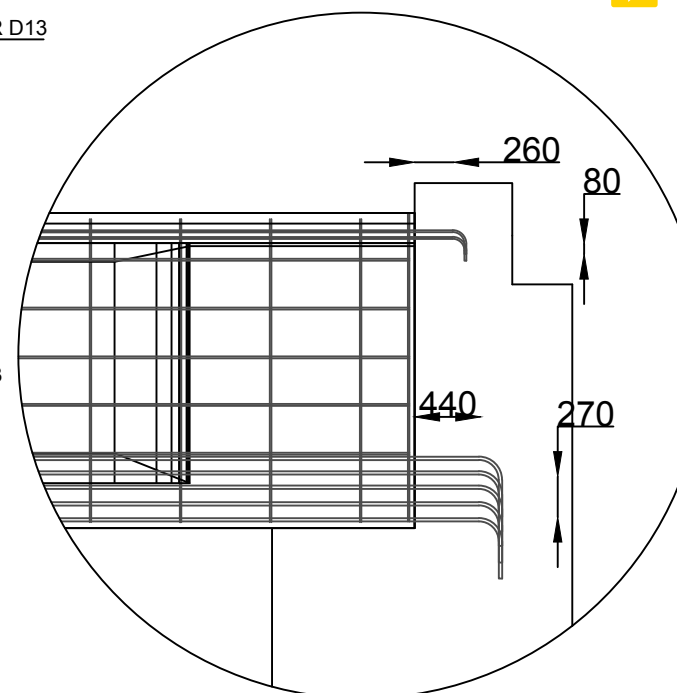
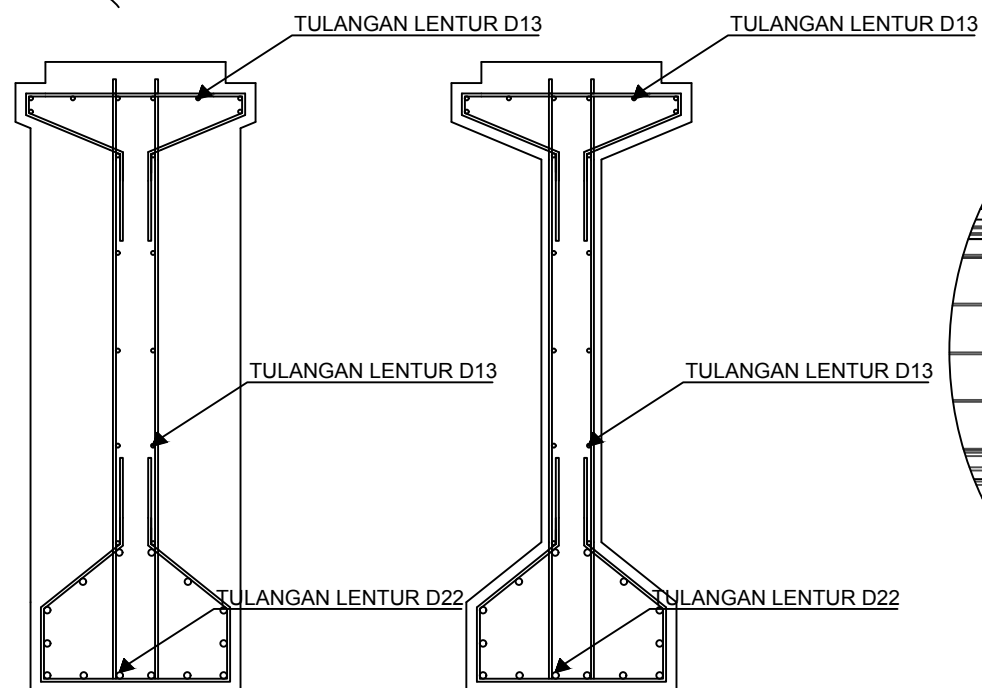
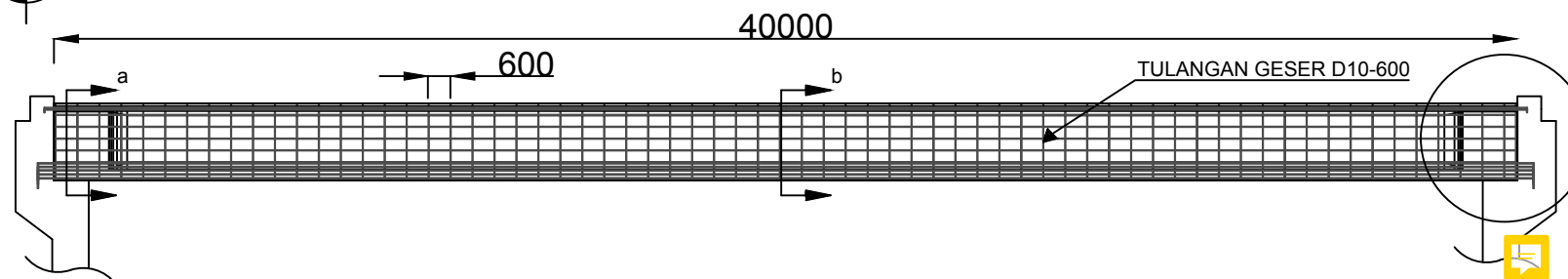
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------------	---------------

20	22
----	----

SKALA

CATATAN

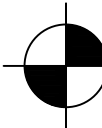
TAMPAK MEMANJANG PENULANGAN BALOK
SKALA 1:200



POTONGAN a-a
SKALA 1:25

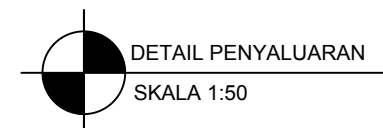
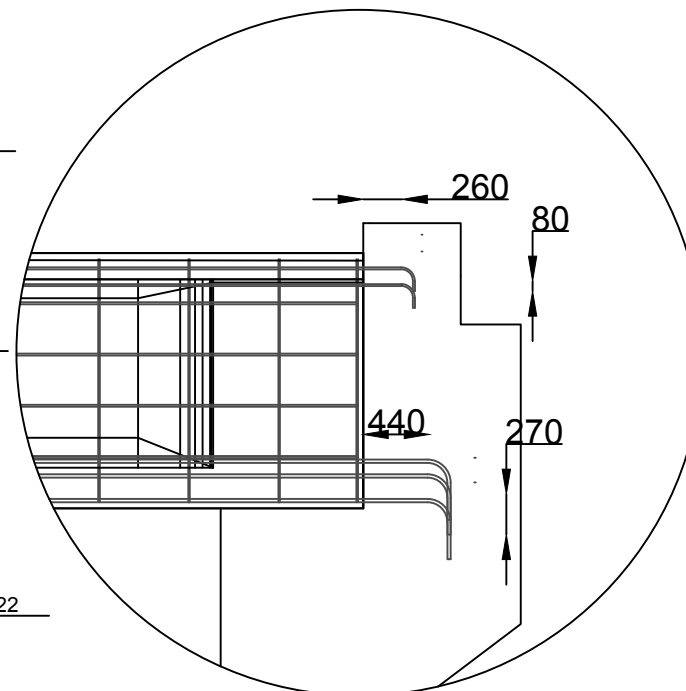
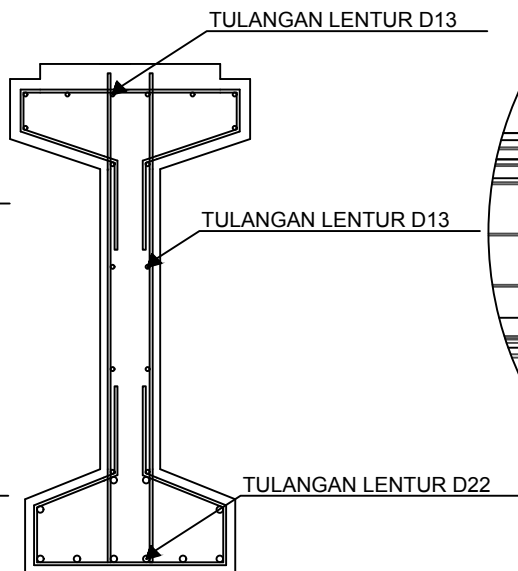
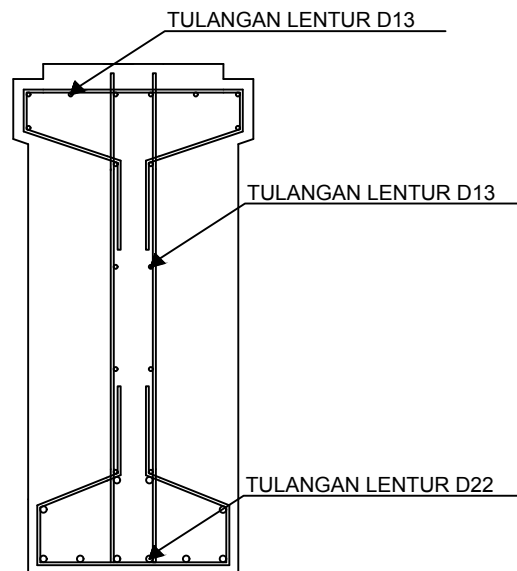
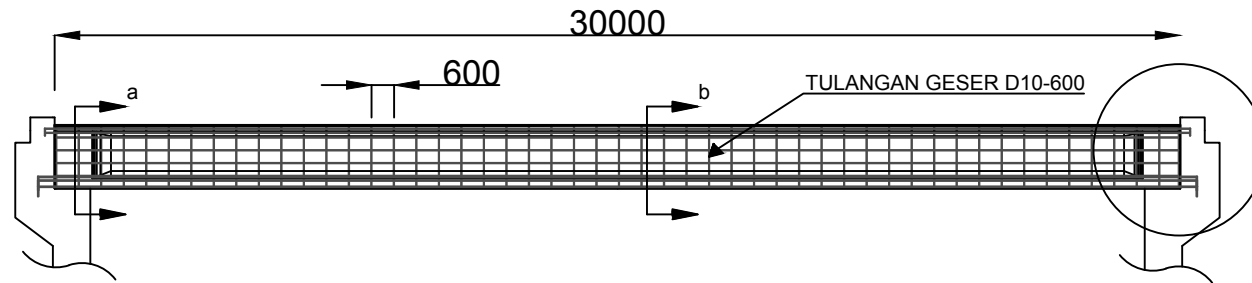
POTONGAN b-b
SKALA 1:25

DETAIL PENYALUARAN
SKALA 1:50



TAMPAK MEMANJANG PENULANGAN BELOK

SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

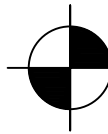
Yusak Nurrizki
03111640000105

GAMBAR

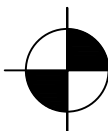
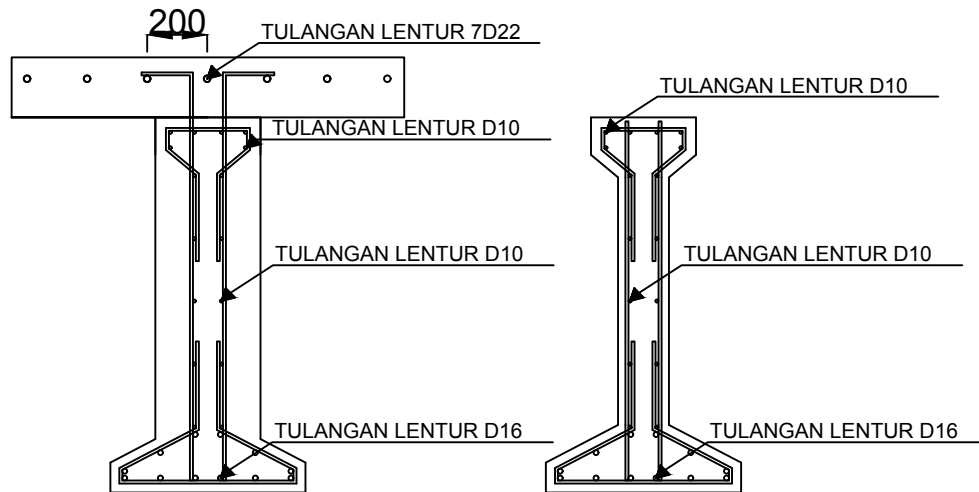
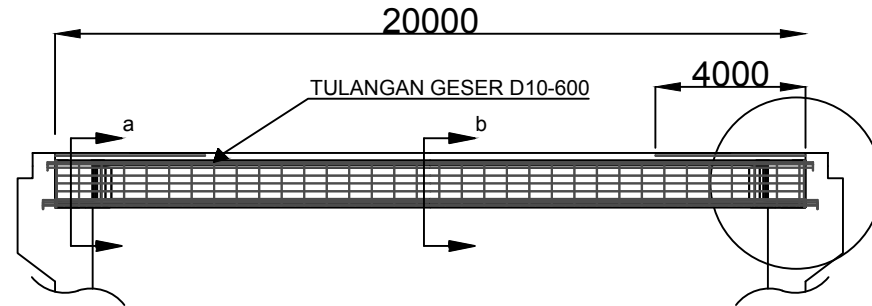
PENULANGAN JEMBATAN
INTEGRAL BENTANG 30 m

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
21	22
SKALA	

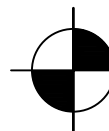
CATATAN



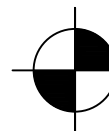
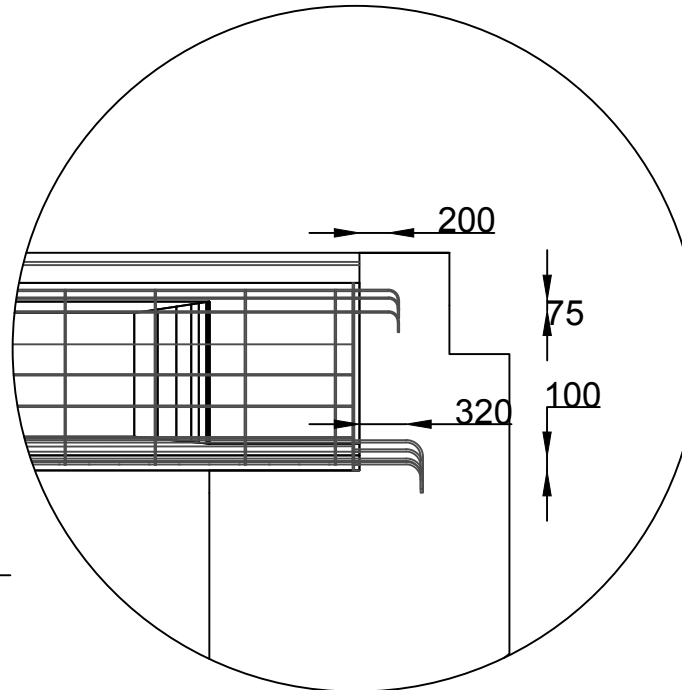
TAMPAK MEMANJANG PENULANGAN BALOK
SKALA 1:200



POTONGAN a-a
SKALA 1:25



POTONGAN b-b
SKALA 1:25



DETAIL PENYALUARAN
SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN EFISIENSI STRUKTUR ATAS
JEMBATAN BETON PRATEGANG ANTARA SISTEM
JEMBATAN KONVENSIONAL DENGAN JEMBATAN
INTEGRAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

MAHASISWA

Yusak Nurriki
03111640000105

GAMBAR

PENULANGAN JEMBATAN
INTEGRAL BENTANG 20 m

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
22	22
SKALA	

CATATAN

BIODATA PENULIS



Yusak Nurriszki,

Penulis dilahirkan di Banyuwangi, 21 September 1997, merupakan anak ke dua dari dua bersaudara. Penulis menempuh pendidikan formal di TK Kr. Eleos Surabaya, SD Kr. Eleos Surabaya, SMP Kr. PETRA 5 Surabaya, dan SMA Kr. PETRA 5 Surabaya. Setelah lulus jenjang SMA pada tahun 2016, penulis melanjutkan pendidikan ke jenjang strata 1 di departemen teknik sipil ITS Surabaya dan tergabung pada angkatan 2016 (S-59) dengan NRP 03111640000105. Penulis aktif berorganisasi di himpunan mahasiswa sipil (HMS) sebagai staff pengembangan sumber daya mahasiswa (PSDM) pada tahun ke dua dan wakil ketua departemen PSDM pada tahun ke tiga. Penulis pernah memenangkan lomba beton ditingkat nasional dan internasional.
Kontak: yusakrizki@gmail.com