



**TUGAS AKHIR (RC14-1501)**

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II MENGGUNAKAN *CABLE STAYED*  
*ASYMMETRIC* DAN BOX GIRDER PRATEKAN**

**ANSHAR ADI PRIHANTONO**

**NRP : 03111645000035**

Dosen Pembimbing I

**DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**

**NIP. 19550325 198003 1 004**

Dosen Pembimbing II

**Bambang Piscesa.,ST.,MT**

**NIP. 19840318 200812 1 001**

**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**

**Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Surabaya 2018**



**TUGAS AKHIR (RC14-1501)**

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II MENGGUNAKAN *CABLE STAYED*  
*ASYMMETRIC* DAN BOX GIRDER PRATEKAN**

ANSHAR ADI PRIHANTONO

NRP : 03111645000035

Dosen Pembimbing I

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

NIP. 19550325 198003 1 004

Dosen Pembimbing II

Bambang Pisceca.,ST.,MT

NIP. 19840318 200812 1 001

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2018



**FINAL PROJECT (RC14-1501)**

**MODIFICATION DESIGN OF NGUJANG II  
BRIDGE STRUCTURE WITH CABLE STAYED  
ASYMMETRIC DAN PRESTRESS BOX GIRDER**

ANSHAR ADI PRIHANTONO  
NRP : 03111645000035

Lecture I  
DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 19550325 198003 1 004

Lecture II  
Bambang Piscesa.,ST.,MT  
NIP. 19840318 200812 1 001

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering Environment and Earth  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2018

## LEMBAR PENGESAHAN

### DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN NGUJANG II MENGGUNAKAN CABLE STAYED ASYMMETRIC DAN BOX GIRDER PRATEKAN

#### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Sarjana Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**ANSHAR ADI PRIHANTONO**  
NRP. 03111645000035

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, S.T., M.S.  
NIP. 195503251980031004

2. Bambang Piscesa, S.T., MT  
NIP. 198403182008121001



.....  
Pembimbing I

.....  
Pembimbing II

SURABAYA,  
Juli 2018



# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN NGUJANG II MENGGUNAKAN *CABLE STAYED* *ASYMMETRIC* DAN *BOX GIRDER* PRATEKAN**

**Nama Mahasiswa** : Anshar Adi Prihantono  
**NRP** : 03111645000035  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen pembimbing** :1. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS.  
2. Bambang Piscesa., ST.,MT.

## **ABSTRAK**

*Salah satu bagian dari sarana transportasi adalah jembatan yang mempunyai manfaat sebagai penghubung antara satu tempat ke tempat lainnya yang melintasi sungai, laut maupun lembah. Jembatan Ngujang II adalah salah satu bagian dari proyek jalan lingkar Timur yang melintasi sungai Brantas. Dimana jembatan yang masih dalam tahap pengerjaan ini di desain menggunakan konstruksi Busur Rangka Baja. Panjang total jembatan sepanjang 251.55 m dibagi menjadi 5 bagian dengan kombinasi 2 bagian dengan panjang 35.3m, 2 bagian 40.475 dan 100 m dengan 4 pilar penopang serta memiliki lebar jembatan 21.5 m. adanya banyak pilar pada jembatan Ngujang II ini mengakibatkan sulitny metode pelaksanaan saat pembuatan pilar dan pemancangan karena melintasi sungai serta lembah. Jembatan girder ini terkesan kokoh dan kaku serta kurang memiliki nilai estetika karena dalam perencanaan jembatan tidak hanya meninjau dari segi kokoh dan kaku saja tapi juga meninjau segi estetika. Maka sebaiknya perlu adanya modifikasi pada konstruksi jembatan.*

*Maka dalam penulisan tugas akhir ini jembatan Ngujang II akan direncanakan ulang sebagai jembatan cable stayed asimetrisk dengan menggunakan box girder pratekan dengan bentang 250 m*

*dan lebar 21.5 m. susunan kabel arah melintang berupa single plane system, sedangkan arah memanjang berupa semi harp pattern. Desain lantai kendaraan berupa pelat beton bertulang dengan gelagar berupa box girder beton pratekan . pylon (tiang) pada jembatan didesain menggunakan material beton bertulang.*

*Pada pengerjaan tugas akhir ini dibantu dengan software MIDAS CIVIL 2006, SAP 2000 dan AUTOCAD. Tahapan dalam perencanaan ini dimulai dari pengumpulan data dan studi literature, preliminary desain, desain struktur sekunder, desain struktur primer, permodelan dan analisa struktur, kontrol stabilitas aerodinamis dan menyusun gambar kerja. Permodelan struktur menggunakan fishbone model dengan pembebanan berdasarkan SNI 1725 2016 dan SNI 2833 201X. Staging analysis menggunakan metode backward solution. Hasil yang diperoleh dari perencanaan ini berupa penulangan dan tendon prategang pada gelagar, dimensi kabel, penulangan angker, serta penulangan pylon dalam bentuk laporan dan gambar teknik.*

***Kata kunci : jembatan asymmetric cable stayed, semi harp pattern, single plane system, box girder pratekan.***

# **MODIFICATION DESIGN OF NGUJANG II BRIDGE STRUCTURE WITH CABLE STAYED ASYMMETRIC AND PRESTRESS BOX GIRDER**

**Nama Mahasiswa** : Anshar Adi Prihantono  
**NRP** : 03111645000035  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen pembimbing** : 1. Dr. Ir. Hidayat Soegigardjo M.,MS.  
2. Bambang Pisceca., ST.,MT.

## **ABSTRACT**

*One of the transportation facilities is bridge which has a beneficial aspect as connector between one to another that through a river, sea and also valley. Ngunjang II bridge is the one of east ringroad project which pass Brantas' river. The bridge which on going process is designed by arc steel frame construction. The bridge length are 251.55 m and divided by 5 section that the length combination are 2 section on 35.3 m, 2 section on 40.475 and 100 m include 4 pier cantilever that have width bridge 21.5 m. Consequence of having many pier in this bridge, involve the difficulties on making pier and stake implementation method because pass the river and valley. The girder bridge strong and stiff impressed nevertheless estetic because on bridge planing not only look in the stiff and strength but also the estetic. So that, modification of this construction is needed.*

*In this final project, Ngunjang II bridge would be planed to cable stayed asymetric bridge complete with the box girder prestress length 250 m and width 21.5 m. The cross cable construction as single plane system, meanwhile on the long cable constructionas semi harp pattern. The slab design is formed reinforced concrete girder as box girder prestress concrete. Pylon on the bridge is designed by reinforced concrete material.*

*To complete the final project is helped by MIDAS CIVIL 2006 software, SAP 2000, and Autocad. The steps of this planing are started from collect data and study literature, preliminary design, secondary structure design, primary structure design, modelling and structure analisyst, aerodinamic stability control and set the as build drawing. Modelling Structure use the fishbone model with the assessment based on SNI 1725 2016 and the SNI 2833 201X. on the staging analysist use the backward solution method. Thd result of the planing is reinforced and prestress tendons on girder, cable dimension, anchor reinforcement, pylon reinforcement to report and technical drawing.*

***Key Word : asymmetric cable stayed bridge, semi harp pattern, single plane system, prestressed box girder.***

## **KATA PENGANTAR**

Puji Syukur Kehadirat Allah Subhanahuwata'ala atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam yang selalu tercurah kepada panutan kita Nabi Muhammad Sallallahualaihiwasallam sehingga penulis dapat menyusun dan menyelesaikan tugas akhir ini. Selama proses penyusunan tugas akhir ini penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua Orang Tua yang telah membesarkan dan membimbing dengan sabar.
2. Dosen pembimbing Bapak DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS dan Bapak Bambang Piscesa ST.,MT yang dengan sabar membimbing, mengarahkan, dan memberi saran pada penulis.
3. Bapak dosen wali Harun Al Rasyid.,ST.,MT.
4. Bapak dan Ibu dosen serta karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSLK ITS Surabaya.
5. Seluruh teman sekelas Lintas Jalur Teknik Sipil 2016.

Penulis menyadari bahwa proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan proposal tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
ABSTRACT .....	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR .....	xiii
DAFTAR TABEL .....	xxi
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	3
1.2.1 Permasalahan Utama.....	3
1.2.2 Detail Permasalahan.....	4
1.3 Tujuan .....	4
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Detail Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat .....	5
1.6 Peta Lokasi.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.1.1 Jenis Jembatan Berdasarkan Kegunaannya, Jenis Material Dan Tipe Struktur.....	7
2.2 Jembatan <i>Cable Stayed</i> .....	9
2.3 Sistem Kabel .....	10

2.3.1 Tatanan Kabel Transversal .....	11
2.3.2 Tatanan Kabel Longitudinal .....	13
2.3.3 <i>Asymmetric semi-harp pattern</i> .....	15
2.3.4 Tipe Kabel.....	17
2.3.5 Desain Kabel.....	18
2.4 <i>Deck</i> (Lantai Jembatan).....	20
2.4.1 Lantai Jembatan Terbuat Dari Baja .....	20
2.4.2 Lantai Jembatan Terbuat Dari Komposit.....	21
2.4.3 Lantai Jembatan Terbuat Dari Beton .....	22
2.5 <i>Pylon</i> .....	32
2.5.1 Desain <i>Pylon</i> .....	33
2.6 Pembebanan .....	35
2.6.1 Menentukan Pembebanan Statis .....	35
2.7 Permodelan dan Analisa Struktur.....	43
2.7.1 Kontrol Stabilitas Aerodinamis.....	43
2.8 Metode Pelaksanaan.....	49
2.8.1 <i>Staging method</i> .....	49
2.8.2 <i>Push out method</i> .....	51
2.8.3 <i>Cantilever Method</i> .....	52
BAB III METODOLOGI.....	55
3.1 Diagram Alir perencanaan Jembatan Ngujang II .....	55
3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur .....	56
3.3 Preliminary Desain.....	58
3.3.1 Susunan Kabel .....	58
3.3.2 Dimensi Kabel .....	59



3.3.3 Gaya Prategang .....	60
3.3.4 Dimensi Struktur Gelagar .....	61
3.3.5 Kehilangan Gaya Prategang.....	61
3.3.6 Desain <i>Pylon</i> .....	63
3.4 Pembebanan .....	64
3.4.1 Menentukan Pembebanan Statis .....	64
3.5 Permodelan dan Analisa Struktur.....	70
3.5.1 Kemiringan <i>Pylon</i> .....	70
3.5.2 Kontrol Stabilitas Aerodinamis.....	71
3.6 Desain Anker .....	76
3.7 Cek Kabel Putus 1 .....	76
3.8 Metode Pelaksanaan .....	77
3.9 Menyusun Gambar Kerja.....	77
<b>BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN.....</b>	<b>79</b>
4.1 Preliminary Desain .....	79
4.1.1 Data Perencanaan Modifikasi .....	79
4.1.2 Konfigurasi Kabel .....	79
4.1.3 Gelagar .....	80
4.1.4 <i>Pylon</i> .....	82
4.2 Perhitungan Struktur Sekunder.....	82
4.2.1 Perencanaan Kerb.....	82
4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran .....	84
4.2.3 Perencanaan Trotoar.....	87
4.2.4 Cek Kuat Geser Pons.....	91
4.3 Permodelan dan Analisa Struktur .....	92

4.3.1 Dimensi Gelagar .....	92
4.3.2 Dimensi Kabel dan Kemiringan Pylon .....	93
4.3.3 Dimensi Pylon.....	102
4.3.4 Analisa Pembebanan.....	104
4.3.5 Konfigurasi Beban .....	112
4.3.6 Permodelan .....	113
4.3.7 Analisa Struktur .....	114
4.4 <i>Staging Analysis</i> .....	116
4.4.1 Pembebanan <i>Staging Analysis</i> .....	117
4.4.2 Tahapan <i>Staging Analysis</i> .....	120
4.4.3 Tuning Kabel Awal.....	146
4.4.4 Hasil <i>Staging Analysis</i> .....	146
4.5 Struktur Kabel .....	148
4.5.1 Data Perencanaan.....	148
4.5.2 Gaya Stressing Kabel.....	150
4.5.3 Analisa Penampang Kabel Dengan $A_{pakai}$ .....	154
4.5.4 Analisa Akibat Kabel Putus Satu .....	156
4.5.5 Analisa Kabel Pada Saat <i>Staging</i> .....	158
4.5.6 Analisa Blok Angkur Pada Eksternal.....	159
4.6 Gelagar .....	163
4.6.1 Tegangan Ijin Bahan Beton .....	163
4.6.2 Perhitungan Box Girder .....	164
4.6.3 Hasil Analisa Struktur.....	169
4.6.4 Analisa Penampang Gelagar .....	169
4.6.5 Perencanaan Angkur Pada Gelagar.....	203

4.6.6 Perencanaan Perletakan Pada Gelagar .....	207
4.6.7 Perencanaan <i>Expansion Joint</i> .....	209
4.6.8 Kontrol Stabilitas Aerodinamis .....	211
4.7 <i>Pylon</i> .....	222
4.7.1 Gaya Dalam Pada <i>Pylon</i> Tipe <i>Single Pylon</i> .....	223
4.7.2 Analisa Penampang Kaki <i>Pylon</i> .....	225
4.7.3 Analisa Penampang Kolom <i>Pylon</i> .....	231
4.7.4 Analisa Angkur Pada <i>Pylon</i> .....	238
BAB V PENUTUP .....	243
5.1 Kesimpulan .....	243
5.2 Saran .....	244
DAFTAR PUSTAKA .....	245

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Kondisi Eksisting Jembatan Ngujang II .....	2
Gambar 1. 2 Desain modifikasi struktur jembatan Ngujang II.....	2
Gambar 1. 3 Peta Lokasi .....	6
Gambar 2. 1 Stromsund Bridge.....	10
Gambar 2. 2 Tatahan kabel transversal (a) sistem dua bidang vertikal, (b) sistem dua bidang miring, (c) sistem satu bidang, (d) <i>asymmetrical plane system</i> . (Troitsky, 1988).....	12
Gambar 2. 3 <i>Harp pattern</i> (pola kecap) .....	13
Gambar 2. 4 <i>Fan pattern</i> (pola kipas) .....	14
Gambar 2. 5 <i>Semi harp pattern</i> (pola kipas) .....	14
Gambar 2. 6 <i>Asymmetric pattern</i> (pola tidak simetri) .....	15
Gambar 2. 7 Jembatan Sungai Rio Ebro, Spanyol .....	16
Gambar 2. 8 <i>Asymmetric semi-harp with a supported side span</i> 16	
Gambar 2. 9 Hubungan antara kabel sisi side span dengan blok angkur dan gaya yang bekerja pada blok angkur (Gimsing, Georgakis, 2012) .....	16
Gambar 2. 10 Konfigurasi <i>Strand</i> (Haldania R, 2007).....	17
Gambar 2. 11 Dek kotak dari Baja dengan sistem <i>Multi-Cell</i> ,....	21
Gambar 2. 12 Dek Baja dengan sistem Balok Kembar, .....	21
Gambar 2. 13 Dek Komposit dengan Balok Kembar, .....	22
Gambar 2. 14 Dek Kotak Puntir Beton, Jembatan Sunshine Skyway, USA .....	22
Gambar 2. 15 Tipe <i>box girder</i> beton .....	23
Gambar 2. 16 Segmen Jembatan <i>Box Girder</i> .....	27
Gambar 2. 17 Tipe bidang <i>pylon</i> (tiang) .....	33
Gambar 2. 18 Beban lajur “D” .....	36
Gambar 2. 19 Beban Truk .....	37
Gambar 2. 20 faktor beban dinamis untuk beban “T” .....	38
Gambar 2. 21 Koefisien CN .....	45
Gambar 2. 22 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999) .....	46
Gambar 2. 23 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999).....	47

Gambar 2. 24 Efek ayunan (Walther, 1999) .....	47
Gambar 2. 25 kecepatan kritis teoritis efek ayunan (Walter, 1999) .....	48
Gambar 2. 26 Prosedur pelaksanaan <i>Staging Method</i> .....	50
Gambar 2. 27 Prosedur pelaksanaan teknik <i>Push-Out</i> .....	52
Gambar 2. 28 Metode pelaksanaan kantilever (Gimsing dan T. Christos, 2012).....	53
Gambar 2. 29 Ilustrasi arah berlawanan dari urutan analisi dan urutan pelaksanaan.....	54
Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan.....	56
Gambar 3. 2 Tinggi optimum <i>pylon</i> .....	59
Gambar 3. 3 Beban lajur “D” .....	65
Gambar 3. 4 Beban Truk.....	66
Gambar 3. 5 Faktor beban dinamis untuk beban “T” .....	67
Gambar 3. 6 Rencana awal jembatan .....	70
Gambar 3. 7 Gaya yang bekerja pada bagian bawah (a) dan gaya pada bagian atas (b).....	71
Gambar 3. 8 Koefisien CN.....	73
Gambar 3. 9 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999).....	73
Gambar 3. 10 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999) .....	74
Gambar 3. 11 Efek ayunan (Walther, 1999) .....	74
Gambar 3. 12 Kecepatan kritis teoritis efek ayunan (Walter, 1999) .....	75
Gambar 3. 13 Ilustrasi arah berlawanan dari urutan analisis dan pelaksanaan (Gimsing, 1983).....	77
Gambar 4. 1 Susunan kabel arah memanjang (satuan meter) .....	79
Gambar 4. 2 Susunan kabel arah melintang (satuan meter) .....	80
Gambar 4. 3 Dimensi gelagar box (satuan meter).....	81
Gambar 4. 4 Kerb.....	83
Gambar 4. 5 Dimensi trotoar dan tiang sandaran.....	84
Gambar 4. 6 Sketsa beban.....	85
Gambar 4. 7 Sketsa penulangan sandaran.....	87

Gambar 4. 8 Tinggi efektif plat .....	88
Gambar 4. 9 Sketsa pembebanan trotoar .....	88
Gambar 4. 10 Bidang penyebaran tekanan roda.....	91
Gambar 4. 11 Penampang melintang gelagar (satuan meter).....	92
Gambar 4. 12 Tatanan sistem kabel awal .....	93
Gambar 4. 13 Ilustrasi beban yang dipikul kabel .....	94
Gambar 4. 14 Dimensi penampang pylon (satuan m) .....	103
Gambar 4. 15 Spektrum respons gempa rencana .....	108
Gambar 4. 16 Vibration mode shape pada mode 1 menunjukkan lentur arah X.....	109
Gambar 4. 17 Vibration mode shape pada mode 2 menunjukkan lentur arah Y.....	110
Gambar 4. 18 Permodelan elemen jembatan .....	113
Gambar 4. 19 Tampak memanjang dan melintang permodelan	114
Gambar 4. 20 Spesifikasi form traveler (dalam m) .....	118
Gambar 4. 21 Contoh form traveler .....	118
Gambar 4. 22 Permodelan dan input beban pada <i>form traveler</i>	119
Gambar 4. 23 Hasil analisa reaksi pada form traveler (dalam ton)	120
.....	120
Gambar 4. 24 Penomoran kabel dan gelagar.....	120
Gambar 4. 25 Cyle 1 .....	121
Gambar 4. 26 Diagram momen pada Cycle 1 .....	121
Gambar 4. 27 cycle 2.....	121
Gambar 4. 28 Diagram momen pada Cycle 2 .....	121
Gambar 4. 29 cycle 3.....	122
Gambar 4. 30 Diagram momen pada Cycle 3 .....	122
Gambar 4. 31 cycle 4.....	122
Gambar 4. 32 Diagram momen pada Cycle 4 .....	122
Gambar 4. 33 cycle 5.....	123
Gambar 4. 34 Diagram momen Cycle 5.....	123
Gambar 4. 35 cycle 6.....	123
Gambar 4. 36 Diagram momen Cycle 6.....	123
Gambar 4. 37 cycle 7.....	124
Gambar 4. 38 Diagram momen Cycle 7.....	124
Gambar 4. 39 cycle 8.....	124

Gambar 4. 40 Diagram momen Cycle 8.....	124
Gambar 4. 41 cycle 9 .....	125
Gambar 4. 42 Diagram momen Cycle 9.....	125
Gambar 4. 43 cycle 10 .....	125
Gambar 4. 44 Diagram momen Cycle 10.....	125
Gambar 4. 45 cycle 11 .....	126
Gambar 4. 46 Diagram momen Cycle 11.....	126
Gambar 4. 47 cycle 12 .....	126
Gambar 4. 48 Diagram momen Cycle 12.....	126
Gambar 4. 49 cycle 13 .....	127
Gambar 4. 50 Diagram momen Cycle 13.....	127
Gambar 4. 51 cycle 14 .....	127
Gambar 4. 52 Diagram momen Cycle 14.....	127
Gambar 4. 53 cycle 15 .....	128
Gambar 4. 54 Diagram momen Cycle 15.....	128
Gambar 4. 55 cycle 16 .....	128
Gambar 4. 56 Diagram momen Cycle 16.....	128
Gambar 4. 57 cycle 17 .....	129
Gambar 4. 58 Diagram momen Cycle 17.....	129
Gambar 4. 59 cycle 18 .....	129
Gambar 4. 60 Diagram momen Cycle 18.....	129
Gambar 4. 61 cycle 19 .....	130
Gambar 4. 62 Diagram momen Cycle 19.....	130
Gambar 4. 63 cycle 20 .....	130
Gambar 4. 64 Diagram momen Cycle 20.....	130
Gambar 4. 65 cycle 21 .....	131
Gambar 4. 66 Diagram momen Cycle 21.....	131
Gambar 4. 67 cycle 22 .....	131
Gambar 4. 68 Diagram momen Cycle 22.....	131
Gambar 4. 69 cycle 23 .....	132
Gambar 4. 70 Diagram momen Cycle 23.....	132
Gambar 4. 71 cycle 24 .....	132
Gambar 4. 72 Diagram momen Cycle 24.....	132
Gambar 4. 73 cycle 25 .....	133
Gambar 4. 74 Diagram momen Cycle 25.....	133



Gambar 4. 75 cycle 26.....	133
Gambar 4. 76 Diagram momen Cycle 26.....	133
Gambar 4. 77 cycle 27.....	134
Gambar 4. 78 Diagram momen Cycle 27.....	134
Gambar 4. 79 cycle 28.....	134
Gambar 4. 80 Diagram momen Cycle 28.....	134
Gambar 4. 81 cycle 29.....	135
Gambar 4. 82 Diagram momen Cycle 29.....	135
Gambar 4. 83 cycle 30.....	135
Gambar 4. 84 Diagram momen Cycle 30.....	135
Gambar 4. 85 cycle 31.....	136
Gambar 4. 86 Diagram momen Cycle 31.....	136
Gambar 4. 87 cycle 32.....	136
Gambar 4. 88 Diagram momen Cycle 32.....	136
Gambar 4. 89 cycle 33.....	137
Gambar 4. 90 Diagram momen Cycle 33.....	137
Gambar 4. 91 cycle 34.....	137
Gambar 4. 92 Diagram momen Cycle 34.....	137
Gambar 4. 93 cycle 35.....	138
Gambar 4. 94 Diagram momen Cycle 35.....	138
Gambar 4. 95 cycle 36.....	138
Gambar 4. 96 Diagram momen Cycle 36.....	138
Gambar 4. 97 cycle 37.....	139
Gambar 4. 98 Diagram momen Cycle 37.....	139
Gambar 4. 99 cycle 38.....	139
Gambar 4. 100 Diagram momen Cycle 38.....	139
Gambar 4. 101 cycle 39.....	140
Gambar 4. 102 Diagram momen Cycle 39.....	140
Gambar 4. 103 cycle 40.....	140
Gambar 4. 104 Diagram momen Cycle 40.....	140
Gambar 4. 105 cycle 41.....	141
Gambar 4. 106 Diagram momen Cycle 41.....	141
Gambar 4. 107 cycle 42.....	141
Gambar 4. 108 Diagram momen Cycle 42.....	141
Gambar 4. 109 cycle 43.....	142

Gambar 4. 110 Diagram momen Cycle 43.....	142
Gambar 4. 111 cycle 44 .....	142
Gambar 4. 112 Diagram momen Cycle 44.....	142
Gambar 4. 113 cycle 45 .....	143
Gambar 4. 114 Diagram momen Cycle 45.....	143
Gambar 4. 115 cycle 46 .....	143
Gambar 4. 116 Diagram momen Cycle 46.....	143
Gambar 4. 117 cycle 47 .....	144
Gambar 4. 118 Diagram momen Cycle 47.....	144
Gambar 4. 119 cycle 48 .....	144
Gambar 4. 120 Diagram momen Cycle 48.....	144
Gambar 4. 121 cycle 49 .....	145
Gambar 4. 122 Diagram momen Cycle 49.....	145
Gambar 4. 123 cycle 50 .....	145
Gambar 4. 124 Diagram momen Cycle 50.....	145
Gambar 4. 125 Hasil <i>cable force tuning</i> dengan beban mati .....	146
Gambar 4. 126 Penomoran elemen dek .....	146
Gambar 4. 127 Penomoran node dek .....	147
Gambar 4. 128 Tatanan system kabel .....	149
Gambar 4. 129 Hasil <i>cable force tuning</i> dengan beban mati .....	152
Gambar 4. 130 Hasil <i>cable force tuning</i> menggunakan $A_{pakai}$ .....	154
Gambar 4. 131 Asumsi kabel putus satu .....	156
Gambar 4. 132 Kabel M18 diasumsikan putus .....	156
Gambar 4. 133 Hasil cable force tuning akibat kabel putus 1.....	157
Gambar 4. 134 Hasil cable force tuning pada saat <i>staging</i> .....	158
Gambar 4. 135 Detail angker VSL SSI 2000 yang digunakan...	159
Gambar 4. 136 Notasi dimensi angkur.....	159
Gambar 4. 137 Desain dan detail blok angkur .....	162
Gambar 4. 138 Potongan box girder tipe 1 .....	164
Gambar 4. 139 potongan box girder tipe 2 .....	164
Gambar 4. 140 Analisa <i>section data</i> dan <i>section properties</i> T1	168
Gambar 4. 141 Analisa <i>section data</i> dan <i>section properties</i> T2	168
Gambar 4. 142 Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt .....	173
Gambar 4. 143 Penulangan bok ujung atas-kiri (dalam cm).....	193

Gambar 4. 144 Penulangan blok ujung atas-kanan (dalam cm)	194
Gambar 4. 145 Penulangan blok ujung kiri bawah (dalam cm)	195
Gambar 4. 146 Penulangan blok ujung bawah kanan (dalam cm)	196
Gambar 4. 147 Penulangan blok ujung atas kiri (dalam cm) ....	197
Gambar 4. 148 Penulangan blok ujung bawah-kiri (dalam cm)	198
Gambar 4. 149 Permodelan untuk penulangan melintang box..	199
Gambar 4. 150 Rencana <i>shear-key joint</i> .....	201
Gambar 4. 151 Potongan A-A (dalam cm).....	202
Gambar 4. 152 Detail angkur VSL SSI 2000 yang digunakan..	204
Gambar 4. 153 Notasi dimensi angkur .....	204
Gambar 4. 154 Asumsi perletakan jembatan.....	208
Gambar 4. 155 Dimensi <i>pot bearing</i> .....	208
Gambar 4. 156 Jenis <i>expansion joint</i> yang digunakan .....	210
Gambar 4. 157 Detail <i>expansion joint</i> yang digunakan .....	210
Gambar 4. 158 Macam penampang dek .....	215
Gambar 4. 159 Koefisien CN .....	215
Gambar 4. 160 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitude	217
Gambar 4. 161 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan	218
getaran (Walther,1999).....	218
Gambar 4. 162 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$ .....	219
Gambar 4. 163 Grafik efek flutter .....	219
Gambar 4. 164 kecepatan kritis teoritis untuk efek ayunan .....	221
Gambar 4. 165 Grafik koefisien koreksi .....	222
Gambar 4. 166 Struktur <i>pylon</i> tipe <i>single plane</i> .....	223
Gambar 4. 167 <i>section properties</i> penampang <i>pylon</i> .....	225
Gambar 4. 168 Desain penampang dan tulangan longitudinal	229
<i>pylon</i> pada program bantu spColumn.....	229
Gambar 4. 169 Diagram interaksi spColumn .....	229
Gambar 4. 170 Desain penulangan kaki <i>pylon</i> .....	231
Gambar 4. 171 <i>section properties</i> penampang <i>pylon</i> .....	232
Gambar 4. 172 desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i>	236
pada program bantu spColumn.....	236
Gambar 4. 173 Diagram interaksi spColumn .....	236

Gambar 4. 174 Desain penulangan kolom <i>pylon</i> .....	238
Gambar 4. 175 Detail angker VSL SSI 2000 yang digunakan...	239
Gambar 4. 176 Notasi dimensi angkur.....	240

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 2 Rentang Panjang Berbagai Tipe Struktur .....	9
Tabel 2. 3 Koefisien <i>wooble</i> dan koefisien kelengkungan (T.Y Lin & Burns, 1988) .....	29
Tabel 2. 4 Nilai koefisien faktor susut (T.Y.Lin & Burns, 1988)	31
Tabel 2. 5 Nilai <i>Kre</i> dan J (T.Y.Lin & Burns, 1988) .....	31
Tabel 2. 6 Nilai C (T.Y.Lin & Burns, 1988) .....	32
Tabel 2. 7 faktor beban untuk beban lajur .....	36
Tabel 2. 8 faktor beban untuk beban "T" .....	37
Tabel 2. 9 Faktor beban akibat susut dan rangkai .....	38
Tabel 2. 10. Faktor beban akibat pengaruh prategang .....	39
Tabel 2. 11 Nilai $V_0$ dan $Z_0$ .....	40
Tabel 2. 12. Tekanan angin dasar .....	41
Tabel 2. 13 Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan .....	41
Tabel 3. 2 Faktor beban untuk beban lajur .....	66
Tabel 3. 3 Faktor beban untuk beban "T" .....	67
Tabel 3. 4 Faktor beban akibat susut dan rangkai .....	68
Tabel 3. 5. Faktor beban akibat pengaruh prategang .....	68
Tabel 4. 1 Jenis Kabel dan Anker .....	80
Tabel 4. 2 Jenis Kabel dan Anker .....	93
Tabel 4. 3 Kebutuhan jumlah kabel (awal) .....	97
Tabel 4. 4 Nilai modulus elastisitas ekivalen kabel .....	99
Tabel 4. 5 Gaya yang bekerja pada setiap segmen .....	101
Tabel 4. 6 Gaya aksial pada pylon .....	102
Tabel 4. 7 Tabel respons spektrum .....	109
Tabel 4. 8 konfigurasi pembebanan hidup .....	113
Tabel 4. 9 Periode struktur tiap <i>mode shape</i> .....	114
Tabel 4. 10 <i>Modal Participation masses</i> (%) .....	115
Tabel 4. 11 Hasil output gaya dalam dek .....	115
Tabel 4. 12 Hasil output gaya dalam pylon .....	116
Tabel 4. 13 Hasil output gaya kabel .....	116
Tabel 4. 14 Konfigurasi pembebanan untuk staging analysis ...	117

Tabel 4. 15 FT-S Series Form-Traveler (Over Head Model) Main Specification.....	119
Tabel 4. 16 Hasil output gaya dalam dek pada <i>staging analysis</i>	146
Tabel 4. 17 Hasil output <i>displacement</i> dek pada <i>staging analysis</i> .....	147
Tabel 4. 18 Hasil <i>output</i> gaya kabel saat <i>staging</i> .....	148
Tabel 4. 19 Jenis kabel dan anker .....	149
Tabel 4. 20 Kebutuhan jumlah kabel .....	149
Tabel 4. 21 Gaya tarik awal kabel.....	151
Tabel 4. 22 Kontrol tegangan kabel .....	152
Tabel 4. 23 Kebutuhan jumlah kabel sebenarnya .....	153
Tabel 4. 24 Hasil analisa gaya tarik dari $A_{pakai}$ .....	154
Tabel 4. 25 kontrol kemampuan kabel dari $As_{pakai}$ .....	155
Tabel 4. 26 Kontrol kemampuan kabel putus satu .....	157
Tabel 4. 27 Kontrol kemampuan kabel saat <i>Staging</i> .....	158
Tabel 4. 28 Gaya tarik $A_{pakai}$ .....	159
Tabel 4. 29 Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 yang digunakan	160
Tabel 4. 30 Kontrol tegangan beton saat stressing pada kabel di blok angkur .....	161
Tabel 4. 31 Perhitungan penampang box tipe 1 .....	164
Tabel 4. 32 Perhitungan penampang box tipe 2 .....	165
Tabel 4. 33 Perhitungan cgc penampang box girder tipe 1 .....	166
Tabel 4. 34 Perhitungan cgc penampang box girder tipe 2 .....	167
Tabel 4. 35 Gaya dalam yang terjadi pada box girder .....	169
Tabel 4. 36 Gaya tarik kabel pada gelagar .....	204
Tabel 4. 37 Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 digunakan .....	205
Tabel 4. 38 Kontrol tegangan beton saat stressing pada kabel di gelagar.....	206
Tabel 4. 39 Spesifikasi <i>pot bearing</i> .....	209
Tabel 4. 40 Dimensi dan spesifikasi <i>expansion joint</i> .....	211
Tabel 4. 41 Gaya dalam pada kaki <i>pylon</i> .....	224
Tabel 4. 42 Gaya dalam pada kolom <i>pylon</i> .....	224
Tabel 4. 43 Gaya tarik kabel pada <i>pylon</i> .....	239
Tabel 4. 44 Spesifikasi angker VSL SSI 2000 yang digunakan.	240

Tabel 4. 45 Kontrol tegangan beton saat stressing pada kabel di <i>pylon</i> .....	241
--	-----

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***



# **BAB I**

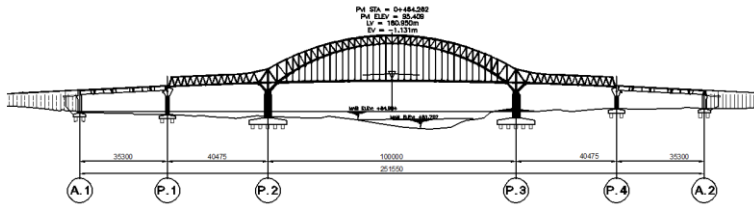
## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pada Kehidupan masyarakat, sarana transportasi sangatlah penting. Hal ini dikarenakan sarana transportasi berpengaruh pada seluruh aspek kehidupan manusia. Salah satu sarana untuk memperlancar kegiatan manusia dalam hal transportasi adalah jembatan. Didefinisikan bahwa jembatan adalah suatu struktur konstruksi yang menghubungkan suatu rute transportasi yang terpisah oleh rintangan seperti sungai, lembah, jurang, saluran irigasi, jalan kereta api, jalan raya dan menghubungkan antar pulau.

Seiring meningkatnya mobilitas manusia, maka berdampak juga pada perkembangan lalu lintas yang semakin padat. Upaya Pemerintah Kabupaten Tulungagung bekerjasama dengan Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Cipta Karya Tulungagung merealisasikan pembangunan Jalan Lingkar Timur yang menghubungkan antara Desa Bukur dengan Desa Pucung dimana pada desa tersebut dipisahkan oleh Sungai Brantas, sehingga dibutuhkan infrastruktur berupa jembatan, yaitu jembatan Ngujang II.

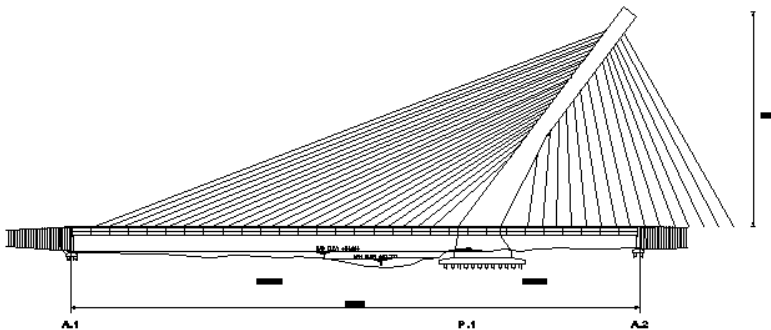
Kondisi jembatan Ngujang II saat ini didesain menggunakan struktur rangka busur baja. Panjang bersih jembatan 251,5 m. Jembatan dibagi menjadi lima bagian dengan empat pilar, dua bagian dengan panjang 35,3 m, dua bagian dengan panjang 40,475 m, satu bagian dengan panjang 100 m, serta lebar 21.5 m dengan pembagian 2 lajur 2 arah dengan median. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1. 1 Kondisi Eksisting Jembatan Ngujung II

Adanya empat pilar mengakibatkan sulitnya dalam metode pelaksanaan pembuatan pilar di daerah lembah dan pemancangan di daerah lembah, kemudian akibat adanya tiga pilar yang terendam air dapat menimbulkan efek *scouring*. Maka sebaiknya diadakan modifikasi pada pilar, sehingga dapat memudahkan dalam pelaksanaan dilapangan, dengan demikian perlu adanya modifikasi desain pada jembatan Ngujung II.

Tugas akhir ini akan memodifikasi jembatan Ngujung II menggunakan sistem jembatan *cable stayed asymmetric* dengan menggunakan gelagar *box girder prestressed* dengan panjang *main span* yaitu 175 m dan *side span* yaitu 75 m sesuai pada Gambar 1.2.



Gambar 1. 2 Desain modifikasi struktur jembatan Ngujung II

Modifikasi ini dipilih karena jembatan *cable stayed* merupakan jembatan tipe gelagar/balok, yang diantara tumpuan

tetapnya memperoleh tumpuan elastis dari kabel tegang yang terbentang dari satu atau beberapa titik pada gelagar/balok tersebut ke bagian atas menara (Hidayat Sugihardjo, Djoko Irawan, Harwijono, 2007). Namun juga mempertahankan kesan kokoh dari penggunaan prestressed concrete box girder yang memiliki kekakuan torsi yang cukup untuk menahan momen lentur yang besar. Dengan direncanakan jembatan *cable stayed* diharapkan bisa mengurangi adanya pilar pada profil sungai dan dapat memberikan nilai monumental Kabupaten Tulungagung. Pada modifikasi ini pilar yang digunakan hanya satu yang terletak pada profil sungai yang tidak terkena aliran sungai, sehingga tatanan sistem kabel dibuat asimetris, selain itu pemilihan bentuk ini berdasarkan alasan teoritis berupa pengurangan gaya vertical pada ankur dengan cara mengurangi kelandaian kabel sehingga sudut optimum kabel yaitu  $45^\circ$  tercapai (Walther, 1999) dan juga dengan bentuk asimetris memiliki nilai estetika yang lebih tinggi dibandingkan bentuk simetris. Selain itu dengan semakin berkembangnya beton prategang yang pada dasarnya cukup baik kekuatannya dan ekonomis bisa menambah tampilan jembatan dari segi artistik, karena struktur beton prategang lebih ramping dan menghasilkan lebih banyak ruang bebas sehingga dapat menyesuaikan kebutuhan desain (T.Y.Lin dan Burns, 1981). Maka dari itu, penting untuk dilakukan modifikasi pada jembatan Ngujang II dengan sistem *cable stayed asymmetric*.

## **1.2 Perumusan Masalah**

Permasalahan yang akan dibahas dalam studi Tugas Akhir ini dijelaskan pada Permasalahan Utama dan Detail Permasalahan. Untuk penjelasan secara rinci sebagai berikut:

### **1.2.1 Permasalahan Utama**

Bagaimana memodifikasi jembatan Ngujang II dari busur rangka baja menjadi jembatan *cable stayed* dengan sistem kabel *asymmetric* dan model *inclined pylon* dengan pelat lantai *box girder* ?

### 1.2.2 Detail Permasalahan

1. Bagaimana perubahan dari denah dan tampak jembatan setelah modifikasi ?
- 2.. Bagaimana pembebanan pada desain jembatan setelah modifikasi ?
3. Bagaimana merencanakan lantai kendaraan, kabel, dan tiang dengan desain *cable stayed* ?
4. Bagaimana permodelan dan analisa struktur dalam perencanaan jembatan ini ?
5. Bagaimana mengontrol jembatan ni akibat dari beban yang ada ?
6. Bagaimana hasil akhir dari perencanaan modifikasi ini ?

### 1.3 Tujuan

Tujuan yang akan didapat dalam Tugas Akhir ini dijelaskan pada Tujuan Umum dan Detail Tujuan. Untuk penjelasan secara rinci sebagai berikut :

#### 1.3.1 Tujuan Utama

Mampu memodifikasi jembatan Ngujang II dari rangka busur baja menjadi jembatan *cable stayed* dengan sistem kabel *asymmetric* dan model *inclined pylon* dengan pelat lantai *box girder*.

#### 1.3.2 Detail Tujuan

1. Mampu merubah dari denah dan tampak jembatan setelah modifikasi.
2. Mampu menghitung pembebanan pada desain jembatan setelah modifikasi.
3. Mampu semerencanakan lantai kendaraan, kabel, dan tiang dengan desain *cable stayed*.
4. Mampu permodelan dan analisa struktur dalam perencanaan jembatan ini.
5. Mampu mengontrol jembatan ini akibat dari beban yang ada.
6. Mengetahui hasil akhir dari perancangan modifikasi ini.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Untuk menghindari terlalu luasnya cakupan yang dibahas maka diperlukan batasan pengerjaan dalam Tugas Akhir ini, diantaranya:

1. Perencanaan jembatan ini hanya meninjau struktur saja (tidak meninjau analisa biaya dan manajemen konstruksi).
2. Tidak merencanakan perkerasan dan drainase jalan.
3. Tidak meninjau aspek hidrologi Sungai Brantas.
4. Tidak merencanakan struktur bawah.

#### **1.5 Manfaat**

##### **Umum :**

1. Sebagai referensi dalam melakukan desain jembatan dengan menggunakan sistem *cabre stayed asymmetric*.
2. Sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain jembatan bagi instansi terkait.

##### **Bagi penulis :**

1. Dapat menerapkan ilmu perencanaan jembatan, terutama untuk bentang panjang.
2. Sebagai evaluasi penguasaan ilmu ketekniksipilan terkait desain jembatan selama kuliah
3. Menambah wawasan dan pengetahuan akan ilmu desain jembatan.

### 1.6 Peta Lokasi



Gambar 1. 3 Peta Lokasi

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Jembatan merupakan prasarana transportasi yang penting, jembatan digunakan oleh manusia untuk menghubungkan wilayah yang satu dengan wilayah yang lain. Manusia mulai menggunakan jembatan sejak zaman purba, dulu pertama kali yang digunakan manusia adalah berupa jembatan alami, seperti pohon tumbang yang melintasi rintangan (jembatan balok sederhana). Dengan berkembangnya zaman, teknologi struktur jembatan terus mengalami kemajuan yang pesat.

Jembatan adalah suatu konstruksi atau bangunan yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, danau, saluran irigasi, jalan kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang dan lain lain. Dalam perencanaan dan perancangan jembatan sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika arsitektural yang meliputi : Aspek lalu lintas, Aspek teknis, Aspek estetika (Supriyadi dan Muntohar, 2007).

#### **2.1.1 Jenis Jembatan Berdasarkan Kegunaannya, Jenis Material Dan Tipe Struktur**

Berdasarkan perkembangan zaman dan teknologi yang pesat dimulai dengan konstruksi sederhana sampai pada konstruksi yang mutakhir. Berdasarkan fungsinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut :

##### **2.1.1.1 Menurut Kegunaannya**

1. Jembatan jalan raya
2. Jembatan pejalan kaki atau
3. Jembatan penyeberangan
4. Jembatan jalan kereta api
5. Jembatan jalan air

## 6. Jembatan jalan pipa

### 2.1.1.2 Menurut Jenis Material

1. Jembatan beton prategang
2. Jembatan komposit
3. Jembatan kayu
4. Jembatan baja
5. Jembatan beton bertulang

### 2.1.1.3 Menurut Tipe Struktur

1. Jembatan dengan tumpuan sederhana (*simply supported bridge*)
2. Jembatan menerus (*continous bridge*)
3. Jembatan kantilever (*cantilever bridge*)
4. Jembatan integral (*integral bridge*)
5. Jembatan semi integral (*semi integral bridge*)
6. Jembatan pelengkung tiga sendi (*arches bridge*)
7. Jembatan rangka (*trusses bridge*)
8. Jembatan gantung (*suspension bridge*)
9. Jembatan kabel (*cable stayed bridge*)
10. Jembatan urung-urung (*culverts bridge*)

### 2.1.1.4 Menurut Panjang Bentang (Barker and Puckett, 2007)

1. *Small-Span Bridge* ( < 15 m )
2. *Medium-Span Bridge* ( < 75 m )
3. *Large-Span Bridge* ( 50 – 150 m )
4. *Extra Large-Span Bridge* ( > 150 m )



### 2.1.1.5 Menurut Rentang Panjang Untuk Berbagai Tipe Struktur

Tabel 2. 1 Rentang Panjang Berbagai Tipe Struktur

Structural Type	Material	Range of Spans, ft (m)
Slab	Concrete	0-40 (0-12)
	Concrete	40 -1000 (12-300)
	Steel	100-1000 (30-300)
Cable-stayed girder	Steel	300-3500 (90-1100)
Truss	Steel	300-1800 (90-550)
Arch	Concrete	300-1380 (90-420)
	Steel truss	800-1800 (240-550)
Suspension	Steel	1000-6600
		(300-2000)

## 2.2 Jembatan *Cable Stayed*

Jembatan *cable stayed* sudah dikenal sejak lebih dari 200 tahun yang lalu (Walther, 1988) yang pada awal era tersebut umumnya dibangun dengan menggunakan kabel vertikal dan miring seperti *Dryburgh Abbey Footbridge* di Skotlandia yang dibangun pada tahun 1817. Jembatan seperti ini masih merupakan kombinasi dari jembatan *cable stayed* modern. Sejak saat itu jembatan *cable stayed* mengalami banyak perkembangan dan mempunyai bentuk yang bervariasi dari segi material yang digunakan maupun segi estetika. Jembatan *cable stayed* menjadi sangat terkenal sejak penyelesaian jembatan *modern cable-stayed* pertama, yaitu *Strömsund Bridge* di Swedia, pada 1956, yang dapat dilihat pada Gambar 2.1. (Gimsing and Christos, 2012).



Gambar 2. 1 Stromsund Bridge

Umumnya jembatan *cable stayed* menggunakan gelagar baja, rangka, beton atau beton pratekan sebagai gelagar utama (Zarkasi dan Rosliansjah, 1995). Pemilihan bahan tersebut berdasarkan ketersediaan bahan, metode pelaksanaan dan harga konstruksi. Parameter tersebut dinilai tidak hanya bergantung pada perhitungan, melainkan masalah ekonomi dan estetika yang lebih dominan. Pada saat ini kecenderungan menggunakan gelagar beton, (*cast in situ* atau *pre-cast*). Jembatan *cable* memiliki struktur dasar yaitu *pylon* (menara), *stiffening girder* dan kabel. Jembatan utama menerima beban vertikal kemudian ditransfer secara lokal oleh *stiffening girder* untuk mendukung elastisitas yang disediakan oleh kabel-kabel, kemudian tegangan yang terjadi disalurkan kabel menuju *pylon*.

### 2.3 Sistem Kabel

Sistem kabel merupakan salah satu hal mendasar dalam perencanaan jembatan *cable stayed*. Kabel digunakan untuk menopang gelagar diantara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut ke menara. Secara umum sistem kabel dapat dilihat sebagai tatanan kabel transversal dan tatanan kabel longitudinal. Pemilihan tatanan kabel tersebut didasarkan atas berbagai hal

karena akan memberikan pengaruh yang berlainan terhadap perilaku struktur terutama pada bentuk menara dan tampang gelagar. Selain itu akan berpengaruh pula pada metode pelaksanaan, biaya dan arsitektur jembatan. Sebagian besar struktur yang sudah dibangun terdiri atas dua bidang kabel dan diangkerkan pada sisi-sisi gelagar (Walther,1988). Pada jembatan *cable stayed* menggunakan kabel berkekuatan tinggi yang menghubungkan *pylon* dengan gelagar. Ada beberapa jenis bentuk serta konfigurasi kabel berdasarkan susunannya.

### **2.3.1 Tatanan Kabel Transversal**

Tatanan kabel transversal terhadap arah sumbu longitudinal jembatan dapat dibuat satu sampai tiga bidang,namun untuk tiga bidang kabel sampai sekarang belum dapat diterapkan

#### **a. Sistem Satu Bidang**

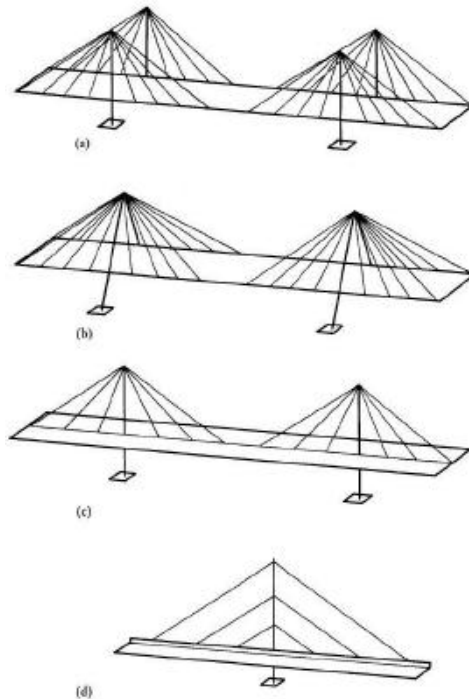
Sistem ini menguntungkan apabila dilihat dari segi estetika, dikarenakan tidak terjadinya kabel yang bersilangan apabila terlihat oleh pandangan sehingga penampilan terlihat lebih indah. Kabel diletakkan pada tengah-tengah dek dan membatasi dua lajur lalu lintas. Sistem satu bidang ini memiliki kelemahan yaitu memiliki gaya torsi yang lebih besar akibat beban yang terjadi pada dek, kelemahan ini dapat diatasi dengan menggunakan dek kaku yang mempunyai nilai kekakuan torsi yang besar. Menara ditempatkan mengikuti bidang kabel di tengah dek.

#### **b. Sistem Dua Bidang**

Penggantung dengan dua bidang dapat berupa dua bidang vertikal sejajar atau dua bidang miring yang pada sisi atas lebih sempit. Tipe dengan bidang vertikal sejajar memiliki dua kabel paralel dan menara berada diatas masing-masing sisi jembatan yang terletak dibidang vertikal yang sama. Adapun alternatif layout yang diadaptasi menggunakan sistem ini yaitu angker kabel dapat terletak di luar struktur dek kemudian kabel dan menara terletak melintang. Penggunaan bidang miring dapat menimbulkan

masalah pada lalu lintas yang lewat diantara dua bidang kabel, terlebih bila jembatan memiliki bentang yang relatif pendek atau menengah. Kemiringan kabel akan sangat curam sehingga mungkin diperlukan pelebaran dek jembatan. Ujung balok melintang dimana akan dipasang anker kabel, mungkin akan terjadi kesulitan pada pendetailan struktur, khususnya beton pratekan.

Selain sistem satu bidang dan dua bidang, menurut (Troitsky,1988) terdapat juga posisi kabel dengan bentuk *asymmetrical plane system* seperti terlihat pada Gambar 2.2 poin (d).



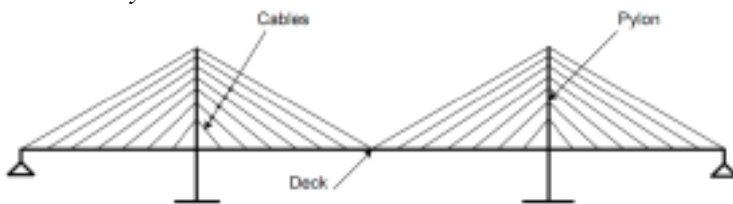
Gambar 2. 2 Tatanan kabel transversal (a) sistem dua bidang vertikal, (b) sistem dua bidang miring, (c) sistem satu bidang, (d) *asymmetrical plane system*. (Troitsky, 1988)

### 2.3.2 Tatanan Kabel Longitudinal

Tatanan kabel longitudinal jembatan mempunyai banyak variasi tergantung pada pegalaman perencana menentukan perbandingan antara bentang dengan tinggi menara. Untuk bentang yang lebih pendek kabel tunggal mungkin sudah cukup untuk menahan beban rencana. Untuk bentang utama yang panjang dan bentang tidak simetris yang menggunakan angker, variasi tatanan kabel tidak cukup dengan kebutuhan secara teknis tetapi harus menghasilkan konfigurasi dasar tatanan kabel longitudinal yaitu *harp pattern*, *fan pattern*, *semi harp pattern* dan *asymmetric pattern*.

#### a. *Harp pattern* (pola kecap)

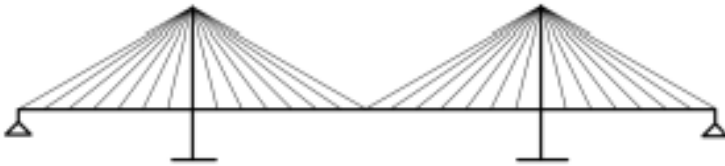
Pola susunan ini kabel dibuat saling berdekatan dan sejajar dengan meletakkannya pada titik yang berbeda pada tiang seperti pada Gambar 2.3, jika ditinjau dari parameter biaya, pola susunan *cable stayed* seperti ini tidak efisien untuk jembatan bentang panjang. Hal ini dikarenakan membutuhkan banyak baja untuk kabelnya, sehingga memberikan tekanan lebih pada lantai jembatan dan mengakibatkan momen lengkung pada tiang. Penyusunan sejajar memberikan penampilan yang menarik untuk susunan *harp* (Bernanrd et al 1988). Kebutuhan akan tiang yang lebih tinggi merupakan salah satu kekurangan dan jenis susunan ini pada jembatan *cable stayed*.



Gambar 2. 3 *Harp pattern* (pola kecap)

b. *Fan pattern* (pola kipas)

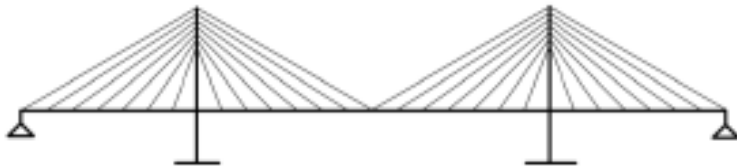
Pada beberapa literatur yang menyebutkan pola ini dengan pola radial (melingkar), namun disini disebut pola fan (kipas). Susunan pola ini semua kabel dihubungkan pada satu titik di puncak tiang seperti pada Gambar 2.4. secara relatif, tinggi kemiringan dari kabel menghasilkan potongan melintang yang lebih kecil dibandingkan dengan pola *harp*. Selain itu gaya horizontal kabel pada lantai jembatan lebih kecil dari tipe *harp* (Bernard et al, 1988). Dengan menambah jumlah kabel, berat pada puncak tiang menjadi bertambah dan rumit dalam hal pemasangan kabel. Tipe *fan* hanya cocok untuk bentang menengah dengan jumlah kabel yang terbatas.



Gambar 2. 4 *Fan pattern* (pola kipas)

c. *Semi harp pattern* (pola setengah kecapi)

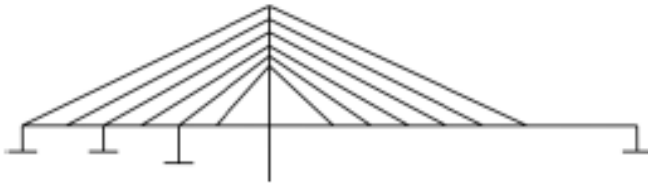
Pada beberapa jembatan *cable stayed* modern di dunia ini sudah menggunakan pola *semi harp* guna efisiensi. Pola ini adalah modifikasi dari pola *harp* dan *fan*. Seperti pada Gambar 2.5. pada susunan pola ini, kabel dihubungkan pada bagian atas tiang yang lebih tinggi dengan saling berdekatan (Bernard et al, 1988). Susunan pada pola ini mempunyai penampilan yang lebih baik dibandingkan *fan pattern*.



Gambar 2. 5 *Semi harp pattern* (pola kipas)

d. *Asymmetric pattern* (pola tidak simetris)

Akibat dari kondisi bumi dan jarak ruang memanjang seringkali mengharuskan untuk mendesain jembatan melawati rintangan dengan satu bentang, tanpa memungkinkan untuk menyeimbangkan struktur dengan bagian belakang yang menonjol Gambar 2.6. pada kasus ini akan sangat membantu jika mengadopsi tali kekang dari jembatan tipe penggantung, dengan ciri pemusatan dari jangkar kabel. Pilihan dari landaian pada bagian belakang tali tergantung dari kondisi geologi dan geoteknikal (Walther, 1999).



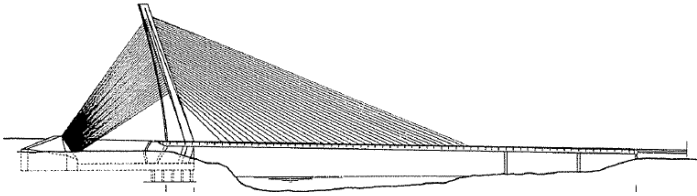
Gambar 2. 6 *Asymmetric pattern* (pola tidak simetri)

### 2.3.3 *Asymmetric semi-harp pattern*

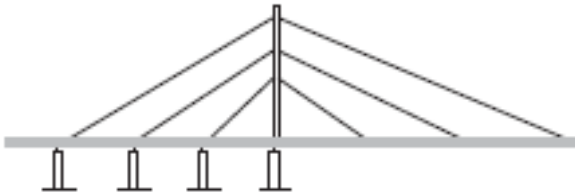
Pada sistem ini memiliki dua bentang yaitu *main span* dan *side span*. Dimana posisi pylon dibuat miring ke sisi *side span*, ini digunakan untuk menyeimbangkan tarikan yang terjadi pada sisi *main span*. Tidak hanya kemiringan *pylon*, pada sistem ini juga digunakan *anchor blok* untuk menyeimbangkan beban yang tidak seimbang pada sisi *main span*. Sistem ini diharapkan dapat menggunakan penyangga sementara untuk mengatasi ketidakseimbangan beban mati saat pelaksanaan serta menjaga elevasi lantai kendaraan yang direncanakan.

Serta menggunakan *anchor blok* dengan berat sendiri yang cukup besar untuk melawan komponen vertikal dari gaya kabel dan memberikan tekanan yang cukup pada pondasi untuk mencegah pergeseran akibat komponen horizontal dari gaya kabel. Untuk menyeimbangkan tarikan yang terjadi pada sisi *main span* ini digunakan *pylon* miring ke sisi *side span*, posisi miring menara ini ditentukan dari resultan kekuatan aksial dari kabel dan

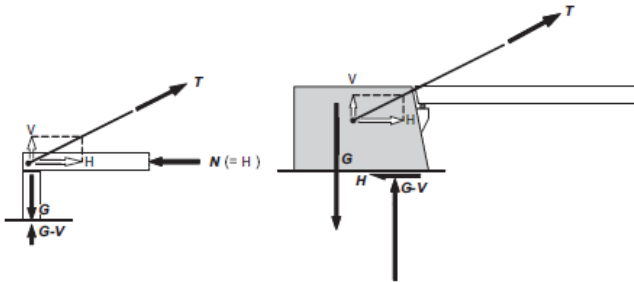
berat mati dari jembatan (Throitsky, 1988). Berikut adalah contoh dari kombinasi *pylon* miring dan *block anchor*.



Gambar 2. 7 Jembatan Sungai Rio Ebro, Spanyol  
(Rene Walther,1999)



Gambar 2. 8 *Asymmetric semi-harp with a supported side span*  
(Gimsing, Georgakis, 2012)



Gambar 2. 9 Hubungan antara kabel sisi side span dengan blok  
angkur dan gaya yang bekerja pada blok ankur (Gimsing,  
Georgakis, 2012)



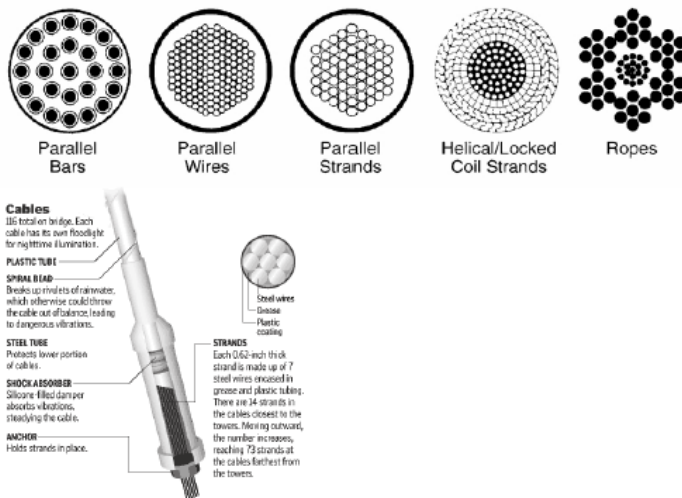
### 2.3.4 Tipe Kabel

Kabel dapat tersusun satu atau lebih *structural rope*, *structural strands*, *locked coil strands* atau *parallel wire strands*. *Strands* merupakan gabungan dari *wire* yang dibuat mengelilingi *centre wire* dalam satu atau banyak lapisan yang simetris. *Strand* baik digunakan untuk menerima beban secara individu, dimana radius atau lengkungan bukanlah persyaratan utama, atau komponen dalam pembuatan *structural rope*. (Haldania R, 2007)

*Rope* tersusun dari banyak *strand* yang mengelilingi *core*. Berbeda dengan *strand*, kapasitas *rope* dipengaruhi oleh lengkungan kabel yang dapat menjadi pertimbangan.

Ada tiga konfigurasi *strand* yaitu:

- Helicaly wound strand*
- Parallel wire strand*
- Locked coil strand*



Gambar 2. 10 Konfigurasi *Strand* (Haldania R, 2007)

### 2.3.5 Desain Kabel

Pada perencanaan tugas akhir ini susunan kabel untuk arah melintang berupa *double plane system*, sedangkan untuk susunan arah memanjang berupa *semi-harp pattern* yang merupakan pengembangan dari *fan pattern* dan *harp pattern*. Kabel digunakan dalam satu helai terdiri dari 7 kawat, untuk dimensi awal kabel dapat diperkirakan menggunakan persamaan berikut :

$$N_{g,i} = R_{g,i} / \sin \alpha_i$$

Dimana :

$N_{g,i}$  : gaya kabel utama

$R_{g,i}$  : reaksi perletakan bentang sederhana akibat berat sendiri dan beban tetap

$\alpha_i$  : sudut kemiringan kabel terhadap sumbu memanjang jembatan

$$\sigma_g = \sigma_{ijin} [g / (g+q)]$$

Dimana :

$\sigma_g$  : tegangan ijin kabel akibat berat sendiri dan beban tetap

$g$  : berat sendiri dan beban tetap

$q$  : beban hidup merata

$\sigma_{ijin}$  : tegangan ijin kabel akibat beban total =  $0,45 \sigma_{putus\ kabel}$

$$A_i = \alpha N_{g,i} / \sigma_g$$

Dimana :

$A_i$  : luas kabel utama

$\alpha$  : fraksi beban yang dipikul oleh kabel ( $0 < \alpha < 1$ ), 1 bila kabel sangat kaku, 0 bila gelagar sangat kaku

$N_{g,i}$  : gaya kabel utama

Dimensi awal kabel didekatkan dengan persamaan berikut (Gimsing, 1983)

$$Asc = \frac{(w\lambda + P)\cos\theta}{(0,8f_u)\sin\frac{2\theta}{2} - \gamma \cdot a}$$

Dimana :

- Asc : Luas penampang kabel
- W : Beban mati dan hidup merata
- P : Beban terpusat
- $\Lambda$  : Jarak antar angker kabel pada gelagar
- $\Theta$  : Sudut kabel terhadap horizontal
- $\gamma$  : Berat jenis kabel ( $77,01 \text{ kN/m}^3$ )
- $f_u$  : Tegangan putus kabel (1860 Mpa)
- A : Jarak mendarat dari *pylon* ke angker kabel pada gelagar (*girder*)

Menghitung jumlah kabel (Gimsing, 1983)

$$n = \frac{Asc}{As}$$

Dimana :

- As : Luas penampang kabel

Analisa jembatan *cabl stayed* didasarkan pada analisa elastisitas baja. Asumsi awal yang digunakan adalah ketika menerima beban mati kabel tetap akan terlihat melengkung, oleh karena lengkungan akibat beban mati modulus elastis efektif ( $E_{eff}$ ) mempunyai nilai yang lebih kecil dari *modulus elastic* kabel baja ( $E_0$ ). Jika kabel disimulasikan sebagai elemen sebenarnya dalam komputer maka akan didapat nilai ( $E_{eff}$ ) < ( $E_0$ ), hal ini seharusnya digunakan terutama untuk kondisi kabel dengan bentang yang sangat panjang. Nilai ( $E_{eff}$ ) selain dipengaruhi oleh panjang dan gaya juga oleh berat sendiri kabel. Modulus elastis efektif dapat direncanakan dengan formula berikut (Walther dkk, 1999).

$$E_{eff} = E_0 \frac{1}{1 + \frac{\gamma^2 L h^2 E_0}{12 \sigma^3}}$$

Dimana :

- $E_{eff}$  : efektif modulus elastis ( $\text{N/mm}^2$ )
- $E_0$  : modulus elastis dari material kabel tetap ( $\text{N/mm}^2$ )
- $\gamma$  : berat jenis dari material kabel ( $\text{N/mm}^3$ )

$L_h$  : panjang kabel yang direncanakan (jarak titik gantung kabel)

$\Sigma$  : tegangan tarik dalam kabel (N/mm<sup>2</sup>)

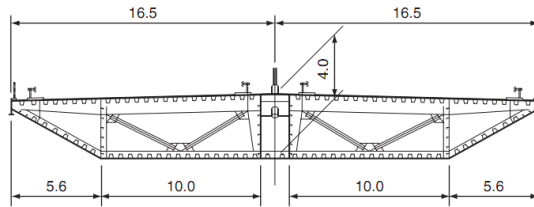
## 2.4 Deck (Lantai Jembatan)

Gelagar pada jembatan *cable stayed* memiliki variasi bentuk, namun bentuk yang sering digunakan yaitu *stiffening truss* dan *solid web* (Podolny dan Scalzi, 1976). *Stiffening truss* digunakan untuk struktur baja sedangkan *solid web* digunakan untuk struktur baja atau beton bertulang maupun beton prategang. Dikarenakan fabrikasi yang besar, perawatan yang relatif sulit dan kurang menarik dilihat dari segi estetika, *stiffening truss* sudah mulai ditinggalkan dan jarang digunakan dalam desain. Meski demikian dapat digunakan sebagai gelagar dengan alasan memiliki sifat aerodinamik yang baik (Supriyadi dan Muntohar 2007).

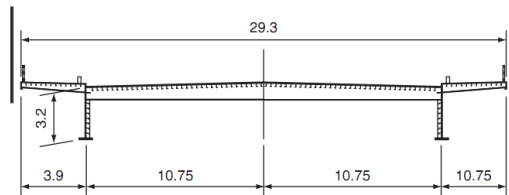
Lantai jembatan yang berbentuk *solid web* cenderung berupa plate girder (gelagar pelat) atau *box girder* (gelagar kotak). Pemilihan dari material untuk jembatan tergantung dari segi biaya. Berat sendiri dari lantai jembatan ini berpengaruh pada kebutuhan kabel, *pylon* dan pondasi. Berikut adalah berbagai jenis lantai jembatan:

### 2.4.1 Lantai Jembatan Terbuat Dari Baja

Lantai jembatan jenis ini memiliki keunggulan yaitu berat sendiri yang tidak terlalu besar dibandingkan dengan yang terbuat dari beton. dalam hal ini memungkinkan untuk mendesain lantai jembatan yang lebih lebar untuk digunakan pada jembatan *cable stayed* bentang panjang (Juvani, 2012). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.11 dan 2.12.



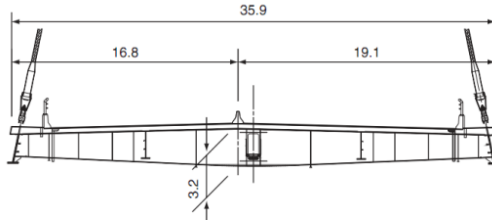
Gambar 2. 11 Dek kotak dari Baja dengan sistem *Multi-Cell*,  
Jembatan Rama IX, Bangkok  
(Dikutip dari : *ICE Manual of Bridge Engineering*, 2008)



Gambar 2. 12 Dek Baja dengan sistem Balok Kembar,  
Jembatan Knie, Jerman  
(Dikutip dari : *ICE Manual of Bridge Engineering*, 2008)

#### 2.4.2 Lantai Jembatan Terbuat Dari Komposit

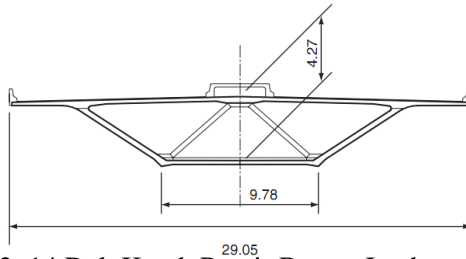
Lantai komposit merupakan struktur gabungan dari balok baja dan pelat beton. Pelat beton dapat dibuat secara *cast in situ* maupun *precast* diatas elemen baja (balok baja). Berat sendiri dari lantai jembatan jenis ini lebih ringan jika dibandingkan dengan jembatan dengan lantai jembatan terbuat dari beton. Elemen beton memiliki pengaruh cukup besar terhadap penambahan gaya normal pada lantai jembatan (Juvani, 2012). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.13.



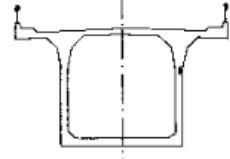
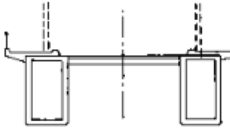

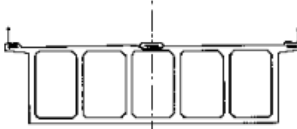
Gambar 2. 13 Dek Komposit dengan Balok Kembar,  
Jembatan Industrial Ring Rod, Bangkok  
(Dikutip dari : *ICE Manual of Bridge Engineering*, 2008)

### 2.4.3 Lantai Jembatan Terbuat Dari Beton

Lantai jembatan ini dapat dibuat secara *precast* ataupun *cast in situ* dikarenakan berat sendiri yang cukup besar lantai jenis ini cocok untuk bentang menengah dan panjang, lantai ini dapat berupa beton bertulang maupun beton prategang. Biaya untuk pembuatan jembatan jenis ini tergolong murah, namun berat sendiri pada lantai jembatan mengakibatkan adanya tambahan beban mati pada jembatan. Dengan adanya beban mati tambahan maka dimensi dari kabel, tiang dan pengakeran harus diperbesar pada struktur jembatan (Juvani, 2012). Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 2.14 dan 2.15.



Gambar 2. 14 Dek Kotak Puntir Beton, Jembatan Sunshine  
Skyway, USA  
(dimensi dalam meter) (Dikutip dari : *ICE Manual of Bridge  
Engineering*, 2008)

	Type of girder	Deck cross - section
1	Single box girder ( Wadi Kuf Bridge, Libya )	
2	Twin box girders ( River Parana Bridge, Argentina)	
3	Twin box girders ( River Waal Bridge, Holland)	
4	Multiple box girder ( Polcevera Viaduct, Italy)	

Gambar 2. 15 Tipe *box girder* beton

#### 2.4.3.1 Beton Pratekan

Beton pratekan menurut SNI 03-2847-2013 yaitu beton struktural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban dengan metoda prategang dimana baja prategang ditarik sebelum dicor. Baja prategang sendiri merupakan elemen baja mutu tinggi

seperti kawat, batang atau *strand*, atau bundel elemen seperti itu yang digunakan untuk menyalurkan gaya prategang ke beton.

#### 2.4.3.2 Gaya Prategang.

Gaya Prategang dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan berikut menjelaskan hubungan antara momen total dengan gaya prategang (T.Y Lin, 1988).

$$F = T = \frac{M_t}{0,65 h}$$

Dimana :

Mt = Momen Total

H = tinggi balok

- A. Tegangan ijin beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang :  
Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang (Pasal 4.4.1.2) Pada Saat Transfer. Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer ( $f_{ci}'$ ), dinyatakan dalam satuan MPa.

$$f_{ci}' = 0,65 \cdot f_c'$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut:

$$\bar{\sigma}_{tekan} = 0,6 f_{ci}'$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui.

$$\bar{\sigma}_{tarik} = 0,25 \sqrt{f_{ci}'}$$

- B. Tegangan ijin beton setelah sesaat kehilangan gaya prategang  
Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat layan, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut:

$$\bar{\sigma}_{tekan} = 0,45 f_c'$$



C. Modulus elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan masa jenis sekitar  $2400 \text{ kg/m}^3$ ,  $E_c$  boleh diambil sebesar

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

D. Tegangan Prategang

Kemudian dengan nilai gaya prategang (F) yang didapat gaya tersebut didistribusikan ke penampang beton dengan rumus berikut:

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M_t \cdot y}{I}$$

Dimana :

A = Luas penampang

e = Eksentrisitas beton

y = jarak serat terluar terhadap garis netral penampang

I = momen inersia penampang.

#### 2.4.3.2 Desain Precast Box Girder

Jembatan dengan lantai kendaraan berupa *box girder* merupakan salah satu pilihan jembatan yang dapat menampung bentang panjang, jembatan dengan menggunakan *box girder* dapat menampung bentang antara 25 – 300 m (Bernaim, 2008). Pada tugas akhir ini konstruksi *box girder* dibuat segmental, konstruksi segmental didefinisikan sebagai metode dimana beban utama yang mendukung anggota dengan cara ditekan bersamaan (Walter dan Muller, 1982)

Tipe *box girder* dipilih sebagai konstruksi segmental karena memiliki beberapa keuntungan dibandingkan dengan bentuk lain. Bentuk kotak memiliki efisiensi *structural* tinggi yang dapat meminimalkan gaya *prestress* yang dibutuhkan untuk menahan momen lentur yang diberikan dan kekuatan puntir yang besar dengan kembali pusat beban hidup eksentrik, meminimalkan prategang yang diperlukan.

#### A. Bentuk Jembatan

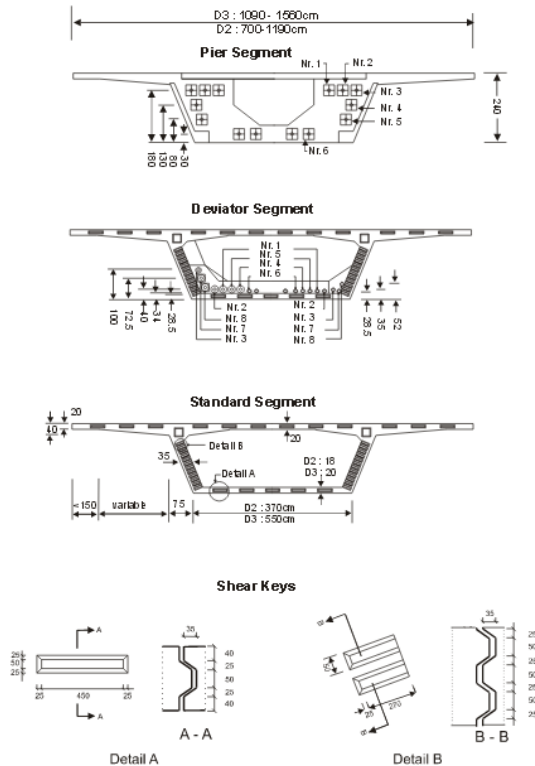
Jembatan *precast box girder* memiliki beberapa bentuk sebagai tampak memanjang. Bentuk memanjang dibagi atas tampak yaitu (Walter dan Muller, 1982) :

- a. *Constant depth*
- b. *Semiconstant depth*
- c. *Straight haunches*
- d. *Variable depth*

Jembatan segmental dibangun seperti struktur bentang tunggal untuk menghindari sambungan kabel *post tension*. Dengan adanya eksternal *post tension* maka diperlukan tiga macam yang berbeda, yaitu :

- a. *Pier segment*, bagian ini terletak di atas abutment dan memerlukan diafragma yang kokoh untuk dapat memperkaku *box girder* serta sebagai bidang pengangkurian dari tendon pratekan.
- b. *Deviator segment*, bagian ini dibutuhkan untuk pengaturan deviasi tendon.
- c. *Standart segment*, bagian yang memiliki dimensi standar dari *box girder* yang digunakan.

Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.16 di bawah ini.



Gambar 2. 16 Segmen Jembatan *Box Girder*  
(Dikutip dari : Jurnal Profesor Dr.-Ing. G. Rombach, 2002)

## B. Dimensi Penampang

Penentuan dimensi *box girder* ada tiga kondisi yang menentukan pada ketebalan badan *box girder* yaitu (Walter dan Muller, 1982) :

- Gaya geser dan momen torsi harus tetap pada batas limit yang diperbolehkan.
- Beton harus dipasang dengan benar, terutama dimana tendon yang di badan akan diletakkan.

- c. Angkur tendon ketika berada pada badan harus mendistribusikan beban pratekan yang tinggi dan terkonsentrasikan pada angkur.

Penentuan ketebalan minimal slab atau sayap atas direkomendasikan tidak kurang dari 175 mm untuk mengulangi kemungkinan fleksibilitas yang cukup pada penempatan tendon (Walter dan Muller, 1982).

### C. Desain Tendon

Tendon pada jembatan *box girder* memiliki peranan utama sebagai penopang setiap segmen dalam jembatan. Tendon diklasifikasikan menjadi dua macam dalam buku *Prestressed Concrete Segmental Bridge*, yaitu :

- Cantilever tendon*, terletak pada area momen negative yang di jacking tiap segmennya.
- Continuity tendon*, bekerja untuk menyediakan gaya prestressing di are momen positif.

#### 2.4.3.3 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang didefinisikan sebagai berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan ini dapat disebabkan oleh beberapa faktor dimana faktor tersebut terbagi dua kategori yaitu kehilangan seketika dan kehilangan akibat pengaruh fungsi waktu. Faktor-faktor tersebut antara lain (T.Y Lin, 1988):

##### A. Kehilangan gaya akibat perpendekan elastis beton

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton mengacu pada RSNI T-12-2004 ps. 6.4.2 dengan rumus sebagai berikut :

Untuk komponen pasca tarik :

$$ES = K_{ES} - E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

Dengan nilai  $f_{cir}$  adalah sebagai berikut :

$$f_{cir} = -\frac{F_0}{A}$$

Dimana :

- $f_{cir}$  = tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif (MPa)  
 ES = kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton (MPa)  
 $K_{ES}$  = Koefisien elastis 0,5 (pasca tarik)  
 $E_S$  = modulus elastisitas kabel baja (MPa)  
 $E_{Ci}$  = modulus elastisitas beton saat transfer gaya prategang (MPa)

B. Kehilangan prategang akibat gesekan kabel

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K \cdot L - \mu \cdot \alpha$$

Dimana :

- $F_1$  = tegangan tarik satuan pada ujung pengdongkrakan  
 $F_2$  = tegangan tarik satuan pada jarak L  
 K = koefisien Wobble  
 $\mu$  = koefisien kelengkungan  
 $\alpha$  = sudut kelengkungan  
 L = panjang sampai titik yang ditinjau

Tabel 2. 2 Koefisien *wooble* dan koefisien kelengkungan (T.Y Lin & Burns,1988)

Tipe Tendon		Koef Wobble K per meter	Koef Kelengkungan $\mu$
Tendon pada selubung	Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
Logam fleksibel	Batang kekuatan tinggi	0,0003 - 0,002	0,08 - 0,30
	Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0066	0,015 - 0,25
Tendon pada selubung logam kaku	Strand 7 kawat	0,0007	0,15 - 0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,001 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendon yang diberi lapisan mastik	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15

## C. Kehilangan prategang akibat slip angkur

$$ANC = \Delta_{fs} = \frac{\Delta\alpha \cdot E_s}{L}$$

Dimana :

- $\Delta\alpha$  = deformasi pengankuran
- $E_s$  = modulus elastisitas angkur
- $L$  = Panjang total kabel

D. Kehilangan prategang akibat rangkai beton (*Creep*)

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana :

- $K_{cr}$  = 2,0 untuk struktur pratarik dan 1,6 untuk pasca tarik
- $f_{cds}$  = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang
- $f_{cir}$  = tegangan beton akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang diberikan
- $E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang
- $E_c$  = modulus elastisitas beton

E. Kehilangan prategang akibat susut beton (*shrinkage*)

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

Dimana :

- $K_{sh}$  = koefisien faktor susut
- $V$  = volume beton
- $S$  = luas selimut yang berhubungan dengan udara
- $RH$  = kelembaban udara
- $E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang

Tabel 2. 3 Nilai koefisien faktor susut (T.Y.Lin &amp; Burns, 1988)

KSH	Waktu Akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
	0,92
0,85	3
0,8	5
0,77	7
0,73	10
0,64	20
0,58	30
0,45	60

F. Kehilangan prategang akibat relaksasi baja (*relaxation*)

$$RE = [K_{re} - J].(SH + CR + ES).C$$

Dimana :

$K_{re}$ , J, dan C berdasarkan tabel berikut

Tabel 2. 4 Nilai  $K_{re}$  dan J (T.Y.Lin & Burns, 1988)

Type of tendon		Kre (MPa)	J
1	Strand/kawat stress-relived 1860 MPa	138	0,15
2	Strand/kawat stress-relived 1720 MPa	128	0,14
3	Kawat stress-relived 1655 & 1620 MPa	121	0,13
4	Strand relaksasi rendah 1860 MPa	35	0,04
5	Kawat relaksasi rendah 1720 MPa	32	0,037
6	Kawat relaksasi rendah 1655 & 1620 MPa	30	0,035
7	Batang stress- relived 1000 & 1100 MPa	41	0,05

Tabel 2. 5 Nilai C (T.Y.Lin &amp; Burns, 1988)

$f_{pi}/f_{pu}$	Stress relieved	Stress-relieved bar or
	strand or wire	low relaxation strand or wire
0,80	-	1,28
0,79	-	1,22
0,78	-	1,16
0,77	-	1,11
0,76	-	1,05
0,75	1,45	1
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,9
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,70	1	0,75
0,69	0,94	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
0,60	0,49	0,33

## 2.5 Pylon

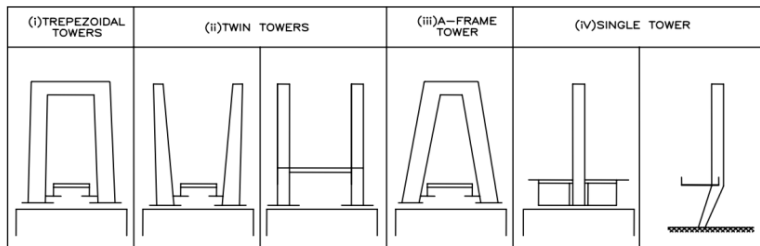
*Pylon* (tiang) jembatan *cable stayed* berfungsi untuk menahan beban mati dan hidup yang bekerja pada struktur, tiang dapat dibuat berongga dari konstruksi baja maupun beton. Ada beberapa bentuk tiang yang berbeda satu sama lain seperti, *single pylon* (tiang tunggal), *twin pylon* (tiang kembar), *A-Frame pylon* (tiang berbentuk A), dan portal. Bentuk-bentuk tersebut dipilih berdasarkan susunan kabel, keindahan, bentang memanjang, kebutuhan perencanaan, pertimbangan biaya, dan parameter



lainnya. Berikut klasifikasi susunan melintang jembatan *cable stayed* :

1. *Single plan system* (sistem bidang tunggal, kabel terletak pada satu bidang)  
Sistem ini disusun dengan rancangan tunggal sepanjang sumbu memanjang struktur atas jembatan. Susunan seperti ini mengikuti perilaku gaya puntir yang diakibatkan oleh beban yang tidak simetris pada lantai jembatan. Maka balok utama harus memenuhi syarat kekakuan puntir untuk melawan gaya torsi.
2. *Two plan system* (sistem bidang ganda, berupa dua bidang vertikal)
3. *Two inclined planes system* (kabel terletak pada dua bidang miring)

Berikut ilustrasi susunan melintang jembatan *cable stayed* :



Gambar 2. 17 Tipe bidang *pylon* (tiang)  
(Dikutip dari : Troitsky, 1972)

### 2.5.1 Desain *Pylon*

Perencanaan untuk tinggi *pylon* dapat dilakukan dengan membandingkan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang *deck* (L) dengan range nilai  $L/8-L/15$  (Kris Mermigas ,2008)

Dimensi struktur *pylon* dapat dihitung dengan persamaan berikut  $A_{perlu} = \Sigma P_m / f_c$ . Kekuatan rencana dari kolom harus ditentukan dari kemampuannya menahan gaya aksial dan momen

lentur akibat beban rencana dan momen lentur tambahan akibat pengaruh kelangsingan, berdasarkan cara PBKT.

Dalam hal ini, kekuatan rencana dihitung berdasarkan kekuatan nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan, dan telah memperhitungkan momen lentur tambahan akibat pengaruh kelangsingan. Pasal 5.7.2 SNI T 12 2004.

Kolom harus dikelompokkan sebagai tidak bergoyang atau bergoyang. Kolom tak bergoyang harus direncanakan menurut pasal 5.7.6.1, sedangkan kolom bergoyang harus direncanakan menurut pasal 5.7.6.2.

Beberapa hal yang perlu dihitung dalam perencanaan kolom.

1. Gaya Tekan Aksial

$$Pu \geq Ag \cdot \frac{f'c}{10}$$

*SNI 2847 2013, Pasal (21.6.1)*

dimana dimensi kolom terpendek lebih besar dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4.

2. Penulangan Memanjang

$$\phi Pn maks = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot (Ag - Ast)) + (fy \cdot Ast)$$

$$\phi Pn maks \geq \phi Pn$$

3. Persyaratan Terhadap Gaya Geser

$$Ve = \frac{2 \cdot Mpr}{h}$$

$$Vu = \frac{Mpr1 + Mpr2}{ln}$$

4. Pengekangan Kolom

$$Ash = 0,3 \cdot \frac{s \cdot hc \cdot f'c}{fyt} \cdot \left( \frac{Ag}{Aoh} - 1 \right)$$

*SNI 2847 2013, Pasal (21.6.4.4)*

$$Vu = \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{6} \cdot bw \cdot d$$

$$Vs = \frac{As \cdot fy \cdot d}{s}$$

$$\emptyset(V_s + V_c) > V_u$$

## 5. Panjang Lawatan Pada Sambungan Tulangan Kolom

$$1d = \left( \frac{f_y \cdot \phi_t \cdot \phi_B \cdot \phi_S}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_r c} \left( \frac{C_b + K_{tr}}{db} \right)} \right) \cdot db$$

## 2.6 Pembebanan

Analisis jembatan *cable stayed* terdiri dari analisis statik dan dinamik, hal ini dimaksudkan untuk menentukan variasi gaya pada elemen pendukung beban (gelagar, *pylon*, dan kabel), sedangkan analisis dinamis digunakan untuk menentukan kestabilan struktur.

### 2.6.1 Menentukan Pembebanan Statis

Beban statis terdiri dari :

#### 1. Beban tetap

##### a) Berat sendiri

Berat sendiri merupakan berat elemen bahan dari struktur, ditambah dengan elemen bahan non struktur yang dianggap tetap. Berikut merupakan berat isi dan kerapatan massa untuk berat sendiri dari beberapa bahan menurut **SNI 1725-2016 Pasal 7.1 tabel 2**. Sedangkan faktor beban untuk berat sendiri dari beberapa bahan mengacu **SNI 1725-2016 Pasal 7.2 tabel 3**.

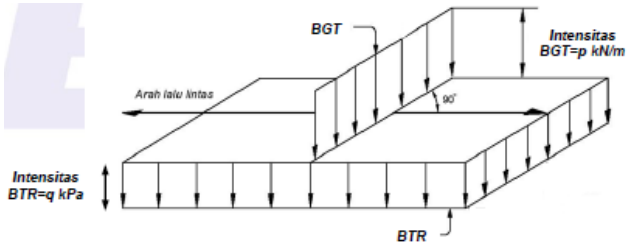
##### b) Beban mati tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada struktur yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah seiring dengan bertambahnya umur struktur. Faktor beban untuk beban mati tambahan mengacu pada **SNI 1725-2016 Pasal 7.3 tabel 4**.

#### 2. Beban Lalu lintas

##### a) Beban lajur “D”

Beban lajur “D” menurut **SNI 1725-2016 Pasal 8.3** terdiri dari beban tersebar merata (UDL) yang digabung dengan beban garis (KEL), lihat Gambar 2.18 berikut :



Gambar 2. 18 Beban lajur “D”

Beban terbagi rata (UDL) mempunyai intensitas  $q$  kPa, dengan besarnya  $q$  tergantung pada panjang total :

$$L \leq 30\text{m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

$$L \geq 30\text{m} : q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$$

Panjang yang dibebankan  $L$  adalah panjang total UDL yang bekerja pada jembatan. Beban garis (KEL) dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus arah lalu-lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49.0 kN/m.

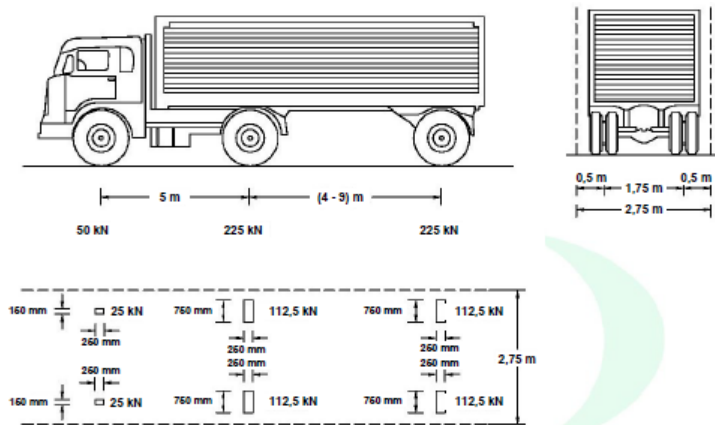
Tabel 2. 6 faktor beban untuk beban lajur

Tipe beban	jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Transien	beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00

b) Beban truk “T”

Pembebanan truk “T” menurut **SNI 1725-2016 Pasal 8.4** terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti pada Gambar 2.19.

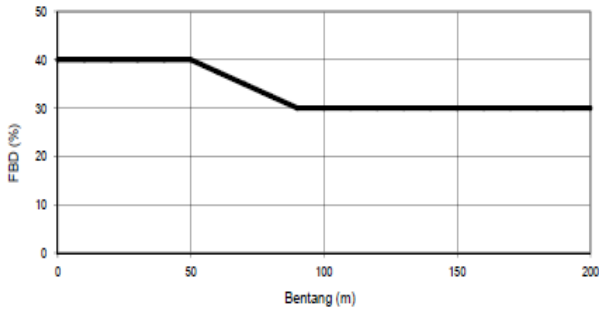
Berat sendiri dari masing-masing as disebar menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai . jarak antara dua as tersebut antara 4.0 m sampai dengan 9.0m, hal ini dikarenakan untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Kendaraan truk “T” ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana.



Gambar 2. 19 Beban Truk

Tabel 2. 7faktor beban untuk beban “T”

Tipe beban	jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00



Gambar 2. 20 faktor beban dinamis untuk beban "T"

3. Beban lingkungan

Beban lingkungan dapat terjadi karena pangaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab alamiah lainnya.

a) Pengaruh susut dan rangkak

Pengaruh ini menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.3.2** dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2. 8 Faktor beban akibat susut dan rangkak

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Tetap	1,0	0,5

b) Pengaruh prategang

Menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.3.3** prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit. Prategang harus

diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 2. 9. Faktor beban akibat pengaruh prategang

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Tetap	1,0	1,0

c) Beban angin

- Tekanan angin horizontal.

Tekanan angin menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.6.1** yang ditentukan untuk angin horizontal diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana  $V_{DZ}$  harus dihitung dengan persamaan berikut:

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

Dimana :

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

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

$V_B$  : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

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

$V_0$  : kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam tabel 2.10, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

$Z_0$  : panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada tabel 2.10 (mm)

$V_{10}$  diperoleh dari:

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

Tabel 2. 10 Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$

Kondisi	Lahan terbuka	Sub urban	Kota
$V_0$ (km/jam)	13,2	17,6	19,3
$Z_0$ (mm)	70	1000	2500

• Beban angin pada struktur (EWs)

Tekanan angin rencana (MPa) dapat ditetapkan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Dimana :

$P_B$  : tekanan angin dasar seperti ditentukan dalam tabel 2.11



Tabel 2. 11. Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

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

- Gaya angin pada kendaraan ( $EW_1$ )

Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, di mana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Komponen beban angin yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil sesuai dalam tabel 2.12 di mana sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2. 12 Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan

Sudut	Komponen tegak lurus	Komponen sejajar
derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00

15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

a) Pengaruh gempa.

Menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.7** menyatakan bahwa jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Beban gempa diambil sebagai beban horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons ( $R_d$ ) dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Dimana :

$E_Q$  : gaya gempa horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  : koefisien respons gempa elastis

$R_d$  : faktor modifikasi respons

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

Koefisien respons elastik  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan.

Atau dapat juga direncanakan dengan metode *response spectrum* dengan periode ulang tertentu sesuai RSNI 2833-

2013 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

## 2.7 Permodelan dan Analisa Struktur

Permodelan dan analisa struktur menggunakan program bantu Midas dan Autocad.

### 2.7.1 Kontrol Stabilitas Aerodinamis

Perilaku aerodinamis akibat angin terhadap jembatan *cable stayed* perlu untuk dianalisa dan dikontrol, karena perilaku ini merupakan salah satu penyebab terjadinya kegagalan struktur. Analisa stabilitas pada desain ini meliputi *vortex-shedding* (tumpahan pusaran angin) dan *flutter* (efek ayunan). Akan tetapi dalam menganalisa efek angin yang bekerja pada jembatan seperti desain ini sebenarnya perlu juga adanya *wind tunnel test* menggunakan model.

#### 2.7.1.1 Frekwensi Alami

Menurut Walther, 1999 hal ini dapat dihitung dengan frekwensi lentur balok ( $f_B$ ) dan frekwensi alam akibat torsi ( $f_T$ ) yang didekati menggunakan persamaan berikut ini :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left( \frac{g}{v_{\text{maks}}} \right)^{1/2}$$

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2r} f_B$$

Dimana :

$f_B$  = frekwensi alami lentur balok (Hz)

$g$  = percepatan gravitasi ( $m/s^2$ ) = 9,81  $kg/cm^2$

$v_{\text{maks}}$  = deformasi statis maksimum akibat berat sendiri (m)

$f_T$  = frekwensi alami torsi (Hz)

$\bar{b}$  = jarak kabel arah melintang (m)

$r$  = jari-jari girasi penampang lantai kendaraan (m)

Akan tetapi pada program bantu MIDAS CIVIL nilai frekwensi alami lentur balok ( $f_B$ ) maupun frekwensi alami torsi ( $f_T$ ) dapat dicari dengan menggunakan *modal* melalui tahapan *mode* pada menu *result – vibration mode shapes*, dengan syarat yang dipakai adalah nilai pada *mode* yang sesuai persamaan berikut  $f_T/f_B \cong 2,5$  (Mathivat).

### 2.7.1.2 Efek Vortex-Shedding

Menurut Walther, 1999 pada kecepatan angin tertentu yang disebut dengan kecepatan kritis, akan terjadi pusaran angin (*vortex-shedding*). Untuk memperoleh nilai percepatan kritis tersebut, digunakan persamaan angka *Strouhal* ( $S$ ).

$$S = \frac{f_B \cdot h}{V} \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 – 7.11})$$

Dimana :

- $S$  = angka *Strouhal*
- $f_B$  = frekwensi alami lentur balok
- $h$  = tinggi lantai kendaraan
- $V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

Selanjutnya dilakukan evaluasi efek pusaran dengan angka *Reynold* ( $Re$ ). Akibat kecepatan angin yang bekerja besarnya angka *Reynold* harus memenuhi persyaratan, nilai  $Re$  harus berkisar antara  $10^5 - 10^7$ . Berikut persamaan untuk angka *Reynold*.

$$Re = \frac{VB}{\nu} \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 – 7.10})$$

Dimana :

- $Re$  = angka *Reynold*
- $V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*
- $B$  = lebar lantai kendaraan
- $\nu$  = viskositas kinematik udara ( $0,15 \text{ cm}^2/\text{dt}$ )

Akibat adanya terpaan angin, akan terjadi gaya angkat (*uplift*) yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_o = \rho \frac{V^2}{2} C_h \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 - 7.13})$$

Dimana :

$F_o$  = gaya angkat

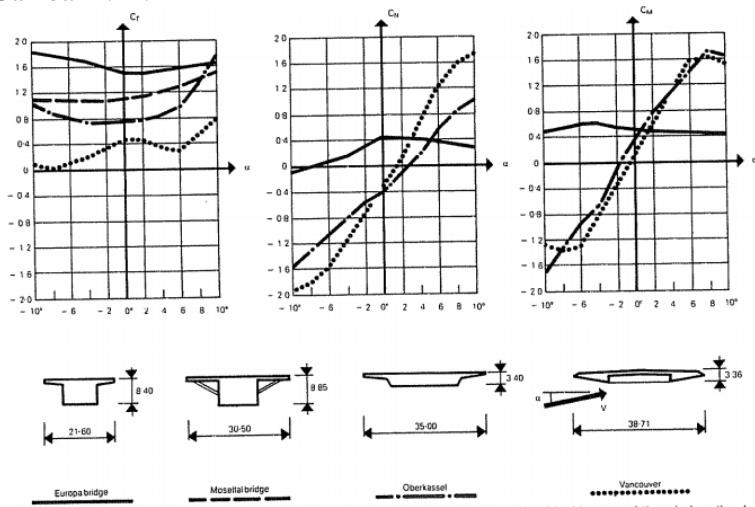
$\rho$  = berat volume udara ( $1,3 \text{ kg/m}^3$ )

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

$C$  = koefisien gaya angkat lantai kendaraan

$h$  = tinggi lantai kendaraan

Besarnya nilai koefisien  $C$  dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 2.21.



Gambar 2. 21 Koefisien CN

Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini :

$$v = \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{max}$$

dimana :

$v$  = amplitudo osilasi

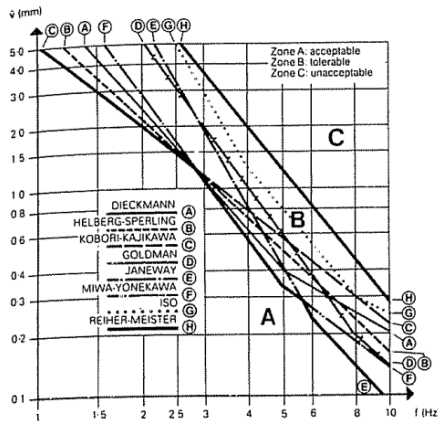
$\delta$  = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)

$F_o$  = gaya angkat

$v_{max}$  = deformasi statis maksimum karena berat sendiri

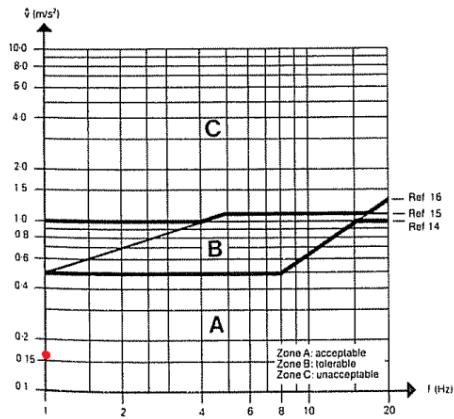
$m$  = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

Maka dapat diketahui klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo ( $v$ ) dengan melakukan plot nilai  $v$  dan  $f_B$  pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.12).



Gambar 2. 22 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)

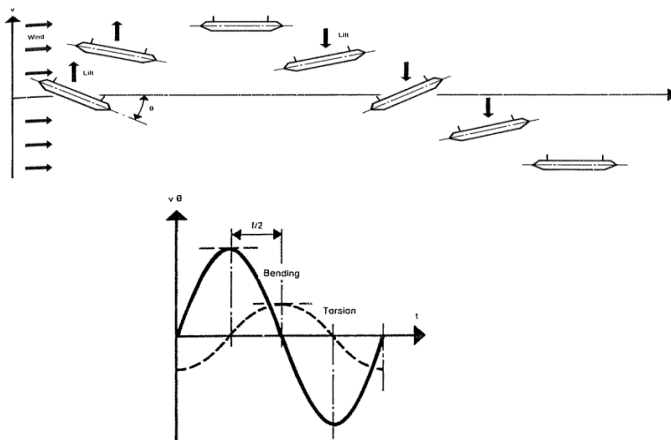
Sedangkan untuk klasifikasi efek psikologi berdasarkan percepatan getaran ( $\ddot{v}$ ) dapat diperoleh dengan melakukan plot nilai  $\ddot{v}$  dan  $f_B$  pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.23).



Gambar 2. 23 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999)

### 2.7.1.3 Efek Ayunan (Flutter)

Efek ayunan menurut Walther, 1999 pada kecepatan kritis ( $V_{\text{kritis}}$ ) menimbulkan lenturan dan torsi. Berikut ini adalah ilustrasi lantai kendaraan yang mengalami *flutter*:



Gambar 2. 24 Efek ayunan (Walther, 1999)

- a. Yang harus dihindari amplitudo akibat lentur dan torsi tidak terjadi bersamaan, yang ideal berjarak

$$t = \frac{\pi}{2} = 1,57 \text{ detik}$$

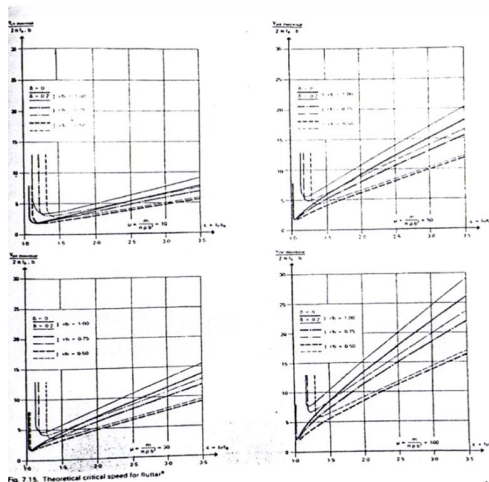
- b. Kecepatan kritis teoritis,  $V_{\text{kritis teoritis}}$  metode KLOEPEL

$$V_{\text{kritis teoritis}} = 2 \cdot \pi \cdot f_B \cdot b$$

$$b = \frac{1}{2} \text{ lebar lantai kendaraan}$$

dapat dicari secara grafis tergantung dari 3 besaran

$$\mu = \frac{m}{\pi \cdot \rho \cdot b^2} ; \quad \varepsilon = \frac{f_T}{f_B} ; \quad \frac{\delta}{b}$$



Gambar 2. 25 kecepatan kritis teoritis efek ayunan (Walter, 1999)

- c. Kecepatan kritis aktual,  $V_{\text{kritis teoritis}}$   
 Pada kenyataannya lebih kecil dari teoritisnya dihitung dari kecepatan kritis teoritis berdasarkan koreksi sudut



datang angin terhadap arah horisontal yang rata-rata  $6^\circ$ ,  
 $\eta$  :

$$V_{\text{kritis teoritis}} = \frac{\eta(\alpha = \pm 6^\circ)}{\eta(\alpha = 0^\circ)} V_{\text{kritis-teoritis}}$$

$$\frac{\eta(\alpha = \pm 6^\circ)}{\eta(\alpha = 0^\circ)} \rightarrow \text{atau } \eta, \text{ koefisien koreksi}$$

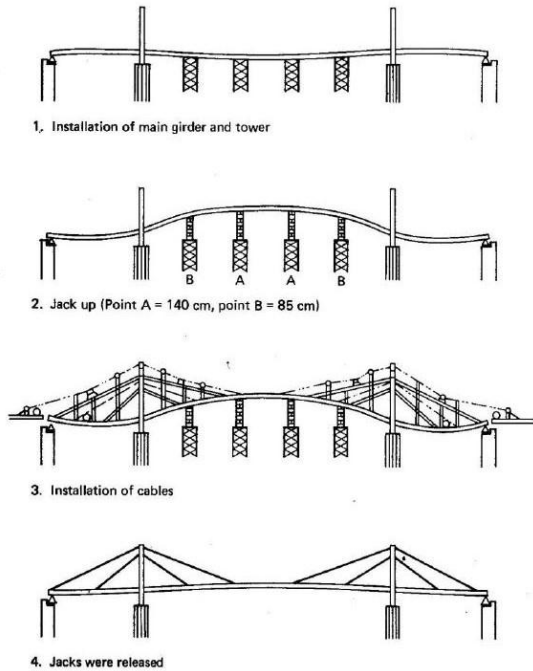
## 2.8 Metode Pelaksanaan

Ada tiga cara yang umum dipakai untuk *stiffening girder* (Soegihardjo, 2007), yaitu :

1. *Staging method*,
2. *Push out method*,
3. *Cantilever method*.

### 2.8.1 Staging method

Metode staging biasanya digunakan pada lokasi jembatan dengan lalu lintas yang tidak terlalu padat dan tinggi bebasnya memungkinkan untuk pemasangan menggunakan perancah. Pada metode ini setiap segmen jembatan dicor dengan menggunakan bekisting yang ditahan oleh perancah. Kabel dapat dipasang pada saat pengecoran beton atau pengelasan baja (tergantung material gelagar utama) dan di *jacking* setelah konstruksi gelagar utama selesai.



Gambar 2. 26 Prosedur pelaksanaan *Staging Method*  
 . (Soegihardjo, 2007)

Urutan pelaksanaannya menggunakan *staging method* adalah :

1. Setelah tembok pangkal dan pilar selesai dibuat, mulai dibuat pilar penolong sementara.
2. Gelagar dipasang dengan sistem *cantilevering*, sampai pada pilar penolong.
3. Pada saat itu pilar penolong berikutnya sudah selesai dan gelagar dapat dipasang terus sampai pada pilar penolong kedua. dan seterusnya, sampai keseberang.
4. Berat tiap bagian gelagar dapat mencapai : 27,5 ton ; dengan panjang : 20m.
5. *Pylon* diselesaikan pemasangannya.

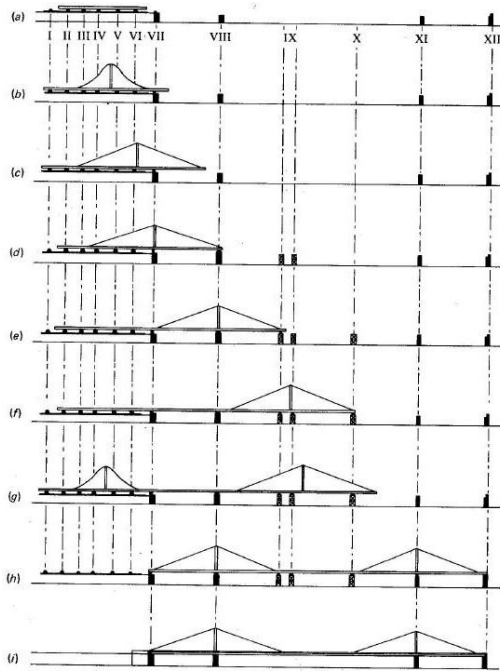
6. Kabel – kabel dipasang .
7. Pada pilar penolong dapat dipasang *jack*, untuk memberi bentuk geometrik yang ditentukan, pada tahap *erection*.

### **2.8.2 *Push out method***

Dipakai terutama bila lalu lintas di bawah jembatan tidak boleh diganggu oleh adanya sistem *erection* jembatan; sedangkan pemakaian cara *cantilever* dinilai tidak praktis pada situasi yang ada di tempat jembatan.

Pada metode ini, bagian-bagian bangunan atas dirangkai di tepian sungai, kemudian secara bertahap didorong maju melintas bentangan-bentangan antara pilar-pilar yang telah dibuat lebih dahulu, termasuk rol atau perletakan geser teflon di atasnya. Gelagar ini dapat didorong dari dua sisi, masing-masing tepian, atau hanya dari satu tepian saja.

*Pylon* (dengan kabelnya) saat didorong maju, duduk di atas gelagar; setelah sampai ke tempat *pylon* yang direncanakan, *pylon* dihubungkan dengan pilarnya. Berat yang dapat didorong kedepan mencapai 1500 ton. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.27.

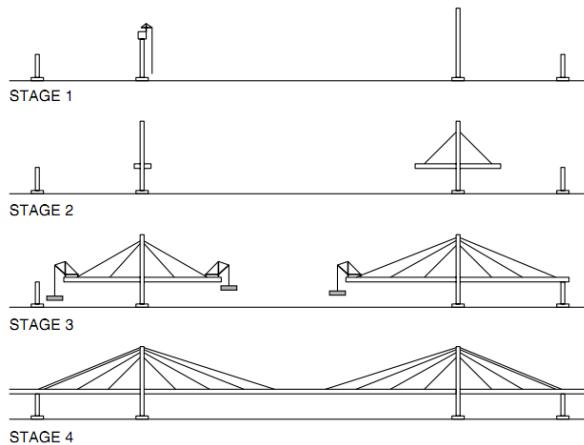


Gambar 2. 27 Prosedur pelaksanaan teknik *Push-Out*.  
(Soegihardjo, 2007)

### 2.8.3 *Cantilever Method*

Pelaksanaan menggunakan metode kantilever biasanya digunakan untuk struktur jembatan dengan material beton atau baja dengan tinggi bebasnya yang besar sehingga kurang memungkinkan untuk penggunaan perancah. Untuk jembatan dengan gelagar utama dari material beton urutan pekerjaan dimulai dengan pemasangan *traveler* pada bagian abutmen, pemasangan bekisting, pemasangan ducting kabel pada gelagar utama, pengecoran gelagar utama, pemasangan kabel dan dilanjutkan *jacking* kabel, kemudian *launching traveler*. Proses tersebut dilangi hingga kedua sisi jembatan bertemu di

tengah. sedangkan untuk jembatan dengan gelagar utama dari material baja pelaksanaannya hampir sama hanya pada proses pemasangan bekisting diganti menjadi pemasangan profil dilanjutkan dengan pengelasan atau penyambungan dengan segmen sebelumnya, serta tidak ada proses pengecoran.



Gambar 2. 28 Metode pelaksanaan kantilever (Gimsing dan T. Christos, 2012)

Dalam kenyataannya urutan antara analisis dan pelaksanaan jembatan pada sistem kantilever berlawanan arah, seperti terlihat pada contoh ilustrasi jembatan dengan enam kabel pada bentang utama dibawah :

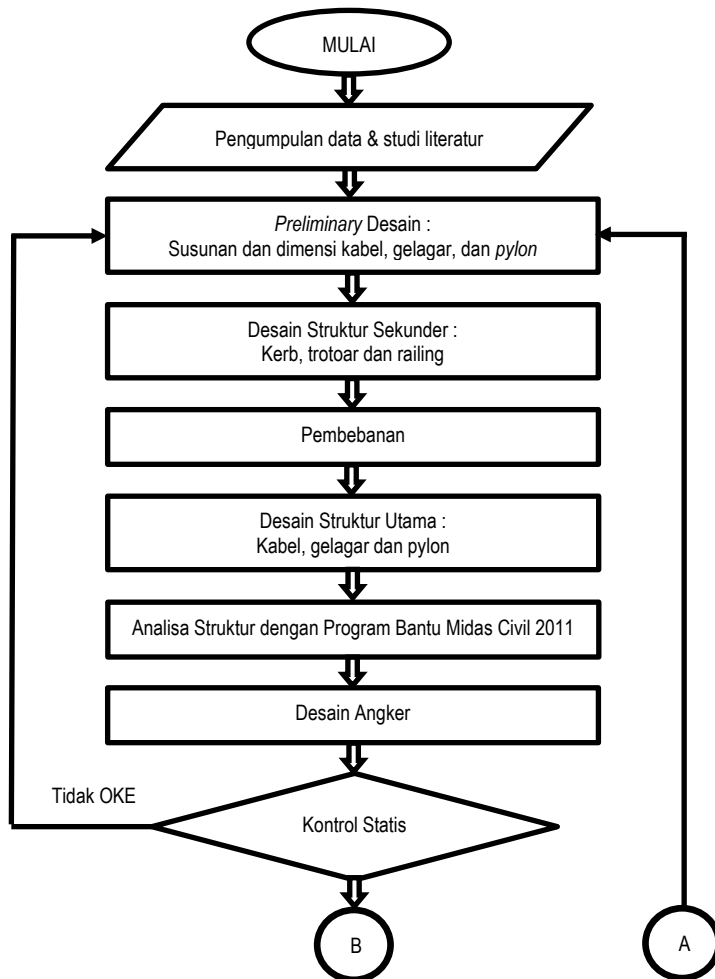
ERECTION STAGE	OPERATION	CALCULATION STEP	STRUCTURAL SYSTEM
n-6		7	6-7
n-5		6	
n-4		5	4-5
n-3		4	
n-2		3	2-3
n-1		2	
n		1	1 FINAL SYSTEM

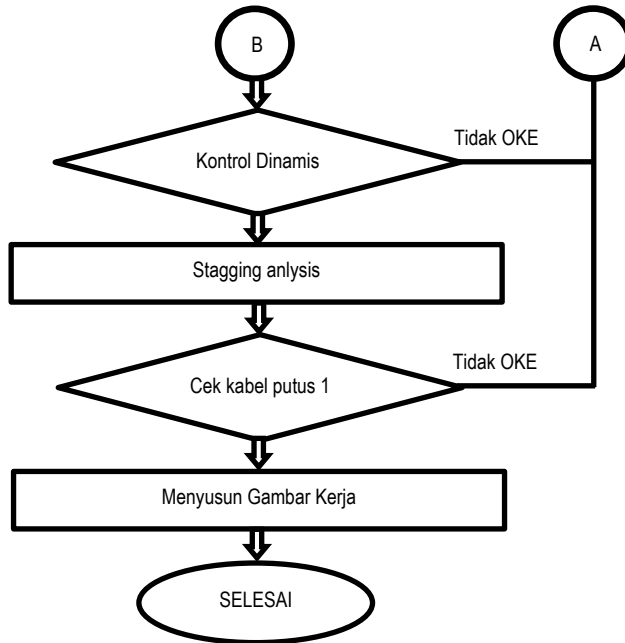
Gambar 2. 29 Ilustrasi arah berlawanan dari urutan analisis dan urutan pelaksanaan (Gimsing, 1983)

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Diagram Alir perencanaan Jembatan Ngujang II

Berikut adalah diagram alir perencanaan Jembatan Ngujang II





Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan

### 3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Dalam studi literatur penulis menggunakan beberapa referensi terkait berupa jurnal, modul kuliah, buku, peraturan maupun artikel di internet. Untuk lebih jelasnya berikut rinciannya :

Data perencanaan yang didapatkan antara lain :

1. Nama dan lokasi : Jembatan Ngujung II Tulungagung
2. Bentang pada kondisi *existing* 251,5 m (2@35,3m + 2@40,475 + 100m)
3. Lebar pada kondisi *existing*: 21 m
4. Muka air banjir : 8,73 m
5. Jumlah abutmen *existing* : 2 buah



6. Jumlah pilar existing : 4 buah
7. Material utama pada kondisi *existing*.
  - Struktur atas berupa busur rangka baja dan gelagar *I girder*
  - Pondasi sumuran

Rencana modifikasi :

1. Nama dan lokasi : Jembatan Ngujang II – Tulungagung
2. Bentang rencana : 175,775 m *main span, side span* 75,775 m
3. Lebar pada kondisi rencana : 21 m
4. Muka air banjir : 8,73 m
5. Jumlah abutmen rencana : 2 buah
6. Jumlah pilar rencana : 1 buah
7. Material utama pada kondisi *existing* :
  - Struktur atas berupa (*Box Girder*)
  - *Pylon* menggunakan sistem *single plane*
  - Sistem kabel *semi harp-pattern*

Literatur yang digunakan :

1. E-Book - *Cable Supported Bridges Concept and Design, Third Edition (2012)* - Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis(auth.)
2. E-Book - *Cable Stayed Bridges-Thomas Telford Publishing (1999)* - Rene Walther B. Houriet W. Isler P.Mota
3. E-Book - *Cable-Stayed Bridges Theory and Design 2nd Edition(1988)*- M. S. Troitsky
4. E-Book - *Cable Supported Bridges Concept and Design (1983)* - Niels J. Gimsing
5. *PCI Bridge Design Manual*
6. AASHTO 2012
7. *Ebook Design of prestress* (T.Y Lin and Burn, 1988)

Sedangkan peraturan-peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. SNI 1725-2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”.
2. Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum Nomor 08/SE/M/2015 tentang “Perencanaan Jembatan Beruji Kabel”.

3. SNI T-12-2004 tentang “Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan”.

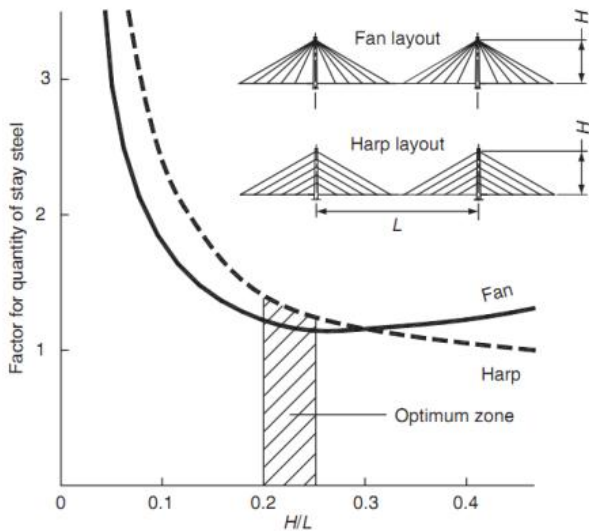
### 3.3 Preliminary Desain

#### 3.3.1 Susunan Kabel

Susunan kabel untuk arah melintang berupa *double plane system*, sedangkan untuk susunan arah memanjang berupa *semi-harp pattern* yang merupakan pengembangan dari *fan pattern* dan *harp pattern*.

Susunan ini lebih menguntungkan karena desain *pylon* menjadi tidak terlalu tinggi dan juga pemasangan kabel pada *pylon* tidak serumit sistem *fan* karena terdapat ruang yang cukup untuk pengangkatan dengan jarak antara 1,5m – 2,5m (Parke and Huson, 2008). Berikut penjelasan untuk desain :

- Jarak kabel pada gelagar :  
Jika berupa gelagar baja maka jaraknya (15m s.d. 25m) (Walther dkk, 1999).  
Jika berupa gelagar beton maka jaraknya (5m s.d. 10m) (Walther dkk, 1999).
- Tinggi *Pylon* (h)  
Perencanaan untuk tinggi *pylon* dapat dilakukan dengan membandingkan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang *deck* (L) dengan range nilai 0,2 – 0,25 (Parke and Huson, 2008), lihat Gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Tinggi optimum *pylon*.

### 3.3.2 Dimensi Kabel

Kabel digunakan dalam satu helai terdiri dari 7 kawat, untuk dimensi awal kabel dapat diperkirakan dengan menggunakan persamaan 2.1, selanjutnya untuk menentukan tegangan ijin kabel dapat dilihat pada persamaan 2.2, kemudian luasan kabel dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.3 pada Bab II sub bab Desain Kabel.

Kemudian dimensi awal kabel didekatkan dengan persamaan 2.4. setelah pendekatan selesai dihitung didapatkan luas kabel total yang dibutuhkan. Untuk menentukan jumlah kabel yang dibutuhkan dapat menggunakan persamaan 2.5 pada Bab II sub bab Desain Kabel.

Jembatan *cable stayed* didasarkan pada elastisitas baja. Diasumsikan ketika beban mati kabel tetap akan terlihat melengkung, sehingga nilai modulus elastisitas efektif lebih kecil dari modulus elastic kabel baja (EO) hal ini seharusnya digunakan

terutama untuk kondisi kabel dengan bentang panjang. Modulus elastis efektif dapat direncanakan dengan persamaan 2.6 pada Bab II sub bab Desain Kabel.

### 3.3.3 Gaya Prategang

Gaya Prategang dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan berikut menjelaskan hubungan antara momen total dengan gaya prategang (T.Y Lin, 1988).

$$F = T = \frac{M_t}{0,65 h}$$

Dimana :

Mt = Momen Total

H = tinggi balok

- A. Tegangan ijin beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang :  
Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang (Pasal 4.4.1.2) Pada Saat Transfer. Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer (*f<sub>ci</sub>* ), dinyatakan dalam satuan MPa. Persamaan untuk mencari tegangan beton sesaat setelah penyaluran prategang dapat dilihat pada persamaan 2.8 pada Bab II sub bab Gaya Prategang

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai seperti persamaan 2.9 pada Bab II Sub bab Gaya Prategang.

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui nilai pada persamaan 2.10 pada Bab II sub bab Gaya Prategang.

- B. Tegangan ijin beton setelah sesaat kehilangan gaya prategang  
Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat layan, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai persamaan 2.11 pada Bab II sub bab Gaya Prategang.

C. Modulus elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan masa jenis sekitar  $2400 \text{ kg/m}^3$ ,  $E_c$  boleh diambil sebesar berdasarkan persamaan 2.12 pada Bab II sub bab Gaya Prategang.

D. Tegangan Prategang

Kemudian dengan nilai gaya prategang (F) yang didapat gaya tersebut didistribusikan ke penampang beton dengan rumus pada persamaan 2.13 Bab II sub bab Gaya Prategang.

### 3.3.4 Dimensi Struktur Gelagar

A. Tafsiran tinggi gelagar box

Berdasarkan (AASHTO,2012) rasio bentang dengan tinggi yang efisien untuk bentang menerus dapat digunakan dengan persamaan yang tertera pada 3.9 berikut.

$$h = 0,04L$$

B. Ketebalan minimum *web* gelagar box

-300 mm jika terdapat saluran untuk penempatan *post tensioning* tendon di badan box

-350 mm jika terdapat anker tendon yang ditempatkan di badan box

C. Ketebalan minimum *top flens* gelagar box

-175 mm untuk lebar antar badan box  $< 3 \text{ m}$

-200 mm untuk lebar antar badan box  $3 \text{ m} - 4,5 \text{ m}$

-250 mm untuk lebar antar badan box  $4,5 \text{ m} - 7,5 \text{ m}$

### 3.3.5 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang didefinisikan sebagai berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan ini dapat disebabkan oleh beberapa faktor dimana faktor tersebut terbagi dua kategori yaitu kehilangan seketika dan kehilangan akibat pengaruh fungsi waktu. Faktor-faktor tersebut antara lain (T.Y Lin, 1988):

A. Kehilangan gaya akibat perpendekan elastis beton

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton mengacu pada RSNI T-12-2004 ps. 6.4.2 dengan rumus sebagai berikut :

Untuk komponen pasca tarik dapat dihitung dengan persamaan 2.14. Kemudian untuk mendapatkan nilai  $f_{cir}$  dapat menggunakan persamaan 2.15 yang tertera pada Bab II sub bab Kehilangan Gaya Prategang.

- B. Kehilangan prategang akibat gesekan kabel  
Kehilangan ini terjadi akibat adanya gesekan antara tendon dengan bahan sekitarnya, kehilangan ini dapat dihitung dengan persamaan 2.16. kemudian untuk koefisien yang digunakan untuk menghitung kehilangan ini dapat dilihat pada tabel 2.2 yang tertera pada Bab II sub bab Kehilangan Gaya Prategang.
- C. Kehilangan prategang akibat slip ankur  
Kehilangan ini terjadi pada saat tendon di lepas setelah mengalami penarikan dan rategang di alihkan ke ankur. Besaran kehilangan akibat slip ankur dapat di hitung meggunakan persamaan 2.17 yang tertera pada Bab II sub bab Kehilangan Gaya Prategang.
- D. Kehilangan prategang akibat rangkai beton (*Creep*)  
Kehilangan ini merupakan deformasi yang terjadi pada beton dalam keadaan tertekan akibat beban mati permanen. Untuk menghitung berapa kehilangannya dapat digunakan persamaan 2.18 yang tertera pada Bab II sub bab Kehilangan Gaya Prategang..
- E. Kehilangan prategang akibat susut beton (*shrinkage*)  
Kehilangan ini merupakan perubahan volume yang terjadi pada beton. Untuk menghitung kehilangan tersebut menggunakan persamaan 2.19, untuk koefisien dan nilai C dapat dilihat pada tabel 2.3 yang tertera pada Bab II sub bab Kehilangan Gaya Prategang..
- F. Kehilangan prategang akibat relaksasi baja (*relaxation*).  
Kehilangan ini diartikan sebagai kehilangan dari tegangan tendon perlahan seiring dengan waktu dan besarnya gaya prategang yang diberikan dibawah regangan yang

hampir konstan. Untuk menghitung besaran kehilangan pada relaksasi ini menggunakan persamaan 2.20, sedangkan untuk tabel  $K_{re}$ , J, dan C dapat dilihat pada tabel 2.4 dan 2.5 yang tertera pada Bab II sub bab Kehilangan Gaya Prategang.

### 3.3.6 Desain Pylon

Pertama kali dalam desain *pylon* adalah menentukan tinggi *pylon* rencana. Menurut Parke dan Huson (2008) dapat diperkirakan dengan perbandingan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang utama (L) pada jembatan *cable stayed* simetris dengan nilai 0,2 – 0,25.

Dalam desain ini dikarenakan menggunakan *cable stayed* asimetris, maka panjang bentang yang dipikul 1 *pylon* menjadi 2 kali jembatan *cable stayed* simetris. Sehingga nilai perbandingan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang utama (L) dapat dikalikan 2 menjadi 0,4 – 0,5. Dimensi struktur *pylon* dapat dihitung berdasarkan jumlah gaya aksial tekan kabel untuk satu sisi kolom vertikal dengan persamaan berikut  $A_{perlu} = \Sigma P_{mi}/f_c$ . Luas penampang direncanakan  $A = b \cdot (1,5b)$ . Kekuatan rencana dari kolom harus ditentukan dari kemampuannya menahan gaya aksial dan momen lentur akibat beban rencana dan momen lentur tambahan akibat pengaruh kelangsingan, berdasarkan cara PBKT.

Dalam hal ini, kekuatan rencana dihitung berdasarkan kekuatan nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan, dan telah memperhitungkan momen lentur tambahan akibat pengaruh kelangsingan. Pasal 5.7.2 SNI T 12 2004.

Kolom harus dikelompokkan sebagai tidak bergoyang atau bergoyang. Kolom tak bergoyang harus direncanakan menurut pasal 5.7.6.1, sedangkan kolom bergoyang harus direncanakan menurut pasal 5.7.6.2.

Beberapa hal yang perlu dihitung dalam perencanaan kolom.

#### 1. Gaya Tekan Aksial

Gaya tekan aksial ini dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.21 yang tertera pada Bab II sub bab Desain

- Pylon*. Dimana dimensi kolom terpendek lebih besar dari 300 mm dan rasio dimesi b/h lebih besar dari 0,4.
2. Penulangan Memanjang  
Setelah didapatkan gaya tekan aksial, selanjutnya menghitung penulangan memanjang dengan menggunakan persamaan 2.22 yang tertera pada Bab II sub bab Desain *Pylon*
  3. Persyaratan Terhadap Gaya Geser  
Untuk menghitung tulangan geser pada pylon ini harus memenuhi persyaratan dengan persamaan 2.23 yang tertera pada Bab II sub bab Desain *Pylon*.
  4. Pengekangan Kolom  
Luas penampang total tulangan sengkang,  $A_{sh}$  tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh persamaan 2.25, kemudian dilanjutkan dengan persamaan 2.26, 2.27 dan 2.28 yang tertera pada Bab II sub bab Desain *Pylon*.
  5. Panjang Lawatan Pada Sambungan Tulangan Kolom  
Panjang lawatan pada sambungan tulangan kolom dapat menggunakan persamaan 2.29 yang tertera pada Bab II sub bab Desain *Pylon*.

### 3.4 Pembebanan

Analisis jembatan *cable stayed* terdiri dari analisis statik dan dinamik, hal ini dimaksudkan untuk menentukan variasi gaya pada elemen pendukung beban (gelagar, *pylon*, dan kabel), sedangkan analisis dinamis digunakan untuk menentukan kestabilan struktur.

#### 3.4.1 Menentukan Pembebanan Statis

Beban statis terdiri dari :

1. Beban tetap
  - a) Berat sendiri  
Berat sendiri merupakan berat elemen bahan dari struktur, ditambah dengan elemen bahan non struktur yang dianggap tetap. Berikut merupakan berat isi dan kerapatan massa



untuk berat sendiri dari beberapa bahan menurut **SNI 1725-2016 Pasal 7.1 tabel 2**. Sedangkan faktor beban untuk berat sendiri dari beberapa bahan mengacu **SNI 1725-2016 Pasal 7.2 tabel 3**.

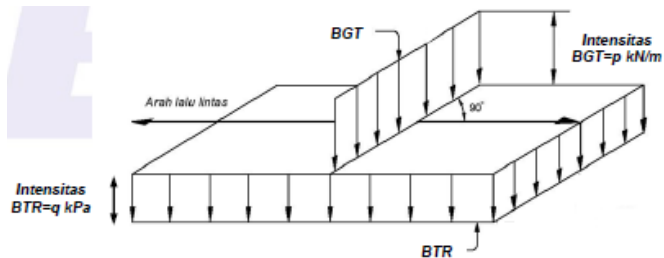
b) Beban mati tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada struktur yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah seiring dengan bertambahnya umur struktur. Faktor beban untuk beban mati tambahan mengacu pada **SNI 1725-2016 Pasal 7.3 tabel 4**.

2. Beban Lalu lintas

c) Beban lajur “D”

Beban lajur “D” menurut **SNI 1725-2016 Pasal 8.3** terdiri dari beban tersebar merata (UDL) yang digabung dengan beban garis (KEL), lihat Gambar 3.3 berikut :



Gambar 3. 3 Beban lajur “D”

Beban terbagi rata (UDL) mempunyai intensitas  $q$  kPa, dengan besarnya  $q$  tergantung pada panjang total :

$$L \leq 30\text{m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

$$L \geq 30\text{m} : q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$$

Panjang yang dibebankan  $L$  adalah panjang total UDL yang bekerja pada jembatan. Beban garis (KEL) dengan intensitas  $p$  KN/m harus ditempatkan tegak lurus arah lalu-lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49.0 kN/m.

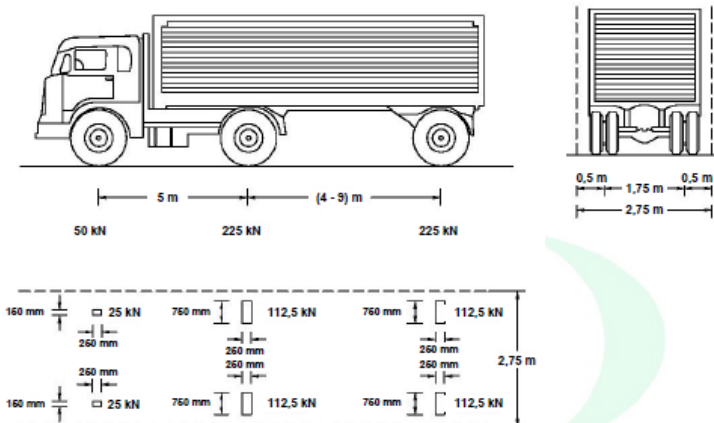
Tabel 3. 1 Faktor beban untuk beban lajur

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00

d) Beban truk “T”

Pembebanan truk “T” menurut **SNI 1725-2016 Pasal 8.4** terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti pada Gambar 3.6.

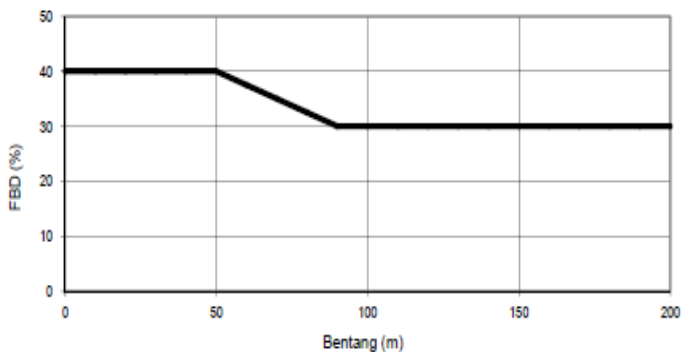
Berat sendiri dari masing-masing as disebar menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai . jarak antara dua as tersebut antara 4.0 m sampai dengan 9.0m, hal ini dikarenakan untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Kendaraan truk “T” ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana.



Gambar 3. 4 Beban Truk

Tabel 3. 2 Faktor beban untuk beban “T”

Tipe beban	jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Transien	beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00



Gambar 3. 5 Faktor beban dinamis untuk beban “T”

### 3. Beban lingkungan

Beban lingkungan dapat terjadi karena pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab alamiah lainnya.

#### a) Pengaruh susut dan rangkak

Pengaruh ini menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.3.2** dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 3. 3 Faktor beban akibat susut dan rangkai

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Tetap	1,0	0,5

## b) Pengaruh prategang

Menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.3.3** prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit. Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 3. 4. Faktor beban akibat pengaruh prategang

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Tetap	1,0	1,0

## c) Beban angin

## • Tekanan angin horizontal.

Tekanan angin menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.6.1** yang ditentukan untuk angin horizontal diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana  $V_{DZ}$  harus dihitung dengan persamaan 2.30 yang tertera pada Bab II sub bab Pembebanan, sedangkan untuk nilai  $V_o$  dan  $Z_o$  dapat dilihat pada tabel 2.10.

- Beban angin pada struktur (EWs)  
Tekanan angin rencana (MPa) dapat ditetapkan menggunakan persamaan 2.31 yang tertera pada Bab II sub bab Pembebanan. Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.
- Gaya angin pada kendaraan (EW<sub>1</sub>)  
Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, di mana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Komponen beban angin yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil sesuai dalam tabel 2.12 di mana sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

d) Pengaruh gempa.

Menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.7** menyatakan bahwa jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa.

Beban gempa diambil sebagai beban horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons ( $R_d$ ) dengan formulasi seperti tertera pada persamaan 2.32.

Koefisien respons elastik  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan. Atau dapat juga direncanakan dengan

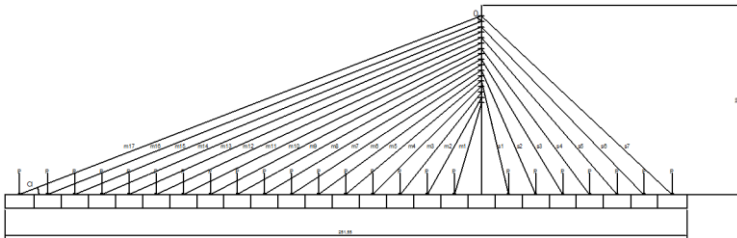
metode *response spectrum* dengan periode ulang tertentu sesuai RSNI 2833-2013 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

### 3.5 Permodelan dan Analisa Struktur

Permodelan dan analisa struktur menggunakan program bantu Midas dan Autocad.

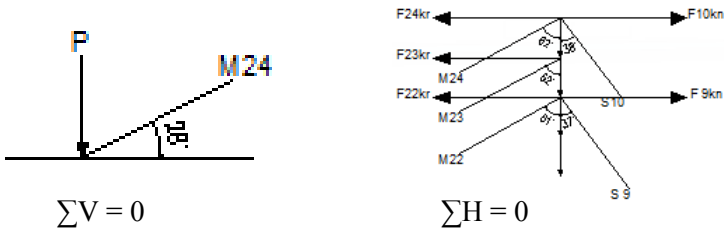
#### 3.5.1 Kemiringan Pylon

Kemiringan *pylon* direncanakan agar beban yang bekerja pada sisi main span dan side span seimbang. Hal pertama yang dilakukan adalah membuat gambar rencanadengan posisi pylon tegak lurus dengan deck, perletakan kabel ,panjang segmental *box girder* dan desain perencanaan *box girder*. Kemudian mencari semua beban yang bekerja pada jembatan yang nantinya akan dipikul kabel seperti pada gambar 3.6.



Gambar 3. 6 Rencana awal jembatan

Setelah beban dan perletakan kabel sudah dibuat, cari sudut antara kabel dengan deck dan sudut antara kabel dengan pylon. Kemudian beban yang telah didapat setiap segemen dibagi sin sudut antara deck dan kabel untuk mendapatkan gaya pada masing-masing kabel seperti pada Gambar 3.7.



$$\begin{aligned} M24 \times \sin \theta &= P \\ m24 &= P / \sin \theta \end{aligned}$$

(a)

$$\begin{aligned} M24 \times \sin \alpha &= F24kr \\ F24Y &= m24 \cdot \sin \theta \end{aligned}$$

(b)

Gambar 3. 7 Gaya yang bekerja pada bagian bawah (a) dan gaya pada bagian atas (b)

Setelah didapatkan gaya yang bekerja, jumlah semua gaya yang bekerja pada masing-masing sisi. Kemudian cari resultan gaya menggunakan rumus 3.3 berikut.

$$R = \sqrt{(\Sigma FY)^2 + (\Sigma FX)^2}$$

Dimana :

$\Sigma F X$  : komulatif gaya yang bekerja Horizontal

$\Sigma F$  kanan : komulatif gaya yang bekerja Vertikal

Kemudian untuk mencari sudut yang terbentuk antara resultan R dengan sumbu 0 dapat dilihat pada rumus 3.4.

$$\tan \theta = \frac{\Sigma FY}{\Sigma FX}$$

$$\theta = \text{arc tan} \frac{\Sigma FY}{\Sigma FX}$$

### 3.5.2 Kontrol Stabilitas Aerodinamis

Perilaku aerodinamis akibat angin terhadap jembatan *cable stayed* perlu untuk dianalisa dan dikontrol, karena perilaku ini meruakan salah satu penyebab terjadinya kegagalan struktur. Analisa stabilitas pada desain ini meliputi *vortex-shedding* (tumpahan pusaran angin) dan *flutter* (efek ayunan). Akan tetapi dalam menganalisa efek angin yang bekerja pada jembatan seperti desain ini sebenarnya perlu juga adanya *wind tunnel test* menggunakan model.

#### 3.5.2.1 Frekwensi Alami

Menurut Walther, 1999 hal ini dapat dihitung dengan frekwensi lentur balok ( $f_B$ ) dan frekwensi alam akibat torsi ( $f_T$ )

yang didekati menggunakan persamaan 2.33 dan 2.34 yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur.

Akan tetapi pada program bantu MIDAS CIVIL nilai frekwensi alami lentur balok ( $f_B$ ) maupun frekwensi alami torsi ( $f_T$ ) dapat dicari dengan menggunakan *modal* melalui tahapan *mode* pada menu *result – vibration mode shapes*, dengan syarat yang dipakai adalah nilai pada *mode* yang sesuai persamaan berikut  $f_T/f_B \approx 2,5$  (Mathivat).

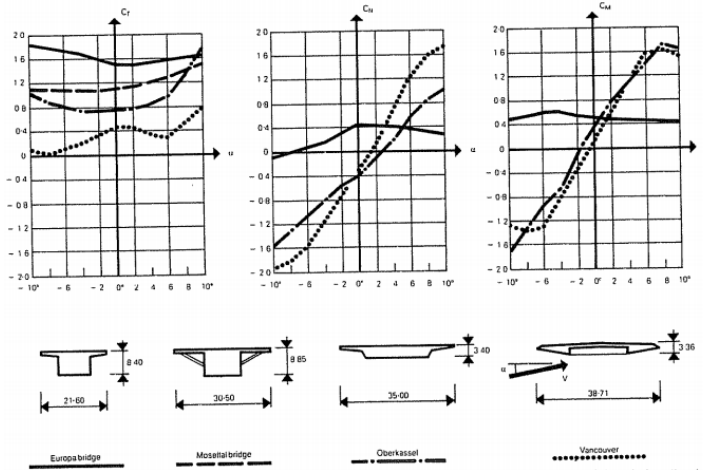
### 3.5.2.2 Efek Vortex-Shedding

Menurut Walther, 1999 pada kecepatan angin tertentu yang disebut dengan kecepatan kritis, akan terjadi pusaran angin (*vortex-shedding*). Untuk memperoleh nilai percepatan kritis tersebut, digunakan persamaan angka *Strouhal* ( $S$ ) 2.35 yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur.

Selanjutnya dilakukan evaluasi efek pusaran dengan angka *Reynold* ( $Re$ ). Akibat kecepatan angin yang bekerja besarnya angka *Reynold* harus memenuhi persyaratan, nilai  $Re$  harus berkisar antara  $10^5 - 10^7$ . Berikut persamaan 2.36 untuk angka *Reynold* yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur.

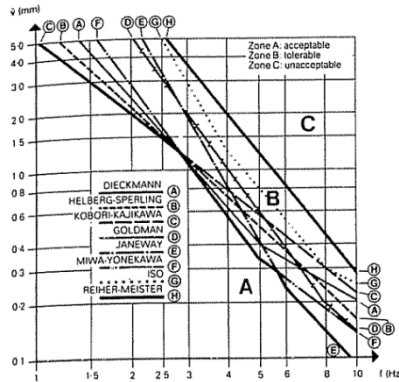
Akibat adanya terpaan angin, akan terjadi gaya angkat (*uplift*) yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan 2.37 yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur. Besarnya nilai koefisien  $C$  dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 3.8.





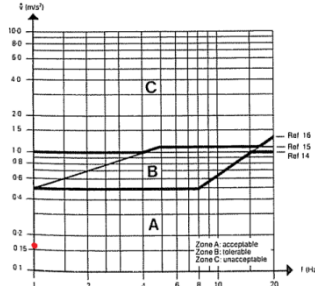
Gambar 3. 8 Koefisien CN

Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.38 yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur. Maka dapat diketahui klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo ( $v$ ) dengan melakukan plot nilai  $v$  dan  $f_B$  pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.9).



Gambar 3. 9 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)

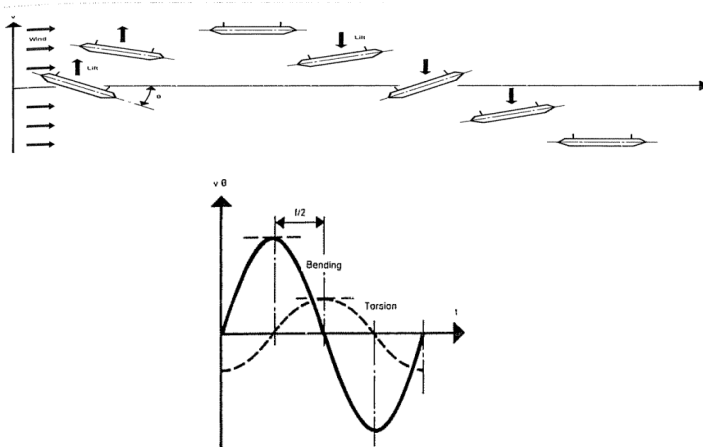
Sedangkan untuk klasifikasi efek psikologi berdasarkan percepatan getaran ( $\ddot{v}$ ) dapat diperoleh dengan melakukan plot nilai  $\ddot{v}$  dan  $f_B$  pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.10).



Gambar 3. 10 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999)

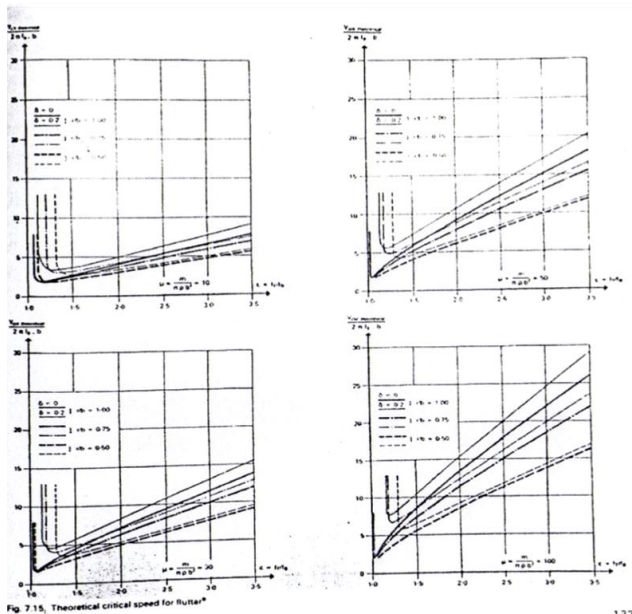
**3.5.2.3 Efek Ayunan (Flutter)**

Efek ayunan menurut Walther, 1999 pada kecepatan kritis ( $V_{kritis}$ ) menimbulkan lenturan dan torsi. Berikut ini adalah ilustrasi lantai kendaraan yang mengalami *flutter*:



Gambar 3. 11 Efek ayunan (Walther, 1999)

- a. Yang harus dihindari amplitudo akibat lentur dan torsi tidak terjadi bersamaan, yang ideal berjarak seperti pada persamaan 2.39 yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur.
- b. Kecepatan kritis teoritis,  $V_{\text{kritis teoritis}}$  metode KLOEPPPEL Untuk menghitung kecepatan kritis dapat menggunakan persamaan 2.40 dan 2.41 yang tertera pada Bab II sub bab Permodelan dan Analisa Struktur.



Gambar 3. 12 Kecepatan kritis teoritis efek ayunan (Walter, 1999)

- c. Kecepatan kritis aktual,  $V_{\text{kritis teoritis}}$   
 Pada kenyataannya lebih kecil dari teoritisnya dihitung dari kecepatan kritis teoritis berdasarkan koreksi sudut datang angin terhadap arah horisontal yang rata-rata  $\delta^0$ ,  $\eta$ :  
 untuk menghitung kecepatan kritis aktual dapat

menggunakan persamaan 2.42 dan 2.43 yang tertera pada Bab II Permodelan dan Analisa Struktur.

### 3.6 Desain Angker

Angker kabel yang dipasang menyesuaikan jumlah *strand* kabel yang telah dihitung. Analisa ini meliputi cek tegangan pada beton pada saat pemberian gaya tarik (*stressing*). Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari, dengan kuat tekan beton diperkirakan 85%  $f'c$ .

$$f'c = 85\% \cdot f'c$$

$$f_{cp} = 0,8 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0,2}$$

Dimana :

$A_2$  : H x H

$A_1$  : (A x A) – Area ØD

Tegangan dibawah pelat anker:

$$f_t = \frac{P}{A_1}$$

Kontrol :

$$F_{cp} > f_t$$

### 3.7 Cek Kabel Putus 1

Terjadinya putus kabel pada jembatan cable stayed sangat memungkinkan terjadi karena beberapa sebab. Salah satunya yaitu dikarenakan beban layan pada jembatan yang melebihi dari kapasitas yang direncanakan. Untuk analisa cek kabel putus 1 ini menggunakan program bantu MIDAS Civil. Pada program bantu MIDAS ini digunakan permisalan 1 kabel putus pada bagian terluar dari susunan kabel dan selanjutnya dicek apakah jembatan tersebut masih dapat bertahan dari beban yang ada atau runtuh.

Syarat :

$$P < P_n$$

Dimana :

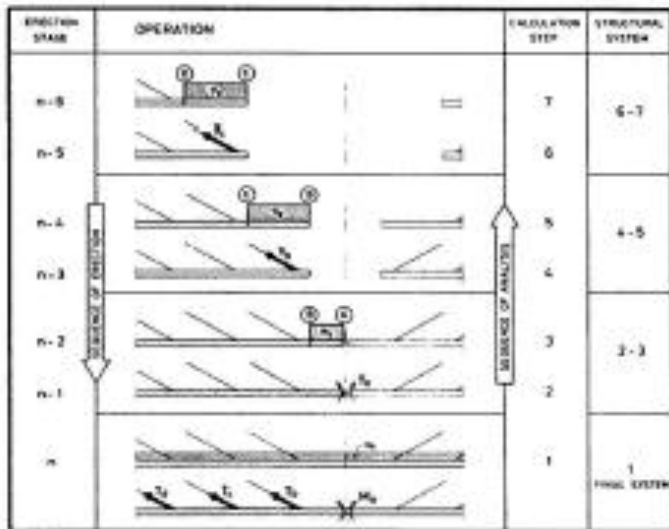
$P_n$  :  $f_{ijin} \cdot A_{Spakai}$

P : Gaya tarik kabel output MIDAS Civil.

### 3.8 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan/*Staging Analysis* konstruksi jembatan *cable stayed* ini didesain dengan *cantilever method* dan dipengaruhi langsung oleh beban *form traveler*. Metode analisis struktur dibuat dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution*. Dimulai dari keadaan final jembatan dilanjutkan dengan melepas bagian per bagian hingga sampai pada keadaan awal pada metode pelaksanaan.

Semua tahapan tersebut di-input-kan kedalam program bantu MIDAS Civil sehingga didapat hasil gaya per tahapan analisa. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.13.



Gambar 3. 13 Ilustrasi arah berlawanan dari urutan analisis dan pelaksanaan (Gimsing, 1983)

### 3.9 Menyusun Gambar Kerja

Tahapan akhir dari perencanaan berupa penyusunan gambar kerja, dalam pengerjaannya digunakan program bantu AutoCAD.

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Preliminary Desain

#### 4.1.1 Data Perencanaan Modifikasi

- Nama jembatan : Jembatan Ngujang II
- Lokasi : Tulungagung
- Panjang total : 250 m
- Bentang tengah : 175 m
- Bentang tepi : 75 m
- Lebar total : 21.5 m
- Lebar lajur : 14 m (4/2D)

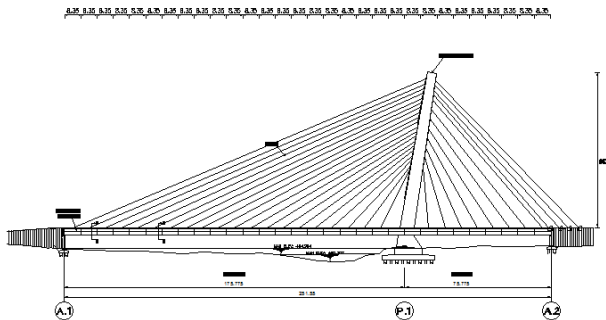
#### 4.1.2 Konfigurasi Kabel

Konfigurasi susunan kabel pada arah melintang berupa *single plane system*, sedangkan untuk arah memanjang berupa *Semi Harp Pattern*.

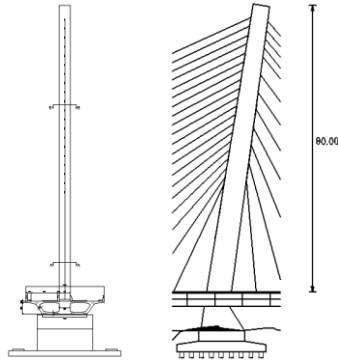
Jarak kabel pada gelagar menurut Walther dkk. (1999) :

- Dek beton (5 m – 10 m)
- Dek baja (15 m – 25 m)

Pada desain jembatan ini dipakai jarak kabel pada gelagar 8.35 m. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan 4.2 berikut.



Gambar 4. 1 Susunan kabel arah memanjang (satuan meter)



Gambar 4. 2 Susunan kabel arah melintang (satuan meter)

### Jenis Kabel dan Anker

Menurut RSNI T-03-2005 Pasal 12.6 kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum  $1800 \text{ N/mm}^2$ .

Ada dua jenis kabel paralel *VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk jembatan kabel, lihat Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Jenis Kabel dan Anker

Standard	ASTMA 416-06		Euronome 138-3	
	Grade 270			
$\varnothing$ (mm)	15.2		15.7	
As ( $\text{mm}^2$ )	140		150	
$f_u$ ( $f_{ijin}=0,45f_u$ )(MPa)	1860	837	1770	797
ukuran anker	7,12,19,31,37,61, dan 91 strand			

Pada desain ini digunakan kabel dengan tipe ASTM A 416-06 *Grade 270* dengan  $f_{ijin}$  sebesar  $0,45 f_u$  (Gimsing, 1983).

### **4.1.3 Gelagar**

- Bentuk : *box trapezoidal double cell*
- Material : beton pratekan
- Mutu Bahan :  $f'c$  80



## 1. Dimensi Gelagar

### A. Tafsiran tinggi gelagar box

Berdasarkan (AASHTO, 2012) rasio bentang dengan tinggi yang efisien untuk bentang menerus dapat digunakan :

$$h = 0,04 L$$

### B. Ketebalan minimum *web* gelagar box

- 300 mm jika terdapat saluran untuk penempatan *post tensioning* tendon di badan box.
- 350 mm jika terdapat anker tendon yang ditempatkan di badan box.

### C. Ketebalan minimum top flens gelagar box

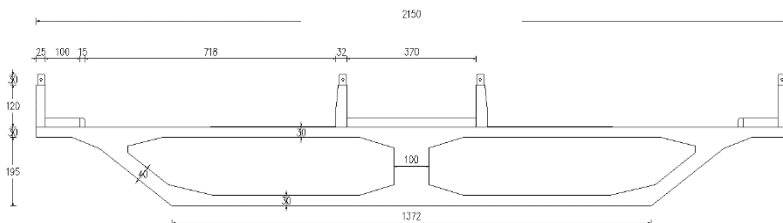
- 175 mm untuk lebar antar badan box < 3 m
- 200 mm untuk lebar antar badan box 3 m – 4,5 m
- 250 mm untuk lebar antar badan box 4,5 m – 7,5 m

Sedangkan menurut Podolny (1976) dalam bukunya “*Construction & Design of Cable-Stayed Brigdes*”, bahwa perbandingan tinggi gelagar dengan bentang jembatan bervariasi antara 1/40 – 1/100.

Dengan tugas akhir ini, tinggi box girder direncanakan menggunakan perbandingan 1/70 L dengan tebal flens 300 mm dan tebal web 300 mm.

$$h = 1/80 \times 175 \text{ m} = 2,25 \text{ m}$$

untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4. 3 Dimensi gelagar box (satuan meter)

#### 4.1.4 Pylon

- Bentuk : *single tower*
- Material : beton bertulang
- Mutu beton :  $f'c$  50
- Mutu tulangan :  $f_y$  400 MPa

Tinggi *pylon* (H) menurut Parke dan Huson (2008) dapat diperkirakan dengan perbandingan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang utama (L) pada jembatan *cable stayed* simetris dengan kisaran 0,2 – 0,25.

Namun pada desain ini dikarenakan menggunakan *cable stayed asymmetric system*, maka panjang bentang yang dipikul 1 *pylon* menjadi 2 kali jembatan *cable stayed* simetris. Sehingga nilai perbandingan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang utama (L) dapat dikalikan 2 sehingga menjadi 0,4 – 0,5.

Direncanakan  $(H/L) = 0,5$

L = 175 m

Maka diperoleh H = 175 m x 0,5

= 87.5 m  $\approx$  95 m

## 4.2 Perhitungan Struktur Sekunder

Struktur sekunder jembatan terdiri dari kerb, dan railing jembatan. Dalam perhitungan, struktur sekunder dianalisa bersama-sama struktur utama, karena struktur sekunder banyak berpengaruh pada perilaku struktur utama dimana struktur sekunder juga menyatu dengan struktur utama. Maka dari itu, struktur sekunder tidak boleh diabaikan.

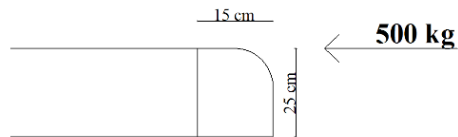
### 4.2.1 Perencanaan Kerb

Kerb merupakan balok trotoar yang terletak di sisi luar dari trotoar. Pada puncak kerb bekerja gaya horizontal sebesar 500 kg. Dimensi kerb direncanakan dengan lebar 20 cm dan tebal 30 cm (Gambar 4.4).

Data-data yang dibutuhkan untuk perhitungan :

- Panjang total jembatan = 250 m
- Jumlah kerb = 2 buah (kanan-kiri)

- Dimensi kerb = 15 cm x 25 cm
- Beton decking = 20 mm
- Mutu beton ( $f'c$ ) = 35 Mpa  
 $\beta_1 = 0.85 - (((35-30)/7) \times 0.05) = 0.814$
- Mutu baja tulangan ( $f_y$ ) = 240 Mpa
- Tulangan yang dipakai =  $\emptyset 12$  mm



Gambar 4. 4 Kerb

#### Tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 Mu &= \text{Gaya horizontal } H \times \text{tebal kerb} \\
 &= 500 \text{ kg} \times 25 \text{ cm} \\
 &= 12500 \text{ kgcm} = 1,25 \times 10^6 \text{ Nmm} \\
 d &= 150 - 20 - (0,5 \times \emptyset) \\
 &= 150 - 20 - (0,5 \times 12) \\
 &= 124 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm (ditinjau per 1 m arah panjang jembatan)} \\
 R_n &= \frac{Mu}{\phi x b x d^2} = \frac{1.25 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 124^2} = 0.102 \text{ Mpa} \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{240}{0.85 \times 35} = 8.067 \\
 \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0.0036 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 35 \times 0.814}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.072 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.072 \\
 &= 0.054
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{8.067} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8.067 \times 0.102}{240}} \right] \\ &= 0.000372\end{aligned}$$

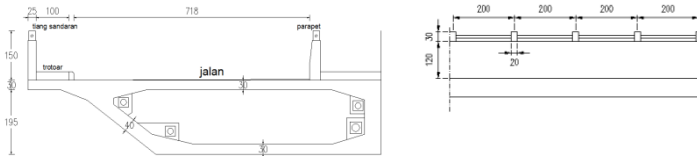
Karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka yang menentukan adalah  $\rho_{\text{min}}$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0036 \times 250 \times 124 \\ &= 111.6 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang 4Ø12 dengan ( $A_s$  pakai = 452.16 mm<sup>2</sup>)

Dipasang sengkang minimum Ø8-200

## 4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran



Gambar 4. 5 Dimensi trotoar dan tiang sandaran

### a. Data perencanaan

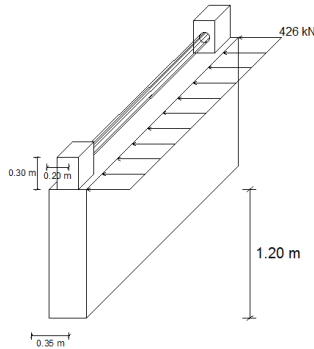
- Tinggi tiang sandaran = 1,2 m
- Tebal tiang = 0,25 m
- Dimensi = 25 cm x 120 cm (Gambar 4.6)
- $\gamma$  beton = 24 kN/m<sup>3</sup>
- $f'_c$  = 35 Mpa
- $f_y$  = 400 Mpa
- Beton decking = 30 mm
- Tulangan lentur = D19
- Tulangan geser = D13

### b. Pembebanan

Railing direncanakan menerima beban  $w = 355 \text{ kN}$  (SNI 1725-2016 pasal 11 tabel 33) yang bekerja pada pipa sandaran paling atas dengan sudut tumbukan  $15^\circ$ .

### c. Hasil analisa

Setiap tiang sandaran menerima momen :



Gambar 4. 6 Sketsa beban

$$\begin{aligned} M_u &= (w \times \sin 15^\circ) \times H \\ &= (355 \times \sin 15) \times 1.2 \\ &= 110.256 \text{ kNm} = 110256000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

### d. Perhitungan tulangan

#### 1. Tulangan lentur

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif} &= h - \text{decking} - \text{tul.sengkang} - (1/2.\text{tul.utama}) \\ &= 250 - 40 - 19 - (1/2.13) = 184.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{110256000}{1000 \times 184.5^2} = 3.238 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f_c}}\right) \\ &= \frac{0.85 \times 35}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.238}{0.85 \times 35}}\right) = 0.00859 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0.0036$$

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{382.5 \times \beta_1 \times f_c}{(600 + f_y) \times f_y} = \frac{382.5 \times 0.814 \times 35}{(600 + 400) \times 400} = 0.027$$

maka dipakai  $\rho$  perlu = 0.00859

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0.00859 \times 1000 \times 184.5 = 1584.855 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sperlu} &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{\text{As perlu}} = \frac{1000 \times (0.25 \times 3.14 \times 19^2)}{1584.55} \\ &= 178.84 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{\text{Spakai}} = \frac{1000 \times (0.25 \times 3.14 \times 19^2)}{150} \\ &= 1889.233 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek : As pakai > As perlu

$$1889.233 \text{ mm}^2 > 1584.855 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{\text{As} \times f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1889.233 \times 400}{0.85 \times 35 \times 1000} = 25.4 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi \text{Mn} &= \phi \times \text{As} \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0.9 \times 1889.233 \times 400 \times (190.5 - 23.78/2) \\ &= 116844601.7 \text{ Nmm} = 116.844 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cek :  $\phi \text{Mn} > \text{Mu}$

$$116.844 \text{ kNm} > 110.256 \text{ kNm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D19 – 150 mm

## 2. Tulangan bagi

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} \text{As}' &= 2 \% \times \text{As} \\ &= 2 \% \times 1889.233 = 37.784 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13

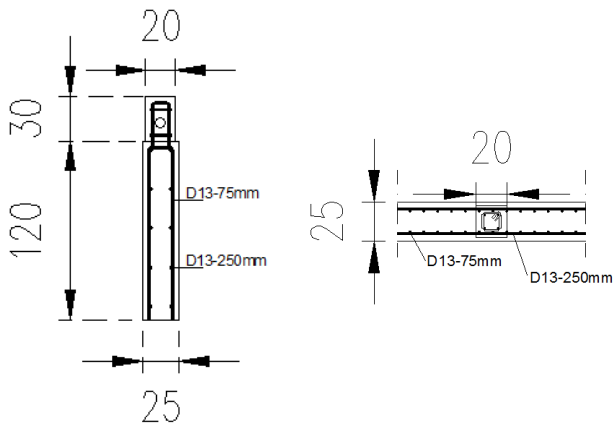
Dengan jarak maksimum

$$S < 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S < 3.250 \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S < 750 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan bagi D13 – 250 mm



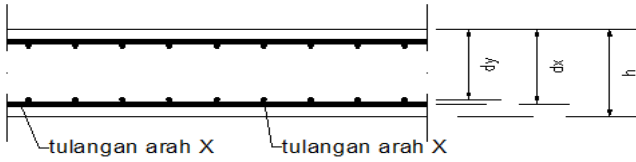
Gambar 4. 7 Sketsa penulangan sandaran

#### 4.2.3 Perencanaan Trotoar

Direncanakan trotoar dan kerb bersifat membebani gelagar utama karena trotoar dan kerb menumpu di struktur utama. Pada SNI 1725-2016 semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

Direncanakan :

Panjang total jembatan	= 250 m
Jarak antar tiang sandaran	= 2 m
Lebar trotoar	= 1 m
Tinggi trotoar	= 0.25 m
$f'c$	= 25 MPa
bj beton	= 2400 kg/m <sup>3</sup>
$f_y$	= 240 MPa
tul. Utama	= 12 mm



Gambar 4. 8 Tinggi efektif plat

$$\begin{aligned} dx &= 250 - \text{decking} - \frac{1}{2} \text{ tul} \\ &= 250 - 40 - 6 = 204 \text{ mm} \\ dx &= 250 - \text{decking} - \varnothing - \frac{1}{2} \text{ tul} \\ &= 250 - 40 - 12 - 6 = 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pembebanan

Beban hidup terhadap pejalan kaki ( 2kPa)

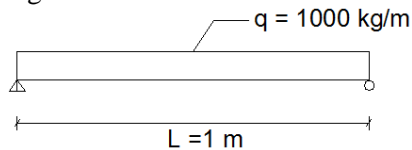
$$\begin{aligned} W1 &= \text{beban} \times \text{lebar trotoar} \\ &= 500 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 500 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban sendiri

$$\begin{aligned} W2 &= \text{tinggi trotoar} \times \text{bj beton} \times \text{lebar trotoar} \\ &= 0.25 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} = 600 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban total

$$\begin{aligned} W_{\text{tot}} &= W1 + W2 \\ &= 500 \text{ kg/m} + 600 \text{ kg/m} \\ &= 1100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 9 Sketsa pembebanan trotoar

Momen

$$\begin{aligned} Mu + &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1100 \text{ kg/m} \times 1^2 \text{ m} = 137.5 \text{ kgm} \\ Mu - &= \frac{1}{10} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 1100 \text{ kg/m} \times 1^2 \text{ m} = 110 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Perhitungan tulangan arah X

$$\Phi = 0.9$$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi \times b \times dx} = \frac{1375000}{0.9 \times 1000 \times 204^2} = 0.0367 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{0.85 \times 25}{240} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.0333}{25}}\right) = 0.00013$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{240} = 0.0058$$

syarat :  $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$0.0058 > 0.00013$ , maka digunakan  $\rho_{\text{min}}$

Luas tulangan

$$A_s = \rho_{\text{min}} \times b \times dx = 0.0058 \times 1000 \times 204 = 1183.2 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan  $\emptyset 12 \text{ mm}$  ( $A = 113.04 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 113.04}{1183.2} = 95.537 \text{ mm}$$

Syarat :  $s \leq 3h$  atau  $450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 ps 10.5.4)

$$s \leq 3 (250) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 750 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

dipilih terkecil, jadi dipakai  $s = 95 \text{ mm}$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1000 \times 113.04}{95} = 1189.89 \text{ mm}^2$$

Cek :  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$

$$1183.2 \text{ mm}^2 < 1189.89 \text{ mm}^2$$

Kontrol momen

$$\alpha = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1189.89 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 13.43 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= \emptyset \times A_s \times f_y \times (dx - \frac{1}{2} \alpha) \\ &= 0.9 \times 1189.89 \times 240 \times (204 - \frac{1}{2} \times 13.43) \\ &= 50705448.91 \text{ Nmm} = 5070.5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$\emptyset M_n = 5070.5 \text{ kgm} > M_u = 125 \text{ kgm}$   
 Jadi, dipakai tulangan arah X =  $\emptyset 12 - 95 \text{ mm}$

Perhitungan tulangan arah Y

$$\Phi = 0.9$$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi \times b \times dx} = \frac{125}{0.9 \times 1000 \times 192} = 0.0301 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{0.85 \times 25}{240} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.0301}{25}}\right) = 0.000106$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{240} = 0.0058$$

syarat :  $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$0.0058 > 0.000106$ , maka digunakan  $\rho_{\text{min}}$

Luas tulangan

$$A_s = \rho_{\text{min}} \times b \times dx = 0.0058 \times 1000 \times 192 = 1113.6 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan  $\emptyset 12 \text{ mm}$  ( $A = 113.04 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 113.04}{1113.6} = 101.5 \text{ mm}$$

Syarat :  $s \leq 3h$  atau  $450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 ps 10.5.4)

$$s \leq 3(250) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 750 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

dipilih terkecil, jadi dipakai  $s = 100 \text{ mm}$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1000 \times 113.04}{100} = 1130.4 \text{ mm}^2$$

Cek :  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$

$$1113.6 \text{ mm}^2 < 1130.4 \text{ mm}^2$$

Kontrol momen

$$\alpha = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1130.4 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 12.76 \text{ mm}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \times A_s \times f_y \times (dx - \frac{1}{2} \alpha)$$

$$= 0.9 \times 1130.4 \times 240 \times (202 - \frac{1}{2} 12.76)$$

$$= 45322167.17 \text{ Nmm} = 4532.216 \text{ kgm}$$

$$\varnothing M_n = 4532.216 \text{ kgm} > M_u = 110 \text{ kgm}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X =  $\varnothing 12 - 100 \text{ mm}$

#### 4.2.4 Cek Kuat Geser Pons

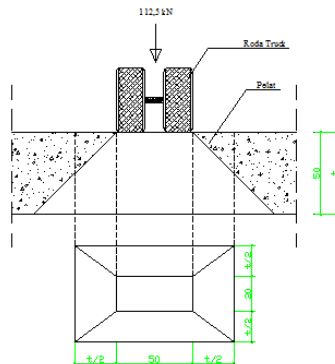
Perencanaan geser pons meninjau SNI 2847:2013 pasal 11.11.7.1

$$\text{Tebal box} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang roda} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar roda} = 20 \text{ cm}$$

Berikut adalah area geser pons (penyebaran distribusi beban roda yang akan menyebabkan lantai kendaraan runtuh) dapat dilihat pada gambar 4.10.



Gambar 4. 10 Bidang penyebaran tekanan roda

Penyebaran roda

$$\text{Dari samping} = (50/2) + 50 + (50/2)$$

$$= 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Dari depan} = (50/2) + 20 + (50/2)$$

$$= 70 \text{ cm} = 700 \text{ mm}$$

Rumus geser pons

$$\begin{aligned} & \frac{1}{6} x (2(Bo + Do)) x Dx \sqrt{fc} \\ &= \frac{1}{6} x (2(1000 + 700)) x 300 \sqrt{80} \\ &= 1520526 \text{ N} = 1520.52 \text{ kN} > p \text{ truk} x (1+DLA) x \Upsilon^{utt} \\ &= 1520.52 \text{ kN} > 112.5 x 1.3 x 1.8 \\ &= 1520.528 \text{ kN} > 263.25 \text{ kN (oke)} \end{aligned}$$

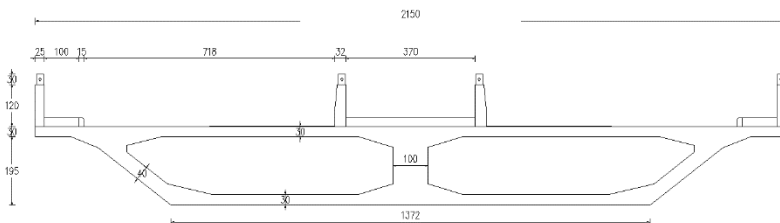
### 4.3 Permodelan dan Analisa Struktur

Dalam analisa struktur jembatan *cable stayed* ini menggunakan program bantu MIDAS CIVIL. Beban yang bekerja pada desain ini berupa beban statik, dinamik dan *staging analysis*.

Beban yang termasuk beban statik antara lain adalah beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, dan beban angin. Untuk beban dinamik adalah beban gempa dengan analisa *response spectrum*. Sedangkan untuk beban *staging analysis* berupa beban yang bekerja diatas jembatan pada waktu pelaksanaan (pendirian) jembatan.

#### 4.3.1 Dimensi Gelagar

Berdasarkan pembahasan sebelumnya, digunakan gelagar berupa box girder trapezoidal dengan dimensi seperti pada gambar 4.11.



Gambar 4. 11 Penampang melintang gelagar (satuan meter)



Dimensi awal kabel didekatkan dengan persamaan berikut (Gimsing,1983).

$$Asc = \frac{\left( w + p + \left( \frac{P}{30} \times d \right) \right) (\lambda_i + \lambda_i^{+1}) \cos \theta}{2(\sigma_c \sin \theta \times \cos \theta - \gamma \cdot a)}$$

Dimana :

- Asc : Luas penampang kabel
- w : Beban mati sendiri dan beban mati tambahan
- p : Beban hidup terbagi rata
- P : Beban terpusat
- λ : Jarak antar angker kabel pada gelagar
- Θ : Sudut kabel terhadap horizontal
- γ : Berat jenis kabel (77,01 kN/m<sup>3</sup>)
- f<sub>u</sub> : Tegangan putus kabel (1860 Mpa)
- a : Jarak mendatar dari *pylon* ke angker kabel pada gelagar (*girder*)

Menghitung jumlah kabel (Gimsing, 1983)

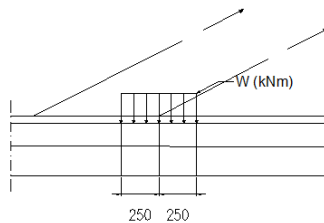
$$n = \frac{Asc}{As}$$

Dimana :

As : Luas penampang kabel

Perhitungan beban yang dipikul kabel (W + P)

Beban yang dipikul meliputi beban hidup, beban mati, dan beban tambahan lain seperti beban air hujan dan beban pejalan kaki pada trotoar. Dimana jarak antar kabel didesain 6.50 m. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 4.13.



Gambar 4. 13 Ilustrasi beban yang dipikul kabel

Berat sendiri gelagar

$$q = A \times B_j \text{ beton} \times LF \\ = 15.96 \times 24 \times 1 = 383.11 \text{ kN/m}$$

Beban mati tambahan

Berat aspal

$$q = \text{tebal aspal} \times b_j \text{ aspal} \times \text{lebar jalan} \times LF \\ = 0.03 \times 22 \times 14 \times 1 = 9.24 \text{ kN/m}$$

Berat air hujan 2 cm

$$q = \text{tinggi air hujan} \times b_j \text{ air} \times \text{lebar jalan} \times LF \\ = 0,02 \times 10 \times 14 \times 1 = 2.8 \text{ kN/m}$$

Berat kerb

$$q = \text{tinggi keb} \times \text{lebar kerb} \times b_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \times LF \\ = 0.15 \times 0.25 \times 24 \times 2 \times 1 = 1.8 \text{ kN/m}$$

Berat trotoar

$$q = \text{lebar trotoar} \times \text{tebal} \times B_j \text{ beton} \times LF \\ = 1 \times 0.25 \times 24 \times 1 = 12 \text{ kN/m}$$

Berat median

$$q = \text{lebar median} \times \text{tinggi median} \times b_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \\ = 0.25 \times 1.2 \times 24 \times 1 = 7.2 \text{ kN/m}$$

Berat sandaran

$$q = \text{tinggi} \times \text{lebar} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \\ = 1.2 \times 0.25 \times 24 \times 1 = 14.4 \text{ kN/m}$$

Berat pelengkap

$$q = 20\% \text{ beban trotoar} \\ = 20\% \times 12 = 2.4 \text{ kN/m}$$

$W_{DL}$  = berat sendiri + beban mati tambahan

$$= 383.112 + 9.24 + 2.8 + 1.8 + 12 + 7.2 + 14.4 + 2.4 \\ = 432.952 \text{ kN/m}$$

Beban hidup

Beban Terbagi Rata (BTR)

$$W_{LL1} = BTR \times \text{lebar jalan} \times LF \\ = (9 \times (0,5+15/250)) \times 14 \times 1 \\ = 70.513 \text{ kN/m}$$

Beban Garis Terpusat (BGT)

$$BGT = 49 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \text{BGT} \times (1+\text{FBD}) \times \text{lebar jalan} \times \text{LF} \\
 &= 49 \times (1+0.3) \times 14 \times 1 \\
 &= 891.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Pejalan Kaki (TP)

$$\text{TP} = 5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{LL2}} &= \text{TP} \times \text{LF} \\
 &= 5 \times 1 = 5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{LL}} &= W_{\text{LL1}} + W_{\text{LL2}} \\
 &= 70.513 + 5 = 75.513 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (W+P) &= W_{\text{DL}} + W_{\text{LL}} \\
 &= 432,952 + 75.513 \\
 &= 508.465 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah kabel (awal)

Kabel M2,  $a = 22.25 \text{ m}$ ,  $\theta = 60^\circ$ ,  $\lambda = 6.5 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{ijin}} &= 0.45 \times 1860 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 837 \text{ N/mm}^2 = 837000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{sc}} &= \frac{\left(508.465 + \left(\frac{891.8}{30} \times 2.5\right)\right)(6.5 + 6.5)\cos 60}{2(837000 \sin 60 \times \cos 60 - 77 \times 22.25)} \\
 &= 0.005251 \text{ m}^2 \\
 &= 5251 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan kabel tipe I  $\theta$  15,2 mm ;  $A_s = 140 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah kabel perlu (n)} = \frac{A_{\text{sc}}}{A_s} = \frac{5251}{140} = 41.2267 = 38 \text{ kabel}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada Tabel 4.3.



Tabel 4. 3 Kebutuhan jumlah kabel (awal)

kabel	sudut	a (m)	w+p (kN/m)	P (kN)	Y kabel (kN/m <sup>3</sup> )	oijin (kN/m <sup>2</sup> )	Asc (m <sup>2</sup> )	As pakai (m <sup>2</sup> )	n perlu (kabel)	n pakai (kabel)
M1	67	15.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.004937	0.00014	35.26089	36
M2	60	22.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.005251	0.00014	37.50537	38
M3	54	28.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.005625	0.00014	40.18195	41
M4	49	35.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.006036	0.00014	43.11618	44
M5	46	41.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.00634	0.00014	45.28803	46
M6	43	48.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.006696	0.00014	47.82615	48
M7	41	54.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.006969	0.00014	49.78107	50
M8	39	61.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.007275	0.00014	51.96699	52
M9	38	67.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.007447	0.00014	53.19127	54
M10	36	74.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.007812	0.00014	55.79969	56
M11	35	80.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.008017	0.00014	57.26602	58
M12	34	87.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.008236	0.00014	58.82888	59
M13	34	93.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.008247	0.00014	58.90621	59
M14	33	100.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.008481	0.00014	60.57827	61
M15	32	106.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.008731	0.00014	62.36678	63
M16	32	113.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.008743	0.00014	62.45174	63
M17	31	119.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.009012	0.00014	64.37288	65
M18	31	126.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.009025	0.00014	64.46244	65
M19	30	132.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.009314	0.00014	66.53072	67
M20	30	139.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.009328	0.00014	66.62541	67
M21	29	145.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.00964	0.00014	68.85755	69
M22	29	152.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.009654	0.00014	68.95798	69
M23	29	158.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.009668	0.00014	69.05871	70
M24	28	165.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.010007	0.00014	71.48021	72
M25	28	171.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.010022	0.00014	71.58742	72
S1	79	13.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.004641	0.00014	33.14785	34
S2	73	19.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.004764	0.00014	34.02526	35
S3	68	26.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.004915	0.00014	35.10999	36
S4	65	32.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.005033	0.00014	35.95178	36
S5	62	39.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.005171	0.00014	36.93442	37
S6	59	45.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.005331	0.00014	38.07687	39
S7	58	52.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.005394	0.00014	38.53154	39
S8	56	58.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.005523	0.00014	39.45349	40
S9	54	65.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.005666	0.00014	40.46935	41
S10	53	71.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.005746	0.00014	41.04156	42

Dalam pelaksanaan, kabel akan mengalami lendutan (melengkung) akibat berat sendiri. Namun dalam analisa dianggap

lurus dengan memberikan faktor koreksi pada E (Modulus Elastisitas) dengan persamaan sebagai berikut.

$$E_{eff} = E_0 \frac{1}{1 + \frac{\gamma^2 L_h^2}{12\sigma^3} \times E_0}$$

Dimana :

$E_{eff}$  = efektif modulus elastis (N/mm<sup>2</sup>)

$E_0$  = modulus elastis dari material kabel tetap (N/mm<sup>2</sup>)  
= 2.10<sup>5</sup> N/mm<sup>2</sup>

$\gamma$  = berat jenis dari material kabel (N/mm<sup>3</sup>)  
= 77 kN/m<sup>3</sup>  
= 77.10<sup>-6</sup> N/mm<sup>3</sup>

$L_h$  = panjang kabel yang direncanakan (jarak titik gantung kabel)

$\sigma$  = tegangan tarik dalam kabel (N/mm<sup>2</sup>)  
= 0.45 x fu  
= 837 N/mm<sup>2</sup>

Perhitungan modulus elastisitas ekivalen kabel

Kabel M 2, L = 37.52 m ,  $\theta = 62^\circ$

$$E_{eff} = 200000 \times \frac{1}{1 + \frac{(77.10^{-6})^2 \times (37527.8)^2}{12 \times 837^3} \times 200000}$$

$$= 199953 \text{ MPa}$$

Perhitungan nilai modulus elastisitas efektif ekivalen selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4. 4 Nilai modulus elastisitas ekivalen kabel

kabel	sudut	Lh	$\sigma$	$E_o$	$\Upsilon$ kabel	$E_{eff}$
		(m)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>3</sup> )	(MPa)
M1	67	32590.81	837	200000	0.000077	199964.2
M2	60	37527.77	837	200000	0.000077	199952.5
M3	54	43262.38	837	200000	0.000077	199936.9
M4	49	49687.99	837	200000	0.000077	199916.8
M5	46	55606.54	837	200000	0.000077	199895.8
M6	43	62316.87	837	200000	0.000077	199869.2
M7	41	68591.39	837	200000	0.000077	199841.6
M8	39	75478.25	837	200000	0.000077	199808.2
M9	38	81213.46	837	200000	0.000077	199777.9
M10	36	89318.33	837	200000	0.000077	199731.5
M11	35	95889.57	837	200000	0.000077	199690.6
M12	34	102826.8	837	200000	0.000077	199644.3
M13	34	107297.5	837	200000	0.000077	199612.7
M14	33	114754.9	837	200000	0.000077	199557.1
M15	32	122660.2	837	200000	0.000077	199494.2
M16	32	127377.9	837	200000	0.000077	199454.6
M17	31	135912.3	837	200000	0.000077	199379.3
M18	31	140766.3	837	200000	0.000077	199334.4
M19	30	150000	837	200000	0.000077	199244.5
M20	30	155000	837	200000	0.000077	199193.5
M21	29	165013.2	837	200000	0.000077	199086.4
M22	29	170169.9	837	200000	0.000077	199028.7
M23	29	175326.6	837	200000	0.000077	198969.3
M24	28	186379.8	837	200000	0.000077	198836
M25	28	191704.9	837	200000	0.000077	198769
S1	79	45842.25	837	200000	0.000077	199929.2
S2	73	52284.59	837	200000	0.000077	199907.9
S3	68	59319.41	837	200000	0.000077	199881.5
S4	65	66202.68	837	200000	0.000077	199852.4
S5	62	73617.05	837	200000	0.000077	199817.5
S6	59	81664.34	837	200000	0.000077	199775.5
S7	58	88438.38	837	200000	0.000077	199736.7
S8	56	96497.44	837	200000	0.000077	199686.6
S9	54	105065.8	837	200000	0.000077	199628.6
S10	53	112692.2	837	200000	0.000077	199572.9

Berdasarkan perhitungan diatas dapat dilihat bahwa  $E_{eff} < E_0$ . Hal ini berarti lendutan yang terjadi akibat berat sendiri kabel sangat kecil, sehingga dapat dianggap sebagai kabel lurus.

**2. Kemiringan Pylon**

Untuk menyeimbangkan beban pada sisi *main span*, *pylon* di desain miring ke sisi *side span*. Pada perhitungan kemiringan *pylon* ini menggunakan beban yang sudah dihitung sebelumnya dan menggunakan rumus berikut :

$$R = \sqrt{(\Sigma FX)^2 + (\Sigma FY)^2}$$

Dimana :

$\Sigma F X$  : komulatif gaya yang bekerja horizontal

$\Sigma F Y$  : komulatif gaya yang bekerja vertikal

Kemudian untuk mencari sudut yang terbentuk antara R dengan sumbu 0 menggunakan rumus :

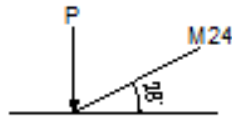
$$\theta = \text{arc tan} \frac{\Sigma FY}{\Sigma FX}$$

Perhitungan gaya yang bekerja :

$$\Sigma V = 0$$

$$M24 \times \sin \alpha - P = 0$$

$$M24 = \frac{P}{\sin \alpha} = \frac{(w+p+(\frac{P}{30}x d))}{\sin \alpha} = \frac{(655.097+(\frac{891.8}{30}x 2.5))}{\sin 28} = 1553.692 \text{ kN/m}$$

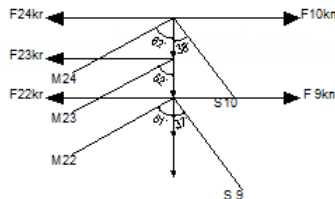


$$\Sigma H = 0$$

$$M24 \times \sin \phi = F24kr$$

$$F24kr = 1553.692 \times \sin 62 = 1371.83 \text{ kN/m}$$

$$F24Y = M24 \times \sin 28 = 1553.692 \times \sin 28 = 729.414 \text{ kN/m}$$



Untuk perhitungan selanjutnya akan di tabelkan pada tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Gaya yang bekerja pada setiap segmen

kabel	sudut	sudut	beban (kN/m)	Gaya kabel (kN/m)	F (X) (kN/m)	F(Y) (kN/m)
	bawah	atas				
M1	67	23	640.59808	695.920376	271.9178	640.5981
M2	60	30	640.59808	739.698952	369.8495	640.5981
M3	54	36	640.59808	791.822777	465.4218	640.5981
M4	49	41	640.59808	848.800784	556.8634	640.5981
M5	46	44	640.59808	890.536132	618.6184	640.5981
M6	43	47	640.59808	939.295636	686.9573	640.5981
M7	41	49	640.59808	976.433606	736.9238	640.5981
M8	39	51	640.59808	1017.92043	791.0728	640.5981
M9	38	52	640.59808	1040.50377	819.9282	640.5981
M10	36	54	640.59808	1089.85056	881.7076	640.5981
M11	35	55	640.59808	1116.84868	914.8689	640.5981
M12	34	56	640.59808	1145.5762	949.7257	640.5981
M13	34	56	640.59808	1145.5762	949.7257	640.5981
M14	33	57	640.59808	1176.18834	986.4345	640.5981
M15	32	58	640.59808	1208.85978	1025.171	640.5981
M16	32	58	640.59808	1208.85978	1025.171	640.5981
M17	31	59	640.59808	1243.78782	1066.134	640.5981
M18	31	59	640.59808	1243.78782	1066.134	640.5981
M19	30	60	640.59808	1281.19617	1109.548	640.5981
M20	30	60	640.59808	1281.19617	1109.548	640.5981
M21	29	61	640.59808	1321.33946	1155.67	640.5981
M22	29	61	640.59808	1321.33946	1155.67	640.5981
M23	29	61	640.59808	1321.33946	1155.67	640.5981
M24	28	62	640.59808	1364.50881	1204.79	640.5981
M25	28	62	640.59808	1364.50881	1204.79	640.5981
S1	79	11	640.59808	652.587962	124.5197	640.5981
S2	73	17	640.59808	669.868135	195.8505	640.5981
S3	68	22	640.59808	690.907289	258.8184	640.5981
S4	65	25	640.59808	706.82178	298.7158	640.5981
S5	62	28	640.59808	725.522204	340.612	640.5981
S6	59	31	640.59808	747.343118	384.9102	640.5981
S7	58	32	640.59808	755.379425	400.2901	640.5981
S8	56	34	640.59808	772.700906	432.0889	640.5981
S9	54	36	640.59808	791.822777	465.4218	640.5981
S10	53	37	640.59808	802.115703	482.7253	640.5981
				$\Sigma$ (X)	-18894.4	
				$\Sigma$ (Y)	-22420.9	

Resultan :

$$R = \sqrt{(\Sigma FY)^2 + (\Sigma FX)^2} = \sqrt{(-22420.9)^2 + (-18894.4)^2} \\ = 29320.56 \text{ kN/m}$$

Sudut :

$$\Phi = \text{arc tan} \frac{\Sigma FX}{\Sigma FY} = \text{arc tan} \frac{-22420.9}{-18894.4} = 49.87^\circ = 50^\circ$$

### 4.3.3 Dimensi Pylon

Besarnya pylon diperkirakan berdasarkan nilai jumlah gaya aksial tekan kabel untuk satu sisi kolom vertikal.

- Material pylon = Beton bertulang
- $f'c$  = 50 MPa
- $f_y$  = 400 MPa

Besarnya gaya yang terjadi pada pylon akibat kabel dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4. 6 Gaya aksial pada pylon

No	sudut	T	No	sudut	T
		kN			kN
M1	67	8327.775	M18	31	8327.775
M2	60	8327.775	M19	30	8327.775
M3	54	8327.775	M20	30	8327.775
M4	49	8327.775	M21	29	8327.775
M5	46	8327.775	M22	29	8327.775
M6	43	8327.775	M23	29	8327.775
M7	41	8327.775	M24	28	8327.775
M8	39	8327.775	M25	28	8327.775
M9	38	8327.775	S1	79	8327.775
M10	36	8327.775	S2	73	8327.775
M11	35	8327.775	S3	68	8327.775
M12	34	8327.775	S4	65	8327.775
M13	34	8327.775	25	62	8327.775
M14	33	8327.775	S6	59	8327.775
M15	32	8327.775	S7	58	8327.775
M16	32	8327.775	S8	56	8327.775
M17	31	8327.775	S9	54	8327.775
$\Sigma T$		141572.18	S10	53	8327.775
			$\Sigma T$		149899.95
			$\Sigma T$		291472.13

Dimensi pylon :

$$A = \frac{\sum T}{f_c'}$$

Untuk mengantisipasi momen yang timbul pada pylon, maka mutu beton yang digunakan pada preliminary ini dikalikan dengan 30%.

$$A = \frac{291472.13 \times 10^3}{0.3 \times 50} \\ = 19431475.33 \text{ mm}^2 = 194314.753 \text{ cm}^2$$

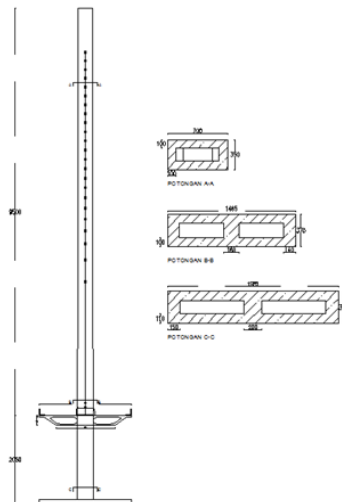
Luas penampang direncanakan :

$$A = b \times (2 \times b) \\ = 2 b^2$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{194314.753}{2}} \\ = 311.7 \text{ cm} = 350 \text{ cm}$$

$$h = 2 \times 311.7 \\ = 623.401 \text{ cm} = 700 \text{ cm}$$

Maka digunakan dimensi pylon  $b = 350 \text{ cm}$  dan  $h = 700 \text{ cm}$ , untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 4.14.



Gambar 4. 14 Dimensi penampang pylon (satuan m)

#### 4.3.4 Analisa Pembebanan

##### A. Beban Mati (MS)

Terdiri dari berat sendiri gelagar dan beban mati tambahan.

- Berat sendiri gelagar

$$\begin{aligned} q &= A \times B_j \text{ beton (SNI 1725-2016)} \\ &= 15.96 \times 24 \\ &= 383.112 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sedangkan beban mati tambahan (MA) terdiri dari :

- Berat aspal

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal aspal} \times \text{lebar jalan} \times B_j \text{ aspal} \times LF \\ &= 0.03 \times 14 \times 22 \times 2 \\ &= 18.48 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat air hujan 2 cm

$$\begin{aligned} q &= \text{tinggi air} \times B_j \text{ air} \times \text{lebar jalan} \times LF \\ &= 0.02 \times 10 \times 14 \times 2 \\ &= 5.6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat kerb

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal kerb} \times \text{lebar kerb} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \times LF \\ &= 0.15 \times 0.25 \times 24 \times 2 \times 2 \\ &= 3.6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat trotoar

$$\begin{aligned} q &= \text{tebal trotoar} \times \text{lebar} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \times LF \\ &= 0.25 \times 1 \times 24 \times 2 \times 2 \\ &= 24 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat median

$$\begin{aligned} q &= \text{lebar median} \times \text{tinggi median} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \times LF \\ &= 0.25 \times 1.2 \times 24 \times 1 \times 2 \\ &= 14.4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat sandaran

$$\begin{aligned} q &= \text{lebar sandaran} \times \text{tinggi} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \times LF \\ &= 0.25 \times 1.2 \times 24 \times 2 \times 2 \\ &= 28.8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat pelengkap

$$\begin{aligned} q &= 20\% \times \text{berat median} \\ &= 20\% \times 14.4 = 2.88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



## B. Beban hidup

Beban hidup terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).

- Beban Terbagi Rata (BTR)

$$\begin{aligned} \text{BTR} &= (9 \times (0.5+15/L)) \times \text{lebar jalan} \times \text{LF} \\ &= (9 \times (0.5+15/250)) \times 14 \times 1.8 \\ &= 126.9234 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Garis Terpusat (BGT)

$$\begin{aligned} \text{BGT} &= \text{BGT} \times (1+\text{FBD}) \times \text{lebar jalan} \times \text{LF} \\ &= 49 \times (1+30\%) \times 14 \times 1.8 \\ &= 1605.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban Pejalan Kaki (TP)

$$\text{TP} = 5 \text{ kN/m} = 5 \times 1.8 = 9 \text{ kN/m}$$

- Beban Truk

$$\begin{aligned} \text{TT} &= T \times (1+\text{FBD}) \times \text{LF} \\ &= 112.5 \times (1+0.3) \times 1.8 \\ &= 263.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

## C. Beban Rem (TB)

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

- 25% dari berat gandar truk desain

$$\begin{aligned} q &= 25\% \times 225 \text{ kN} \\ &= 56.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 5% dari berat truk rencana ditambah beban BTR

$$\begin{aligned} q &= 5\% \times (500 \text{ kN} + (126.9234 \text{ kN/m} \times 14 \text{ m})) \\ &= 113.846 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka diambil beban rem sebesar 113.846 kN yang ditempatkan di semua lajur rencana untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan pilih yang paling menentukan.

## D. Beban Temperatur (EUn)

Berdasarkan SNI 1725-2016 besar rentang simpangan akibat beban temperatur harus didesain dari :

$$\Delta T = \alpha \cdot L(T_{\text{max}} - T_{\text{min}})$$

Dimana :

- L : panjang komponen jembatan (mm)  
 $\alpha$  : koef muai temperatur (mm/mm/°C),  
determined tabel 19 SNI 1725-2016  
Tmax : temperatur jembatan rata-rata maksimum  
determined tabel 18 SNI 1725-2016  
Tmin : temperatur jembatan rata-rata minimum  
determined tabel 18 SNI 1725-2016

Maka :

$$\Delta T = 11.10^{-6} \times 250.10^3 (40 \text{ }^\circ\text{C} - 15 \text{ }^\circ\text{C}) = 68.75 \text{ }^\circ\text{C}$$

E. Beban Angin (EW)

Pada perencanaan ini arah angin diasumsikan bekerja tegak lurus terhadap jembatan maupun kendaraan yang lewat di atasnya dan dihitung berdasarkan SNI 1725-2016.

- Menentukan kecepatan angin rencana

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana  $V_{DZ}$  harus dihitung dengan persamaan berikut :

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

Dimana :

- $V_{DZ}$  : kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, (km/jam)  
 $V_{10}$  : kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)  
 $V_B$  : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm  
Z : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air di mana beban angin rencana dihitung ( $Z > 10000$  mm)  
 $V_0$  : kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 28, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan  
 $Z_0$  : panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 28.

(SNI 1725-2016)

$V_{10}$  diperoleh dari:

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

Karena jembatan terletak di daerah sub urban, maka :

$$V_{DZ} = 2.5 \times 17.6 \times \left(\frac{90}{90}\right) \ln\left(\frac{13800}{1000}\right) = 78.67 \text{ km/jam}$$

- Beban angin pada struktur (Ews)

Tekanan angin rencana (MPa) dapat ditetapkan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2$$

Dimana :

$P_B$  : tekanan angin dasar

ditentukan tabel 29 SNI 1725-2016

Gaya total beban angin boleh diambil kurang dari 4.4 kN/m pada bidang tekan dan 2.2 kN/m pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4.4 kN/m pada balok atau gelagar.

$$P_D = 0.0024 \left(\frac{115.485}{90}\right)^2 = 0.00395 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} EW_S &= P_D \times \text{tinggi gelagar} \\ &= 0.00395 \text{ N/mm}^2 \times 2500 \text{ mm} \\ &= 9.875 \text{ N/mm} = 9.875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Karena  $EW_S$  rencana lebih besar dari 4.4 kN/m, maka diambil  $EW_S$  rencana yang sebesar 9.875 kN/m.

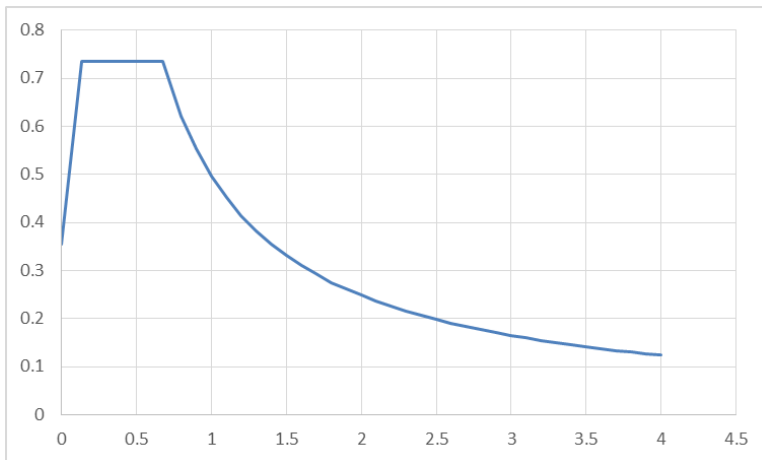
- Gaya angin pada kendaraan ( $EW_1$ )

Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1.46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

### F. Beban Gempa(EQ)

Untuk pembebanan gempa menggunakan *response spectrum analysis* yang sudah terdapat pada menu di program bantu MIDAS CIVIL 2006. Berdasarkan pada peta Zona Gempa Indonesia ([petagempa.pusjatan.pu.go.id](http://petagempa.pusjatan.pu.go.id)). penentuan *spectrum respons desain* di permukaan tanah untuk Jembatan Ngujang II Kab. Tulungagung dengan kondisi tanah keras (SC) sesuai dengan klasifikasi data tanah. Dan hasil dari percepatan batuan dapat dilihat pada gambar 4.15 berikut :

- Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) : 0.333g
- Percepatan 0.2 detik di batuan dasar (S<sub>s</sub>) : 0.643g
- Percepatan 1 detik di batuan dasar (S<sub>1</sub>) : 0.341g



Gambar 4. 15 Spektrum respons gempa rencana

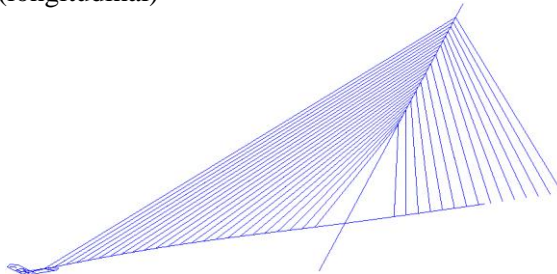
Tabel 4. 7 Tabel respons spektrum

Variabel	T (detik)	Sa (g)	Variabel	T (detik)	Sa (g)
As	0	0,356	Ts+1.5	2,2	0,226
T0	0,135	0,735	Ts+1.6	2,3	0,216
SDS	0,2	0,735	Ts+1.7	2,4	0,207
Ts	0,677	0,735	Ts+1.8	2,5	0,199
Ts+0.1	0,8	0,622	Ts+1.9	2,6	0,191
Ts+0.2	0,9	0,553	Ts+2	2,7	0,184
Ts+0.3	1,0	0,497	Ts+2.1	2,8	0,178
SD1	1	0,497	Ts+2.2	2,9	0,172
Ts+0.4	1,1	0,452	Ts+2.3	3	0,166
Ts+0.5	1,2	0,415	Ts+2.4	3,1	0,160
Ts+0.6	1,3	0,383	Ts+2.5	3,2	0,155
Ts+0.7	1,4	0,355	Ts+2.6	3,3	0,151
Ts+0.8	1,5	0,332	Ts+2.7	3,4	0,146
Ts+0.9	1,6	0,311	Ts+2.8	3,5	0,142
Ts+1	1,7	0,293	Ts+2.9	3,6	0,138
Ts+1.1	1,8	0,276	Ts+3	3,7	0,134
Ts+1.2	1,9	0,262	Ts+3.1	3,8	0,131
Ts+1.3	2	0,249	Ts+3.2	3,9	0,128
Ts+1.4	2,1	0,237	Ts+3.3	4	0,124

### 1. Menghitung Koefisien Respons Gempa Elastik (Csm)

Nilai koefisien respons gempa elastic (Csm) dihitung berdasarkan RSNI 2833-201X Ps.5.4.2

Arah X (longitudinal)



Gambar 4. 16 Vibration mode shape pada mode 1 menunjukkan lentur arah X

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 0.270 \text{ sec (mode 1)}$$

$$T_0 = 0.135 \text{ sec}$$

$$T_s = 0.677 \text{ sec}$$

Sehingga  $T_{\text{output MIDAS}} > T_0$ , maka digunakan persamaan 2 pada RSNI 2833-201X Ps.5.4.2, sehingga  $C_{sm}$  dianggap sama dengan  $S_{DS}$ .

Maka dapat dihitung gaya geser dasar seismik ( $V$ ) berdasarkan RSNI 2833-201X Ps. 5.1 dengan persamaan berikut :

$$V_{\text{statik}} = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Dimana :

$C_{sm}$  = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

$Wt$  = berat total struktur

$R$  = faktor modifikasi respons (klasifikasi sangat penting)  
= 1,5 (kolom tunggal) RSNI 2833-201X Ps.5.7.1 tabel 6

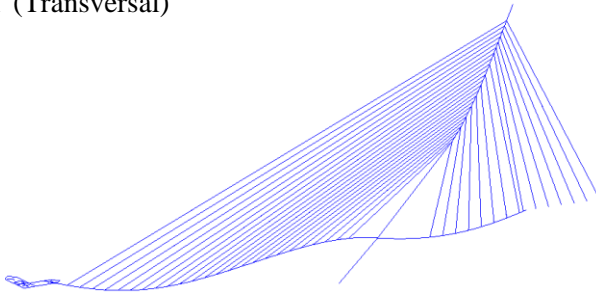
Nilai  $Wt$  (berat total struktur) didapat dari jumlah reaksi perletakan arah vertikal pada MIDAS, didapat :

$Wt = 340466 \text{ kN}$

Sehingga

$$V_{\text{statik}} = \frac{0,735}{1,5} \times 340466 = 166828.34 \text{ kN}$$

Arah Y (Transversal)



Gambar 4. 17 Vibration mode shape pada mode 2 menunjukkan lentur arah Y

Diketahui :

$T_{\text{output MIDAS}} = 0.122 \text{ sec (mode 2)}$

$T_0 = 0.135 \text{ sec}$

$T_s = 0.677 \text{ sec}$

Sehingga  $T_{\text{output MIDAS}} < T_0$  maka digunakan persamaan 1, dimana  $C_{sm}$  dihitung menggunakan rumus.

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \cdot \frac{T}{T_0} + A_s = (0.735 - 0.356) \cdot \frac{0.122}{0.135} + 0.356 = 0.698$$

Maka dapat dihitung gaya geser dasar seismik (V) berdasarkan RSNI 2833-201X Ps. 5.1 dengan persamaan berikut :

$$V_{statik} = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Dimana :

$C_{sm}$  = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

$Wt$  = berat total struktur

$R$  = faktor modifikasi respons (klasifikasi sangat penting)  
= 1.5 RSNI 2833-201X (kolom tunggal) Ps.5.7.1 tabel 6

Nilai  $Wt$  (berat total struktur) didapat dari jumlah reaksi perletakan arah vertikal pada MIDAS, didapat :

$$Wt = 340466 \text{ kN}$$

Sehingga

$$V_{statik} = \frac{0.698}{1.5} \times 340466 = 158430,18 \text{ kN}$$

## 2. Kontrol Pengaruh Gempa

Arah X (longitudinal)

Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa pada struktur jembatan arah X memiliki faktor modifikasi respons (R) yang lebih kecil dari gempa pada struktur jembatan arah Y, hal ini terjadi karena pada arah longitudinal tidak boleh ada struktur yang leleh.

Pada arah X diambil nilai  $R = R_{statik} = 1,5$  sehingga pada respons spektrum MIDAS nilai *scale factor* diubah menjadi = 0,67.

Kemudian dicari nilai  $V_{dinamik}$  akibat gempa arah X dengan menjumlah semua reaksi geser arah X pada semua perletakan

Didapat nilai  $V_{dinamik}$  arah X = 496882.78 kN

Dikarenakan base shear dari perhitungan dinamis lebih besar daripada perhitungan statis maka terkontrol OK karena  $V_{dinamik}$  arah X sebesar 496882.78 kN >  $V_{statik}$  arah X sebesar 166828.34 kN.

### Arah Y (Transversal)

Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa pada struktur jembatan arah Y memiliki faktor modifikasi respons ( $R$ ) yang lebih besar dari gempa pada struktur jembatan arah X, hal ini terjadi karena pada arah transversal boleh ada struktur yang leleh, seperti balok pengaku pada *pylon*.

Pada arah Y diambil nilai  $R = 1.5$ , sehingga pada respons spektrum MIDAS nilai *scale factor* diubah menjadi  $1/1.5 = 0,67$ .

Kemudian dicari nilai  $V_{\text{dinamik}}$  akibat gempa arah Y dengan menjumlah semua reaksi geser arah Y pada semua perletakan Didapat nilai  $V_{\text{dinamik}}$  arah Y = 165272 kN

Dikarenakan base shear dari perhitungan dinamis lebih besar daripada perhitungan statis maka terkontrol OK karena  $V_{\text{dinamik}}$  arah Y sebesar 165272 kN  $>$   $V_{\text{statis}}$  arah Y sebesar 158430,18 kN

### 4.3.5 Konfigurasi Beban

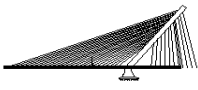
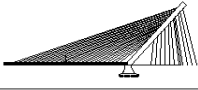
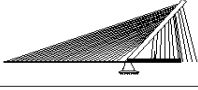
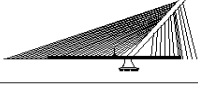
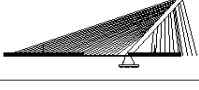
Untuk memperoleh pengaruh yang paling maksimum, akan digunakan beban dengan konfigurasi sebagai berikut :

- Kuat 1 =  $1.2MS+2MA+1.8TT+1.8TD+1.8TB+1.2EUn$
- Kuat 3 =  $1.2MS+2MA+1.4EWs+1.2EUn$
- Kuat 4 =  $1.2MS+2MA+1.2EUn$
- Kuat 5 =  $1.2MS+2MA+0.4EWs+EW_L+1.2EUn$
- Ekstrem 1 =  $1.2MS+2MA+0.5TT+0.5TD+EQ_X+0.3EQ_Y$
- Ekstrem 1 =  $1.2MS+2MA+0.5TT+0.5TD+0.3EQ_X+EQ_Y$
- Layan 1 =  $MS+MA+TT+TD+TB+TP+0.3EWs+EW_L+1.2EUn$

Untuk *Load Factor* masing-masing beban mengacu pada SNI 1725-2016 dan RSNI 2833-201X, sedangkan untuk konfigurasi pembebanan LL dan  $EW_L$  mengacu pada Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum Nomor 08/SE/M/2015 tentang “Perencanaan Jembatan Beruji Kabel” yang dapat dilihat pada Tabel 4.8.

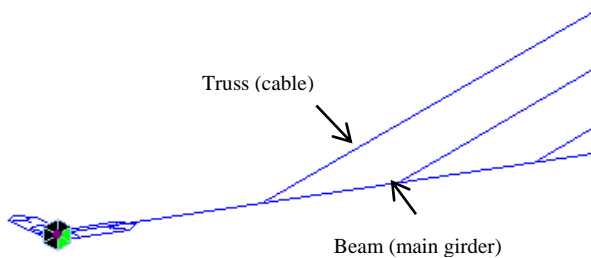


Tabel 4. 8 konfigurasi pembebanan hidup

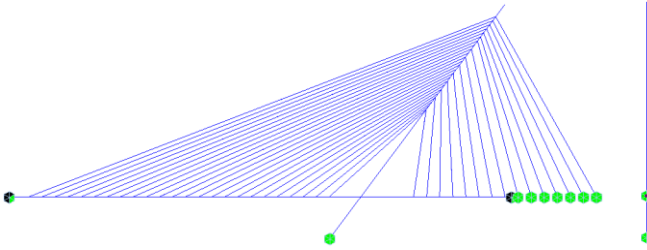
Konfigurasi	Gambar
1	
2	
3	
4	
5	

#### 4.3.6 Permodelan

Permodelan dilakukan dengan program bantu MIDAS CIVIL dalam model 3D. dimana elemen kabel dimodelkan sebagai *elemen truss*, sedangkan *main girder* dimodelkan sebagai elemen *beam*. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 4.17 dan 4.18.



Gambar 4. 18 Permodelan elemen jembatan



Gambar 4. 19 Tampak memanjang dan melintang permodelan

#### 4.3.7 Analisa Struktur

Dari analisa dinamis strktur didapatkan hasil tiap *mode* yang dapat ditabelkan di bawah ini.

Tabel 4. 9 Periode struktur tiap *mode shape*

Mode No	Frequency		Period (sec)	Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)			(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	23.186223	3.690202	0.270988	13	527.750615	83.994119	0.011906
2	51.133489	8.138148	0.122878	14	576.966956	91.827143	0.01089
3	77.348982	12.310473	0.081232	15	610.990306	97.242127	0.010284
4	86.202476	13.71955	0.072889	16	692.633533	110.236051	0.009071
5	147.286902	23.441439	0.042659	17	706.71105	112.476557	0.008891
6	167.524827	26.662404	0.037506	18	773.227008	123.0629	0.008126
7	214.478221	34.135269	0.029295	19	852.467742	135.674455	0.007371
8	286.307743	45.567292	0.021946	20	855.826034	136.208944	0.007342
9	287.133158	45.698661	0.021882	21	936.242519	149.007625	0.006711
10	366.4411	58.320912	0.017147	22	992.979561	158.037606	0.006328
11	442.910536	70.491401	0.014186	23	1013.80038	161.351342	0.006198
12	446.740924	71.101026	0.014064	24	1093.97393	174.111358	0.005743

Tabel 4. 10 *Modal Participation masses (%)*

Mode	TRAN-X		TRAN-Y		Mode	TRAN-X		TRAN-Y	
No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0	0	70.61	70.61	13	0.00	99.78	1.02	97.13
2	0	0	11.77	82.38	14	0.15	99.94	0.00	97.13
3	88.82	88.82	0	82.38	15	0.00	99.94	0.00	97.13
4	0	88.82	9.22	91.6	16	0.00	99.94	0.64	97.77
5	0	88.82	0.14	91.74	17	0.00	99.94	0.00	97.77
6	10.28	99.1	0	91.74	18	0.00	99.94	0.00	97.77
7	0	99.1	2.65	94.39	19	0.03	99.96	0.00	97.77
8	0.25	99.36	0	94.39	20	0.00	99.96	0.46	98.23
9	0	99.36	0	94.39	21	0.00	99.96	0.00	98.23
10	0	99.36	1.73	96.12	22	0.02	99.98	0.00	98.23
11	0.43	99.78	0	96.12	23	0.00	99.98	0.35	98.58
12	0	99.78	0	96.12	24	0.00	99.98	0.00	98.58

Dari analisa statis dan dinamis terhadap struktur didapatkan gaya dalam tiap elemen yang dapat ditabelkan di bawah ini.

Tabel 4. 11 Hasil output gaya dalam dek

Load	Axial	Shear-y	Shear-z	Torsion	Moment-y	Moment-z
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
Kuat 1						
max	0	787.16	22822.72	35416.2	327219.41	56282.12
min	-128074.3	-220.22	-16888.95	-91378.27	-522462.3	0
Kuat 3						
max	0	1400.2	12375.67	0	177388.65	37559.37
min	-70781.89	-974.24	-9233.51	0	-285923.2	-33339.54
Kuat 4						
max	0	0	12375.69	0	177386.37	0
min	-70782.37	0	-9233.32	0	-285923.5	0
Kuat 5						
max	0	400.06	12375.69	0	177386.37	10731.25
min	-70782.37	-278.36	-9233.32	0	-285923.5	-9525.58
Ekstream 1						
max	737.78	416.63	15285.89	9837.83	219276.47	20376.89
min	-82213.6	95.41	-11346	-25382.85	-351093.3	0
Ekstream 1.1						
max	79.89	1274.16	15279.52	9837.83	219070.78	42944.2
min	-85095.88	203.42	-11354.98	-25382.85	-351436.2	0
Layan 1						
max	0	553.64	15073.87	21220.07	216172.61	32012.89
min	-84986.33	-508.49	-11170.63	-54750.45	-345175.4	-25683.63

Tabel 4. 12 Hasil output gaya dalam pylon

Kaki Pylon		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
KUAT 3	max	1110.06	-2292.78	11832.74	18978.71	495052.47	14301.48
	min	-202813.4	-2292.78	-130728.77	18978.71	-278.83	10475.34
KUAT 4	max	1110.06	0	11832.71	0	495053.12	0
	min	-202814.01	0	-130729.19	0	-278.83	0
KUAT 5	max	1110.06	-655.08	11832.71	5422.49	495053.12	4086.14
	min	-202814.01	-655.08	-130729.19	5422.49	-278.83	2992.95
KUAT 1(all)	max	1110.06	56.15	21277.49	82706.74	1195341.15	-98516.92
	min	-271894.94	56.15	-181318.62	82706.74	-278.83	-98610.46
EKSTREM 1(all)	max	1110.06	377.06	13810.66	28555.85	705742.05	26198.77
	min	-222570.89	377.06	-140607.98	28555.85	-278.83	25663.49
LAYAN 1(all)	max	925.05	-518.32	14335.98	53621.66	740246.38	-56019.11
	min	-199969.74	-518.32	-132217.1	53621.66	-232.36	-56782.95
EKSTREM 1.1(all)	max	1110.06	1220.48	14400.53	41579.96	705688.7	36013.14
	min	-222598.43	1220.48	-142710.54	41579.96	-278.83	34277.52

Tabel 4. 13 Hasil output gaya kabel

kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)
M1	2145.8	M14	6861.448	S3	4099.06
M2	3457.836	M15	7176.022	S4	4262.108
M3	4545.329	M16	7508.402	S5	4183.277
M4	5107.26	M17	7759.313	S6	4041.684
M5	5361.342	M18	7865.584	S7	3909.488
M6	5482.219	M19	7795.776	S8	3813.812
M7	5507.791	M20	7497.852	S9	1436.756
M8	5564.398	M21	6853.877	S10	1525.319
M9	5622.649	M22	5836.189	S11	1644.493
M10	5771.088	M23	4333.164	S12	1793.883
M11	5952.803	M24	2190.177	S13	3742.903
M12	6212.95	S1	2502.471	S14	5925.777
M13	6507.929	S2	3403.204	S15	6224.405

#### 4.4 Staging Analysis

Metode pelaksanaan/*Staging Analysis* konstruksi jembatan *cable stayed* ini didesain dengan *cantilever method* dan

dipengaruhi langsung oleh beban *form traveler* dengan *forward method*. Urutan pekerjaannya dimulai dengan pekerjaan *pylon* dari beton bertulang dengan *slip form*, pemasangan gelagar pada sisi pylon dengan *crane* dan disangga *support* sementara, pemasangan *ducting* kabel pada gelagar utama, pemasangan kabel dan dilanjutkan *jacking* kabel, kemudian pemasangan *launching traveler* pada gelagar yang telah terpasang untuk memasang gelagar berikutnya yang diambil dari truk tronton/ kapal ponton. Begitu seterusnya hingga semua gelagar terpasang dan dilanjutkan dengan pekerjaan struktur bawah.

Sedangkan untuk metode analisisnya dilakukan dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution*. Dimulai dari keadaan final jembatan dilanjutkan dengan melepas bagian per bagian hingga sampai pada keadaan awal pada metode pelaksanaan. Semua tahapan tersebut di-input-kan kedalam program bantu MIDAS/Civil sehingga didapat hasil gaya per tahapan analisa.

#### 4.4.1 Pembebanan *Staging Analysis*

Pada saat pelaksanaan *staging analysis* beban deck jembatan akan dipikul oleh *form traveler* yang kemudian akan disalurkan pada jembatan. Untuk konfigurasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 4.14 berikut ini.

Tabel 4. 14 Konfigurasi pembebanan untuk *staging analysis*

Kasus	Konfigurasi Beban
1	DL + Form Traveler

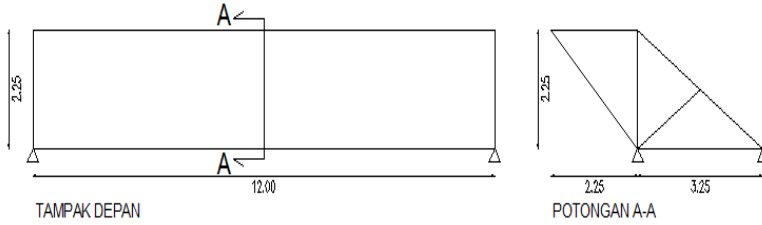
Beban yang dipikul selama tahap pelaksanaan adalah:

- Berat sendiri gelagar persegmen (6.5m)
 
$$q_u = A \times B_j \text{ beton} \times \lambda \times LF$$

$$= 18.372 \times 24 \times 6.5 \times 1.2 = 3439.238 \text{ kN}$$
- Beban form traveler
 
$$P = 1000 \text{ kN}$$

$$Q_u = P \times LF = 1000 \times 1.25 = 1250 \text{ kN}$$

Spesifikasi form traveler yang akan digunakan dalam *staging analysis* dapat dilihat pada gambar 4.18 sedangkan contoh form traveler dilihat pada gambar 4.21.



Gambar 4. 20 Spesifikasi form traveler (dalam m)



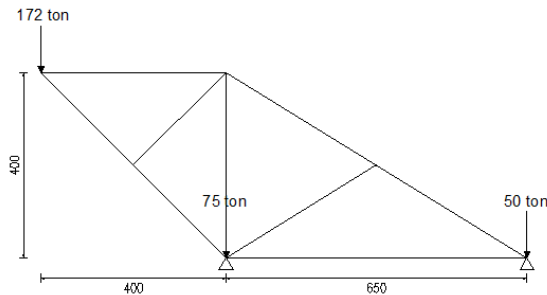
Gambar 4. 21 Contoh form traveler

Tabel 4. 15 FT-S Series Form-Traveler (Over Head Model) Main Specification

Item	Description	Specification	
1	Model	FT-S	
2	Capacity	100t ~ 480t	
3	Segment Length	3.5m ~ 7.0m	
4	Deck Width	5m ~ 35m	
5	Bridge Curvature Radius	100m-unlimited	
6	Bridge Type	Balance Cantilever Box Girder or Cable Stay	
7	Launching Mechanism	Hydraulic	
8	Formwork Material	Metal Sheet or Plywood Sheet	
9	Shape of Bridge Section	Any shape	
10	Production Cycle time	5 days – 7 days depend on site condition, concreting capacity, concrete design, pier height, reinforcement fabrication method etc.	
11	Max. Bridge Slope	Longitudinal	7%
		Transverse	5%

Dari perhitungan pembebanan didapatkan :

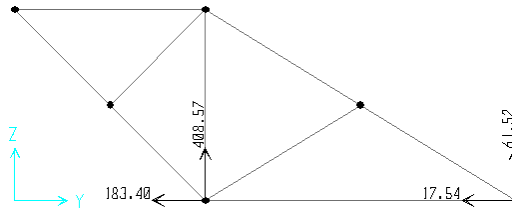
1. Form traveler = 1250 kN
  2. Beban mati = 3439.238 kN
- Beban total = 4689.238 kN



Gambar 4. 22 Permodelan dan input beban pada *form traveler*

Dalam permodelan dan input beban pada *form traveler* ini, berat sendiri profil baja diabaikan, sehingga beban yang dianalisa hanya sebesar 4689.238 kN dari perhitungan sebelumnya, yang meliputi berat sendiri *form traveler* dan berat *deck* per segmen pengangkatan (dengan panjang segmen 6.5m).

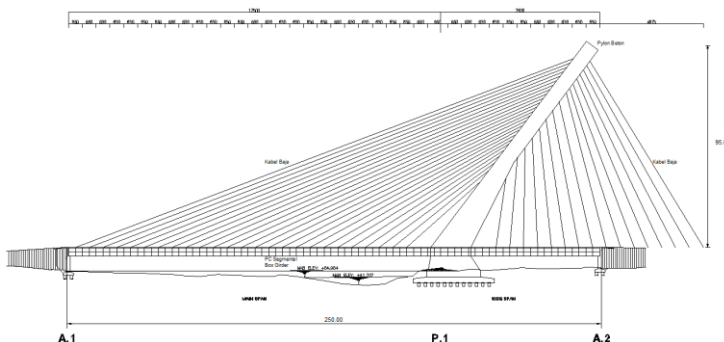
Dari analisa menggunakan SAP 2000 V14.2.2 didapatkan hasil analisa untuk reaksi dari *form traveler* akibat beban rencana yang akan diinputkan ke program MIDAS/CIVIL sebagai beban pelaksanaan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.23.



Gambar 4. 23 Hasil analisa reaksi pada form traveler (dalam ton)

#### 4.4 2 Tahapan *Staging Analysis*

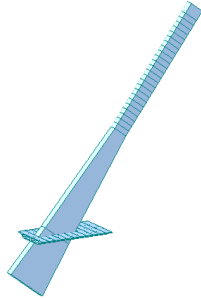
Berikut adalah urutan pelaksanaan *staging analysis* dengan program bantu MIDAS CIVIL. Dimana urutan pelaksanaan di lapangan sama dengan urutan analisisnya, namun pelaksanaan di lapangan menggunakan *forward method* sedangkan analisisnya menggunakan *backward solution*. Sebelumnya dilakukan penomoran terlebih dahulu terhadap kabel dan gelagar. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 4.24



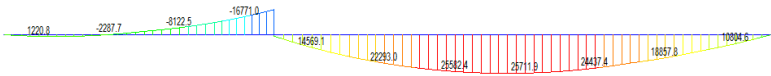
Gambar 4. 24 Penomoran kabel dan gelagar



1. Pembangunan jembatan dimulai dari struktur pylon

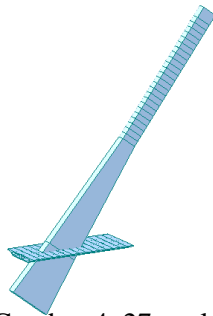


Gambar 4. 25 Cyle 1

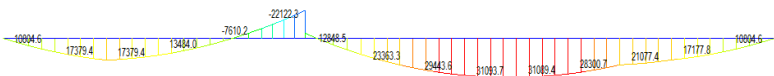


Gambar 4. 26 Diagram momen pada Cycle 1

2. Pemasangan gelagar G2 dan GS 2 menggunakan crane dan disangga di atas perancah sementara

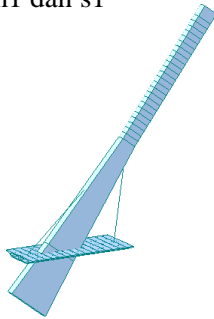


Gambar 4. 27 cycle 2



Gambar 4. 28 Diagram momen pada Cycle 2

3. Pemasangan kabel m1 dan s1

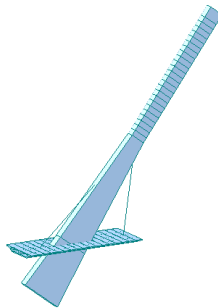


Gambar 4. 29 cycle 3

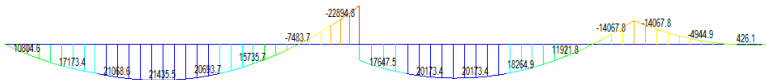


Gambar 4. 30 Diagram momen pada Cycle 3

4. Pemasangan box girder G3

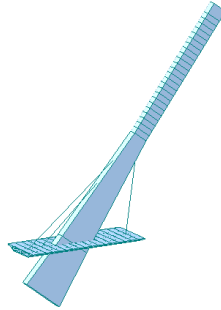


Gambar 4. 31 cycle 4

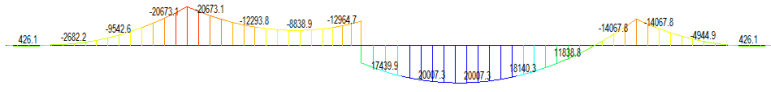


Gambar 4. 32 Diagram momen pada Cycle 4

## 5. Pemasangan kabel M2

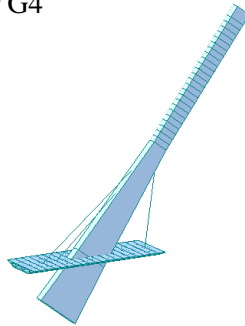


Gambar 4. 33 cycle 5

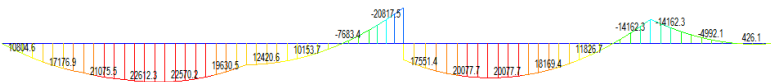


Gambar 4. 34 Diagram momen Cycle 5

## 6. Pemasangan girder G4

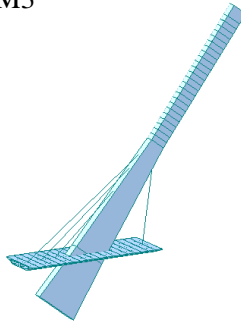


Gambar 4. 35 cycle 6

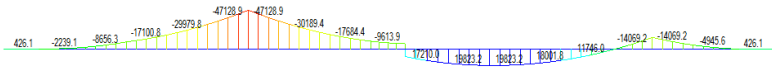


Gambar 4. 36 Diagram momen Cycle 6

7. Pemasangan cable M3

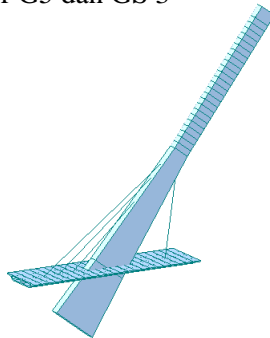


Gambar 4. 37 cycle 7



Gambar 4. 38 Diagram momen Cycle 7

8. Pemasangan girder G5 dan GS 3

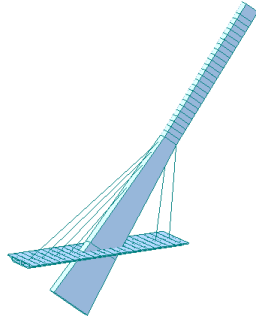


Gambar 4. 39 cycle 8

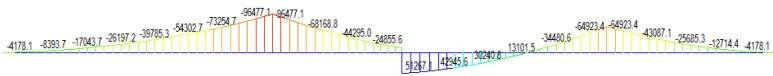


Gambar 4. 40 Diagram momen Cycle 8

9. Pemasangan kabel M4 dan S2

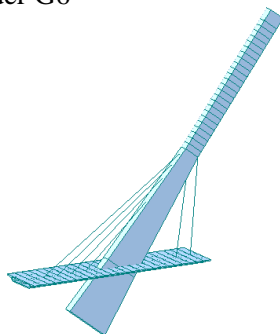


Gambar 4. 41 cycle 9

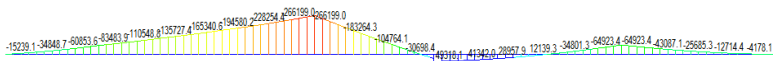


Gambar 4. 42 Diagram momen Cycle 9

10. Pemasangan girder G6

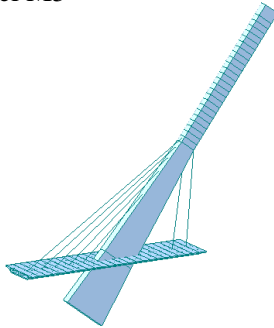


Gambar 4. 43 cycle 10

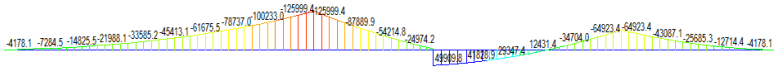


Gambar 4. 44 Diagram momen Cycle 10

11. Pemasangan kabel M5

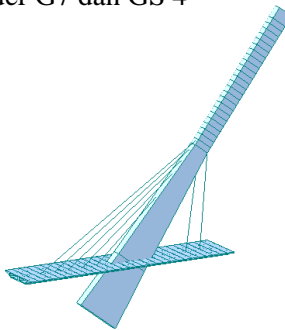


Gambar 4. 45 cycle 11

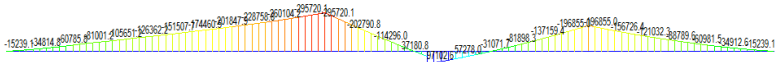


Gambar 4. 46 Diagram momen Cycle 11

12. Pemasangan girder G7 dan GS 4

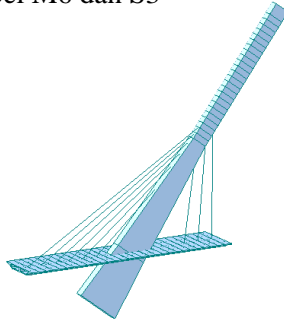


Gambar 4. 47 cycle 12

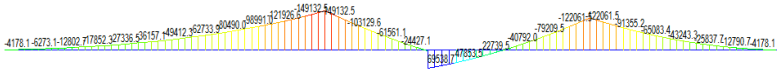


Gambar 4. 48 Diagram momen Cycle 12

13. Pemasangan kabel M6 dan S3

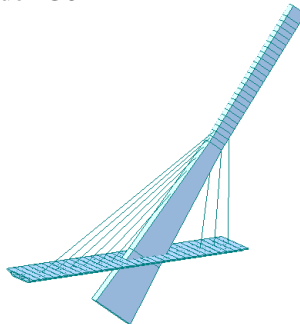


Gambar 4. 49 cycle 13

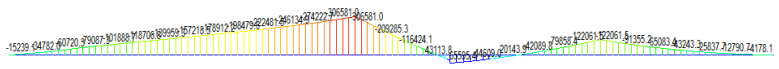


Gambar 4. 50 Diagram momen Cycle 13

14. Pemasangan girder G8

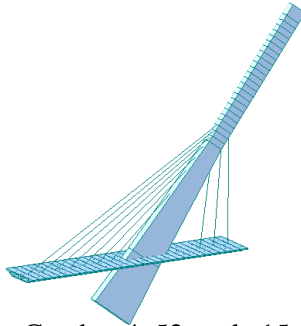


Gambar 4. 51 cycle 14

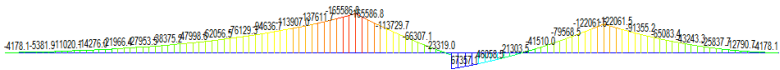


Gambar 4. 52 Diagram momen Cycle 14

15. Pemasangan kabel M7

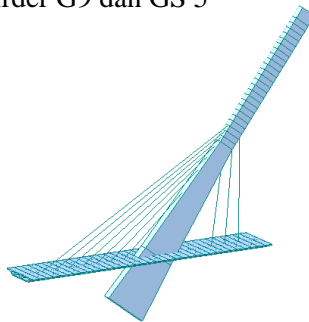


Gambar 4. 53 cycle 15

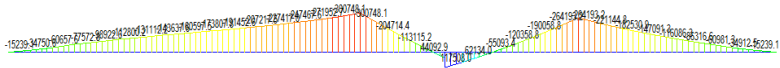


Gambar 4. 54 Diagram momen Cycle 15

16. Pemasangan girder G9 dan GS 5



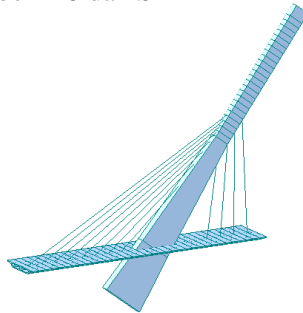
Gambar 4. 55 cycle 16



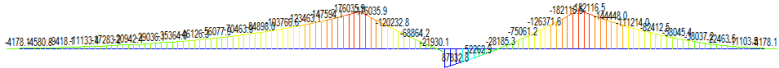
Gambar 4. 56 Diagram momen Cycle 16



17. Pemasangan kabel M8 dan S4

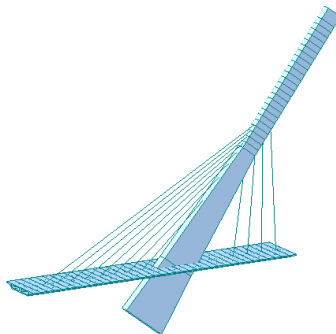


Gambar 4. 57 cycle 17

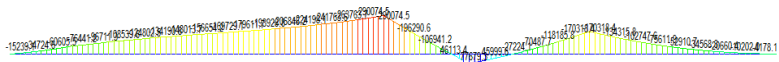


Gambar 4. 58 Diagram momen Cycle 17

18. Pemasangan girder G10

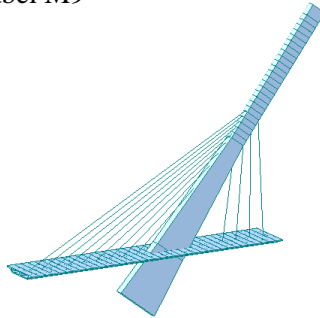


Gambar 4. 59 cycle 18

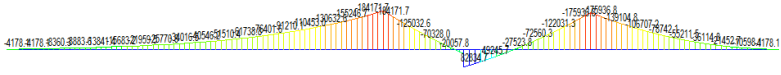


Gambar 4. 60 Diagram momen Cycle 18

19. Pemasangan kabel M9

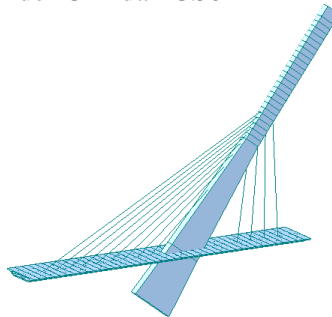


Gambar 4. 61 cycle 19

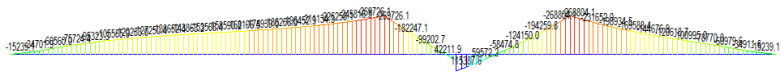


Gambar 4. 62 Diagram momen Cycle 19

20. Pemasangan girder G11 dan GS6

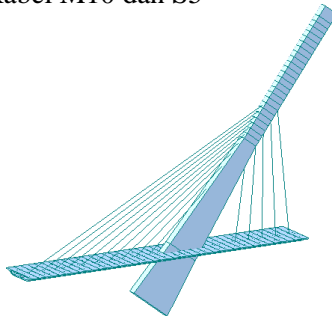


Gambar 4. 63 cycle 20

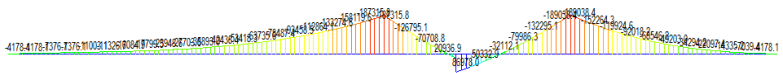


Gambar 4. 64 Diagram momen Cycle 20

21. Pemasangan kabel M10 dan S5

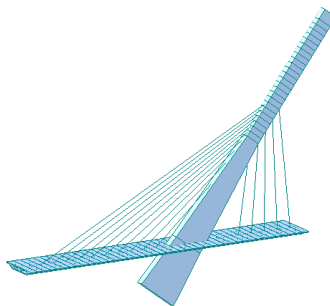


Gambar 4. 65 cycle 21

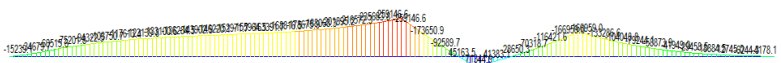


Gambar 4. 66 Diagram momen Cycle 21

22. Pemasangan girder G12

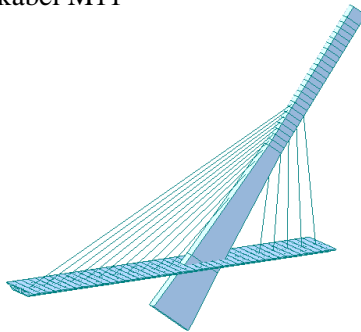


Gambar 4. 67 cycle 22

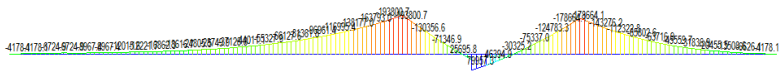


Gambar 4. 68 Diagram momen Cycle 22

23. Pemasangan kabel M11

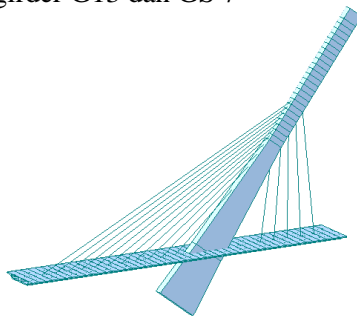


Gambar 4. 69 cycle 23

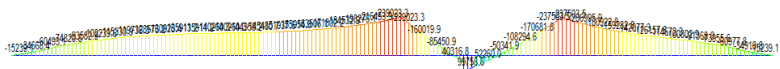


Gambar 4. 70 Diagram momen Cycle 23

24. Pemasangan girder G13 dan GS 7

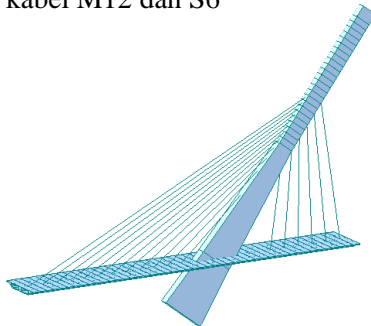


Gambar 4. 71 cycle 24

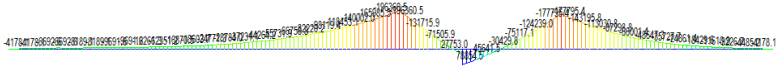


Gambar 4. 72 Diagram momen Cycle 24

25. Pemasangan kabel M12 dan S6

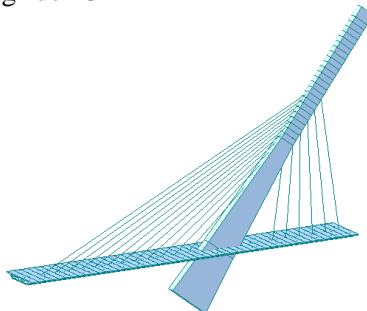


Gambar 4. 73 cycle 25

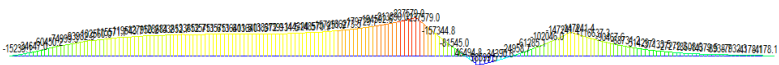


Gambar 4. 74 Diagram momen Cycle 25

26. Pemasangan girder G14

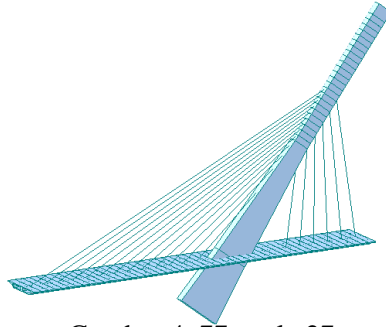


Gambar 4. 75 cycle 26

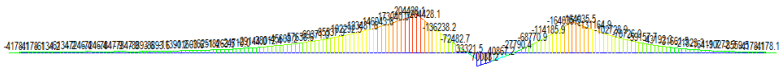


Gambar 4. 76 Diagram momen Cycle 26

27. Pemasangan kabel M13

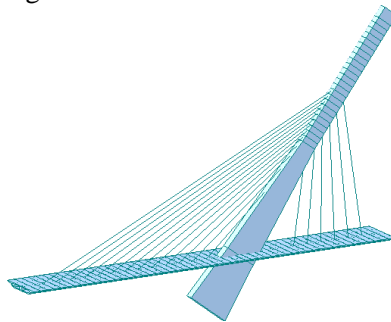


Gambar 4. 77 cycle 27

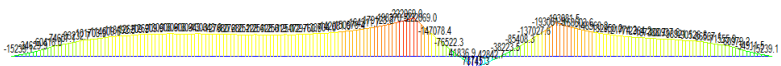


Gambar 4. 78 Diagram momen Cycle 27

28. Pemasangan girder G15 dan GS 8

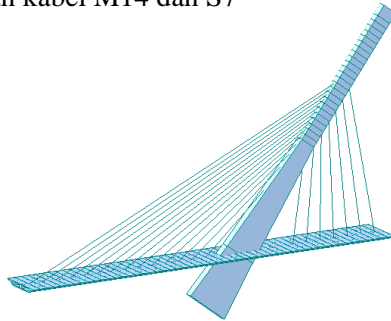


Gambar 4. 79 cycle 28

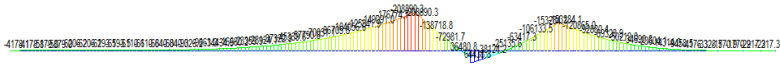


Gambar 4. 80 Diagram momen Cycle 28

29. Pemasangan kabel M14 dan S7

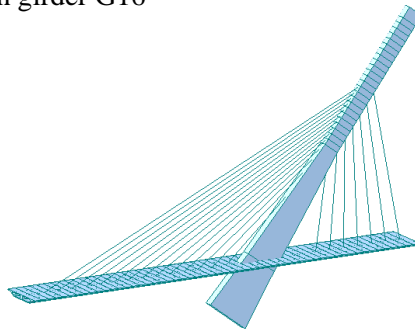


Gambar 4. 81 cycle 29

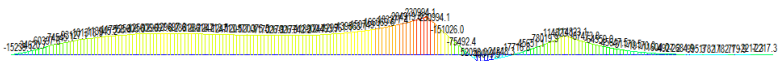


Gambar 4. 82 Diagram momen Cycle 29

30. Pemasngan girder G16

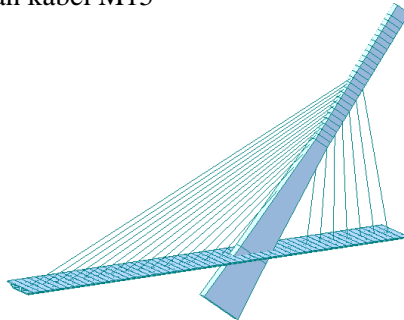


Gambar 4. 83 cycle 30

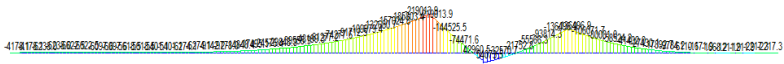


Gambar 4. 84 Diagram momen Cycle 30

31. Pemasangan kabel M15

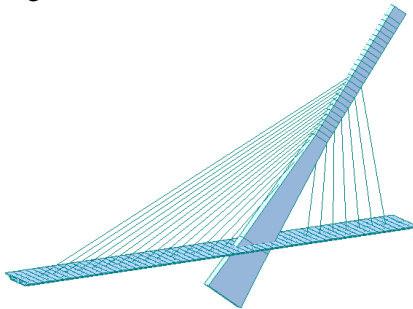


Gambar 4. 85 cycle 31

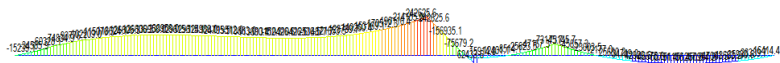


Gambar 4. 86 Diagram momen Cycle 31

32. Pemasangan girder G17 dan GS 9



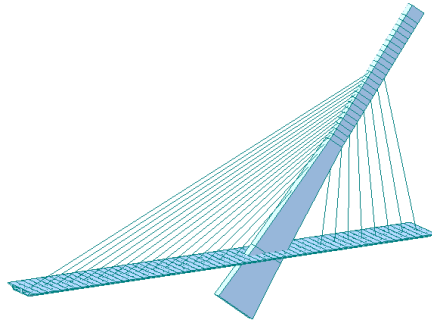
Gambar 4. 87 cycle 32



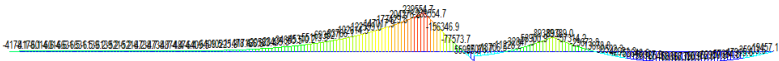
Gambar 4. 88 Diagram momen Cycle 32



33. Pemasangan M16 dan S8

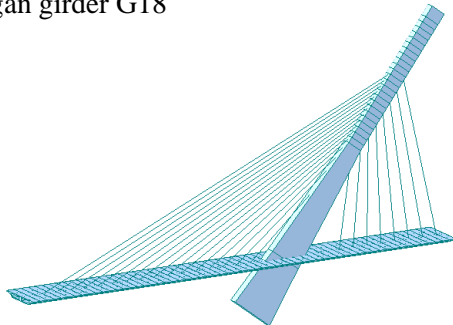


Gambar 4. 89 cycle 33

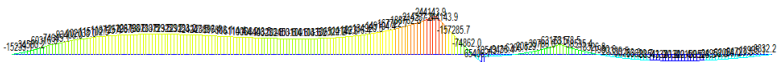


Gambar 4. 90 Diagram momen Cycle 33

34. Pemasngan girder G18

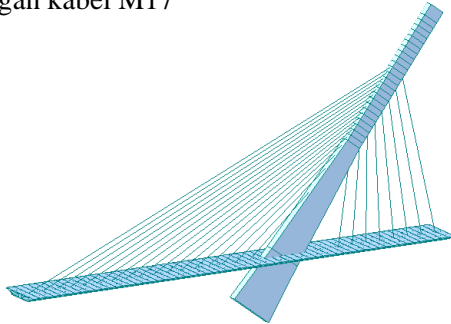


Gambar 4. 91 cycle 34

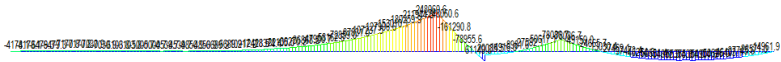


Gambar 4. 92 Diagram momen Cycle 34

35. Pemasangan kabel M17

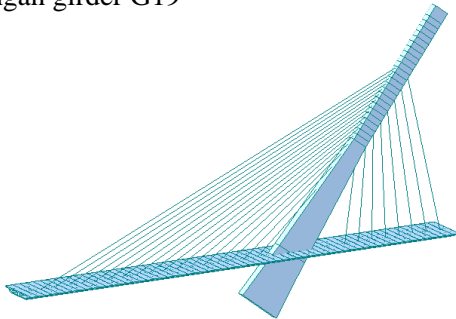


Gambar 4. 93 cycle 35

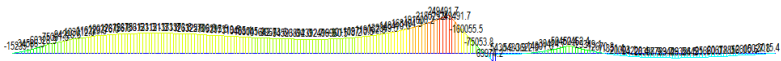


Gambar 4. 94 Diagram momen Cycle 35

36. Pemasangan girder G19

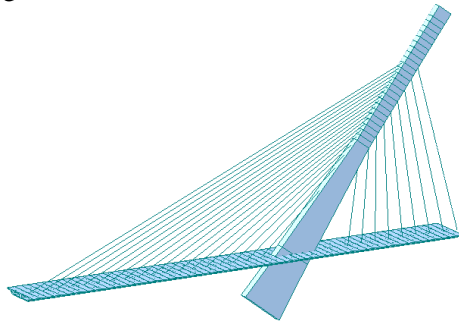


Gambar 4. 95 cycle 36

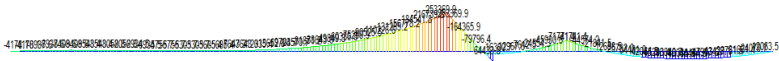


Gambar 4. 96 Diagram momen Cycle 36

37. Pemasangan kabel M18 dan S9

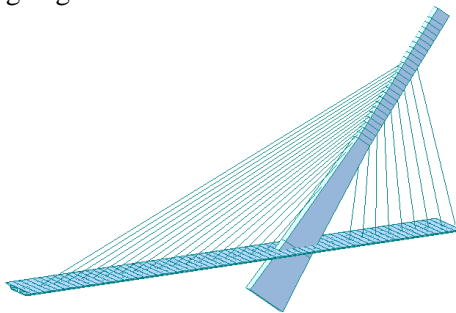


Gambar 4. 97 cycle 37

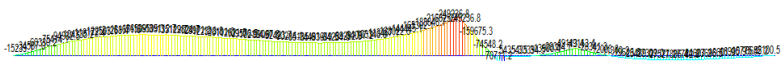


Gambar 4. 98 Diagram momen Cycle 37

38. Pemasangan girder G20

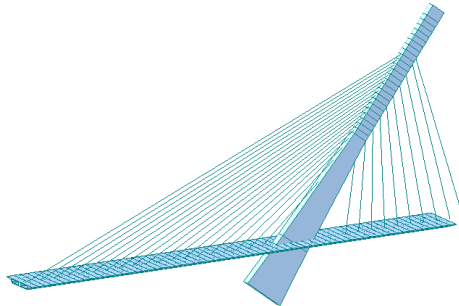


Gambar 4. 99 cycle 38

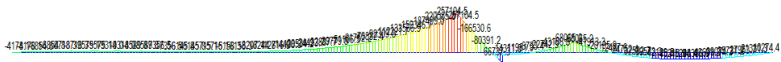


Gambar 4. 100 Diagram momen Cycle 38

39. Pemasangan kabel M19 dan S10

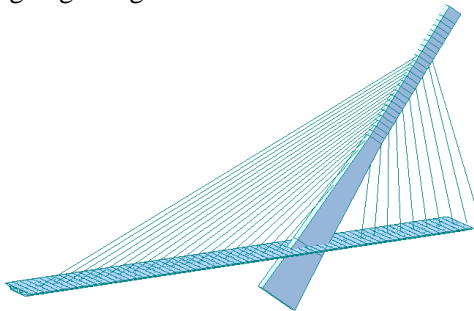


Gambar 4. 101 cycle 39

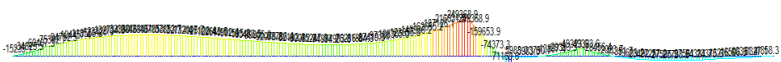


Gambar 4. 102 Diagram momen Cycle 39

40. Pemasangan girderg G21

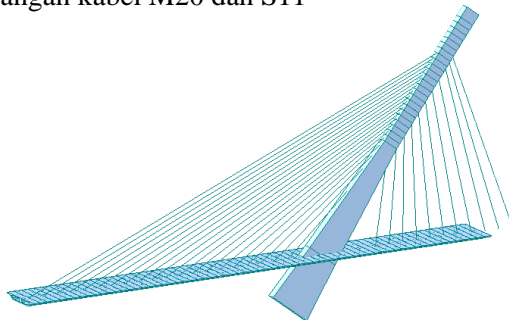


Gambar 4. 103 cycle 40

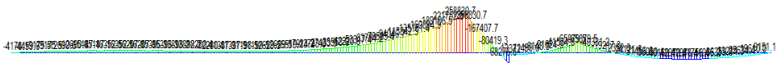


Gambar 4. 104 Diagram momen Cycle 40

## 41. Pemasangan kabel M20 dan S11

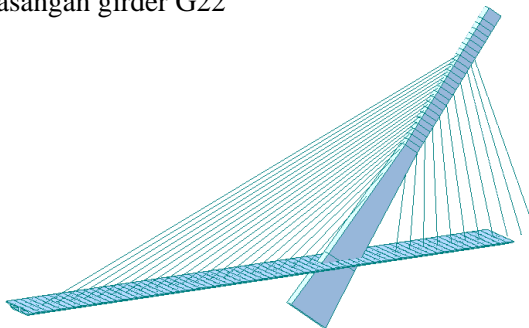


Gambar 4. 105 cycle 41

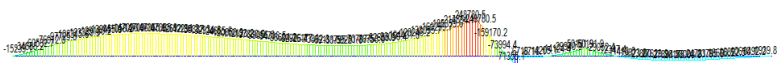


Gambar 4. 106 Diagram momen Cycle 41

## 42. Pemasangan girder G22

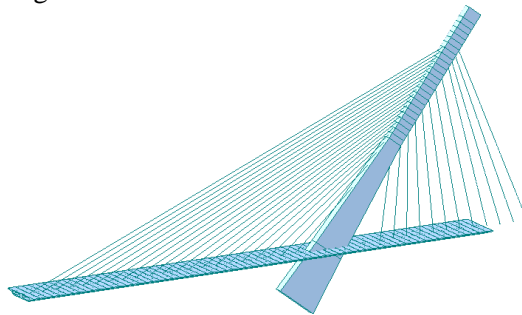


Gambar 4. 107 cycle 42

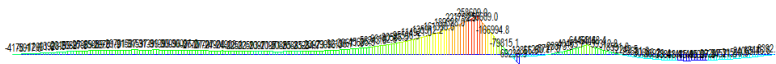


Gambar 4. 108 Diagram momen Cycle 42

43. Pemasangan kabel M21 dan S12

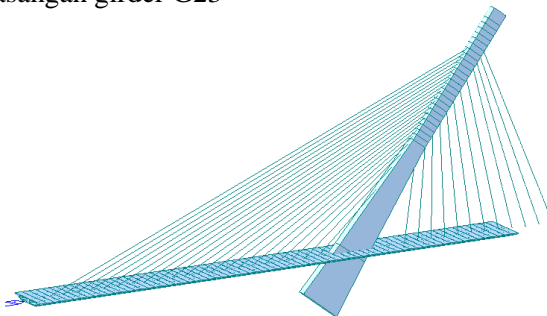


Gambar 4. 109 cycle 43

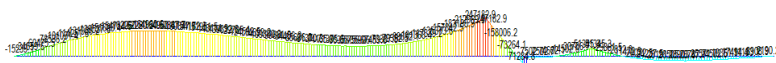


Gambar 4. 110 Diagram momen Cycle 43

44. Pemasangan girder G23

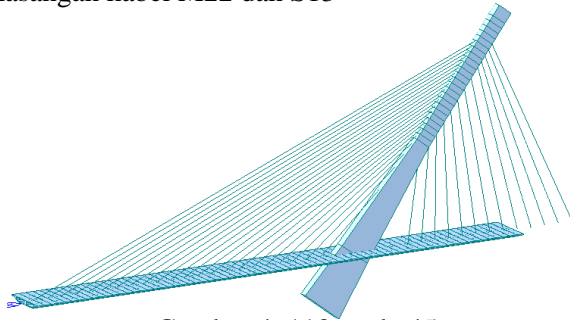


Gambar 4. 111 cycle 44

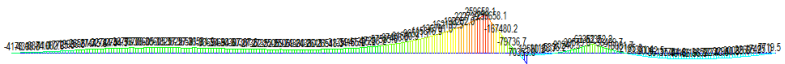


Gambar 4. 112 Diagram momen Cycle 44

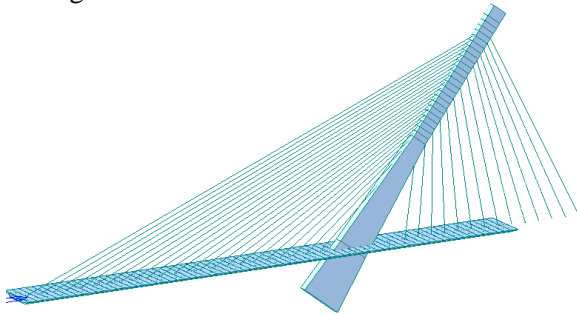
## 45. Pemasangan kabel M22 dan S13



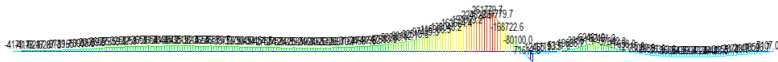
Gambar 4. 113 cycle 45



47. Pemasangan kabel M23 dan S14

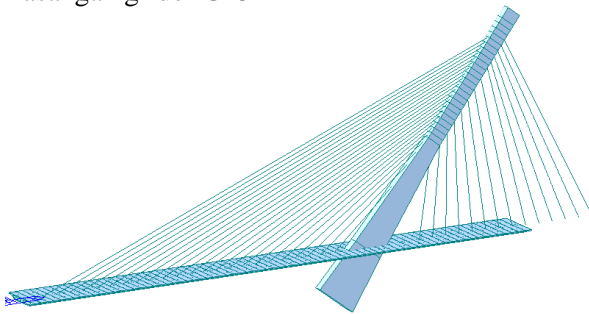


Gambar 4. 117 cycle 47

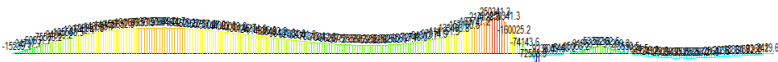


Gambar 4. 118 Diagram momen Cycle 47

48. Pemasangan girder G25



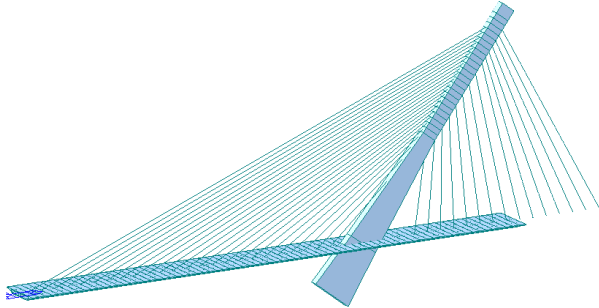
Gambar 4. 119 cycle 48



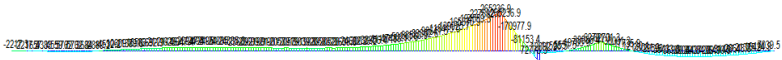
Gambar 4. 120 Diagram momen Cycle 48



## 49. Pemasangan kabel M24 dan S15

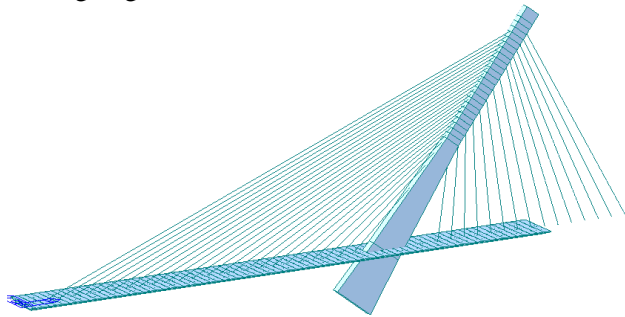


Gambar 4. 121 cycle 49



Gambar 4. 122 Diagram momen Cycle 49

## 50. Pemasangan girder G26



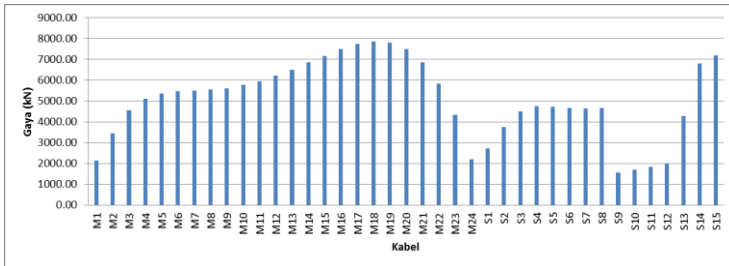
Gambar 4. 123 cycle 50



Gambar 4. 124 Diagram momen Cycle 50

### 4.4.3 Tuning Kabel Awal

Merupakan langkah awal untuk mengetahui besarnya gaya tarik pada kabel yang dibutuhkan sesuai dengan beban yang dipikul. Metode yang digunakan dengan cara *unknown load factor* pada tiap kabel yang telah diberi gaya pretension awal 1 per satuan gaya. Setelah di tuning dengan beberapa kali *trial and error*, didapatkan besarnya gaya kabel awal pada menu *cable force tuning*. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 4.125.



Gambar 4. 125 Hasil *cable force tuning* dengan beban mati

Dengan memasukan hasil *cable force tuning* di atas pada masing-masing kabel, maka dapat dilanjutkan dengan *staging analysis* berdasarkan tahapan di bab sebelumnya. Berikut adalah hasil output MIDAS CIVIL *staging analysis* yang berupa gaya dalam pada dek dan *displacement* nya serta gaya dalam pada *pylon* dan kabel.

### 4.4.4 Hasil Staging Analysis



Gambar 4. 126 Penomoran elemen dek

Tabel 4. 16 Hasil output gaya dalam dek pada *staging analysis*

Segmen	Load	Stage	Aksial (kN)	Shear (kN)	Moment (kNm)
221	Summation	cs50	102580.77	4767.32	-22604.37
228	Summation	cs31	-32050.26	23618.93	-268804.05
222	Summation	cs1	-91034.7	13680.82	-307123.41

106

107

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81

108

109

Gambar 4. 127 Penomoran node dek

Tabel 4. 17 Hasil output displacement dek pada staging analysis

Node	Load	Stage	DX(m)	DY(m)	DZ(m)	Node	Load	Stage	DX(m)	DY(m)	DZ(m)
1	summation	CS1	0.024949	0	-2.17586	82	summation	CS1	0.006324	0	-0.01799
2	summation	CS1	0.005317	0	-0.0053	83	summation	CS1	0.005742	0	-0.00801
3	summation	CS1	0.005147	0	-0.11112	84	summation	CS1	0.005147	0	-0.10987
31	summation	CS1	0.024949	0	-2.13159	85	summation	CS1	0.005151	0	-0.10883
32	summation	CS1	0.024916	0	-2.08749	86	summation	CS1	0.005154	0	-0.10762
33	summation	CS1	0.024883	0	-2.04326	87	summation	CS1	0.00516	0	-0.10653
34	summation	CS1	0.024818	0	-1.99921	88	summation	CS1	0.005166	0	-0.10515
35	summation	CS1	0.024752	0	-1.95503	89	summation	CS1	0.005173	0	-0.10373
36	summation	CS1	0.024654	0	-1.91103	90	summation	CS1	0.005181	0	-0.10186
37	summation	CS1	0.024557	0	-1.86669	91	summation	CS1	0.00519	0	-0.09976
38	summation	CS1	0.024427	0	-1.82295	92	summation	CS1	0.005199	0	-0.09703
39	summation	CS1	0.024297	0	-1.77886	93	summation	CS1	0.005209	0	-0.09385
40	summation	CS1	0.024137	0	-1.73492	94	summation	CS1	0.005219	0	-0.08987
41	summation	CS1	0.023977	0	-1.69084	95	summation	CS1	0.005228	0	-0.08523
42	summation	CS1	0.023786	0	-1.64692	96	summation	CS1	0.005238	0	-0.07967
43	summation	CS1	0.023595	0	-1.60285	97	summation	CS1	0.005247	0	-0.0734
44	summation	CS1	0.023374	0	-1.55894	98	summation	CS1	0.005255	0	-0.06624
45	summation	CS1	0.023153	0	-1.51488	99	summation	CS1	0.005263	0	-0.05845
46	summation	CS1	0.022903	0	-1.47096	100	summation	CS1	0.005271	0	-0.04995
47	summation	CS1	0.022653	0	-1.42689	101	summation	CS1	0.005279	0	-0.04098
48	summation	CS1	0.022374	0	-1.38296	102	summation	CS1	0.005286	0	-0.03187
49	summation	CS1	0.022095	0	-1.33889	103	summation	CS1	0.005294	0	-0.02307
50	summation	CS1	0.021788	0	-1.29496	104	summation	CS1	0.005302	0	-0.0152
51	summation	CS1	0.02148	0	-1.25088	105	summation	CS1	0.005309	0	-0.00896
52	summation	CS1	0.021145	0	-1.20694	106	summation	CS1	0.024949	0	-2.17586
53	summation	CS1	0.02081	0	-1.16284	107	summation	CS1	0.005147	0	-0.11112
54	summation	CS1	0.020447	0	-1.11887	108	summation	CS1	0.024949	0	-2.17586
55	summation	CS1	0.020085	0	-1.07474	109	summation	CS1	0.005147	0	-0.11112
56	summation	CS1	0.019696	0	-1.03073	114	summation	CS1	-0.11075	0	0.058979
57	summation	CS1	0.019308	0	-0.98654	116	summation	CS1	-0.10467	0	0.054406
58	summation	CS1	0.018895	0	-0.94247	117	summation	CS1	-0.10177	0	0.052287
59	summation	CS1	0.018481	0	-0.89822	118	summation	CS1	-0.09879	0	0.050149
60	summation	CS1	0.018044	0	-0.85409	119	summation	CS1	-0.09569	0	0.047968
61	summation	CS1	0.017606	0	-0.8098	120	summation	CS1	-0.09244	0	0.045725
62	summation	CS1	0.017145	0	-0.76565	121	summation	CS1	-0.08905	0	0.043405
63	summation	CS1	0.016685	0	-0.72136	122	summation	CS1	-0.08547	0	0.040996
64	summation	CS1	0.016203	0	-0.67725	123	summation	CS1	-0.08171	0	0.038486
65	summation	CS1	0.01572	0	-0.63306	124	summation	CS1	-0.07775	0	0.035871
66	summation	CS1	0.015218	0	-0.58912	125	summation	CS1	-0.07357	0	0.033125
67	summation	CS1	0.014716	0	-0.5452	126	summation	CS1	-0.06923	0	0.030307
68	summation	CS1	0.014195	0	-0.50165	127	summation	CS1	-0.0647	0	0.027378
69	summation	CS1	0.013675	0	-0.45828	128	summation	CS1	-0.06004	0	0.024403
70	summation	CS1	0.013138	0	-0.41545	129	summation	CS1	-0.05525	0	0.021354
71	summation	CS1	0.0126	0	-0.37306	130	summation	CS1	-0.05039	0	0.018302
72	summation	CS1	0.012049	0	-0.33148	131	summation	CS1	-0.04547	0	0.015229
73	summation	CS1	0.011497	0	-0.29069	132	summation	CS1	-0.04055	0	0.012206
74	summation	CS1	0.010934	0	-0.2511	133	summation	CS1	-0.03566	0	0.009228
75	summation	CS1	0.01037	0	-0.21279	134	summation	CS1	-0.03086	0	0.006365
76	summation	CS1	0.009798	0	-0.17625	135	summation	CS1	-0.02619	0	0.003619
77	summation	CS1	0.009225	0	-0.14169	136	summation	CS1	-0.02172	0	0.001058
78	summation	CS1	0.008647	0	-0.10967	137	summation	CS1	-0.01748	0	-0.00131
79	summation	CS1	0.008068	0	-0.08061	138	summation	CS1	-0.01354	0	-0.00341
80	summation	CS1	0.007487	0	-0.05518	139	summation	CS1	-0.00996	0	-0.00523
81	summation	CS1	0.006905	0	-0.03403	140	summation	CS1	-0.00678	0	-0.00674

Tabel 4. 18 Hasil *output* gaya kabel saat *staging*

kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)
M1	1120.374	M14	7163.879	S3	1996.751
M2	2054.901	M15	7314.598	S4	2225.459
M3	2947.073	M16	7736.76	S5	2135.861
M4	3733.794	M17	7830.697	S6	2546.495
M5	4498.72	M18	7866.177	S7	3033.301
M6	5069.475	M19	8140.771	S8	2164.323
M7	5553.46	M20	7141.644	S9	3432.055
M8	6027.342	M21	5067.323	S10	3681.63
M9	6354.949	M22	6507.37	S11	3840.996
M10	6679.872	M23	7789.256	S12	3971.557
M11	6927.399	M24	9054.903	S13	3892.583
M12	6870.546	S1	1804.739	S14	3380.784
M13	7021.423	S2	1975.017	S15	3258.638

## 4.5 Struktur Kabel

Struktur kabel merupakan salah satu struktur utama pada konstruksi jembatan *cable stayed*, karena struktur kabel akan memikul beban dari lantai kendaraan yang kemudian akan disalurkan ke *pylon* (menara).

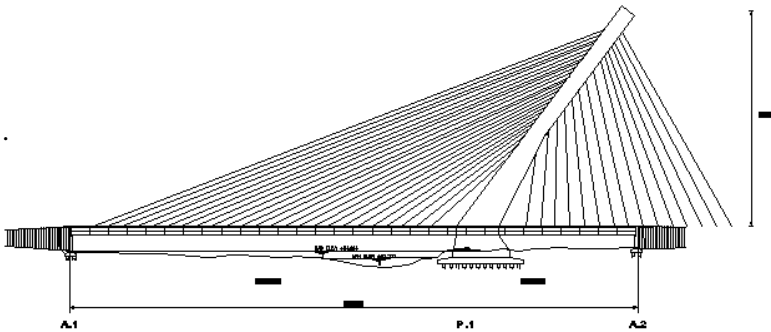
### 4.5.1 Data Perencanaan

Telah dijelaskan pada bab sebelumnya bahwa ada dua jenis kabel paralel *VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk desain jembatan kabel. Pada desain ini digunakan kabel yang spesifikasinya disesuaikan dengan persyaratan RSNI T-03-2005 pasal 12.6, yang menyatakan bahwa kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum  $1800 \text{ N/mm}^2$ , maka dipakai kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270 dengan  $f_{ijin}$  sebesar  $0,45f_u$  (Gimsing, 1983). Untuk lebih jelasnya lihat tabel 4.19 berikut.

Tabel 4. 19 Jenis kabel dan angker

Standard	ASTMA 416-06		Euronome 138-3	
	Grade 270			
$\emptyset$ (mm)	15.2		15.7	
As (mm <sup>2</sup> )	140		150	
fu (fijin=0,45fu)(MPa)	1860	837	1770	797
ukuran anker	7,12,19,31,37,61, dan 91 strand			

Seperti yang telah dijelaskan pada bab sebelumnya, kabel bentang tepi diberi simbol “s” dan bentang utama diberi simbol “m”. Penomoran kabel dimulai dari kabel yang terdekat dengan *pylon*. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 4.128. Sedangkan untuk jumlah *strand* awal dapat dilihat pada Tabel 4.20.



Gambar 4. 128 Tataan system kabel

Tabel 4. 20 Kebutuhan jumlah kabel

No	sudut	a (m)	w+p (kN/m)	P (kN)	γ kabel (kN/m <sup>2</sup> )	σijin (kN/m <sup>2</sup> )	Asc (m <sup>2</sup> )	As pakai (m <sup>2</sup> )	n perlu (kabel)	n pakai (kabel)
M1	42	15.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.006783	0.00014	48.45322	49
M2	39	22.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.007222	0.00014	51.58411	52
M3	36	28.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.007743	0.00014	55.30571	56
M4	34	35.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.00815	0.00014	58.21748	59
M5	32	41.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.008614	0.00014	61.52966	62
M6	31	48.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.008877	0.00014	63.4039	64
M7	30	54.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.009158	0.00014	65.41509	66
M8	29	61.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.009461	0.00014	67.57802	68
M9	28	67.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.009787	0.00014	69.90967	70
M10	27	74.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.01014	0.00014	72.42967	73
M11	26	80.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.010523	0.00014	75.16083	76

lanjutan tabel 4.20

M12	26	87.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.010539	0.00014	75.27729	76
M13	25	93.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.010956	0.00014	78.25461	79
M14	24	100.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.01141	0.00014	81.50223	82
M15	24	106.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.011429	0.00014	81.63697	82
M16	23	113.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.011928	0.00014	85.20314	86
M17	23	119.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.011949	0.00014	85.34929	86
M18	23	126.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.011969	0.00014	85.49594	86
M19	22	132.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.012522	0.00014	89.44123	90
M20	22	139.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.012544	0.00014	89.60113	90
M21	22	145.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.012567	0.00014	89.7616	90
M22	21	152.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.013181	0.00014	94.14825	95
M23	21	158.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.013205	0.00014	94.32422	95
M24	21	165.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.01323	0.00014	94.50086	95
M25	21	171.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.013255	0.00014	94.67816	95
S1	98	26.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.004492	0.00014	32.08252	33
S2	95	32.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.004391	0.00014	31.36211	32
S3	91	39.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.00375	0.00014	26.78809	27
S4	87	45.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.004929	0.00014	35.20696	36
S5	84	52.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.004771	0.00014	34.08118	35
S6	81	58.75	508.465	891.8	77.01	837000	0.004748	0.00014	33.91657	34
S7	79	65.25	508.465	891.8	77.01	837000	0.004763	0.00014	34.0226	35
S8	77	68.5	508.465	891.8	77.01	837000	0.004782	0.00014	34.15961	35
S9	75	75	1271.16	891.8	77.01	837000	0.011124	0.00014	79.46016	80
S10	72	81.5	1271.16	891.8	77.01	837000	0.011274	0.00014	80.5296	81
S11	70	88	1271.16	891.8	77.01	837000	0.011407	0.00014	81.4765	82
S12	67	94.5	1271.16	891.8	77.01	837000	0.011632	0.00014	83.08808	84
S13	65	101	1271.16	891.8	77.01	837000	0.011816	0.00014	84.3972	85
S14	63	107.5	1271.16	891.8	77.01	837000	0.012021	0.00014	85.86326	86
S15	61	114	1271.16	891.8	77.01	837000	0.01225	0.00014	87.49755	88
S16	59	120.5	1271.16	891.8	77.01	837000	0.012504	0.00014	89.31357	90

#### 4.5.2 Gaya Stressing Kabel

Dalam pelaksanaannya, setiap kabel diberi gaya tarik (*stressing*) terlebih dahulu sebelum dibebani. Hal ini dimaksudkan untuk mengatur posisi gelagar agar sesuai dengan posisi akhir sebelum menerima beban hidup. Apabila gaya tarik ini tidak diberikan pada kabel, maka akan berdampak kurang baik pada gelagar, gelagar akan melendut terlebih dahulu sebelum menerima beban hidup, hal ini terjadi akibat deformasi kabel karena dibebani lantai kendaraan.

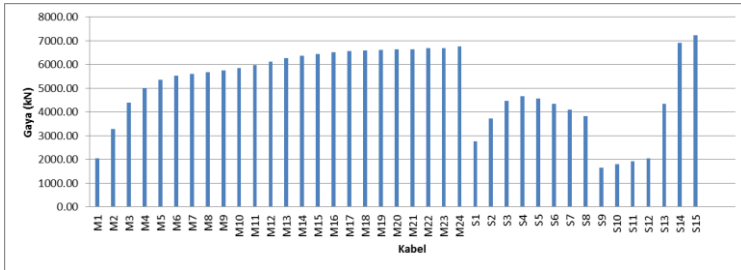
Dengan menggunakan program bantu MIDAS CIVIL dapat dianalisa besarnya gaya tarik setiap kabel tersebut dengan menggunakan menu *unknown load factors calculation*. Langkah-langkah dalam melakukan analisa gaya tarik kabel akan dijelaskan sebagai berikut :

1. Melakukan input gaya tarik sebesar 1 kN pada setiap kabel.
2. Memberi batasan deformasi untuk nodal pada lantai kendaraan. Hal ini dimaksudkan untuk memberikan input pada program, kondisi akhir yang direncanakan untuk lantai kendaraan. Besarnya batasan yang di masukkan dalam analisa adalah sebesar +0,01m dan -0,01m, yang berarti bahwa lantai kendaraan boleh melendut maksimal  $\pm 0,01m$  pada kondisi akhir setelah dilakukan *stressing*.
3. Menentukan beban yang ikut mempengaruhi kondisi akhir sebelum diberi beban hidup. Beban tersebut adalah beban tetap dan beban *superimpose*.
4. Melakukan iterasi dengan program MIDAS CIVIL, program melakukan iterasi pada gaya tarik sebesar 1 kN yang sebelumnya telah diinputkan dalam program.
5. Hasil dari analisa berupa load factor untuk masing-masing kabel, hal ini berhubungan dengan menu *unknown load factors calculation*.

Hasil dari iterasi masing-masing gaya kabel dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan Gambar 4.129 berikut ini.

Tabel 4. 21 Gaya tarik awal kabel

kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)
M1	2048.501	M14	6378.981	S3	4467.752
M2	3288.404	M15	6445.87	S4	4668.962
M3	4390.045	M16	6513.812	S5	4575.41
M4	5018.343	M17	6570.591	S6	4347.787
M5	5357.507	M18	6599.375	S7	4095.212
M6	5519.089	M19	6621.029	S8	3819.262
M7	5605.917	M20	6645.298	S9	1661.208
M8	5675.565	M21	6636.234	S10	1791.883
M9	5741.6	M22	6677.676	S11	1923.584
M10	5851.183	M23	6699.614	S12	2058.674
M11	5977.008	M24	6768.259	S13	4355.515
M12	6116.577	S1	2753.114	S14	6904.907
M13	6259.696	S2	3727.822	S15	7239.309



Gambar 4. 129 Hasil cable force tuning dengan beban mati

Dari gaya tarik awal (*pre-tension*) tersebut kemudian di cek gaya tarik kabel dengan gaya tarik ijin kabel yang telah ditentukan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada table 4.22 berikut.

Tabel 4. 22 Kontrol tegangan kabel

kabel	Gaya	Tegangan	Tegangan	Kontrol	kabel	Gaya	Tegangan	Tegangan	Kontrol
		terjadi	ijin				terjadi	ijin	
M1	2048.50	22036.66	837000	oke	M20	7130.37	56406.09	837000	oke
M2	3332.44	34743.61	837000	oke	M21	6481.59	51227.94	837000	oke
M3	4405.36	44357.47	837000	oke	M22	5449.80	42057.71	837000	oke
M4	4959.44	48671.71	837000	oke	M23	3983.21	30710.92	837000	oke
M5	5237.00	49993.25	837000	oke	M24	1907.68	14694.65	837000	oke
M6	5372.35	50521.56	837000	oke	S1	2437.60	32225.51	837000	oke
M7	5432.55	50296.23	837000	oke	S2	3289.37	43982.55	837000	oke
M8	5486.19	49973.42	837000	oke	S3	3956.49	57241.4	837000	oke
M9	5557.57	49772.19	837000	oke	S4	4151.90	52396.59	837000	oke
M10	5691.92	50080.82	837000	oke	S5	4103.06	52628.48	837000	oke
M11	5869.66	50697.68	837000	oke	S6	3955.07	50853.29	837000	oke
M12	6113.21	52760.43	837000	oke	S7	3748.65	48124.08	837000	oke
M13	6394.08	54124.51	837000	oke	S8	3523.61	45144.26	837000	oke
M14	6685.23	55450.13	837000	oke	S9	1686.39	14166.2	837000	oke
M15	7003.10	58038.69	837000	oke	S10	1820.18	15188.2	837000	oke
M16	7282.39	59076.82	837000	oke	S11	1951.49	16189.07	837000	oke
M17	7488.83	60699.46	837000	oke	S12	2060.51	16926.84	837000	oke
M18	7564.27	61258.33	837000	oke	S13	4356.23	35507.27	837000	oke
M19	7475.17	59186.52	837000	oke	S14	6861.91	55451.38	837000	oke
					S15	7159.81	57315.82	837000	oke



Kemudian dapat diperoleh kebutuhan *strand* dan luas penampang kabel sebenarnya. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 4.23 berikut ini.

Tabel 4. 23 Kebutuhan jumlah kabel sebenarnya

kabel	P	f ijin	A pre	n pre	A perlu = P/fijin	n perlu =	n pakai	A pakai = n x As
	(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(kabel)	(m <sup>2</sup> )	A/As kabel	kabel	(m <sup>2</sup> )
m1	2048.501	837000	0.006783	49	0.002447432	17.482	55	0.0077
m2	3288.404	837000	0.007222	52	0.003928798	28.063	55	0.0077
m3	4390.045	837000	0.007743	56	0.005244976	37.464	61	0.00854
m4	5018.343	837000	0.00815	59	0.005995631	42.826	61	0.00854
m5	5357.507	837000	0.008614	62	0.006400845	45.720	73	0.01022
m6	5519.089	837000	0.008877	64	0.006593894	47.099	73	0.01022
m7	5605.917	837000	0.009158	66	0.006697631	47.840	73	0.01022
m8	5675.565	837000	0.009461	68	0.006780842	48.435	73	0.01022
m9	5741.6	837000	0.009787	70	0.006859737	48.998	91	0.01274
m10	5851.183	837000	0.01014	73	0.006990661	49.933	109	0.01526
m11	5977.008	837000	0.010523	76	0.007140989	51.007	112	0.01568
m12	6116.577	837000	0.010539	76	0.007307738	52.198	115	0.0161
m13	6259.696	837000	0.010956	79	0.007478729	53.419	118	0.01652
m14	6378.981	837000	0.01141	82	0.007621244	54.437	121	0.01694
m15	6445.87	837000	0.011429	82	0.007701159	55.008	124	0.01736
m16	6513.812	837000	0.011928	86	0.007782332	55.588	127	0.01778
m17	6570.591	837000	0.011949	86	0.007850168	56.073	127	0.01778
m18	6599.375	837000	0.011969	86	0.007884558	56.318	127	0.01778
m19	6621.029	837000	0.012522	90	0.007910429	56.503	127	0.01778
m20	6645.298	837000	0.012544	90	0.007939424	56.710	127	0.01778
m21	6636.234	837000	0.012567	90	0.007928595	56.633	127	0.01778
m22	6677.676	837000	0.013181	95	0.007978108	56.986	115	0.0161
m23	6699.614	837000	0.013205	95	0.008004318	57.174	109	0.01526
m24	6768.259	837000	0.01323	95	0.008086331	57.760	91	0.01274
S1	2753.114	837000	0.004492	33	0.003289264	23.495	55	0.0077
S2	3727.822	837000	0.004391	32	0.00445379	31.813	55	0.0077
S3	4467.752	837000	0.00375	27	0.005337816	38.127	55	0.0077
S4	4668.962	837000	0.004929	36	0.00557821	39.844	55	0.0077
S5	4575.41	837000	0.004771	35	0.00546644	39.046	55	0.0077
S6	4347.787	837000	0.004748	34	0.005194489	37.103	55	0.0077
S7	4095.212	837000	0.004763	35	0.004892726	34.948	55	0.0077
S8	3819.262	837000	0.004782	35	0.004563037	32.593	55	0.0077
S9	1661.208	837000	0.011124	80	0.001984717	14.177	85	0.0119
S10	1791.883	837000	0.011274	81	0.00214084	15.292	85	0.0119
S11	1923.584	837000	0.011407	82	0.002298189	16.416	91	0.01274
S12	2058.674	837000	0.011632	84	0.002459587	17.568	109	0.01526
S13	4355.515	837000	0.011816	85	0.005203722	37.169	127	0.01778
S14	6904.907	837000	0.012021	86	0.00824959	58.926	127	0.01778
S15	7239.309	837000	0.01225	88	0.008649115	61.779	109	0.01526

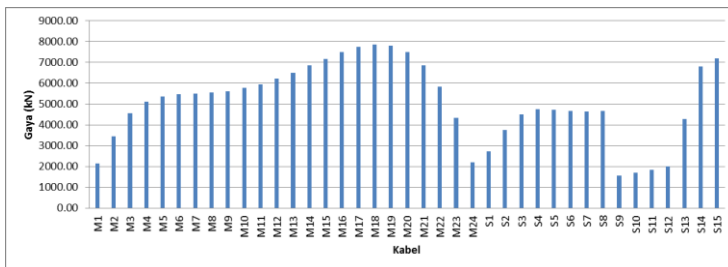
Dari hasil analisa penampang tersebut kemudian dilanjutkan dengan analisa untuk mendapatkan gaya tarik kabel yang sesungguhnya.

#### 4.5.3 Analisa Penampang Kabel Dengan $A_{pakai}$

Dengan diperolehnya nilai  $A_{pakai}$  dari perhitungan sebelumnya, nilai  $A_{pakai}$  dimasukan dalam MIDAS CIVIL untuk memperoleh gaya kabel yang sesungguhnya. Berikut hasil analisa dapat dilihat pada tabel 4.24 berikut.

Tabel 4. 24 Hasil analisa gaya tarik dari  $A_{pakai}$

kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)
M1	2145.8	M14	6861.448	S3	4099.06
M2	3457.836	M15	7176.022	S4	4262.108
M3	4545.329	M16	7508.402	S5	4183.277
M4	5107.26	M17	7759.313	S6	4041.684
M5	5361.342	M18	7865.584	S7	3909.488
M6	5482.219	M19	7795.776	S8	3813.812
M7	5507.791	M20	7497.852	S9	1436.756
M8	5564.398	M21	6853.877	S10	1525.319
M9	5622.649	M22	5836.189	S11	1644.493
M10	5771.088	M23	4333.164	S12	1793.883
M11	5952.803	M24	2190.177	S13	3742.903
M12	6212.95	S1	2502.471	S14	5925.777
M13	6507.929	S2	3403.204	S15	6224.405



Gambar 4. 130 Hasil *cable force tuning* menggunakan  $A_{pakai}$

Dari hasil diatas didapatkan nilai gaya tarik kabel sesungguhnya yang kemudian dicek dengan  $A_{pakai}$ . Apabila kabel desain  $A_{actual}$  tersebut mampu menahan gaya kabel P, maka syarat penampang terpenuhi. Berikut contoh perhitungannya.

Kabel S1 :

$$A_{Spakai} = 0.00756 \text{ m}^2$$

$$P_n = f_{ijin} \cdot A_{Spakai} \\ = 837000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.0056 \text{ m}^2 = 4687.2 \text{ kN}$$

$$P = 2492.82 \text{ kN} \dots (\text{OK})$$

Untuk perhitungan kontrol selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.25 berikut.

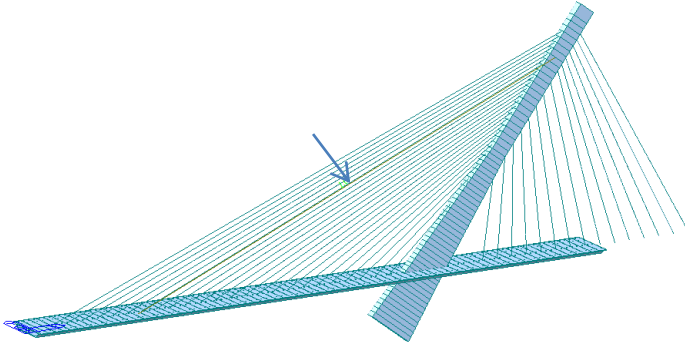
Tabel 4. 25 kontrol kemampuan kabel dari  $A_{Spakai}$

Kabel	Gaya	Pn	Kontrol		Kabel	Gaya	Pn	Kontrol	
	(kN)	(kN)				(kN)	(kN)		
M1	2145.80	6444.9	oke	Pn > P	M20	7497.85	10663.38	oke	Pn > P
M2	3457.84	6444.9	oke	Pn > P	M21	6853.88	9960.3	oke	Pn > P
M3	4545.33	7147.98	oke	Pn > P	M22	5836.19	8554.14	oke	Pn > P
M4	5107.26	7147.98	oke	Pn > P	M23	4333.16	7147.98	oke	Pn > P
M5	5361.34	8554.14	oke	Pn > P	M24	2190.18	7147.98	oke	Pn > P
M6	5482.22	8554.14	oke	Pn > P	S1	2734.03	6444.9	oke	Pn > P
M7	5507.79	8554.14	oke	Pn > P	S2	3741.91	6444.9	oke	Pn > P
M8	5564.40	8554.14	oke	Pn > P	S3	4490.34	6444.9	oke	Pn > P
M9	5622.65	8554.14	oke	Pn > P	S4	4743.32	6444.9	oke	Pn > P
M10	5771.09	8554.14	oke	Pn > P	S5	4732.13	6444.9	oke	Pn > P
M11	5952.80	9960.3	oke	Pn > P	S6	4669.21	6444.9	oke	Pn > P
M12	6212.95	9960.3	oke	Pn > P	S7	4628.60	6444.9	oke	Pn > P
M13	6507.93	9960.3	oke	Pn > P	S8	4664.09	6444.9	oke	Pn > P
M14	6861.45	9960.3	oke	Pn > P	S9	1555.78	9960.3	oke	Pn > P
M15	7176.02	9960.3	oke	Pn > P	S10	1694.83	9960.3	oke	Pn > P
M16	7508.40	10663.38	oke	Pn > P	S11	1843.92	9960.3	oke	Pn > P
M17	7759.31	12772.62	oke	Pn > P	S12	2009.39	9960.3	oke	Pn > P
M18	7865.58	12772.62	oke	Pn > P	S13	4281.69	9960.3	oke	Pn > P
M19	7795.78	12772.62	oke	Pn > P	S14	6811.76	9960.3	oke	Pn > P
					S15	7187.36	10663.38	oke	Pn > P

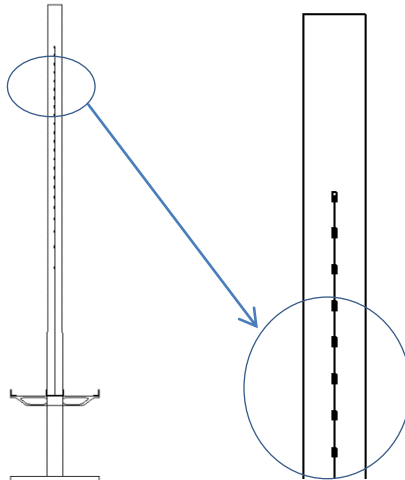
Dari hasil kontrol dapat disimpulkan bahwa untuk kebutuhan luas penampang dan jumlah strand kabel yang dipakai sudah mampu untuk menahan gaya tarik maksimum yang terjadi.

#### 4.5.4 Analisa Akibat Satu Kabel Putus

Pada kontrol ini diasumsikan satu kabel pada bagian bentang utama jembatan (*main span*) putus, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 4.131 dan gambar 4.132.



Gambar 4. 131 Asumsi kabel putus satu

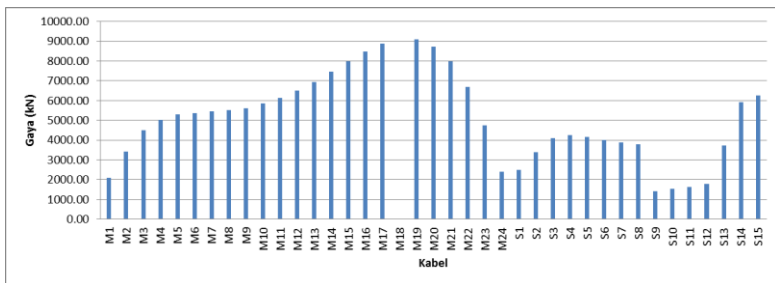


Gambar 4. 132 Kabel M18 diasumsikan putus

Untuk perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang pakai akibat gaya tarik yang terjadi dapat dilihat pada tabel 4.26.

Tabel 4. 26 Kontrol kemampuan satu kabel putus

Kabel	Force	Pn	Kontrol		Kabel	Force	Pn	Kontrol	
	(kN)	(kN)				(kN)	(kN)		
M1	2094.92	6444.9	oke	Pn > P	M20	8739.35	10663.38	oke	Pn > P
M2	3416.39	6444.9	oke	Pn > P	M21	7969.82	9960.3	oke	Pn > P
M3	4512.20	7147.98	oke	Pn > P	M22	6689.63	8554.14	oke	Pn > P
M4	5035.49	7147.98	oke	Pn > P	M23	4735.19	7147.98	oke	Pn > P
M5	5286.54	8554.14	oke	Pn > P	M24	2399.53	7147.98	oke	Pn > P
M6	5375.26	8554.14	oke	Pn > P	S1	2479.13	6444.9	oke	Pn > P
M7	5445.27	8554.14	oke	Pn > P	S2	3397.86	6444.9	oke	Pn > P
M8	5508.93	8554.14	oke	Pn > P	S3	4094.44	6444.9	oke	Pn > P
M9	5623.04	8554.14	oke	Pn > P	S4	4264.24	6444.9	oke	Pn > P
M10	5851.57	8554.14	oke	Pn > P	S5	4156.78	6444.9	oke	Pn > P
M11	6122.10	9960.3	oke	Pn > P	S6	4010.22	6444.9	oke	Pn > P
M12	6502.02	9960.3	oke	Pn > P	S7	3875.68	6444.9	oke	Pn > P
M13	6941.21	9960.3	oke	Pn > P	S8	3792.45	6444.9	oke	Pn > P
M14	7455.34	9960.3	oke	Pn > P	S9	1401.95	6444.9	oke	Pn > P
M15	7996.67	9960.3	oke	Pn > P	S10	1530.38	6444.9	oke	Pn > P
M16	8484.56	10663.38	oke	Pn > P	S11	1632.11	9960.3	oke	Pn > P
M17	8893.06	12772.62	oke	Pn > P	S12	1782.38	9960.3	oke	Pn > P
M18	1.00	12772.62	oke	Pn > P	S13	3717.65	9960.3	oke	Pn > P
M19	9105.34	12772.62	oke	Pn > P	S14	5922.10	9960.3	oke	Pn > P
					S15	6241.92	9960.3	oke	Pn > P



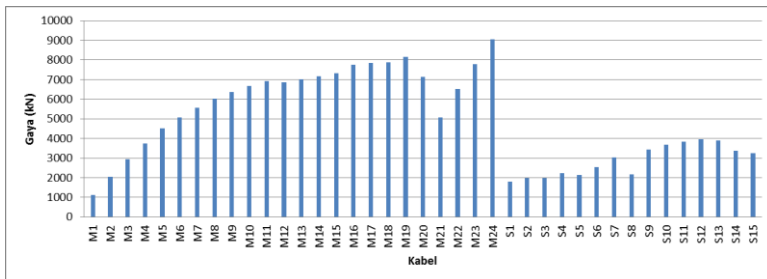
Gambar 4. 133 Hasil cable force tuning akibat satu kabel putus

### 4.5.5 Analisa Kabel Pada Saat Staging

Pada kontrol ini bertujuan untuk cek kemampuan kabel apakah masih memenuhi ketentuan syarat pada saat staging. Untuk perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang pakai akibat gaya tarik pada saat staging dapat dilihat pada tabel 4.27.

Tabel 4. 27 Kontrol kemampuan kabel saat *Staging*

Kabel	Force	Pn	Kontrol		Kabel	Force	Pn	Kontrol	
	(kN)	(kN)				(kN)	(kN)		
M1	1120.374	6444.9	oke	Pn < P	M21	5067.323	14881.86	oke	Pn > P
M2	2054.901	6444.9	oke	Pn < P	M22	6507.37	13475.7	oke	Pn > P
M3	2947.073	7147.98	oke	Pn > P	M23	7789.256	12772.62	oke	Pn > P
M4	3733.794	7147.98	oke	Pn > P	M24	9054.903	10663.38	oke	Pn > P
M5	4498.72	8554.14	oke	Pn > P	S1	1804.739	6444.9	oke	Pn < P
M6	5069.475	8554.14	oke	Pn > P	S2	1975.017	6444.9	oke	Pn < P
M7	5553.46	8554.14	oke	Pn > P	S3	1996.751	6444.9	oke	Pn > P
M8	6027.342	8554.14	oke	Pn > P	S4	2225.459	6444.9	oke	Pn > P
M9	6354.949	10663.38	oke	Pn > P	S5	2135.861	6444.9	oke	Pn > P
M10	6679.872	12772.62	oke	Pn > P	S6	2546.495	6444.9	oke	Pn > P
M11	6927.399	13124.16	oke	Pn > P	S7	3033.301	6444.9	oke	Pn > P
M12	6870.546	13475.7	oke	Pn > P	S8	2164.323	6444.9	oke	Pn > P
M13	7021.423	13827.24	oke	Pn > P	S9	3432.055	9960.3	oke	Pn > P
M14	7163.879	14178.78	oke	Pn > P	S10	3681.63	9960.3	oke	Pn > P
M15	7314.598	14530.32	oke	Pn > P	S11	3840.996	10663.38	oke	Pn > P
M16	7736.76	14881.86	oke	Pn > P	S12	3971.557	12772.62	oke	Pn > P
M17	7830.697	14881.86	oke	Pn > P	S13	3892.583	14881.86	oke	Pn > P
M18	7866.177	14881.86	oke	Pn > P	S14	3380.784	14881.86	oke	Pn > P
M19	8140.771	14881.86	oke	Pn > P	S15	3258.638	12772.62	oke	Pn > P
M20	7141.644	14881.86	oke	Pn > P					



Gambar 4. 134 Hasil cable force tuning pada saat *staging*

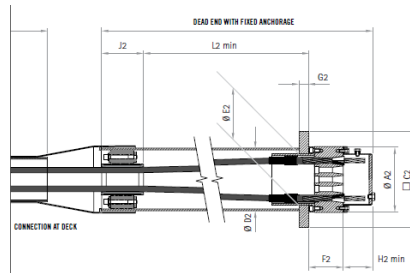
#### 4.5.6 Analisa Blok Angkur Pada Eksternal

Angkur kabel dipasang sesuai jumlah *strand* dan gaya *stressing* yang telah dihitung. Perencanaan ini meliputi cek tegangan beton saat *stressing* serta kebutuhan tulangan pencar (*bursting*) dan tulangan pecah (*spalling*).

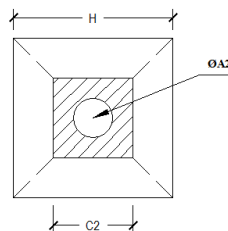
Berikut adalah nilai gaya tarik dan detail serta spesifikasi angkur yang digunakan dapat dilihat pada tabel 4.28 dan tabel 4.29 serta gambar 4.135 dan gambar 4.136.

Tabel 4. 28 Gaya tarik  $A_{pakai}$

Kabel	Gaya (kN)
S9	1436.756
S10	1525.319
S11	1644.493
S12	1793.883
S13	3742.903
S14	5925.777
S15	6224.405



Gambar 4. 135 Detail angkur VSL SSI 2000 yang digunakan



Gambar 4. 136 Notasi dimensi angkur

Tabel 4. 29 Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 yang digunakan

Dead End

Stay Pipe

TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm	ØD2 mm	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

Contoh perhitungan angkur kabel S13 dengan tendon 6-127

$$T = 3742,903 \text{ kN}$$

$$H = 850 \text{ mm}$$

$$\text{Ø}A2 = 550 \text{ mm}$$

$$A1 = H \times H = 722500 \text{ mm}^2$$

$$C2 = 845 \text{ mm}$$

$$A2 = (C2 \times C2) - \text{area } \text{Ø}A2 = 476562,5 \text{ mm}^2$$

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari dengan kuat tekan beton diperkirakan 85%  $f'c$ .

$$f_{ci} = 85 \% \times 50 \text{ MPa} = 42.5 \text{ MPa}$$

$$f_{cp} = 0.8 \times f_{ci} \times \sqrt{\frac{A1}{A2} - 0.2}$$

$$= 0.8 \times 42.5 \times \sqrt{\frac{722500}{476562,5} - 0.2} = 39,004 \text{ MPa}$$



Tegangan di bawah plat angkur

$$f_t = T/A_2 \\ = 3742,903/476562,5 = 7,835 \text{ MPa}$$

Syarat,  $f_t < f_{cp} = 39,004 \text{ MPa}$  (oke)

Untuk kontrol angkur kabel lainnya dapat dilihat pada tabel 4.30.

Tabel 4. 30 Kontrol tegangan beton saat stressing pada kabel di blok angkur

Kabel	Angkur	Gaya	fcp	ft	Kontrol
	(strand)	(N)	(Mpa)	(Mpa)	(ft<fcp)
S9	85	1436756	48.43536	4.433358	oke
S10	85	1525319	48.43536	4.706634	oke
S11	91	1644493	46.27432	4.671377	oke
S12	109	1793883	42.59668	4.393753	oke
S13	127	3742903	39.00477	7.85396	oke
S14	127	5925777	39.00477	12.43442	oke
S15	109	6224405	42.59668	15.24542	oke

Perhitungan tulangan daerah pengankuran berdasarkan SNI 03 2847-2002 Ps 20.13.3.2.

Kebutuhan tulangan pincar :

$$T_{\text{pincar}} = 0.25 \times T \times \left(1 - \frac{c^2}{h}\right) \\ = 0.25 \times 3742,903 \times \left(1 - \frac{845}{850}\right) = 5,504 \text{ kN}$$

$$d_{\text{pincar}} = 0.5 (h - 2.e) \\ = 0.5 (850 - 2.0) = 425 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D10 dengan  $A_s = 78.5 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = T_{\text{pincar}} / f_y \\ = 5504 / 400 = 13,761 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai} \\ = 13,761 / 78.5 \\ = 0,175 = 5 \text{ buah sengkang}$$

Spasi antar sengkang

$$s = d_{\text{pincar}} / n \\ = 425 / 0,175 = 2424,482 = 150 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang 5D10-150

Untuk mencegah pecah (spalling), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2% T.

$$2\% T = 2\% \times 3742,903 = 74,858 \text{ kN}$$

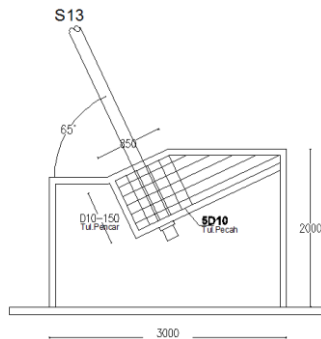
$$\begin{aligned} \text{Asperlu} &= 2\% T / f_y \\ &= 74858 / 400 \\ &= 187,145 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan UD10 dengan  $A_s = 78.5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} n &= A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai} \\ &= 187,145 / 78.5 \\ &= 2,384 = 5 \text{ buah tulangan U} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan berikutnya ditabelkan pada lampiran

Berikut gambar desain dan detailing blok angkur seperti terlihat pada gambar 4.137.



Gambar 4. 137 Desain dan detail blok angkur

## 4.6 Gelagar

### 4.6.1 Tegangan Ijin Bahan Beton

Data-data bahan untuk perencanaan tendon prategang dapat ditunjukkan sebagai berikut.

Beton : kuat tekan beton prategang ( $f'c$ ) = 80 MPa

Baja : tulangan beton = 400 MPa

Kabel : jenis kabel tendon VSL

#### A. Tegangan ijin beton saat transfer

Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer ( $f'ci$ ), dinyatakan dalam satuan MPa.

- $f'ci = 0.7 f'c$   
 $= 0.7 \times 80 \text{ MPa}$   
 $= 56 \text{ MPa}$

Berdasarkan SNI T 12 2004 Ps 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut.

- $\sigma_{\text{tekan}} = 0,6 f'ci'$   
 $= 0,6 \times 56$   
 $= 34 \text{ Mpa}$

Berdasarkan SNI T 12 2004 Ps 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut.

- $\sigma_{\text{tarik}} = 0,25 \sqrt{f'ci'}$   
 $= 0.25 \times \sqrt{56}$   
 $= 1.87 \text{ MPa (diusahakan tidak ada tarik untuk segmental)}$

#### B. Tegangan ijin beton saat servis

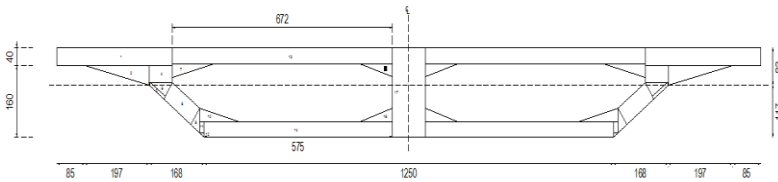
Berdasarkan SNI T 12 2004 Ps 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat servis, tegangan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut.

- $\sigma_{\text{tekan}} = 0,45 f'c$   
 $= 0,45 \times 80 = 36 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\text{tarik}} = 0,5 \sqrt{f'c}$   
 $= 0.5 \times \sqrt{80}$

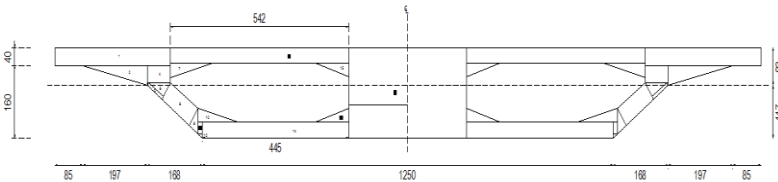
= 4.47 MPa (diusahakan tidak ada tarik untuk segmental)

### 4.6.2 Perhitungan Box Girder

Dalam perencanaan jembatan cable stayed ini direncanakan 2 tipe dimensi yang berbeda. Pada perhitungan penampang box girder sendiri dibagi dalam beberapa pias. Untuk contoh perhitungan penampang box girder seperti gambar 4.138 dan gambar 4.139 akan disajikan pada tabel 4.31 dan tabel 4.32.



Gambar 4. 138 Potongan box girder tipe 1



Gambar 4. 139 potongan box girder tipe 2

Tabel 4. 31 Perhitungan penampang box tipe 1

No	Bentuk	n	b	h	A	$A_i = A \times n$	$c_i$	$A_i \times c_i$
			(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )
1	P	2	10.25	0.3	3.075	6.15	2.1	12.915000
2	S	2	0.8	0.32	0.128	0.256	1.84	0.471040
3	P	2	0.16	0.32	0.0512	0.1024	1.79	0.183296
4	P	2	0.65	0.44	0.286	0.572	1.73	0.989560
5	S	2	1	0.24	0.12	0.24	1.89	0.453600
6	S	2	0.16	0.13	0.0104	0.0208	1.59	0.033072

Lanjutan tabel 4.31

7	S	2	0.4	0.51	0.102	0.204	1.11	0.226440
8	P	2	0.4	1.47	0.588	1.176	0.9	1.058400
9	S	2	0.01	0.01	0.00005	0.0001	0.29	0.000029
10	P	2	0.35	0.01	0.0035	0.007	0.29	0.002030
11	S	2	0.23	0.3	0.0345	0.069	0.38	0.026220
12	S	2	0.35	0.29	0.05075	0.1015	0.21	0.021315
13	S	2	1.29	0.3	0.1935	0.387	0.38	0.147060
14	P	2	6.36	0.3	1.908	3.816	0.18	0.686880
15	S	2	1	0.3	0.15	0.3	0.4	0.120000
16	P	2	0.5	2.25	1.125	2.25	1.13	2.542500
17	S	2	1	0.3	0.15	0.3	1.85	0.555000
						15.9518		20.431442

$$y_b = \sum \frac{(A_i x c_i)}{\sum A_i} = \frac{20.431}{15.951} = 1.28 \text{ m}$$

$$y_a = 2.25 - 1.28 = 0.969 \text{ m}$$

Tabel 4. 32 Perhitungan penampang box tipe 2

No	Bentuk	n	b	h	A	Ai = Axn	ci	Ai x ci
			(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )
1	P	2	9.05	0.3	2.715	5.43	2.1	11.403000
2	S	2	0.8	0.32	0.128	0.256	1.84	0.471040
3	P	2	0.16	0.32	0.0512	0.1024	1.79	0.183296
4	P	2	0.65	0.44	0.286	0.572	1.73	0.989560
5	S	2	1	0.24	0.12	0.24	1.89	0.453600
6	S	2	0.16	0.13	0.0104	0.0208	1.59	0.033072
7	S	2	0.4	0.51	0.102	0.204	1.11	0.226440
8	P	2	0.4	1.47	0.588	1.176	0.9	1.058400
9	S	2	0.01	0.01	0.00005	0.0001	0.29	0.000029
10	P	2	0.35	0.01	0.0035	0.007	0.29	0.002030
11	S	2	0.23	0.3	0.0345	0.069	0.38	0.026220
12	S	2	0.35	0.29	0.05075	0.1015	0.21	0.021315
13	S	2	1.29	0.3	0.1935	0.387	0.38	0.147060
14	P	2	5.16	0.3	1.548	3.096	0.18	0.557280
15	S	2	1	0.3	0.15	0.3	0.4	0.120000
16	P	2	1.7	2.25	3.825	7.65	1.13	8.644500
17	S	2	1	0.3	0.15	0.3	1.85	0.555000
						19.9118		24.891842

$$y_b = \sum \frac{(A_i x c_i)}{\sum A_i} = \frac{24.891}{19.9118} = 1.25 \text{ m}$$

$$y_a = 2.5 - 1.25 = 0.999 \text{ m}$$

Dimana :

No = nomor pias pada gambar penampang box girder

Bentuk = bentuk tiap pias P(persegi) dan S(segitiga)

n = jumlah pias pada penampang

b = lebar tiap pias (m)

h = tinggi tiap pias (m)

$A_i$  = luas 1 pias x jumlah pias

$c_i$  = jarak titik berat pias ke serat bawah (m)

$y_b$  = jarak cgc terhadap serat bawah (m)

$y_a$  = jarak cgc terhadap serat atas (m)

Seperti halnya pada perhitungan penampang, perhitungan inersia penampang dibagi dalam beberapa jenis seperti pada gambar 4.138 dan gambar 4.139 yang akan disajikan pada tabel 4.33 dan tabel 4.34.

Tabel 4. 33 Perhitungan cgc penampang box girder tipe 1

No	Bentuk	n	b	h	A	$A_i = A \times n$	$c_i$	$l_o$	$A_i \times d_i^2$	$l_o + A_i \cdot d_i^2$
			(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
1	P	2	10.25	0.3	3.075	6.15	0.819176	0.046125	4.126957	4.173082
2	S	2	0.8	0.32	0.128	0.256	0.559176	0.001456	0.080046	0.081502
3	P	2	0.16	0.32	0.0512	0.1024	0.509176	0.000874	0.026548	0.027422
4	P	2	0.65	0.44	0.286	0.572	0.449176	0.009228	0.115406	0.124635
5	S	2	1	0.24	0.12	0.24	0.609176	0.000768	0.089063	0.089831
6	S	2	0.16	0.13	0.0104	0.0208	0.309176	0.000020	0.001988	0.002008
7	S	2	0.4	0.51	0.102	0.204	0.129176	0.002948	0.003404	0.006352
8	P	2	0.4	1.47	0.588	1.176	0.380824	0.211768	0.170551	0.382320
9	S	2	0.01	0.01	0.00005	0.0001	0.990824	0.000000	0.000098	0.000098
10	P	2	0.35	0.01	0.0035	0.007	0.990824	0.000000	0.006872	0.006872
11	S	2	0.23	0.3	0.0345	0.069	0.900824	0.001035	0.055992	0.057027
12	S	2	0.35	0.29	0.05075	0.1015	1.070824	0.000474	0.116386	0.116861
13	S	2	1.29	0.3	0.1935	0.387	0.900824	0.001935	0.314044	0.315979
14	P	2	6.36	0.3	1.908	3.816	1.130824	0.028620	4.879756	4.908376
15	S	2	1	0.3	0.15	0.3	0.880824	0.001500	0.232755	0.234255
16	P	2	0.5	2.25	1.125	2.25	0.150824	0.949219	0.051182	1.000401
17	S	2	1	0.3	0.15	0.3	0.569176	0.001500	0.097189	0.098689
						15.9518				11.62571

Tabel 4. 34 Perhitungan cgc penampang box girder tipe 2

No	Bentuk	n	b	h	A	Ai = Axn	di	lo	Ai x di <sup>2</sup>	lo + Ai .di <sup>2</sup>
			(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
1	P	2	9.05	0.3	2.715	5.43	0.849895	0.040725	3.922205	3.962930
2	S	2	0.8	0.32	0.128	0.256	0.589895	0.001456	0.089082	0.090538
3	P	2	0.16	0.32	0.0512	0.1024	0.539895	0.000874	0.029848	0.030722
4	P	2	0.65	0.44	0.286	0.572	0.479895	0.009228	0.131731	0.140959
5	S	2	1	0.24	0.24	0.24	0.639895	0.000768	0.098272	0.099040
6	S	2	0.16	0.13	0.0104	0.0208	0.339895	0.000020	0.002403	0.002423
7	S	2	0.4	0.51	0.102	0.204	0.159895	0.002948	0.005216	0.008163
8	P	2	0.4	1.47	0.588	1.176	0.350105	0.211768	0.144147	0.355915
9	S	2	0.01	0.01	0.00005	0.00005	0.960105	0.000000	0.000092	0.000092
10	P	2	0.35	0.01	0.0035	0.007	0.960105	0.000000	0.006453	0.006453
11	S	2	0.23	0.3	0.0345	0.069	0.870105	0.000345	0.052239	0.052584
12	S	2	0.35	0.29	0.05075	0.1015	1.040105	0.000474	0.109805	0.110279
13	S	2	1.29	0.3	0.1935	0.387	0.870105	0.001935	0.292991	0.294926
14	P	2	5.16	0.3	1.548	3.096	1.100105	0.023220	3.746876	3.770096
15	S	2	1	0.3	0.15	0.3	0.850105	0.001500	0.216804	0.218304
16	P	2	1.7	2.25	3.825	7.65	0.120105	3.227344	0.110353	3.337697
17	S	2	1	0.3	0.15	0.3	0.599895	0.001500	0.107962	0.109462
						19.9118				12.59058

Dimana :

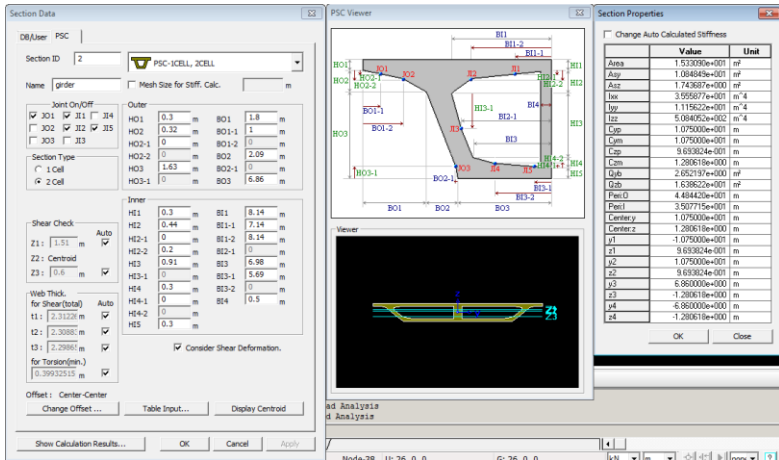
di = jarak antara titik berat pias terhadap cgc (m)

I<sub>0</sub> = momen inersia (m<sup>4</sup>)

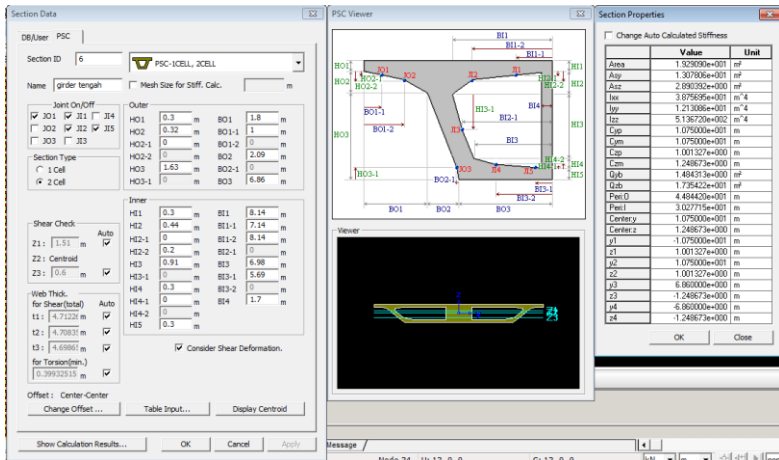
Pada perhitungan untuk mencari kem atas dan kem bawah adalah sebagai berikut :

- Luas penampang (A) T1 = 15.9518 m<sup>2</sup>  
T2 = 19.9118 m<sup>2</sup>
- Inersia penampang (I) T1 = 11.625 m<sup>4</sup>  
T2 = 12.59 m<sup>4</sup>
- Jarak titik berat ke serat atas (Ya) T1 = 0.969 m  
T2 = 0.999 m
- Jarak titik berat ke serat bawah (Yb) T1 = 1.28 m  
T2 = 1.25 m
- r<sup>2</sup> (1) = I / A = 11.625 / 15.951 = 0.728 m<sup>2</sup>  
r<sup>2</sup> (2) = I / A = 12.59 / 19.9118 = 0.632 m<sup>2</sup>
- Kt 1= r<sup>2</sup> / yb = 0.728 / 1.28 = 0.569 m<sup>2</sup>  
Kt 2= r<sup>2</sup> / yb = 0.632 / 1.25 = 0.505 m<sup>2</sup>
- Kb 1= r<sup>2</sup> / ya = 0.728 / 0.969 = 0.632 m<sup>2</sup>  
Kb 1= r<sup>2</sup> / ya = 0.632 / 0.999 = 0.751 m<sup>2</sup>

Berikut analisa section data dan section properties dari program MIDAS CIVIL 2006 dapat dilihat pada gambar 4.140 dan 4.141.



Gambar 4. 140 Analisa section data dan section properties T1



Gambar 4. 141 Analisa section data dan section properties T2



### 4.6.3 Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur box girder dilakukan dengan program abntu MIDAS CIVIL 2006. Berdasarkan analisa tersebut didapatkan nilai gaya dalam maksimum dan minimum dari semua kombinasi, lihat tabel 4.35 berikut ini.

Tabel 4. 35 Gaya dalam yang terjadi pada box girder

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN-m)	Moment-y (kN-m)	Moment-z (kN-m)
Kuat 1						
max	0	787.16	22822.72	35416.2	327219.41	56282.12
min	-128074.3	-220.22	-16888.95	-91378.27	-522462.3	0
Kuat 3						
max	0	1400.2	12375.67	0	177388.65	37559.37
min	-70781.89	-974.24	-9233.51	0	-285923.2	-33339.54
Kuat 4						
max	0	0	12375.69	0	177386.37	0
min	-70782.37	0	-9233.32	0	-285923.5	0
Kuat 5						
max	0	400.06	12375.69	0	177386.37	10731.25
min	-70782.37	-278.36	-9233.32	0	-285923.5	-9525.58
Ekstream 1						
max	737.78	416.63	15285.89	9837.83	219276.47	20376.89
min	-82213.6	95.41	-11346	-25382.85	-351093.3	0
Ekstream 1.1						
max	79.89	1274.16	15279.52	9837.83	219070.78	42944.2
min	-85095.88	203.42	-11354.98	-25382.85	-351436.2	0
Layan 1						
max	0	553.64	15073.87	21220.07	216172.61	32012.89
min	-84986.33	-508.49	-11170.63	-54750.45	-345175.4	-25683.63

### 4.6.4 Analisa Penampang Gelagar

#### 1. Perencanaan Tendon Kantilever

Direncanakan menggunakan tendon/kabel jenis *strand seven wires stress relieved* (7 kawat untaian), dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis karakteristik tendon yang digunakan :

- Diameter = 15.24 mm
- Luas nominal (Aps) = 140 mm<sup>2</sup>
- *Minimum Breaking Load* = 260.7 kN
- Modulus Elastisitas (Es) = 200000 MPa

- Tendon unit = 6-55-55
- *Min. breaking load* (Fpu) = 14339 kN
- *Steel Duck Internal diameter* = 160 mm

Berdasarkan pada tebal spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperoleh sebesar 0.9 Fpu untuk 1 *strand* diameter 15.24 mm

$$F_0 = 0.9 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0.9 \times 260,7 \text{ KN}$$

$$F_0 = 234,63 \text{ KN}$$

Tegangan untuk 1 *strand* diameter 15,24 mm

$$f_s = F_0 / A_{ps}$$

$$f_s = 234,63 \cdot 10^3 \text{ N} / 140 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 1675,93 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Untuk tendon unit 6- 55 -55

$$F_0 = 0.9 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0,9 \times 14339 \text{ KN}$$

$$F_0 = 12905,1 \text{ KN}$$

Direncanakan letak tendon untuk metode pelaksanaan konstruksi jembatan mendatar dengan meletakkan tendon pada flens atas box girder, untuk menghindari kesulitan pemasangan tendon untuk beban kerja, dengan mengambil nilai e pada joint berikut :

$$e = y_a - 150 \text{ mm}$$

$$e = 969 \text{ mm} - 150 \text{ mm}$$

$$e = 819 \text{ mm}$$

Kontrol penampang box girder pada AS 218 CS-2

$$H = 2.25 \text{ m}$$

$$A = 15.9518 \text{ m}^2$$

$$y_a = 0.969 \text{ m}$$

$$y_b = 1.28 \text{ m}$$

$$I = 12.59 \text{ m}^4$$

$$M_t = 261967 \text{ kNm}$$

$$F \text{ perlu} = \frac{M_t}{e+kb} = \frac{261967 \cdot 10^3}{(819+751.9)} = 166735 \text{ kN}$$

Dengan menggunakan 14 tendon dan di tarik sebesar 180665 kN, maka kekuatan batas akan melebihi yang diperlukan, namun diperlukan kontrol tegangan, momen batas, dan momen crack.

$$f_{ci} = -\frac{F}{A_g} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{180665 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} - \frac{180665 \cdot 10^3 \cdot 819 \cdot 969}{11.625 \cdot 10^{12}} + \frac{261967 \cdot 10^6 \cdot 969}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -1.824 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -34 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{180665 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} + \frac{180665 \cdot 10^3 \cdot 819 \cdot 1280}{11.625 \cdot 10^{12}} - \frac{261967 \cdot 10^6 \cdot 1280}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -23.882 < \sigma_{ijin \text{ tarik}} = 1.87 \text{ MPa}$$

## 2. Kehilangan Prategang

- Kehilangan akibat perpendekan elastis beton (ES)

Modulus elastisitas  $E_{ci}$

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{f_{ci}}$$

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{80}$$

$$E_{ci} = 42038.077 \text{ Mpa}$$

Rasio Modulus Elastisitas n

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{200000}{42038.077} = 4.757$$

Kehilangan prategang

$$\Delta_{ES} = K_{es} \cdot n \cdot f_{ci}$$

$$\Delta_{ES} = 0,5 \times 4.757 \times 1.824$$

$$\Delta_{ES} = 4.34 \text{ MPa}$$

- Kehilangan akibat gesekan ( $\Delta f_1$ )

Adapun rumus untuk memperhitungkan kehilangan gaya prategang akibat gesekan dan *wooble effect* adalah :

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

Dimana

K = Koefisien wobble = 0,0045 (tabel 4-7)

L = Panjang Bersih Balok (m) = 6.5 m

$\mu$  = Koefisien kelengkungan = 0,2 (tabel 4-7)

$\alpha$  = Sudut pusat tendon (L/R)

Panjang tendon,  $L = 6.5$  m

Sudut kelengkungan,  $\alpha \approx 0$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0045 \cdot 6.5 - 0,2 \cdot 0$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,02925$$

$$\Delta_{fs1} = \frac{F_2 - F_1}{F_1} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs1} = -0,02925 \cdot 1675,93$$

$$\Delta_{fs1} = -49.02 \text{ MPa}$$

• Kehilangan akibat slip ankur ( $\Delta_{fs2}$ )

Panjang tendon,  $L = 13$  m

Tegangan tendon  $f_s = \Delta_{fs} = 1675,93$  MPa

$$\Delta_a = \frac{\Delta_{fs} \cdot L}{E}$$

$$\Delta_a = \frac{1675,93 \cdot 13 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3}$$

$$\Delta_a = 108.935 \text{ mm}$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{\Delta_a} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{108.935} \cdot 1675,93$$

$$\Delta_{fs2} = 38.461 \text{ MPa}$$

Tegangan efektif pada tendon

$$f_{se} = f_s - \Delta_{ES} - \Delta_{fs1} - \Delta_{fs2}$$

$$f_{se} = 1675,93 - 4.34 - 49.02 - 38.461$$

$$f_{se} = 1584.106 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon

$$F_{se} = n \cdot A_{ps} \cdot f_{se}$$

$$F_{se} = 14 \times 55 \times 140 \times 1584.106 \cdot 10^{-3}$$

$$F_{se} = 170766.6 \text{ KN}$$

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{170766 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} - \frac{170766 \cdot 10^3 \cdot 819.969}{11.625 \cdot 10^{12}} + \frac{261967 \cdot 10^6 \cdot 969}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -0.53 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -34 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{170766 \cdot 10^3}{15.951 \cdot 10^6} + \frac{170766 \cdot 10^3 \cdot 819.1280}{11.625 \cdot 10^{12}} - \frac{261967 \cdot 10^6 \cdot 1280}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -0.9787 < \sigma_{ijin \text{ tarik}} = 1.87 \text{ MPa}$$

Grafik momen terhadap bentang jembatan saat pemasangan segmen menunjukkan bahwa penampang masih mampu memikul momen crack dan momen batas yang terjadi akibat pelaksanaan, penampang juga masih dalam batas tegangan yang disyaratkan seperti pada grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt saat pemasangan segmen dengan momen terbesar pada Gambar 4.142.



Gambar 4. 142 Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt

### 3. Kontrol Momen Retak

Momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya. Modulus

keruntuhan merupakan ukuran permulaan retak-retak rambut yang seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Tegangan tarik yang lebih besar dari modulus diperlukan untuk menghasilkan retak-retak yang terlihat. Pada kondisi beton telah mengalami retak akibat beban berlebihan, susut atau sebab-sebab lainnya, maka retak-retak dapat terlihat pada tegangan tarik yang terkecil (Lin & Burns, 1982).

Dengan menggunakan analisa elastik beton prategang, perumusan momen retak adalah sebagai berikut:

$$M_{cr} = F \left( e + \frac{r^2}{y} \right) + \frac{f_r I}{y}$$

Keterangan:

$M_{cr}$  = Momen Retak (KNm)

$e$  = Eksentrisitas c.g.s terhadap c.g.c (m)

$r^2$  = Rasio perbandingan Inersia terhadap luas penampang yang ditinjau ( $m^2$ )

$y$  = jarak c.g.c terhadap serat terluar (m)

$f_r$  = Modulus keruntuhan (KPa)

Balok memenuhi syarat retak jika momen yang bekerja padanya tidak melampaui momen retak tahanan balok. Perhitungan kontrol momen retak tahanan balok dilakukan pada saat pelaksanaan pada daerah tumpuan dan lapangan.

Dalam tugas akhir ini, diambil contoh kontrol momen retak pada pelaksanaan akan di hitung ketika pemasangan segmen 169 pada 172 dengan momen terbesar :

$f_r$  = 1,87 MPa = 1870 kN/m<sup>2</sup>

$F_{se}$  = 170766kN

$e$  = 0.819 m

$r^2$  = 0.728 m<sup>2</sup>

$y_a$  = 0.999 m

$I$  = 12.59 m<sup>4</sup>

$M$  = 290269 kNm

Perhitungan Momen Crack

$$M_{cr} = 170766 \left( 0.819 + \frac{0.728}{0.969} \right) + \frac{1870.11.625}{0.969}$$

$$M_{cr} = 269664.71 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{cr \text{ as-0}}$$

$$261967 \text{ KNm} < 269664.71 \text{ KNm (memenuhi syarat)}$$

#### 4. Kontrol Momen Batas

Momen tahanan batas pada box yang akan dianalisa dengan prinsip kesetimbangan statis aksial (kopel), dimana besarnya gaya tekan batas beton (C) bernilai sama dengan gaya tarik batas pada (T), dengan menghitung lengan momen antara gaya gaya C dan T maka akan didapatkan nilai momen batas, ( $M_u$ ), SNI T-12-2004 Pasal 4.5.1 faktor reduksi terhadap lentur dapat diambil 0,8. Berikut persamaan yang digunakan untuk perhitungan momen batas.

$$M_u = \phi \left( T \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Dengan

$$a = \frac{t}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

Keterangan :

$M_u$  = Momen batas/ultimate (KNm)

T = Gaya Prategang efektif (KN)

d = Tinggi efektif penampang (m)

$\phi$  = Faktor reduksi lentur (0,8)

$b_w$  = Lebar serat tekan pada penampang (m)

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen batas pada pelaksanaan akan di hitung ketika pemasangan segmen 36. Berikut adalah perhitungan  $M_u$  akibat pemasangan segmen 36 pada segmen 48 dengan momen terbesar.

Penampang box girder :

$$f_{ci}' = 56 \text{ MPa} = 56000 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 170766 \text{ KN}$$

$$b_w = 13.72 \text{ m}$$

$$d = 2,25 \text{ m}$$

$$M = 261967 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{170766}{0,85 \cdot 56000 \cdot 13,72}$$

$$a = 0,261 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_{u \text{ as-CL}}} = 0,8 \left( 170766 \left( 2,25 - \frac{0,261}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_{u \text{ as-CL}}} = 289518 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{u \text{ as-CL}}$$

$$261967 \text{ KNm} < 289518 \text{ KNm (memenuhi syarat)}$$

### 5. Kontrol Lentutan

Lentutan pada saat pelaksanaan adalah lentutan sementara akibat kombinasi beban ijin baik beban prategang atau beban pelaksanaan pada jembatan tidak boleh melampaui lentutan yang diijinkan. Berdasarkan RSNI T-12-2004 lentutan tidak boleh melampaui  $L/400$  untuk kantilever. Berikut merupakan perhitungan lentutan jembatan kemudian dibandingkan dengan lentutan yang diijinkan. Persamaan lentutan untuk kantilever adalah sebagai berikut (McCormac,2003). Untuk beban merata sepanjang bentang.

$$\Delta = \frac{w \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I} \text{ atau } \Delta = \frac{m \cdot L^2}{4 \cdot E \cdot I}$$

Untuk beban terpusat pada ujung bentang

$$\Delta = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

Perhitungan lentutan, dihitung pada kondisi pemasangan segmen terakhir dimana terdapat beban sendiri dan beban traveler.

Lentutan dibawah akibat beban terpusat (Traveler)

$$\Delta_1 = 0.902 \text{ m}$$

Lentutan dibawah akibat beban sendiri

$$\Delta_2 = \frac{M \cdot L^2}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{15239.1 \cdot 10^6 \cdot (243.5 \cdot 10^3)^2}{3.42038.07 \cdot 11.69 \cdot 10^{12}} = 612.88 \text{ mm}$$

Lentutan keatas akibat tondon prategang

Pada tumpuan

Gaya prategang efektif ,  $F = 180665.1 \text{ KN}$



Eksentisitas tendon ,  $e = 0.849$  m

Pada ujung bentang

Gaya prategang efektif ,  $F = 25809$  KN

Eksentisitas tendon terhadap tendon di tumpuan ,  $e = 0.819$

$$\Delta_3 = \frac{5 \cdot F \cdot e \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} - \frac{M \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_3 = \frac{5 \cdot 180665 \cdot 10^3 \cdot 819 \cdot (243.5 \cdot 10^3)^2}{48 \cdot 42038.07 \cdot 12.59 \cdot 10^{12}} - \frac{25809 \cdot 10^6 \cdot (243.5 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 42038.07 \cdot 11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$\Delta_3 = 1335.2 \text{ mm}$$

Lendutan Total

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = 902 \text{ mm} + 612.88 \text{ mm} - 1335.2 \text{ mm} = 179.68 \text{ mm}$$

Syarat :

$$\Delta \leq \Delta_{ijin} = L / 400$$

$$179.68 \text{ mm} \leq \Delta_{ijin} = 625 \text{ mm (memenuhi)}$$

## 6. Perencanaan Tendon Menerus

Perencanaan tendon menerus untuk pembebanan penuh mempertimbangkan tendon pada pembebanan pelaksanaan yang sudah diberikan, kekurangan gaya prategang akan diberikan untuk menahan beban penuh, khususnya pada daerah lapangan. Menentukan tendon daerah tumpuan maupun lapangan akan digunakan program bantu MIDAS dengan mempertimbangkan kondisi pembebanan yang paling kritis, berdasarkan kombinasi yang ada, kondisi paling kritis terjadi pada kombinasi beban.

Perencanaan menggunakan tendon/kabel jenis *strand seven wires stress relieved* (7 kawat untai). Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis karakteristik tendon yang digunakan :

- Diameter = 15.24 mm
- Luas nominal ( $A_{ps}$ ) = 140 mm<sup>2</sup>
- *Minimum Breaking Load* = 260.7 kN
- Modulus Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Tendon unit = 6-55
- *Min, breaking load* (FPu) = 14339 kN
- *Steel Duck Internal diameter* = 160 mm

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan sebesar  $0.9 F_{pu}$ . untuk 1 *strand* diameter 15.24 mm.

$$\begin{aligned} F_0 &= 0.9 \times F_{pu} \\ &= 0.9 \times 260.7 \\ &= 234.63 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tegangan untuk 1 *strand* diameter 15.24

$$\begin{aligned} f_s &= F_0 / A_{ps} \\ f_s &= 234.63 \cdot 10^3 \text{ N} / 140 \text{ mm}^2 \\ f_s &= 1675.9286 \text{ N} / \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk tendon unit 6- 55

$$\begin{aligned} F_0 &= 0.9 \times F_{pu} \\ F_0 &= 0,9 \times 14339 \text{ KN} \\ F_0 &= 12905,1 \text{ KN} \end{aligned}$$

Direncanakan letak tendon untuk metode pelaksanaan konstruksi jembatan mendatar dengan meletakkan tendon pada *flens* atas box girder, untuk menghindari kesulitan pemasangan tendon untuk beban kerja. Untuk lebih jelas lihat gambar 4.29.

Dengan mengambil nilai  $e$  pada joint berikut :

$$\begin{aligned} e &= y_a - 0.15 \\ e &= 0.969 - 0.15 \\ e &= 0.819 \text{ m} \end{aligned}$$

Kontrol penampang box girder pada AS 222

$$\begin{aligned} H &= 2.25 \text{ m} \\ A &= 15.9518 \text{ m}^2 \\ y_a &= 0.969 \text{ m} \\ y_b &= 1.25 \text{ m} \\ I &= 11.62 \text{ m}^4 \\ M_{\max} &= 327219.4 \text{ kNm} \\ M_{\min} &= 177386.4 \text{ kNm} \\ F_{\text{atas}} &= 180665.1 \text{ kN} \\ F_{\text{bawah}} &= 335520.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan 26 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box girder dan ditarik masing-masing tendon

sebesar 12904.65 kN (26 x 12904.65 kN= 335520.9 kN), maka ketika Mmax terjadi = 327219.4 kNm.

$$f'_{ci} = -\frac{F}{A} \pm \frac{F.e.y}{I} \pm \frac{M.y}{I}$$

Serat atas

$$\begin{aligned} f'_{ci} &= -\frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{180665.1.10^3.819.969}{11.625.10^{12}} \\ &+ \frac{335520.9.10^3.1100.969}{11.625.10^{12}} - \frac{327219.4.10^6.969}{11.625.10^{12}} \\ f'_{ci} &= -33.898 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\text{ MPa} \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\begin{aligned} f'_{ci} &= -\frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} + \frac{180665.10^3.819.1280}{11.625.10^{12}} \\ &- \frac{335520.9.10^3.1130.1280}{11.625.10^{12}} + \frac{327219.4.10^6.1280}{11.625.10^{12}} \\ f'_{ci} &= -21.8 < \sigma_{ijin\ tarik} = 4.47\text{ MPa} \end{aligned}$$

ketika momen maksimum terjadi, Mmin = 177386.4 kNm

Serat atas

$$\begin{aligned} f'_{ci} &= -\frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{180665.1.10^3.819.969}{11.625.10^{12}} \\ &+ \frac{335520.9.10^3.1130.969}{11.625.10^{12}} - \frac{177386.4.10^6.969}{11.625.10^{12}} \\ f'_{ci} &= -27.855 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\text{ MPa} \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\begin{aligned} f'_{ci} &= -\frac{515186.10^3}{15.9518.10^6} + \frac{180665.10^3.819.1280}{11.625.10^{12}} \\ &- \frac{335520.9.10^3.1130.1280}{11.625.10^{12}} + \frac{177386.10^6.1280}{11.625.10^{12}} \\ f'_{ci} &= -32.312 < \sigma_{ijin\ tarik} = 4.47\text{ MPa} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan 26 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box maka momen maksimum terjadi saat satu kabel putus, Mmax = 355391.5 kNm.

Serat atas

$$fci' = -\frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{180665.1.10^3.819.969}{11.625.10^{12}}$$

$$+ \frac{335520.9.10^3.1100.969}{11.625.10^{12}} - \frac{355391.5.4.10^6.969}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -34.670 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\ MPa$$

Serat bawah

$$fci' = -\frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} + \frac{180665.10^3.819.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$- \frac{335520.9.10^3.1130.1280}{11.625.10^{12}} + \frac{355391.5.10^6.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -18.70 < \sigma_{ijin\ tarik} = 4.47\ MPa$$

ketika momen maksimum terjadi,  $M_{min} = 192822.1\ kNm$

Serat atas

$$fci' = -\frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{180665.1.10^3.819.969}{11.625.10^{12}}$$

$$+ \frac{335520.9.10^3.1130.969}{11.625.10^{12}} - \frac{192822.1.10^6.969}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -29.142 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\ MPa$$

Serat bawah

$$fci' = -\frac{515186.10^3}{15.9518.10^6} + \frac{180665.10^3.819.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$- \frac{335520.9.10^3.1130.1280}{11.625.10^{12}} + \frac{192822.1.10^6.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -33.611 < \sigma_{ijin\ tarik} = 4.47\ MPa$$

## 7. Kehilangan Prategang

- Kehilangan akibat perpendekan elastis beton

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang perpendekan elastis beton yang akan di hitung pada segmen 218. Direncanakan menggunakan tendon/kabel jenis *strand seven wires stress relieved* (7 kawat untai). Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik tendon yang digunakan :

$$f_{ci}' = - \frac{516186.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{180665.1.10^3.819.969}{11.625.10^{12}}$$

$$+ \frac{335520.9.10^3.1100.969}{11.625.10^{12}} - \frac{327219.4.10^6.969}{11.625.10^{12}}$$

$$f_{ci}' = -33.898 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -36 \text{ MPa}$$

Modulus Elastisitas Eci

$$E_{ci} = 4700\sqrt{f_{c'}}$$

$$= 4700\sqrt{80} = 42038.078 \text{ MPa}$$

Rasio Modulus Elastisitas n

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{200000}{42038.078} = 4.75$$

Kehilangan prategang

$$\Delta_{ES} = K_{es} n f_{ci}$$

$$\Delta_{ES} = 0,5.4.75.33.898 = 80.636 \text{ MPa}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran

- Kehilangan akibat gesekan kabel

Kehilangan ini dapat dipertimbangkan pada 2 bagian yaitu pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan. Berikut adalah persamaan yang digunakan.

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = K \cdot L - \mu \cdot \alpha$$

dimana,

F1 = tegangan tarik satuan pada ujung pendongkrakan

F2 = tegangan tarik satuan pada jarak L

K = koefisien *Wobble* (diambil 0,0045 berdasarkan Tabel 3.1 dengan asumsi *strand* dengan untaian 7 kawat)

$\mu$  = koefisien kelengkungan (diambil 0,2 berdasarkan Tabel 3.1 dengan asumsi *strand* dengan untaian 7 kawat)

$\alpha$  = sudut kelengkungan =  $0^\circ$

L = panjang sampai titik yang ditinjau (6.5)

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0045.6.5 - 0,2.0$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0225$$

$$\Delta_{fs1} = \frac{F_2 - F_1}{F_1} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs1} = 0,02925 \cdot 1675,9286$$

$$\Delta_{fs1} = 49,021 \text{ MPa}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran

- Kehilangan akibat slip angkur

Pada system pasca-tarik, tendon yang ditarik kemudian dilepas dan gaya dialihkan ke angkur mengakibatkan angkur cenderung berdeformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit sebelum dijepit dengan kokoh. Besar gelincir rata-rata sekitar 2.5 mm. berikut adalah persamaan yang digunakan.

$$ANC = \Delta_{fs} = \frac{\Delta_a E_s}{L}$$

Dimana :

$\Delta_a$  = Deformasi pengankuran (mm)

$E_s$  = 200.000 MPa

$L$  = panjang total kabel (mm)

Panjang tendon,  $L = 71,25 \text{ m}$

Tegangan tendon  $f_s = \Delta f_s = 1675,9286 \text{ MPa}$

$$\Delta_a = \frac{\Delta_{fs} \cdot L}{E}$$

$$\Delta_a = \frac{1675,9286 \cdot 71,25 \cdot 10^3}{200000}$$

$$\Delta_a = 597,04 \text{ mm}$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{\Delta_a} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{597,049} \cdot 1675,9286$$

$$\Delta_{fs2} = 7,017 \text{ MPa}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran

- Kehilangan akibat rangkak

Salah satu sifat beton adalah dapat mengalami tambahan regangan akibat beban tetap (mati) seiring dengan semakin bertambahnya waktu. Metode umum untuk memperhitungkan rangkai pada beton adalah dengan memasukkan kedalam perhitungan hal-hal berikut ini. Pergandingan volume terhadap permukaan, unsur beton pada saat prategang, kelembaban relative dan jenis beton (beton ringan atau normal). Kehilangan gaya prategang akibat rangkai untuk komponen struktur dengan tendon terekat dan betin normal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (F_{cir} - F_{cds})$$

Dimana

$K_{cr} = 2,0$  untuk komponen struktur pratarik

$K_{cr} = 1,6$  untuk komponen struktur pasca tarik

$F_{cds}$  = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$E_s$  = Modulus elastisitas tendon prategang

$E_c$  = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

Dalam tugas akhir ini akan dihitung pada segmen 180 pada tahap bentang menerus : Ketika momen akibat beban mati terjadi pada segmen 180,

$M_d = 129435 \text{ KNm}$

$$F_{cds} = \frac{M \cdot e}{I}$$

$$F_{cds} = \frac{129435 \cdot 10^6 \cdot 819}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$F_{cds} = 87.320 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} (F_{cir} - F_{cds})$$

$$CR = 1,6 \cdot 4,75 (-33.898 + 87.320)$$

$$CR = 327.462 \text{ MPa}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran

- Kehilangan akibat susut

Susut pada beton dipengaruhi oleh beberapa factor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembapan relative, dan waktu dari akhir perawatan sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Berikut adalah persamaan yang digunakan.

$$SH = 8,2 \cdot 10^6 x K_{sh} x E_s x \left(1 - 0,06 x \frac{V}{S}\right) x (100 - RH)$$

Dimana :

$K_{sh} = 0,77$  (tabel 4-4 T.Y.Lin dengan asumsi dilakukan 7 hari setelah selesainya perawatan basah)

$V = \text{Volume } m^3$

$S = \text{Luas Permukaan } m^2$

$RH = \text{Kelembaban udara rata-rata diambil } 80 \%$

Karena penampang box sama di sepanjang bentang maka diambil nilai rata rata, dengan perhitungan sebagai berikut :

$$V = 129.426 m^3$$

$$S = 291.505 m^2$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$SH = 8,2 \cdot 10^6 x K_{sh} x E_s x \left(1 - 0,06 x \frac{V}{S}\right) x (100 - RH)$$

$$SH = 8,2 \cdot 10^6 x 0,77 x 200000 x \left(1 - 0,06 x \frac{129.426}{291.505}\right) x (100 - 80)$$

$$SH = 24.717 \text{ MPa}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran.

- Kehilangan akibat relaksasi baja

Sebenarnya balok pratekan mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada waktu. Akibat perpendekan elastis (ES), serta kehilangan gaya pratekan yang tergantung pada waktu CR dan SH, maka akan mengakibatkan terjadinya pengurangan yang continue pada tegangan tendon. Oleh karena itu untuk memperkirakan kehilangan gaya pratekan akibat pengaruh tersebut digunakan perumusan sebagai berikut.

$$RE = (K_{re} - J) (SH + CR + ES) x C$$

Dimana :



tendon yang dipakai adalah tipe strand atau kawat *stress relieved* derajat 1720 MPa. Sehingga didapat :

$K_{re} = 128 \text{ Mpa}$  (tabel 4-5 T.Y.Lin)

$J = 0,14$  (tabel 4-5 T.Y.Lin)

Dengan interpolasi melihat tabel (tabel 4-5 T.Y.Lin) didapat nilai  $C = 0,288$

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

$$RE = (128 - 0,14(24.717 + 327.462 + 80.636) \times 0,288)$$

$$RE = 19.413 \text{ MPa}$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran.

### 8. Kontrol tegangan efektif

$$f_{se} = f_s - \Delta_{es} - \Delta_{fs1} - \Delta_{fs2} - CR - SH - RE$$

$$f_{se} = 1675.9286 - 80.636 - 49.021 - 6.993 - 327.462 - 24.717 - 19.413 \\ = 1167.687 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon bawah

$$F_{se} = n \cdot A_{ps} \cdot f_{se}$$

$$F_{se} = 26.55 \cdot 140 \cdot 1167.687 \text{ Mpa}$$

$$F_{se} = 223770.9 \text{ KN}$$

Gaya prategang efektif pada tendon atas

$$F_{se} = 172721 \text{ KN}$$

Ketika momen maksimum terjadi,  $M_{max} = 327219.4 \text{ kNm}$

Serat atas

$$f_{ci}' = - \frac{396491.9 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} - \frac{172721 \cdot 10^3 \cdot 819.969}{11.625 \cdot 10^{12}} \\ + \frac{223770.9 \cdot 10^3 \cdot 1100.969}{11.625 \cdot 10^{12}} - \frac{327219.4 \cdot 10^6 \cdot 969}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci}' = -35.24 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -36 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci}' = - \frac{396491.9 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} + \frac{172721 \cdot 10^3 \cdot 819.1280}{11.625 \cdot 10^{12}} \\ - \frac{223770.9 \cdot 10^3 \cdot 1130.1280}{11.625 \cdot 10^{12}} + \frac{327219.4 \cdot 10^6 \cdot 1280}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci}' = -35.41 < \sigma_{ijin \text{ tarik}} = 4.47 \text{ MPa}$$

ketika momen maksimum terjadi,  $M_{min} = 177386.4 \text{ kNm}$

Serat atas

$$fci' = -\frac{396491.9.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{172721.10^3.819.969}{11.625.10^{12}}$$

$$+ \frac{223770.9.10^3.1130.969}{11.625.10^{12}} - \frac{177386.4.10^6.969}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -30.03 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\text{ MPa}$$

Serat bawah

$$fci' = -\frac{396491.9.10^3}{15.9518.10^6} + \frac{172721.10^3.819.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$- \frac{223770.9.10^3.1130.1280}{11.625.10^{12}} + \frac{177386.10^6.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -19.48 < \sigma_{ijin\ tarik} = 4.47\text{ MPa}$$

ketika saat kabel putus satu, Mmax = 355391 kNm.

Serat atas

$$fci' = -\frac{396491.9.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{172721.10^3.819.969}{11.625.10^{12}}$$

$$+ \frac{223770.9.10^3.1100.969}{11.625.10^{12}} - \frac{355391.4.10^6.969}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -35.46 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\text{ MPa}$$

Serat bawah

$$fci' = -\frac{396491.9.10^3}{15.9518.10^6} + \frac{172721.10^3.819.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$- \frac{223770.9.10^3.1130.1280}{11.625.10^{12}} + \frac{355391.4.10^6.1280}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -34.39 < \sigma_{ijin\ tarik} = 4.47\text{ MPa}$$

ketika momen maksimum terjadi, Mmin = 192822 kNm

Serat atas

$$fci' = -\frac{396491.9.10^3}{15.9518.10^6} - \frac{172721.10^3.819.969}{11.625.10^{12}}$$

$$+ \frac{223770.9.10^3.1100.969}{11.625.10^{12}} - \frac{192822.10^6.969}{11.625.10^{12}}$$

$$fci' = -31.42 < \sigma_{ijin\ tekan} = -36\text{ MPa}$$

Serat bawah

$$fci' = - \frac{396491.9 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} + \frac{172721.10^3 \cdot 819.1280}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$= - \frac{223770.9 \cdot 10^3 \cdot 1130.1280}{11.625 \cdot 10^{12}} + \frac{192822.10^6 \cdot 1280}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$fci' = -17.07 < \sigma_{ijin \ tarik} = 4.47 \text{ MPa}$$

## 9. Kontrol Momen Retak

Balok memenuhi syarat retak jika momen yang bekerja padanya tidak melampaui momen retak tahanan balok. Perhitungan kontrol momen retak tahanan box girder dilakukan pada saat pelaksanaan dan pada saat bentang jembatan sudah tersusun keseluruhan yang dikontrol pada daerah tumpuan dan lapangan.

Penampang box girder pada AS 180 :

$$Fr = 4,47 \text{ MPa} = 4472.13 \text{ KN/m}^2$$

$$Fse = 233770.9 \text{ KN}$$

$$e = 1.13 \text{ m}$$

$$r^2 = 0.728 \text{ m}^2$$

$$yb = 1.28 \text{ m}$$

$$I = 11.625 \text{ m}^4$$

$$M_{max} = 327219.4 \text{ KNm}$$

Perhitungan Momen Crack

$$M_{cr} = F \left( e + \frac{r^2}{y} \right) + \frac{f_r I}{y}$$

$$M_{cr} = 233770 \left( 1.13 + \frac{0.728}{1.28} \right) + \frac{4,47 \cdot 11.625}{1.28}$$

$$M_{cr} = 437964.2 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{max} \leq M_{cr \text{ as-cl}}$$

$$327219.4 \text{ KNm} < 437964 \text{ KNm} (\text{memenuhi syarat})$$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada lampiran

## 10. Kontrol Momen Batas

Momen tahanan batas pada box yang akan dianalisa dengan prinsip kesetimbangan statis aksial (kopel), dimana besarnya gaya tekan batas beton c bernilai sama dengan gaya tarik batas pada (T), dengan menghitung lengan momen antara gaya-gaya C dan T

maka akan didapatkan nilai momen batas, ( $M_u$ ), factor reduksi terhadap lentur dapat diambil 0.8.

Penampang box girder pada segmen 222 :

$$f_{ci}' = 80 \text{ MPa} = 80000 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 233770.9 \text{ KN}$$

$$bw = 13.72 \text{ m}$$

$$d = 2,25 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 327219.4 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{233770.9}{0,85 \cdot 80000 \cdot 13.72} = 0.250 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 0,8 \left( 233770.9 \left( 2,25 - \frac{0.25}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 397357.319 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{\text{tot}} \leq M_{u \text{ as-CL}}$$

$$327219.4 \text{ KNm} < 397357.319 \text{ KNm} \text{ (memenuhi syarat)}$$

Cek  $M_z$  untuk mengetahui kontrol dari web box girder, berikut adalah contoh perhitungan kontrol  $M_z$  terbesar dengan menggunakan kontrol momen batas :

$$f_{ci}' = 80 \text{ MPa} = 80000 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 233770.9 \text{ KN}$$

$$bw = 2.25 \text{ m}$$

$$d = 13.72 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 327219.4 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{233770.9}{0,85 \cdot 80000 \cdot 2.25} = 1.52 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 0,8 \left( 233770.9 \left( 13.72 - \frac{0.566}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 2422996.631 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{u\ as-CL}$$

$$327219.4\ KNm < 2422996.631\ KNm\ (\text{memenuhi syarat})$$

### 11. Kontrol Lendutan

Lendutan ke bawah akibat beban servis

$$\Delta_1 = 1.32\ m\ (\text{output midas})$$

Lendutan ke atas akibat prategang

$$\Delta_2 = \frac{5 \cdot F \cdot e \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} - \frac{M \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_2 = \frac{5.233770.9 \cdot 10^3 \cdot 1130 \cdot (250.10^3)^2}{48.42038.1.11.625 \cdot 10^{12}} - \frac{327219.4 \cdot 10^6 \cdot (250.10^3)^2}{8.42038.1.11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$\Delta_2 = 1102\ mm$$

Lendutan total

Berdasarkan SNI T-12-2004 Ps 9.2.1

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } \Delta &= \Delta_1 - \Delta_2 \leq \Delta_{ijin} \\ &= 1320 - 1102 \leq L/800 \\ &= 218\ mm \leq 312.5\ mm\ (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

### 12. Kontrol Torsi

Perhitungan konstanta torsi

Pelat atas

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[ \frac{x_1}{y_1} \right]}$$

dimana,

$$x_1 = \text{tebal pelat atas} = 300\ mm$$

$$y_1 = \text{lebar pelat atas} = 21500\ mm$$

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[ \frac{300}{21500} \right]} = 0,458$$

Pelat badan

$$x_1 = \text{tebal badan} = 400\ mm$$

$$y_1 = \text{lebar badan} = 910\ mm$$

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[ \frac{400}{910} \right]} = 0,3$$

Pelat bawah

$xI$  = tebal pelat bawah = 300 mm

$yI$  = lebar pelat bawah = 13720 mm

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[ \frac{300}{13720} \right]} = 0,453$$

Konstanta torsi :

$$= \sum \eta_1 \cdot x_1^2 y_1$$

$$= (0,458 \cdot 300^2 \cdot 21500) + (0,30 \cdot 400^2 \cdot 910) + (0,453 \cdot 300^2 \cdot 13720)$$

$$= 1489274400$$

$$T_{cr} = 6\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{10 \cdot \left(\frac{F}{A}\right)}{\sqrt{f'_c}} \cdot \sum \eta_1 \cdot x_1^2 y_1}$$

$$T_{cr} = 6\sqrt{80} \sqrt{1 + \frac{10 \cdot \left(\frac{172721 \cdot 10^3}{15.915 \cdot 10^6}\right)}{80} \cdot 14892 \cdot 10^5}$$

$$T_{cr} = 1.226 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}$$

$$\phi T_{cr} = 0,7 \cdot 1.226 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} = 9.495 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

Torsi ijin

Berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 5.4.5 Tulangan puntir tidak diperlukan apabila :

$$\frac{T_u}{\phi T_c} < 0,25$$

$$\frac{24147,4 \cdot 10^6}{9,495 \cdot 10^{10}} < 0,25$$

$$0,248 < 0,25 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Dari perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa tidak diperlukan adanya tulangan torsi.

### 13. Penulangan Arah Longitudinal

- Penulangan flens

Dikarenakan momen arah longitudinal dipikul seluruhnya oleh tendon dan untuk mnegantisipasi susut dan suhu, maka digunakan tulangan minimum pada daerah *flens* berdasarkan RSNI T-12-2004 ps 5.1.1.5.

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b \cdot d \text{ dan tidak lebih kecil dari: } \text{As min} = \frac{1,4}{f_y} b \cdot d$$

Data perencanaan:

$$f_c' = 80 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{cover beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{tebal flens} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = 229 \text{ mm}$$

maka,

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{80}}{4 \cdot 400} \cdot 1000 \cdot 229 = 1280.14 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$\text{As min} = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 229 = 801.5 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan perlu

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 1000}{1280.14} = 296.795 \text{ mm}$$

Dipasang D22-100 dengan As sebesar

$$\text{As pasang} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 1000}{100} = 3799.4 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

- Penulangan web

Direncanakan tulangan geser dipasang pada daerah web dengan data-data sebagai berikut.

Data perencanaan:

$$f_c' = 80 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Cover beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, d} = 2179 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar badan, bw} = 329 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang} = 15.951 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inersia} = 11.625 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

F tendon atas	= 172721 kN
F tendon bawah	= 223770.9 kN
e tendon atas	= 0.819 m
e tendon bawah	= 1.13 m
ya	= 0.969 m
yb	= 1.28 m

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Ps 6.8.10.2, kuat geser beton tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 2 kondisi retak, yaitu.

Kondisi retak geser terlentur

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} bw \cdot d + Vd + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

Dimana,

$Vd$  = gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

$V_i$  = gaya geser akibat beban luar tidak terfaktor

$$M_{cr} = \frac{I}{yt} \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - fd \right)$$

$$fd = \frac{Md \cdot yt}{I} = \frac{327219.4 \cdot 10^6 \cdot 1.13 \cdot 10^3}{11.625 \cdot 10^{12}} = 31.807 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \\ &= \frac{396369.6 \cdot 10^3}{15.951 \cdot 10^6} + \frac{172721 \cdot 10^3 \cdot 819.969}{11.625 \cdot 10^{12}} + \frac{223770.9 \cdot 10^3 \cdot 1130.1280}{11.625 \cdot 10^{12}} \\ &= 64.04 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \frac{11.625 \cdot 10^{12}}{1280} \left( \frac{\sqrt{80}}{2} + 64.04 - 31.807 \right) = 333373.5 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_{ci} &= \frac{\sqrt{80}}{20} \cdot 329.2179 + 6741 \cdot 10^3 + \frac{22822.72 \cdot 10^3 \cdot 333373.5 \cdot 10^6}{327219.4 \cdot 10^6} \\ &= 30313.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena tendon posisi lurus (tidak ada bengkokan) maka nilai  $V_p$  adalah 0 atau tidak menahan geser.

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0,3 \left( \sqrt{f_c'} + f_{pe} \right) bw \cdot d + V_p \\ &= 0,3 \left( \sqrt{80} + 64.04 \right) 329.2179 + 0 = 15696.53 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena  $V_{cw} < V_{ci}$  maka digunakan  $V_{cw}$  sebagai  $V_c$

$$V_u = 22822.72 \text{ kN}$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$= 22822.72 / 0,75 - 15696.53 = 14733.763 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 4 kaki



$$S_{\text{perlu}} = \frac{4.0,25\pi.22^2.400.2179}{14733.763.10^3} = 89.903 \text{ mm} \text{ (Ps.6.8.10.3)}$$

Maka dipasang sengkang 4D22-75

- Penulangan blok ujung

### Tendon atas

Data perencanaan

Tendon unit 6-55

Min.breaking load = 14339 kN

$f'c$  = 80 MPa

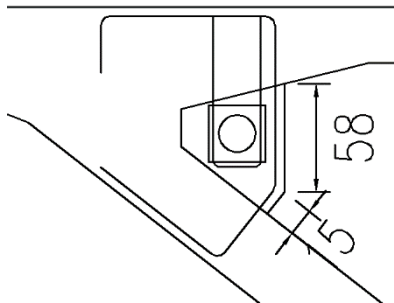
$fci$  = 56 MPa

$f_y$  = 400 MPa

diameter tulangan = 25 mm

selimut beton = 30 mm

spasi tulangan = 100 mm



Gambar 4. 143 Penulangan bok ujung atas-kiri (dalam cm)

Untuk tendon 6-55

$F_o = 0.8.f_{pu}$

$$= 0.8.14339 = 11471 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik saat transfer

$$\sigma_{\text{tarik}} = 0,25\sqrt{f_{ci}'}$$

$$= 0,25.\sqrt{56}$$

$$= 1,87 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik terjadi

$$0,18 f = 0,18 F_o/A \text{ (T.YLin hal 309)}$$

$$= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 580 \cdot 150$$

$$= 23.733 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$23.733 - 1,87 = 21.863 \text{ MPa}$$

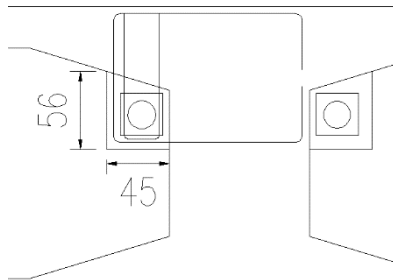
Gaya tarik yang dipikul tulangan

$$21.863 \text{ MPa} \times 100 \text{ mm} \times 580 \text{ mm} = 1136881.379 \text{ N}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 1136881.379 \text{ N} / 400 \text{ MPa} = 2842.203 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,25\pi \cdot 25^2 \cdot 400 \cdot 580}{1136881.379} = 100.1204 \text{ mm}$$

Maka sengkang D25-100 telah mencukupi kebutuhan (lihat gambar 4.143).



Gambar 4. 144 Penulangan blok ujung atas-kanan (dalam cm)

Tegangan tarik terjadi

$$0,18 f = 0,18 F_o/A$$

$$= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 560 \cdot 450$$

$$= 8.19 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$8.19 - 1,87 = 6.32 \text{ MPa}$$

Gaya tarik yang dipikul tulangan

$$6,32 \text{ MPa} \times 100 \text{ mm} \times 560 \text{ mm} = 354120 \text{ N}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 354120 \text{ N} / 400 \text{ MPa} = 885.3 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,25\pi \cdot 25^2 \cdot 400 \cdot 480}{354120} = 266.011 \text{ mm}$$

Maka sengkang D25-150 (lihat Gambar 4.144)

### Tendon bawah

Data perencanaan

Tendon unit 6-55

Min. breaking load = 14339 kN

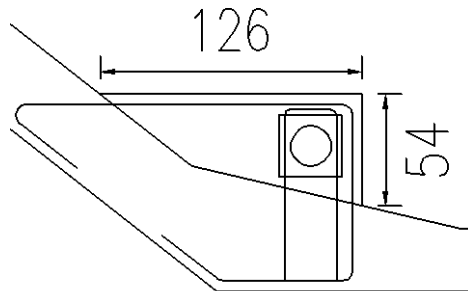
$f_c'$  = 80 MPa

$f_y$  = 400 MPa

diameter tulangan = 25 mm

selimut beton = 30 mm

spasi tulangan = 100 mm



Gambar 4. 145 Penulangan blok ujung kiri bawah (dalam cm)

Untuk tendon 6-55

$F_o = 0,8 f_{pu} = 0,8 \cdot 14339 = 11471 \text{ kN}$

Tegangan ijin tarik beton saat servis

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &= 0,5\sqrt{f_c'} \\ &= 0,5\sqrt{80} \\ &= 4,472 \text{ MPa}\end{aligned}$$

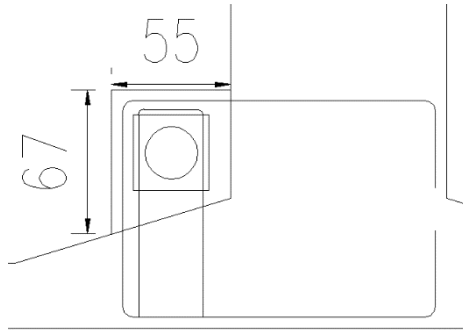
Tegangan tarik terjadi

$$\begin{aligned}0,18 f &= 0,18 F_o/A \\ &= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 540 \cdot 1260 \\ &= 3,03 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$3,03 - 4,472 = -1,43 \text{ MPa}$$

Karena beton masih mampu memikul gaya tarik yang terjadi maka akan digunakan tulangan yang sama dengan tendon atas sebagai pertimbangan kemudahan pemasangan (lihat gambar 4.145).



Gambar 4. 146 Penulangan blok ujung bawah kanan (dalam cm)

Tegangan tarik terjadi

$$\begin{aligned} 0,18 f &= 0,18 F_o/A \\ &= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 670 \cdot 550 \\ &= 3,58 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$3,58 - 4,472 = -0,892 \text{ MPa}$$

Karena beton masih mampu memikul gaya tarik yang terjadi maka akan digunakan tulangan yang sama dengan tendon atas sebagai pertimbangan kemudahan pemasangan (lihat Gambar 4.146).

- Kontrol dimensi blok ujung

#### **Tendon atas**

Data perencanaan

Tendon 6-55

Min. breaking load = 14339 kN

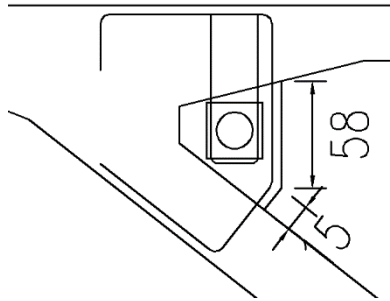
$f_c'$  = 80 MPa

lebar blok ujung, b = 200 mm

tinggi blok ujung, h = 580 mm

panjang blok ujung, p = 1000 mm

untuk desain penampang lihat gambar 4.147.



Gambar 4. 147 Penulangan blok ujung atas kiri (dalam cm)

Untuk tendon 6-55

$$F_o = 0,8 f_{pu}$$

$$= 0,8 \cdot 14339 = 11471 \text{ kN}$$

Luas geser blok ujung

$$A = (b+h) \cdot p = (200+580) \cdot 1000 = 780000 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A \cdot f_c' = 780000 \times 80 = 62400000 \text{ N}$$

Syarat,

$$F > F_o$$

$$62400 \text{ kN} > 11471 \text{ kN (memenuhi)}$$

### **Tendon bawah**

Data perencanaan

Tendon unit 6-55

$$\text{Min. breaking load} = 14339 \text{ kN}$$

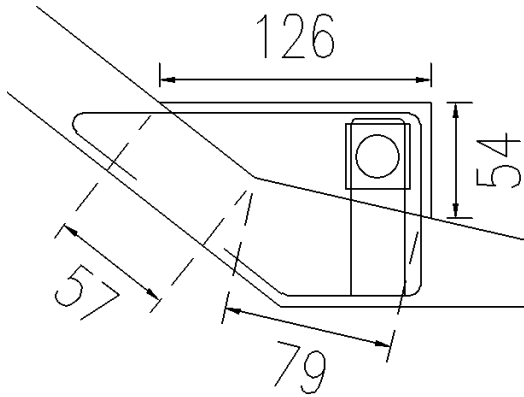
$$f_c' = 80 \text{ MPa}$$

$$\text{lebar blok ujung, } b = 570 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi blok ujung, } h = 1330 \text{ mm}$$

$$\text{panjang blok ujung, } p = 1000 \text{ mm}$$

untuk desain lihat gambar 4.148.



Gambar 4. 148 Penulangan blok ujung bawah-kiri (dalam cm)

Untuk tendon 6-55

$$F_o = 0,8 f_{pu}$$

$$= 0,8 \cdot 14339 = 11471 \text{ kN}$$

Luas geser blok ujung

$$A = (b+h) \cdot p = (570+1330) \cdot 1000 = 1900000 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A \cdot f_c' = 1900000 \times 80 = 152000000 \text{ N}$$

Syarat,

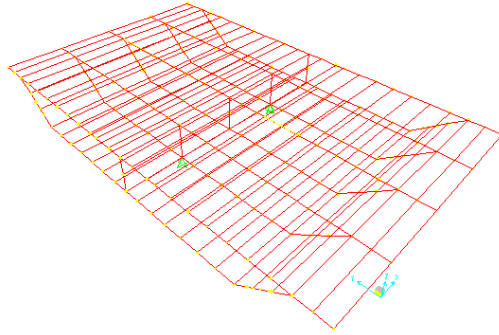
$$F > F_o$$

$$152000 \text{ kN} > 11471 \text{ kN} \text{ (memenuhi)}$$

#### 14. Penulangan Arah Transversal

- Penulangan flens

Untuk mengantisipasi momen arah transversal akibat kendaraan, maka disamping tulangan lentur arah transversal dimana permodelannya menggunakan program bantu SAP2000. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 4.149.



Gambar 4. 149 Permodelan untuk penulangan melintang box

Data perencanaan

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 80 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 \text{diameter tulangan} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{cover beton} &= 30 \text{ mm} \\
 \text{tinggi efektif, } d &= 245 \text{ mm} \\
 \text{lebar badan, } b_w &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tumpuan

$$M_u = 798.28 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u/0.8 = 997.85 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{997.85 \cdot 10^6}{1000 \cdot 250^2} = 15.224$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{400}{0.85 \cdot 80} = 5.88$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{382.5 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{(600 + f_y) \cdot x_f y} = \frac{382.5 \cdot 80 \cdot 0.814}{(600 + 400) \cdot 400} = 0.062$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,038$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d \\
 &= 0.038 \times 1000 \times 245 = 9310 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S \text{ perlu} = \frac{b \times As \text{ tulangan}}{As \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 0.25.3.14.25^2}{9310} = 52 \text{ mm}$$

Dipasang D25-50 dengan  $As = 9812.5 \text{ mm}^2$  (memenuhi)

Lapangan

$$Mu = 625.3 \text{ kNm}$$

$$Mn = Mu/0.8 = 781.62 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{781.62.10^6}{1000.250^2} = 12.5$$

$$M = \frac{fy}{0.85.fc} = \frac{400}{0.85.80} = 5.88$$

$$\rho_{\min} = 1,4/fy = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{382.5.fc'.\beta_1}{(600+fy)xfy} = \frac{382.5 \times 80 \times 0.814}{(600+400) \times 400} = 0.062$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}} \right) = 0,034$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

$$As \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}}.b.d \\ = 0.035 \times 1000 \times 245 = 8575 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = \frac{b \times As \text{ tulangan}}{As \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 0.25.3.14.25^2}{8575} = 57 \text{ mm}$$

Dipasang D25-50 dengan  $As = 9812.5 \text{ mm}^2$  (memenuhi)

#### • Penulangan web

Direncanakan tulangan geser dipasang pada daerah web dengan data-data sebagai berikut

Data perencanaan

$fc'$	= 80 MPa
$fy$	= 400 MPa
diameter tulangan	= 25 mm
cover beton	= 30 mm
tinggi efektif, d	= 345 mm
lebar badan, bw	= 1000 mm

$$Mu = 628.3 \text{ kNm}$$

$$Mn = Mu/0.8 = 783.375 \text{ kNm}$$



$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{783.375 \cdot 10^6}{1000 \cdot 345^2} = 6.58$$

$$M = \frac{fy}{0.85 \cdot fc} = \frac{400}{0.85 \cdot 80} = 5.88$$

$$\rho_{\min} = 1,4/fy = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{382.5 \cdot fc' \cdot \beta_1}{(600 + fy) \cdot xfy} = \frac{382.5 \cdot 80 \cdot 0.814}{(600 + 400) \cdot 400} = 0.062$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,0344$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{fy}} \right) = 0,017$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d \\ &= 0.035 \times 1000 \times 345 = 5865 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ perlu} = \frac{b \times \text{As tulangan}}{\text{As perlu}} = \frac{1000 \times 0.25 \cdot 3.14 \cdot 25^2}{5865} = 83 \text{ mm}$$

Dipasang D25-75 dengan  $\text{As} = 6541.66 \text{ mm}^2$  (memenuhi)

### 15. Perencanaan *Shear Key Joint*

Dimensi bidang geser tiap segmen

Flens atas = 564 cm x 25 cm

Flens bawah = 419 cm x 25 cm

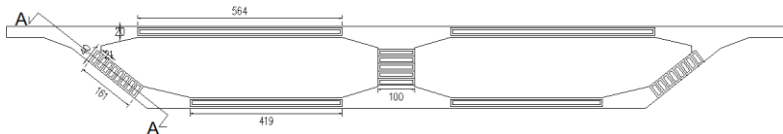
Badan tengah = 5 x 100 cm x 20 cm

Web = 12 x 40 cm x 21 cm

Luas beton yang memikul geser

$$\begin{aligned} A_c &= (564 \times 25 \times 2) + (419 \times 25 \times 2) + (5 \times 100 \times 20) + (12 \times 40 \times 21) \\ &= 69230 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk lebih jelasnya lihat gambar 4.150 dan 4.151



Gambar 4. 150 Rencana *shear-key joint*



$V_d$  = gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

$V_i$  = gaya geser akibat beban luar tidak terfaktor

$$M_{cr} = \frac{I}{yt} \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - fd \right)$$

$$fd = \frac{M_d \cdot yt}{I} = \frac{327219.1 \cdot 10^6 \cdot 1.13 \cdot 10^3}{11.625 \cdot 10^{12}} = 31.802 \text{ MPa}$$

$$f_{pe} = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I}$$

$$= \frac{516186 \cdot 10^3}{15.9518 \cdot 10^6} + \frac{180665 \cdot 1.10^3 \cdot 819.969}{11.625 \cdot 10^{12}} + \frac{335520.9 \cdot 10^3 \cdot 1130.1280}{11.625 \cdot 10^{12}}$$

$$= 80.254 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{11.625 \cdot 10^{12}}{1280} \left( \frac{\sqrt{80}}{2} + 80.254 - 31.802 \right) = 480658.65 \text{ kNm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{80}}{20} \cdot 21460.2175,5 + 6741 \cdot 10^3 + \frac{15073.87 \cdot 10^3 \cdot 480658.65 \cdot 10^6}{327219.12 \cdot 10^6}$$

$$= 44718.66 \text{ kN}$$

Kondisi retak geser bagian badan

Karena tendon posisi lurus (tidak ada bengkokan) maka nilai  $V_p$  adalah 0 atau tidak menahan geser.

$$V_{cw} = 0,3 \left( \sqrt{f_c'} + f_{pe} \right) b_w \cdot d + V_p$$

$$= 0,3 \left( \sqrt{80} + 80.254 \right) 21460.1650 + 0 = 947526.483 \text{ kN}$$

Karena  $V_{ci} < V_{cw}$  maka digunakan  $V_{ci}$  sebagai  $V_c$

$$\phi(V_c + V_s) > V_u$$

$$V_u / \phi - (V_c + V_s) = (22822.72 / 0.75) - (44718.66)$$

$$(22822.72 / 0.75) - 44718.66 = -14288,36 \text{ kN}$$

Maka tidak diperlukan tulangan geser tambahan.

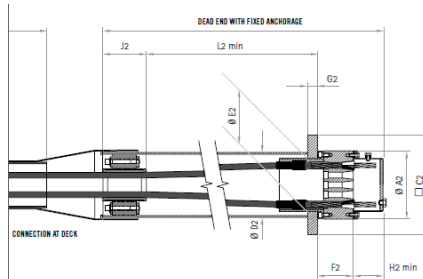
#### 4.6.5 Perencanaan Angkur Pada Gelagar

Angkur kabel dipasang sesuai jumlah *strand* dan gaya stressing nya yang telah dihitung. Perencanaan ini meliputi cek tegangan beton saat stressing serta kebutuhan tulangan pencair (*bursting*) dan tulangan pecah (*spalling*).

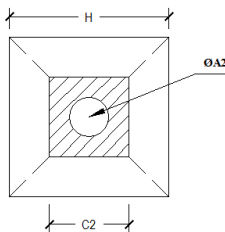
Berikut adalah nilai gaya tarik dan detail serta spesifikasi angkur yang digunakan dapat dilihat pada tabel 4.36 dan tabel 4.37, serta gambar 4.152 dan gambar 4.153.

Tabel 4. 36 Gaya tarik kabel pada gelagar

kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)
M1	2145.8	M14	6861.448	S3	4099.06
M2	3457.836	M15	7176.022	S4	4262.108
M3	4545.329	M16	7508.402	S5	4183.277
M4	5107.26	M17	7759.313	S6	4041.684
M5	5361.342	M18	7865.584	S7	3909.488
M6	5482.219	M19	7795.776	S8	3813.812
M7	5507.791	M20	7497.852	S9	1436.756
M8	5564.398	M21	6853.877	S10	1525.319
M9	5622.649	M22	5836.189	S11	1644.493
M10	5771.088	M23	4333.164	S12	1793.883
M11	5952.803	M24	2190.177	S13	3742.903
M12	6212.95	S1	2502.471	S14	5925.777
M13	6507.929	S2	3403.204	S15	6224.405



Gambar 4. 152 Detail angkur VSL SSI 2000 yang digunakan



Gambar 4. 153 Notasi dimensi angkur

Tabel 4. 37 Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 digunakan

Dead End

Stay Pipe

TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm	ØD2 mm	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

Contoh perhitungan angkur kabel M6 dengan tendon 6-55

$$T = 5482.22 \text{ kN}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$\text{ØA2} = 430 \text{ mm}$$

$$A1 = H \times H = 490000 \text{ mm}^2$$

$$C2 = 650 \text{ mm}$$

$$A2 = (C2 \times C2) - \text{area } \text{ØA2} = 277353.5 \text{ mm}^2$$

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari dengan kuat tekan beton diperkirakan 70%  $f'c$ .

$$f_{ci} = 70 \% \times 80 \text{ MPa} = 56 \text{ MPa}$$

$$f_{cp} = 0.8 \times f_{ci} \times \sqrt{\frac{A1}{A2} - 0.2}$$

$$= 0.8 \times 56 \times \sqrt{\frac{490000}{277353.5} - 0.2} = 56.07 \text{ MPa}$$

Tegangan di bawah plat angkur

$$ft = T/A^2$$

$$= 5482219/277353 = 19.76 \text{ MPa}$$

Syarat,  $ft < f_{cp} = 32.61 \text{ MPa}$  (oke)

Untuk kontrol angkur kabel lainnya dapat dilihat pada tabel 4.38

Tabel 4. 38 Kontrol tegangan beton saat stressing pada kabel di gelagar

Kabel	Angkur (strand)	Gaya (N)	fcp (Mpa)	ft (Mpa)	Kontrol (ft<fcp)
M1	55	2145800	58.46858	11.34468	oke
M2	55	3457836	58.46858	18.28131	oke
M3	61	4545329	62.41436	19.85979	oke
M4	61	5107260	62.41436	22.31502	oke
M5	73	5361342	56.07519	19.33036	oke
M6	73	5482219	56.07519	19.76618	oke
M7	73	5507791	56.07519	19.85838	oke
M8	73	5564398	56.07519	20.06248	oke
M9	91	5622649	56.98581	15.9718	oke
M10	109	5771088	52.39015	14.13511	oke
M11	112	5952803	54.86257	12.49113	oke
M12	115	6212950	54.86257	13.03701	oke
M13	118	6507929	54.86257	13.65598	oke
M14	121	6861448	54.86257	14.39779	oke
M15	124	7176022	54.86257	15.05788	oke
M16	127	7508402	54.86257	15.75534	oke
M17	127	7759313	54.86257	16.28184	oke
M18	127	7865584	54.86257	16.50483	oke
M19	127	7795776	54.86257	16.35835	oke
M20	127	7497852	54.86257	15.7332	oke
M21	127	6853877	54.86257	14.38191	oke
M22	115	5836189	54.86257	12.24643	oke
M23	109	4333164	59.83661	10.61321	oke
M24	91	2190177	66.12316	6.431192	oke
S1	55	2734032	90.51824	14.45461	oke
S2	55	3741907	90.51824	19.78317	oke
S3	55	4490336	90.51824	23.74005	oke
S4	55	4743315	90.51824	25.07753	oke
S5	55	4732129	90.51824	25.01839	oke
S6	55	4669206	90.51824	24.68572	oke
S7	55	4628600	90.51824	24.47104	oke
S8	55	4664086	90.51824	24.65866	oke

Perhitungan tulangan daerah pengangkuran berdasarkan SNI 03 2847-2002 Ps 20.13.3.2.

Kebutuhan tulangan pencair :

$$\begin{aligned} T_{\text{pencair}} &= 0.25 \times T \times \left(1 - \frac{c^2}{h}\right) \\ &= 0.25 \times 5482.219 \times \left(1 - \frac{650}{700}\right) = 97.897 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{pencair}} &= 0.5 (h - 2.e) \\ &= 0.5 (700 - 2.0) = 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan sengkang penutup D13 dengan  $A_s = 132.665 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= T_{\text{pencair}} / f_y \\ &= 97897 / 400 = 244.742 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= A_{s \text{ perlu}} / A_{s \text{ pakai}} \\ &= 244.742 / 132.665 \\ &= 1.845 = 4 \text{ buah sengkang} \end{aligned}$$

Spasi antar sengkang

$$\begin{aligned} s &= d_{\text{pencair}} / n \\ &= 350 / 1.845 = 189 = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang sengkang 4D13-100

Untuk mencegah pecah (spalling), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2% T

$$2\% T = 2\% \times 5482.219 = 112.453 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= 2\% T / f_y \\ &= 112453 / 400 \\ &= 281.132 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan UD12 dengan  $A_s = 132.665 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} n &= A_{s \text{ perlu}} / A_{s \text{ pakai}} \\ &= 281.132 / 132.665 \\ &= 2.19 = 3 \text{ buah tulangan U} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan berikutnya ditabelkan pada lampiran.

#### 4.6.6 Perencanaan Perletakan Pada Gelagar

Pada modifikasi jembatan Ngujang II ini akan digunakan perletakan jembatan yang berfungsi meneruskan beban dari bangunan atas ke bangunan bawah jembatan. Perletakan yang digunakan pada jembatan ini merupakan pelat baja sirkular (pot

bearing). Dengan penggunaan perletakan pot bearing tersebut akan mampu mengakomodasi perpindahan arah akibat beban yang ada.

Asumsi perletakan yang digunakan dalam permodelan modifikasi ini adalah rol-rol di kedua ujung gelagar seperti terlihat pada gambar 4.154.



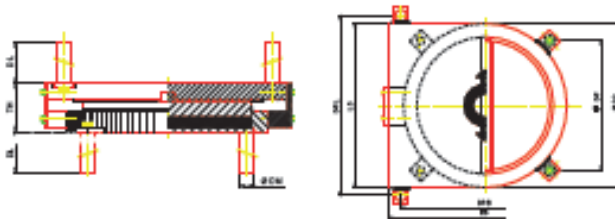
Gambar 4. 154 Asumsi perletakan jembatan

Dari hasil analisa MIDAS/CIVIL diperoleh gaya pada perletakan sebesar :

$$H = 692,7 \text{ kN}$$

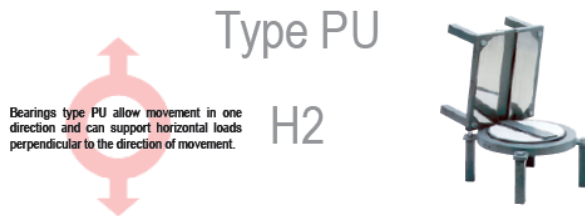
$$V = 18779,4 \text{ kN}$$

Dari hasil reaksi *vertical* pada perletakan pot bearing, maka akan direncanakan *unidirectional pot bearing* VSL tipe PU 2000/1400/H2 EN dengan jumlah 4 buah. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat pada gambar 4.155 dan tabel 4.39.



Gambar 4. 155 Dimensi *pot bearing*



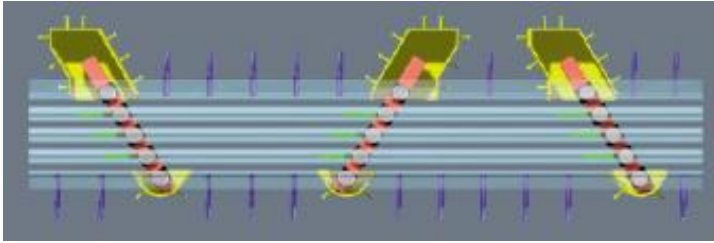
Tabel 4. 39 Spesifikasi *pot bearing*

## Bearings according to Euronorm EN 1337

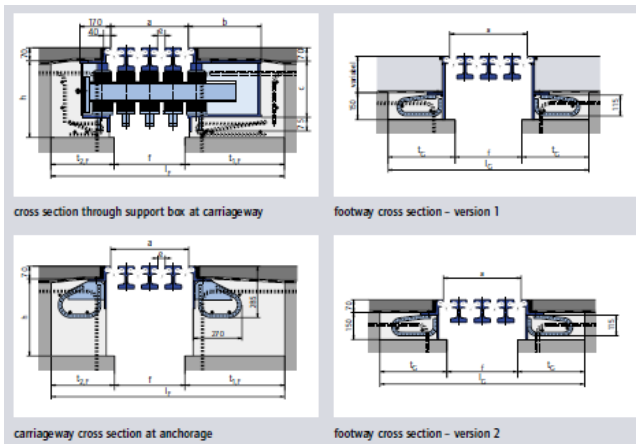
BEARING TYPE	V MAX ULS (kN)	H MAX ULS (kN)	V MAX SLS (kN)	H MAX SLS (kN)	V min SLS, ULS (kN)	Aprox. Weight (kg)
PU 100/70/H2 EN	977	210	700	140	350	40
PU 200/140/H2 EN	1.953	420	1.400	280	700	57
PU 300/220/H2 EN	3.069	660	2.200	440	1.100	101
PU 390/280/H2 EN	3.906	840	2.800	560	1.400	135
PU 490/350/H2 EN	4.883	1.050	3.500	700	1.750	172
PU 630/450/H2 EN	6.278	1.350	4.500	900	2.250	249
PU 700/500/H2 EN	6.975	1.500	5.000	1.000	2.500	320
PU 840/600/H2 EN	8.370	1.800	6.000	1.200	3.000	377
PU 900/650/H2 EN	9.068	1.950	6.500	1.300	3.250	421
PU 1000/700/H2 EN	9.765	2.100	7.000	1.400	3.500	450
PU 1120/800/H2 EN	11.160	2.400	8.000	1.600	4.000	515
PU 1200/850/H2 EN	11.858	2.550	8.500	1.700	4.250	559
PU 1320/950/H2 EN	13.253	2.850	9.500	1.900	4.750	633
PU 1400/1000/H2 EN	13.950	3.000	10.000	2.000	5.000	670
PU 1535/1100/H2 EN	15.345	3.300	11.000	2.200	5.500	843
PU 1700/1200/H2 EN	16.740	3.600	12.000	2.400	6.000	926
PU 1800/1300/H2 EN	18.135	3.900	13.000	2.600	6.500	1.013
PU 2000/1400/H2 EN	19.530	4.200	14.000	2.800	7.000	1.150
PU 2100/1500/H2 EN	20.925	4.500	15.000	3.000	7.500	1.287
PU 2250/1600/H2 EN	22.320	4.800	16.000	3.200	8.000	1.428
PU 2400/1700/H2 EN	23.715	5.100	17.000	3.400	8.500	1.559
PU 2500/1800/H2 EN	25.110	5.400	18.000	3.600	9.000	1.677
PU 2650/1900/H2 EN	26.505	5.700	19.000	3.800	9.500	1.780
PU 2800/2000/H2 EN	27.900	6.000	20.000	4.000	10.000	1.913
PU 3000/2200/H2 EN	30.690	6.600	22.000	4.400	11.000	2.367

4.6.7 Perencanaan *Expansion Joint*

Untuk mengantisipasi deformasi arah longitudinal diperlukan *expansion joint* pada kedua sisi *abutment* yang menyambungkan gelagar dengan oprit jembatan. Digunakan jenis *expansion joint* yang mensupport perpindahan ke satu sisi longitudinal jembatan saja. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 4.156 dan gambar 4.157.



Gambar 4. 156 Jenis *expansion joint* yang digunakan (MAURER swivel-Joist)



Gambar 4. 157 Detail *expansion joint* yang digunakan (MAURER swivel-Joist)

Dari hasil analisa MIDAS/CIVIL diperoleh perpindahan max arah longitudinal pada ujung gelagar sebesar :

$$dx = 24 \text{ mm}$$

maka digunakan tipe *expansion joint* DS160 dengan toleransi perpindahan sebesar 160 mm. untuk spesifikasi dan dimensinya dapat dilihat pada tabel 4.40.

Tabel 4. 40 Dimensi dan spesifikasi *expansion joint*

n	type	a [mm]	b [mm]	c [mm]	h [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	t <sub>G</sub> [mm]	f <sub>min</sub> [mm]	f <sub>max</sub> [mm]	l <sub>f</sub> [mm]	l <sub>G</sub> [mm]
2	D5160	150	215	290	420	350	350	115	130	815	815
3	D5240	270	255	300	430	395	380	225	250	1015	985
4	D5320	390	285	310	440	435	390	300	370	1170	1080
5	D5400	510	355	320	450	510	400	410	490	1430	1210
6	D5480	630	380	330	460	550	410	520	610	1620	1340
7	D5560	750	410	340	470	590	420	630	730	1810	1470
8	D5640	870	430	350	480	620	430	740	850	1980	1600
9	D5720	990	460	360	490	660	440	850	970	2170	1730
10	D5800	1110	490	370	500	690	450	960	1090	2340	1860
11	D5880	1230	515	380	510	730	460	1070	1210	2530	1990
12	D5960	1350	550	390	520	770	470	1180	1330	2720	2120
13	D51040	1470	585	400	530	820	480	1290	1450	2930	2250
14	D51120	1590	615	410	540	860	490	1400	1570	3120	2380
15	D51200	1710	645	420	550	900	500	1510	1690	3310	2510

#### 4.6.8 Kontrol Stabilitas Aerodinamis

Perilaku aerodinamis akibat angin terhadap jembatan *cabl* *stayed* perlu untuk dianalisa dan dikontrol, karena perilaku ini merupakan salah satu penyebab terjadinya kegagalan struktur. Analisa stabilitas pada desain ini meliputi *vortex-shedding* (tumpahan pusaran angin) dan *flutter* (efek ayunan). Akan tetapi dalam menganalisa efek angin yang bekerja pada jembatan seperti desain ini, sebenarnya perlu adanya *wind tunnel test* menggunakan model berskala.

##### 1. Frekwensi alami

Dihitung dengan frekwensi lentur balok ( $f_B$ ) dan frekwensi alam akibat torsi ( $f_T$ ) yang didekati menggunakan persamaan berikut ini :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left( \frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2}$$

$$f_T = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{GJt}{Jp}}$$

Dimana :

$f_B$  = frekwensi alami lentur balok (Hz)

$g$  = percepatan gravitasi ( $m/s^2$ ) = 9,81  $kg/cm^2$

$v_{maks}$  = deformasi statis maksimum akibat berat sendiri

- = 0,902 m (dari analisa MIDAS CIVIL)
- $f_T$  = frekwensi alami torsi (Hz)
- $J_p$  = Inersia polar per satuan panjang lantai kendaraan
- $J_t$  = konstanta torsi
- $GJ_t$  = kekakuan torsi penampang lantai kendaraan
- $L$  = bentang utama jembatan

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{35.5 \cdot 10^4}{15.9518 \cdot 10^2}} = 14.91 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{11.625 \cdot 10^4}{15.9518 \cdot 10^2}} = 8.53 \text{ m}$$

$$J_t = \sum \left( 1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^2 y}{3}$$

maka, perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut:

no	x	y	jumlah	c	total
bidang	(m)	(m)	bidang		
1	0.3	10.25	2	0.090549	0.181098
2	0.32	0.8	2	0.006536	0.013072
3	0.16	0.32	2	0.000299	0.000599
4	0.44	0.65	2	0.010586	0.021171
5	0.24	1	2	0.003911	0.007823
6	0.13	0.16	2	5.72E-05	0.000114
7	0.4	0.51	2	0.005504	0.011008
8	0.4	1.47	2	0.025984	0.051968
9	0.01	0.01	2	1.23E-09	2.47E-09
10	0.01	0.35	2	1.15E-07	2.29E-07
11	0.23	0.3	2	0.000629	0.001258
12	0.29	0.36	2	0.001441	0.002883
13	0.3	1.29	2	0.009909	0.019818
14	0.3	6.36	2	0.055539	0.111078
15	0.3	1	2	0.007299	0.014598
16	0.5	2.25	2	0.080625	0.16125
17	0.3	1	2	0.007299	0.014598
				konstanta torsi (c/jt)	0.612336

L2 (lebar plat box) = 21.5 m

C2 = 1 m x 6.5 m

Modulus elastisitas beton = 4203808 MPa

Maka kekakuan torsi (G) dapat dihitung menggunakan rumus :

$$G = \frac{9.Ebp \times C}{L^2(1-\frac{C^2}{L^2})^3}$$

$$= 31730595$$

Maka frekwensi torsi dapat dihitung:

$$f_t = \frac{1}{2(250)} \sqrt{\frac{31730595 \times 0.612}{47.175}} = 1.283 \text{ Hz}$$

$$f_b = \frac{1.1}{2.\pi} \times \sqrt{\frac{9.81}{0.902}} = 0.577 \text{ Hz}$$

Syarat yang dipakai adalah nilai pada *mode* yang sesuai persamaan berikut  $f_T/f_B \cong 2,5$  (Mathivat).

$$\frac{f_T}{f_B} = 2.28 \text{ Hz}$$

## 2. Efek *vortex-shedding*

Pada kecepatan angin tertentu yang disebut dengan kecepatan kritis, akan terjadi pusaran angin (*vortex-shedding*). Untuk memperoleh nilai percepatan kritis tersebut, digunakan persamaan angka *Strouhal* (S).

$$S = \frac{f_B \cdot h}{V} \text{ (Walther, 1999, 7.3.2 – 7.11)}$$

Dimana :

S = angka *Strouhal*

$f_B$  = frekwensi alami lentur balok

h = tinggi lantai kendaraan

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

Kecepatan angin (V) dicari dengan menggunakan persamaan angka *Strouhal*. Dipakai angka *Strouhal* (s) = 0,2, tinggi lantai kendaraan (h) = 2,25 m

$$V = \frac{0.577 \cdot 2,25}{0,2} = 6.498 \text{ m/s}$$

Selanjutnya dilakukan evaluasi efek pusaran dengan angka *Reynold* ( $Re$ ). Akibat kecepatan angin yang bekerja besarnya angka *Reynold* harus memenuhi persyaratan, nilai  $Re$  harus berkisar antara  $10^5 - 10^7$ . Berikut persamaan untuk angka *Reynold*.

$$Re = \frac{VB}{\bar{\nu}} \text{ (Walther, 1999, 7.3.2 – 7.10)}$$

Dimana :

$Re$  = angka *Reynold*

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

$B$  = lebar lantai kendaraan

$\bar{\nu}$  = viskositas kinematik udara ( $0,15 \text{ cm}^2/\text{dt}$ )

$$R_e = \frac{6.498 \cdot 14}{0,15 \cdot 10^{-4}} = 9,31 \times 10^6$$

Maka, nilai  $Re$  memenuhi persyaratan.

Akibat adanya terpaan angin, akan terjadi gaya angkat (*uplift*) yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_o = \rho \frac{V^2}{2} C_h \text{ (Walther, 1999, 7.3.2 – 7.13)}$$

Dimana :

$F_o$  = gaya angkat

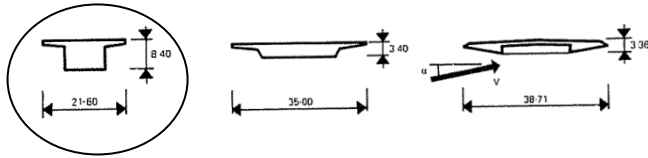
$\rho$  = berat volume udara ( $1,3 \text{ kg/m}^3$ )

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

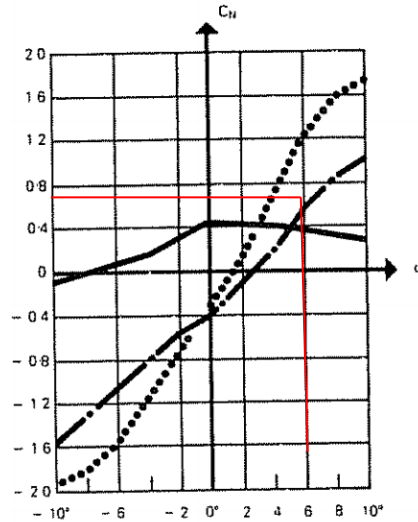
$C$  = koefisien gaya angkat lantai kendaraan

$h$  = tinggi lantai kendaran

besarnya nilai koefisien  $C$  dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 4.158 dan Gambar 4.159.



Gambar 4. 158 Macam penampang dek



Gambar 4. 159 Koefisien CN

Grafik koefisien  $C_N$  diatas merupakan hasil dari tiga bentuk penampang lantai kendaraan dari beberapa jembatan yang sudah ada (sudah dibangun). Berdasarkan bentuk penampang lantai kendaraan yang didesain, penampang yang paling kiri (yang ditandai dengan lingkaran) cukup mempresentasikan bentuk penampang lantai kendaraan yang didesain. Dengan  $\alpha$  diambil sebesar  $0^\circ$ , maka akan didapat nilai koefisien  $C_N$  sebesar 0,4. Tetapi pada kondisi nyata, angin tidak selalu mengenai lantai kendaraan dalam arah horizontal secara sempurna. Terkadang nilai  $\alpha$  dapat berubah berkisar antara  $3^\circ$  sampai dengan  $9^\circ$ , maka sebagai perbandingan coba diambil nilai  $\alpha$  rata-rata sebesar  $6^\circ$ . sehingga didapat nilai  $C_N$  sebesar 0,38. Maka dari perbandingan

tersebut nilai  $C_N$  yang dipakai dalam desain adalah yang paling besar yaitu 0,4.

$$F_o = 1,3 \cdot \frac{6.498^2}{2} \cdot 0,38.2,25 = 23.47 \text{ N/m}$$

Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini :

$$v = \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{\max}$$

dimana :

$v$  = amplitudo osilasi

$\delta$  = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)

$F_o$  = gaya angkat

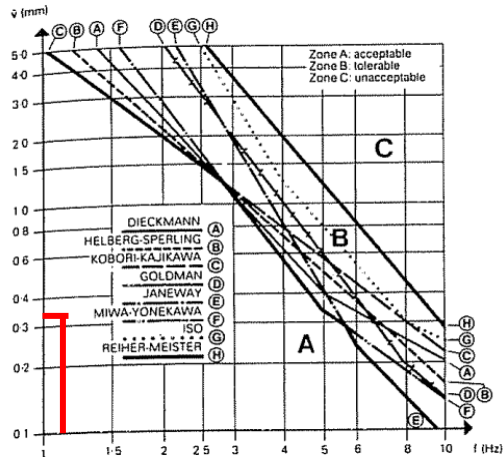
$v_{\max}$  = deformasi statis maksimum karena berat sendiri

$m$  = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

$$\hat{v} = \frac{\pi}{0,05} \cdot \frac{23.47}{383.112.10^3} \cdot 0.902 = 3.47 \text{ mm}$$

Maka dapat diketahui klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo ( $v$ ) dengan melakukan plot nilai amplitudo osilasi sebesar 3.47 mm dengan frekuensi sebesar 0.577 Hz yang masuk ke dalam zona *acceptable*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.160.



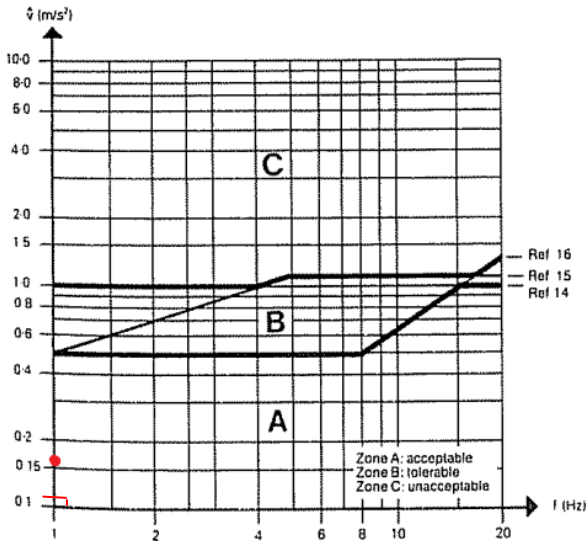


Gambar 4. 160 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitude

Sedangkan untuk klasifikasi efek psikologi berdasarkan percepatan getaran ( $\ddot{v}$ ) dapat diperoleh dengan melakukan plot nilai  $\hat{v}$  dan  $f_B$  pada grafik terkait yang untuk lebih jelasnya lihat Gambar 4.161.

$$\begin{aligned}\hat{v} &= 4\pi^2 \times f^2 \times \hat{v} \\ &= 4\pi^2 \times 0.577^2 \times 0,003 \\ &= 0.014544\text{m/s}^2\end{aligned}$$

Percepatan sebesar  $1.498 \text{ m/s}^2$  dengan frekuensi  $1.107 \text{ Hz}$  masuk dalam zona *acceptable*.

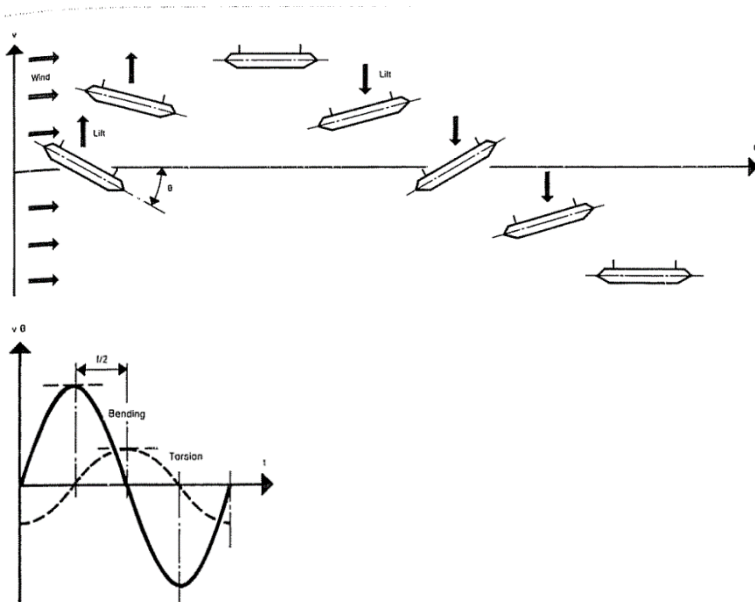


Gambar 4. 161 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther,1999)

Dari kedua grafik diatas didapat kesimpulan bahwa desain jembatan ini dapat diterima (*acceptable*) baik berdasarkan nilai amplitudo ( $v$ ) vs frekwensi alami lentur balok ( $f_B$ ) maupun nilai percepatan getaran ( $\ddot{v}$ ) vs frekwensi alami torsi ( $f_T$ ).

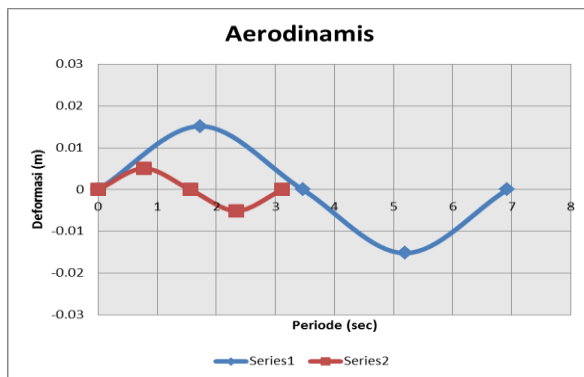
**3. Efek Flutter (Ayunan)**

Fenomena efek ayunan ini yang terjadi pada kecepatan kritis akan menimbulkan ayunan lentur ( $f_B$ ) dan ayunan torsi ( $f_t$ ) yang harus dihindari adalah nilai amplitude akibat ayunan lentur dan ayunan torsi tidak terjadi secara bersamaan. Maka dari itu desain yang ideal, nilai perbandingan dari keduanya sebaiknya memiliki perbedaan fase sebesar  $\pi/2$  atau berkisar 1,57 detik. Untuk lebih jelasnya lihat ilustrasi pada Gambar 4.162 berikut ini.



Gambar 4. 162 Efek ayunan dengan beda fase  $\pi/2$

Berikut adalah efek *flutter* hasil permodelan midas yang dapat dilihat pada Gambar 4.163.



Gambar 4. 163 Grafik efek flutter

Untuk mendapatkan kecepatan kritis teoritis ( $V_{\text{kritis teoritis}}$ ), dapat digunakan metode KLOEPPEL, dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_{\text{kritis teoritis}} = 2\pi \cdot f_B \cdot b$$

$$b = 0,5 \text{ lebar lantai kendaraan}$$

Dimana nilai  $V_{\text{kritis teoritis}}$  dapat dicari secara grafis dari Gambar 9.14 dan tergantung dari tiga (3) besaran berikut ini :

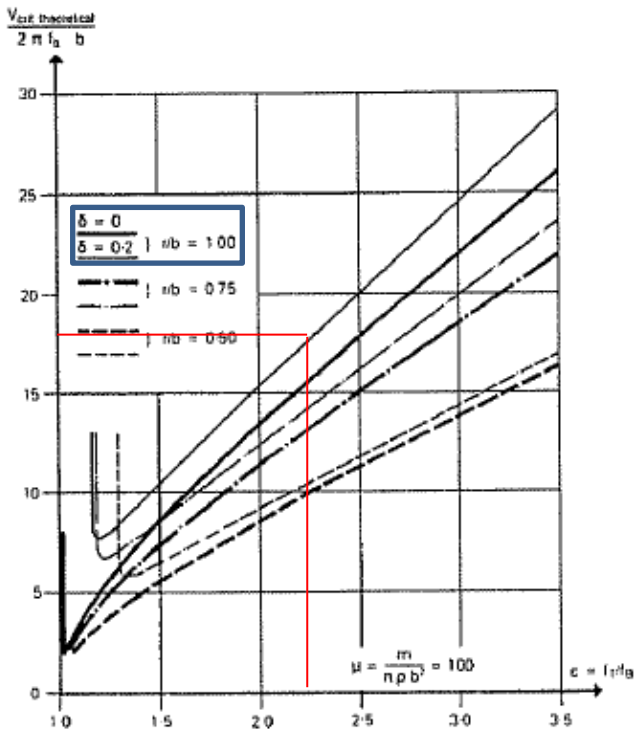
$$\begin{aligned} \mu &= \frac{m}{\pi \rho b^2} \\ &= \frac{383112}{\pi \times 13 \times 7^2} \\ &= 191.538 \end{aligned}$$

$$\delta = 0,05$$

$$\begin{aligned} r/b &= 8.53/7 \\ &= 1,21 \text{ dipakai } = 1,00 \end{aligned}$$

$$\varepsilon = \frac{f_T}{f_B} = \frac{1.238}{0.577} = 2.221$$

Untuk menentukan nilai kecepatan kritis teoritis perlu dicari nilai faktor pengali yang didapatkan dari Gambar 4.164 dengan melakukan plot nilai perbandingan frekwensi torsi dengan frekwensi lentur ( $f_T/f_B$ ) yang telah didapat.

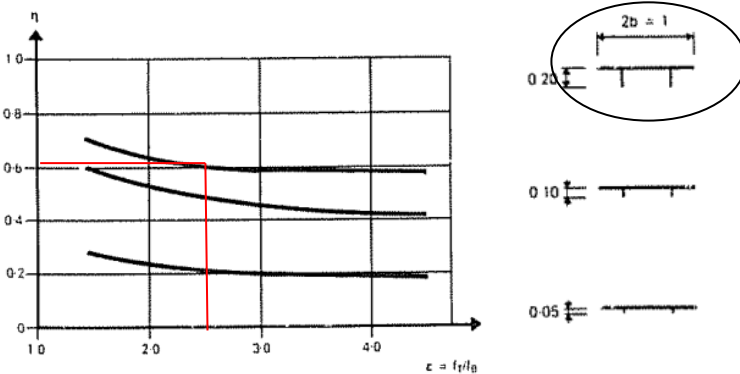


Gambar 4. 164 kecepatan kritis teoritis untuk efek ayunan (Walther,1999)

$$\frac{V_{\text{kritis-teoritis-MIDAS}}}{2\pi f_B b} = 17 \dots \text{(dari Gambar 4.59)}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis teoritis-MIDAS}} &= 17 \cdot (2\pi \cdot f_B \cdot b) \\ &= 17 \cdot (2\pi \cdot 0.577 \cdot (0,5 \cdot 14)) \\ &= 431.6889 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Besar kecepatan kritis teoritis ini harus dikoreksi menjadi kecepatan kritis actual, menggunakan grafik berikut, lihat Gambar 4.165.



Gambar 4. 165 Grafik koefisien koreksi (Walther,1999)

Dari grafik diatas, dengan menyesuaikan bentuk penampang yang paling mendekati didapat nilai  $\eta = 0,65$ .

$$V_{\text{kritis actual}} = 0,61 \cdot 431.6889 \text{ m/dt} = 263.330 \text{ m/dt} \dots (\text{OK}) > V_{\text{desain}} = 21,85 \text{ m/dt}$$

Dengan demikian menunjukkan bahwa, pada kondisi nyata dilapangan angin bertiup dengan kecepatan 263.330 m/dt, maka akan muncul efek ayunan (*flutter*). Maka dari itu kecepatan angina di lapangan tidak boleh lebih dari itu, sedangkan pada perencanaan telah didesain dengan kecepatan 21,85 m/dt. Sehingga analisa efek ayunan memenuhi. Analisa ini perlu dilanjutkan dengan pembuktian menggunakan model replica pada terowongan angin, agar diperoleh hasil yang akurat.

#### 4.7 Pylon

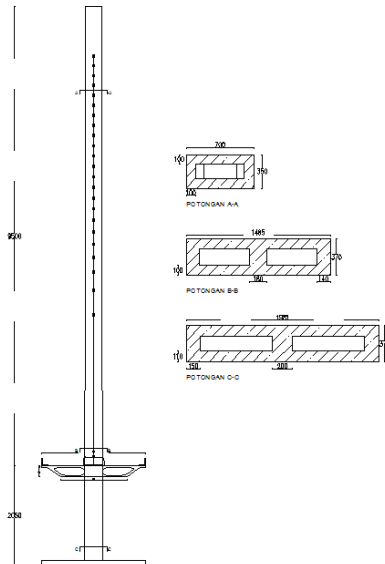
Dalam desain jembatan *cable stayed*, struktur *pylon* (menara) merupakan perpanjangan dari bangunan bawah. Strktrur *pylon* bekerja untuk menahan beban yang terjadi pada lantai kendaraan baik berupa beban hidup maupun beban mati, beban dari lantai

kendaraan disalurkan melalui kabel ke *pylon* untuk kemudian ditransfer ke pondasi.

Dalam analisisnya akan dilakukan kontrol terhadap kelangsingan kolom. Gaya dalam yang terjadi pada *pylon* disajikan dalam dua kondisi pembebanan, yaitu akibat beban dinamik (gempa) dan beban statik.

#### 4.7.1 Gaya Dalam Pada *Pylon Tipe Single Pylon*

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan pada struktur *pylon* akan dibagi menjadi tiga bagian yaitu kaki *pylon* dan kolom *pylon*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.166.



Gambar 4. 166 Struktur *pylon* tipe *single plane*

Sedangkan untuk nilai gaya dalam yang terjadi pada penampang *pylon* dan balok pengaku akibat kombinasi rencana diperoleh hasil dari analisa menggunakan program bantu MIDAS CIVIL 2011. Adapun hasil gaya dalam dapat dilihat pada Tabel 4.41 dan Tabel 4.42.

Tabel 4. 41 Gaya dalam pada kaki *pylon*

Kaki Pylon		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
KUAT 3	max	1183.2	11954.19	2289.03	19288.06	457548.94	-10714.71
	min	-205714.37	-132963.8	2289.03	19288.06	-297.2	-14534.59
KUAT 4	max	1183.2	11954.16	0	0	457549.58	0
	min	-205714.98	-132964.22	0	0	-297.2	0
KUAT 5	max	1183.2	11954.16	654.01	5510.87	457549.58	-3061.35
	min	-205714.98	-132964.22	654.01	5510.87	-297.2	-4152.74
KUAT 1(all)	max	1183.2	21433.48	-53.37	82434.23	960250	98815.87
	min	-274848.97	-183552.72	-53.37	82434.23	-297.2	98726.96
EKSTREM 1(all)	max	1183.2	14533.81	374.33	28575.82	668975.53	31727.1
	min	-225486.65	-142874.33	374.33	28575.82	-297.2	31189.87
LAYAN 1(all)	max	986	14453.3	516.18	53524.68	710122.14	56857.51
	min	-202411.28	-134079.45	516.18	53524.68	-247.67	56092.23
EKSTREM 1.1(all)	max	1183.2	14532.64	1220	41823.15	668928.95	41709.68
	min	-225513.93	-144954.32	1220	41823.15	-297.2	39976.55

Tabel 4. 42 Gaya dalam pada kolom *pylon*

Kolom Pylon		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
KUAT 3	max	0	-405.4	14704	12394.81	132456.25	10438.81
	min	-167813.24	-405.4	-11791.67	12394.81	-203706.2	14394.81
KUAT 4	max	0	0	14703.97	19288.06	132458.16	0
	min	-167813.85	0	-11791.47	0	-203703.62	0
KUAT 5	max	0	-100.45	14703.97	2382.23	132458.16	2382.23
	min	-167813.85	-100.45	-11791.47	2382.23	-203703.62	-1383.22
KUAT 1(all)	max	0	324.78	23567.8	43721.08	187871.1	-30254.3
	min	-237406.24	324.78	-19472.63	43721.08	-344458.49	-40721.08
EKSTREM 1(all)	max	0	122.76	17117.54	20521.71	145867.26	25325.95
	min	-187132.77	122.76	-13946.46	20521.71	-242914.24	23525.45
LAYAN 1(all)	max	0	-157.67	16373.95	35117.36	136804.1	-23455.4
	min	-171251.39	-157.67	-13370.09	35117.36	-235008.84	-28765.4
EKSTREM 1.1(all)	max	0	235.34	17116.66	30993.88	145828.94	32546.88
	min	-187159.75	235.34	-13946.82	30993.88	-242926.7	25543.88



#### 4.7.2 Analisa Penampang Kaki Pylon

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang pylon.

##### A. Penulangan Lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 274848.97 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 2289,03 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 183552,72 \text{ kN}$$

$$M_t = 82434.23 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 98815.87 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 960250 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari pylon didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.167 sebagai berikut.

The screenshot shows the 'Section Properties' window in MIDAS CIVIL. The 'Section Data' tab is active, showing the section name 'pylon 27' and a database of 'AISC2K(US)'. The section is defined as an 'R-Octagon' with a built-up section. The 'Section Properties' table is displayed on the right, listing various geometric and mechanical properties.

	Value	Unit
Area	3.822000e+001	m <sup>2</sup>
Asy	2.988000e+001	m <sup>2</sup>
Asz	8.340000e+000	m <sup>2</sup>
Ixx	1.741795e+002	m <sup>4</sup>
Iyy	5.877275e+001	m <sup>4</sup>
Izz	7.810986e+002	m <sup>4</sup>
Cyp	7.425000e+000	m
Cym	7.425000e+000	m
Czn	1.850000e+000	m
Czm	1.850000e+000	m
Qyb	4.565938e+000	m <sup>3</sup>
Qzb	3.672731e+001	m <sup>3</sup>
Pert0	3.710000e+001	m
Pert1	2.549411e+001	m
Center.y	7.425000e+000	m
Center.z	1.850000e+000	m
y1	-7.425000e+000	m
y2	1.850000e+000	m
y3	7.425000e+000	m
y4	-1.850000e+000	m
z1	1.850000e+000	m
z2	7.425000e+000	m
z3	-1.850000e+000	m
z4	-7.425000e+000	m
z5	1.850000e+000	m

Gambar 4. 167 *section properties* penampang pylon

Mutu beton ( $f'_c$ ) : 50 Mpa

Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 400 Mpa

Luas penampang ( $A_g$ ) : 38.2 m<sup>2</sup>

Inersia arah y ( $I_y$ ) : 781 m<sup>4</sup>  
 Inersia arah z ( $I_z$ ) : 58.77 m<sup>4</sup>  
 Modulus elastisitas : 4700√f'c = 33234,02 Mpa

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

a. Arah Z SNI 2847 2013 Pasal 10.10.1

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan  
 = 2

l<sub>u</sub> = panjang bebas komponen tekan (63, 5 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_z/A} = \sqrt{58.77/38.2} = 1.24 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 63,5 / 1.24 > 22$$

102.419 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot I_z} < 5\% \text{ SNI 2847 2013 Pasal 10.10.5.2}$$

Dimana :

P<sub>u</sub> = gaya tekan terfaktor (kN)

Δ<sub>o</sub> = simpangan relatif = 0,016 m

$$Q = \frac{274848.97 \times 0,016}{2289.03 \times 58.77} = 0,0326 < 0,05$$

Maka kolom dianggap tidak bergoyang.

$$EI = \frac{0,4EcIz}{1+\beta d} \text{ SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 33234,02 \times 10^6 \times 58.77}{1+0,5}$$

$$EI = 5.208 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2 \times 63,5)^2 = 16129 \text{ m}^2$$

$$P_{cz} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cz} = \frac{\pi^2 5.208.10^{11}}{16129} = 1013980278 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$$C_m \geq 1$$

$$\delta_{nsz} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cz}}} = \frac{1}{1 - \frac{274848.97}{0,75 \times 1013980278}}$$

$$\delta_{nsz} = 1,003 > 1$$

Momen desain

$$M_{cz} = \delta_{nsz} \times M_{uz}$$

$$= 1,003 \times 960250$$

$$= 963733.05 \text{ kNm}$$

b. Arah Y

$$\frac{klu}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan  
= 2

lu = panjang bebas komponen tekan (63,5 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_y / A} = \sqrt{781 / 38.2} = 4.52 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 63,5 / 4.52 > 22$$

28.097 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsung

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4 E c I_y}{1 + \beta d} \text{ SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 33234,02 \times 10^6 \times 781}{1+0,5}$$

$$EI = 6.92 \times 10^{12} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2 \times 63,5)^2 = 16129 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 \cdot 6.92 \cdot 10^{12}}{16129} = 4231111764 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$$C_m \geq 1$$

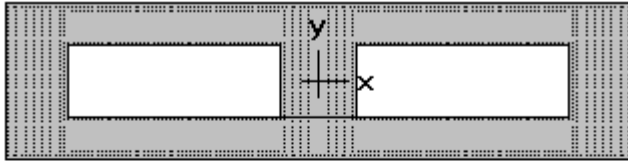
$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{274848.97}{0,75 \times 4231111764}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,000008 > 1$$

Momen desain

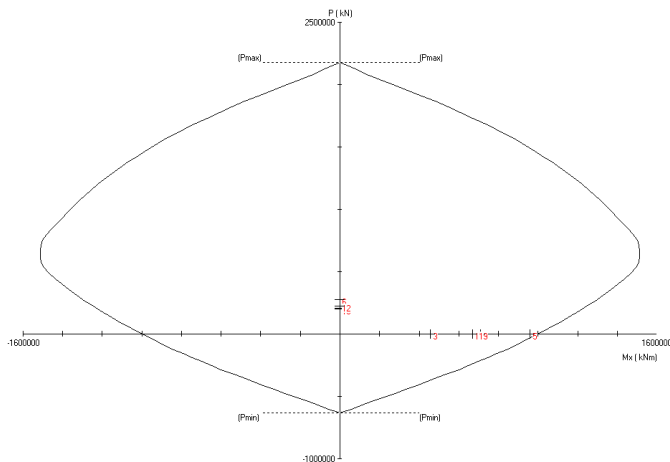
$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,000008 \times 98815.897 \\ &= 98824.429 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D36 dan tulangan transversal menggunakan D19, dengan mutu baja tulangan  $f_y$  400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.168 dan Gambar 4.169.



**14860 × 3700 mm**  
**4.07% reinf.**

Gambar 4. 168 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu spColumn



Gambar 4. 169 Diagram interaksi spColumn

Dari hasil analisa didapat :  
 1516 buah D36 (4.072%)  
 $A_s = 1542340 \text{ mm}^2$   
 Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{\frac{n-1}{14850 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 148 \cdot 36}} = 63.97 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{\frac{n-1}{3700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 36 \cdot 36}} = 65.31 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

### B. Perhitungan Tulangan Geser Kaki Pylon

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 11.2.1.2. adalah sebagai berikut.

$V_u$  (midas) x-x = 183552,72 kN

y-y = 2289,03 kN

- Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_c \text{ x-x} &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{274848,97}{14 \cdot 38,2 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{50} \cdot 14769,5 \cdot 3700 \\ &= 65724,089 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c \text{ y-y} &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{274848,97}{14 \cdot 38,2 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{50} \cdot 14850 \cdot 3619,5 \\ &= 64644,576 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang.

Arah x-x, lebar 14850 mm (12 kaki D19-100)

Ash tul =  $12 \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 19^2 = 3400,62 \text{ mm}^2$

d =  $14850 - 40 - 19 - (36/2) = 14770 \text{ mm}$

$$V_s \text{ pasang} = \frac{Ash \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{3400,62 \cdot 400 \cdot 14770}{100} = 200908,629 \text{ kN}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \Phi(V_c + V_s) &= 0,75 \cdot (65724,089 + 200908,629) \\ &= 199974,539 \text{ kN} > 182552,72 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Arah y-y, lebar 3700 mm (8 kaki D19-100)

Ash tul =  $8 \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 19^2 = 2267,08 \text{ mm}^2$

d =  $3700 - 40 - 19 - (36/2) = 3623 \text{ mm}$

$$V_s \text{ pasang} = \frac{Ash \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{2267,08 \cdot 400 \cdot 3623}{100} = 32854,523 \text{ kN}$$

Maka :

$$\begin{aligned}\Phi(V_c+V_s) &= 0.75.(64644.576+32854,523) \\ &= 73124,324 \text{ kN} > 2289,03 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

### C. Perhitungan Tulangan Torsi Kolom *Pylon*

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon*  $M_t = 82706$  kNm. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga,  $A_g$  harus digunakan sebagai pengganti  $A_{cp}$ .

$$A_{cp} = 382000000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(14850+3700)\text{mm} = 37100 \text{ mm}$$

$$x_1 = 14850 - 2(40+0,5.19) \text{ mm} = 14753 \text{ mm}$$

$$x_2 = 3700 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} = 3598 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = 14753 \times 3598 = 53081294 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(14753+3598)\text{mm} = 36702 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

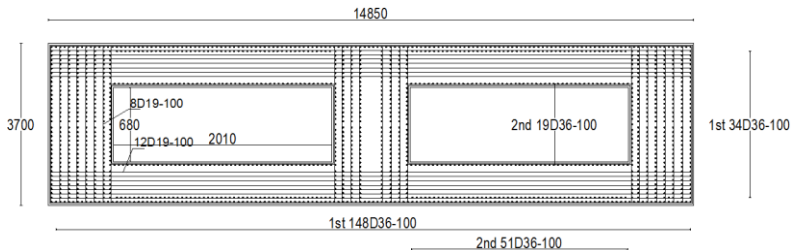
$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1}$$

$$\leq 0,85. 0,083. 1 \sqrt{50} \left( \frac{382000000^2}{37100} \right)$$

$$\leq 196216189000 \text{ Nmm}$$

$$196216.189 > 82434.23 \text{ kNm}$$

Maka tidak diperlukan tulangan torsi.



Gambar 4. 170 Desain penulangan kaki *pylon*

### 4.7.3 Analisa Penampang Kolom *Pylon*

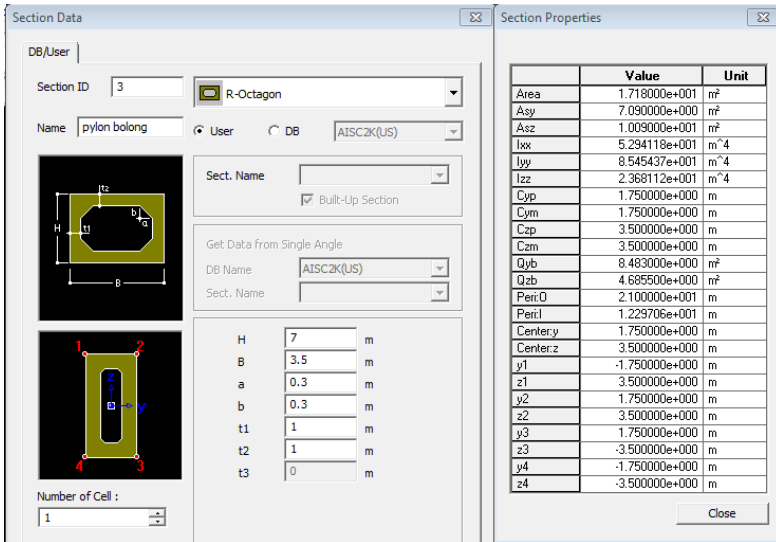
Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

**A. Penulangan Lentur**

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

- Pu = 237406.24 kN
- Vuy = 405.4 kN
- Vuz = 23567.8 kN
- Mt = 43721.08 kNm
- Muy = 344458.49 kNm
- Muz = 40721.08 kNm

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.172 sebagai berikut.



Gambar 4. 171 *section properties* penampang *pylon*

- Mutu beton (f'c) : 50 Mpa
- Mutu tulangan (fy) : 400 Mpa
- Luas penampang (Ag) : 17.1 m<sup>2</sup>
- Inersia arah y (Iy) : 85.4 m<sup>4</sup>
- Inersia arah z (Iz) : 23.6 m<sup>4</sup>



Modulus elastisitas :  $4700\sqrt{f'_c} = 33234,02 \text{ Mpa}$

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

a. Arah Z (SNI 2847 2013 Pasal 10.10.1)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan  
= 2

lu = panjang bebas komponen tekan (54 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_z/A} = \sqrt{23.6/17.1} = 1.17 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \times 54 / 1.17 > 22$$

$92.307 > 22$  maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta o}{V_u \cdot I_z} < 5\% \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.5.2}$$

Dimana :

Pu = gaya tekan terfaktor (kN)

$\Delta o$  = simpangan relatif = 0,17 m

$$Q = \frac{237406.24 \times 0,17}{23567.8 \times 23.6} = 0.0725 > 0,05$$

Maka kolom dianggap bergoyang.

$$EI = \frac{0,4EcI_z}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 33234,02 \times 10^6 \times 23.6}{1+0,5}$$

$$EI = 2.091 \times 10^{10} \text{ kNm}^2$$

$$(k.l_u)^2 = (2 \times 54)^2 = 11664 \text{ m}^2$$

$$P_{cz} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.l_u)^2}$$

$$P_{cz} = \frac{\pi^2 2.091.10^{10}}{11664} = 17725978.4 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$$C_m \geq 1$$

$$\delta_{nsz} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{237406.24}{0.75 \times 17725978.4}}$$

$$\delta_{nsz} = 1.017 > 1$$

Momen desain

$$M_{cz} = \delta_{nsz} \times M_{uz} \\ = 1.017 \times 40721.08 = 41413.287 \text{ kNm}$$

b. Arah Y (SNI2847 2013 pasal 10.10.1)

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

$$k = \text{faktor panjang efektif komponen struktur tekan} \\ = 2$$

$$l_u = \text{panjang bebas komponen tekan (54 m)}$$

$$r = \text{jar-jari girasi penampang (m)}$$

$$= \sqrt{I_z / A} = \sqrt{85.4 / 17.1} = 2.23 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \times 54 / 2.234 > 22$$

48.343 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot l_y} < 5\% \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.5.2}$$

Dimana :

$$P_u = \text{gaya tekan terfaktor (kN)}$$

$$\Delta_o = \text{simpangan relatif} = 0.17 \text{ m}$$

$$Q = \frac{237406.24 \times 0,17}{405.4 \times 85.4} = 1.16 > 0,05$$

Maka kolom dianggap bergoyang.

$$EI = \frac{0,4Ecl_y}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 33234,02 \times 10^6 \times 85.4}{1+0,5}$$

$$EI = 7.568 \times 10^{10} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2 \times 54)^2 = 11664 \text{ m}^2$$

$$P_{cz} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cz} = \frac{\pi^2 \times 7.56 \times 10^{10}}{11664} = 63976616.06 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$  (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

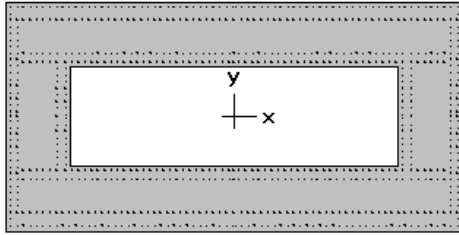
$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{237406.24}{0,75 \times 63976616.06}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,004 > 1$$

Momen desain

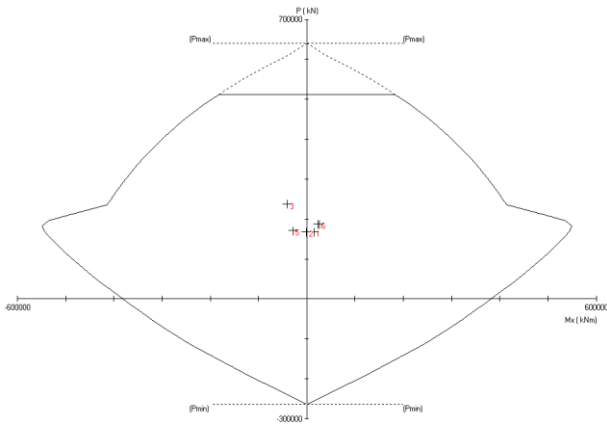
$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsy} \times M_{uy} \\ &= 1,004 \times 344458.49 \\ &= 346171.266 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D36 dan tulangan transversal menggunakan D19, dengan mutu baja tulangan  $f_y$  400 MPa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan spColumn. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 4.173 dan gambar 4.174.



**7000 x 3500 mm**  
**4.31% reinf.**

Gambar 4. 172 desain penampang dan tulangan longitudinal pylon pada program bantu spColumn



Gambar 4. 173 Diagram interaksi spColumn

Dari hasil analisa didapat :

720 buah D36 (4,31%)

$A_s = 732506 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1} = \frac{3500 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 33 \cdot 36}{33 - 1} = 68.56 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1}$$

$$= \frac{7000-2.40-2.19-70.36}{70-1} = 63.217 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

### B. Perhitungan Tulangan Geser Kaki Pylon

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847-2013 Ps.11.1.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$V_u \text{ (midas) } x-x = 23567,8 \text{ kN}$$

$$y-y = 405.4 \text{ kN}$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser .

$$\begin{aligned} V_c \text{ } x-x &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{144g} \right) \lambda \sqrt{f'c} . bw . d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{237406.24}{14.17.1.10^6} \right) 1\sqrt{50} . 3.5.6,9195 \\ &= 27.631 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c \text{ } y-y &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{144g} \right) \lambda \sqrt{f'c} . bw . d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{237406.24}{14.17.1.10^6} \right) 1\sqrt{50} . 3,419.7 \\ &= 28.547 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

Arah x-x, lebar 7000 mm (10 kaki D19-100)

$$\text{Ash tul} = 10. \pi . 0.25.19^2 = 2833.85 \text{ mm}^2$$

$$d = 3500 - 40 - 19 - (36/2) = 3423 \text{ mm}$$

$$V_s \text{ pasang} = \frac{\text{Ash} . f_y . d}{s} = \frac{2833.85.400.3419.5}{100} = 38801.072 \text{ kN}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \Phi(V_c + V_s) &= 0.75.(27.631 + 38801.02) \\ &= 29121.528 \text{ kN} > 23567.8 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Arah y-y, lebar 3700 mm (4 kaki D19-100)

$$\text{Ash tul} = 4. \pi . 0.25.19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$d = 7000 - 40 - 19 - (36/2) = 6923 \text{ mm}$$

$$V_s \text{ pasang} = \frac{\text{Ash} . f_y . d}{s} = \frac{1133.54.400.6923}{100} = 31389.98 \text{ kN}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \Phi(V_c + V_s) &= 0.75.(28.547 + 313389.98) \\ &= 23563.89 \text{ kN} > 19962.64 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

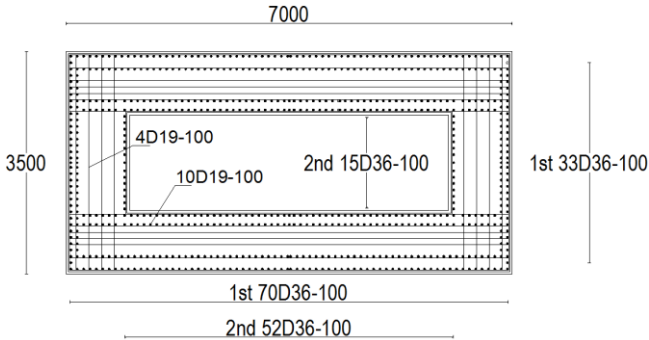
**C. Perhitungan Tulangan Torsi Kolom Pylon**

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon*  $M_t = 10105,63$  kNm. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga,  $A_g$  harus digunakan sebagai pengganti  $A_{cp}$ .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 171000000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(7000+3500) \text{ mm} &&= 21000 \text{ mm} \\
 x_1 &= 3500 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} &&= 3398 \text{ mm} \\
 x_2 &= 7000 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} &&= 6898 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 3398 \times 6898 &&= 23439404 \text{ mm}^2 \\
 p_h &= 2(3398+6898) \text{ mm} &&= 20592 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)} \\
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp} p^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{50} \left( \frac{171000000^2}{21000} \right) \\
 &\leq 694632255900 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

43721 < 694632 kNm

Maka tidak diperlukan tulangan torsi.



Gambar 4. 174 Desain penulangan kolom *pylon*

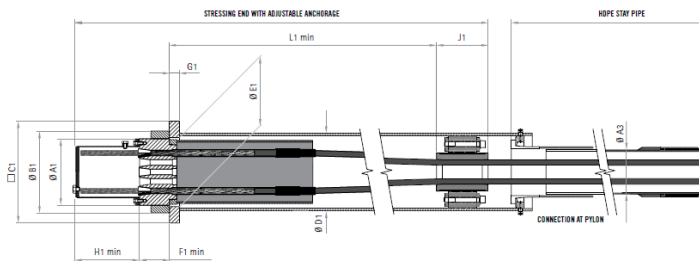
**4.7.4 Analisa Angkur Pada Pylon**

Angkur kabel dipasang sesuai jumlah *strand* dan gaya *stressing* nya yang telah dihitung. Perencanaan ini meliputi cek tegangan beton saat *stressing* serta kebutuhan tulangan pencair (*bursting*) dan tulangan pecah (*spaling*)

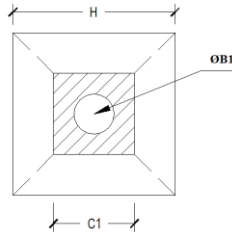
Berikut adalah nilai gaya tarik dan detail serta spesifikasi angker yang digunakan dapat dilihat pada tabel 4.45.

Tabel 4. 43 Gaya tarik kabel pada *pylon*

kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)	kabel	Gaya (kN)
M1	2145.8	M14	6861.448	S3	4099.06
M2	3457.836	M15	7176.022	S4	4262.108
M3	4545.329	M16	7508.402	S5	4183.277
M4	5107.26	M17	7759.313	S6	4041.684
M5	5361.342	M18	7865.584	S7	3909.488
M6	5482.219	M19	7795.776	S8	3813.812
M7	5507.791	M20	7497.852	S9	1436.756
M8	5564.398	M21	6853.877	S10	1525.319
M9	5622.649	M22	5836.189	S11	1644.493
M10	5771.088	M23	4333.164	S12	1793.883
M11	5952.803	M24	2190.177	S13	3742.903
M12	6212.95	S1	2502.471	S14	5925.777
M13	6507.929	S2	3403.204	S15	6224.405



Gambar 4. 175 Detail angker VSL SSI 2000 yang digunakan



Gambar 4. 176 Notasi dimensi angkur

Tabel 4. 44 Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 yang digunakan  
**Stay** **Stressing End**

TENDON UNIT	Number of strands n	Minimum breaking load kN	Force at 45% kN	Transverse force kN	TENDON UNIT	Ø A1 mm	Ø B1 mm	C1 mm	Ø D1 mm	Ø E1 mm	F1 min mm	G1 mm	H1 min mm	J1 mm	L1 min mm
6-12	12	3,348	1,507	50	6-12	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1,500
6-19	19	5,301	2,385	80	6-19	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	180	1,750
6-22	22	6,138	2,762	90	6-22	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1,900
6-31	31	8,649	3,892	130	6-31	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2,100
6-37	37	10,323	4,645	150	6-37	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2,300
6-43	43	11,997	5,399	180	6-43	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	210	2,550
6-55	55	15,345	6,905	230	6-55	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2,850
6-61	61	17,019	7,659	250	6-61	385	470	600	419/10	391	180	65	345	260	2,850
6-73	73	20,367	9,165	300	6-73	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3,050
6-85	85	23,715	10,672	350	6-85	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3,150
6-91	91	25,389	11,425	375	6-91	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3,400
6-109	109	30,411	13,685	450	6-109	505	610	795	559/12.5	511	215	90	400	320	3,550
6-127	127	35,433	15,945	525	6-127	560	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3,950

Contoh perhitungan angkur kabel M6 dengan tendon 6-73

T = 5482.219 kN

H = 850 mm

ØB1 = 530 mm

A2 = HxH = 722500 mm<sup>2</sup>

C1 = 680 mm

A1 = (C1xC1) – area ØB1 = 241893.5 mm<sup>2</sup>

Pemberian gaya tarik yang dilakukan pada saat beton berusia 14 hari dengan kuat tekan beton diperkirakan 85%<sup>f</sup>c.



$$f_{ci} = 85\% \times 50 \text{ MPa} = 42.5 \text{ MPa}$$

$$f_{cp} = 0,8 \cdot f_{ci} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0,2$$

$$= 0,8 \cdot 42,5 \cdot \sqrt{\frac{722500}{241893,5}} - 0,2 = 56.759 \text{ MPa}$$

Tegangan di bawah plat angker

$$f_t = T/A_1$$

$$= 5482219/241893,5 = 22.663 \text{ MPa}$$

Syarat,  $f_t < f_{cp} = 22.663 \text{ MPa} < 56.759 \text{ MPa}$  (memenuhi)

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada tabel 4.47.

Tabel 4. 45 Kontrol tegangan beton saat stressing pada kabel di  
*pylon*

Kabel	Angkur (strand)	Gaya (N)	fcp (Mpa)	ft (Mpa)	Kontrol (ft<fcp)
M1	55	2145800	68.67448	12.71069	oke
M2	55	3457836	68.67448	20.48257	oke
M3	61	4545329	65.15285	24.35952	oke
M4	61	5107260	65.15285	27.37105	oke
M5	73	5361342	56.75914	22.16406	oke
M6	73	5482219	56.75914	22.66377	oke
M7	73	5507791	56.75914	22.76949	oke
M8	73	5564398	56.75914	23.0035	oke
M9	91	5622649	50.13101	18.4748	oke
M10	109	5771088	47.17872	16.97746	oke
M11	112	5952803	43.34486	15.03846	oke
M12	115	6212950	43.34486	15.69567	oke
M13	118	6507929	43.34486	16.44087	oke
M14	121	6861448	43.34486	17.33396	oke
M15	124	7176022	43.34486	18.12866	oke
M16	127	7508402	43.34486	18.96835	oke
M17	127	7759313	43.34486	19.60222	oke
M18	127	7865584	43.34486	19.87069	oke
M19	127	7795776	43.34486	19.69433	oke
M20	127	7497852	43.34486	18.94169	oke
M21	127	6853877	43.34486	17.31483	oke
M22	115	5836189	43.34486	14.74386	oke
M23	109	4333164	47.17872	12.74736	oke
M24	91	2190177	50.13101	7.196445	oke
S1	55	2734032	68.67448	16.1951	oke
S2	55	3741907	68.67448	22.16527	oke
S3	55	4490336	68.67448	26.5986	oke
S4	55	4743315	68.67448	28.09713	oke
S5	55	4732129	68.67448	28.03087	oke
S6	55	4669206	68.67448	27.65814	oke
S7	55	4628600	68.67448	27.41761	oke
S8	55	4664086	68.67448	27.62781	oke

Perhitungan tulangan daerah pengakuran berdasarkan SNI 03-2847-2002 Ps.20.13.3.2.

Kebutuhan tulangan pencar

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \cdot T \cdot \left(1 - \frac{c_1}{h}\right)$$

$$= 0,25 \cdot 5482,219 \cdot \left(1 - \frac{680}{850}\right) = 274,11 \text{ kN}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5(h-2e)$$

$$= 0,5 \cdot (850 - 2 \cdot 0) = 425 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D13 dengan AS = 132.665 mm<sup>2</sup>

$$A_s \text{ perlu} = T_{\text{pencar}} / f_y$$

$$= 274110 / 400 = 685,275 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$$

$$= 685,275 / 132,665$$

$$= 5,165 \sim 6 \text{ sengkang dekat ujung angkur}$$

Spasi antar sengkang

$$S = d_{\text{pencar}} / n$$

$$= 425 / 5,165 = 82,28 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang 6D13-75mm

Untuk mencegah pecah (*spalling*), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2% T

$$2\% T = 2\% \cdot 5482,219 \text{ kN} = 109,644 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ perlu} = 2\% T / f_y$$

$$= 109644 / 400 = 274,110 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan UD13 dengan As = 132.665 mm<sup>2</sup>

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$$

$$= 274,110 / 132,665 = 2,06 \sim 3 \text{ buah tulangan U}$$

Untuk perhitungan lainnya ditabelkan pada lampiran.

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan analisa yang telah dilakukan dapat disimpulkan beberapa hal, yaitu:

1. Bentang total jembatan sepanjang 250 m dengan *main span* 175 m dan *side span* sepanjang 75 m.
2. Lebar total jembatan selebar 21.5 m dengan lebar jalan 14 m untuk lajur 4/2 D.
3. Digunakan kabel penggantung VSL SSI 2000 tipe ASTM A 416-06 Grade 270 dengan jumlah strand bervariasi antara 55-127 strand.
4. Digunakan tendon prategang VSL posttension tipe ASTM A 416-06 Grade 270 unit 6-55 untuk *flens* atas dan bawah.
5. Digunakan beton *precast*  $f_c' = 80$  MPa pada gelagar dan beton *cast in situ*  $f_c' = 50$  MPa pada *pylon*.
6. Digunakan mutu tulangan  $f_y = 400$  MPa untuk tulangan utama maupun sengkang pada gelagar dan *pylon*.
7. Digunakan tulangan lentur pada *flens* dan web D22-100 serta sengkang D25-50 pada *flens* dan D25-75 pada web.
8. Digunakan tulangan 1516D36, sengkang 12D19-100 dan 8D19-100 untuk kaki *pylon* dan digunakan tulangan 584D36 dan untuk sengkang 10D19-100 dan 4D19-100 pada kolom *pylon*.
9. Digunakan angkur pada *deck* dan *pylon* tipe *stay cable system* VSL SSI 2000.
10. Digunakan perletakan *pot bearing* VSL CTT *pot bearings* EURONORM EN 1337.
11. Digunakan MAURER *expansion joint* tipe DS160 dengan toleransi perpindahan sebesar 150 mm.
12. Berdasarkan analisa stabilitas aerodinamis menunjukkan perbandingan antara frekuensi alami torsi (ft) dengan frekuensi alami lentur (fb) sebesar 2.28 dengan  $V_{rencana}$  sebesar  $21,85 \text{ m/s} < V_{kritis-aktual} = 263,330 \text{ m/s}$ . sehingga tidak mengalami

*flutter*/ayunan. Sedangkan klasifikasi efek psikologis baik berdasarkan amplitude maupun percepatan getaran masuk dalam kategori dapat diterima (*acceptable*).

13. Berdasarkan analisa 1 kabel putus, jembatan dengan spesifikasi diatas masih dalam kondisi aman terhadap kontrol tegangan beton, momen batas, dan momen *crack*.

## 5.2 Saran

Berdasarkan analisa yang telah dilakukan terdapat beberapa saran yang dapat dilakukan, yaitu:

1. Konfigurasi dan jenis beban dapat ditambah agar desain menjadi lebih teliti.
2. Perlu dianalisa lebih dalam mengenai aerodinamis pada jembatan *cable stayed single plane* dan pengetesan menggunakan *wind tunnel* untuk mendapatkan hasil yang lebih detail.

## DAFTAR PUSTAKA

- AASHTO, 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*,. 7th ed. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Gimsing, N.J. 1983. **Cable Supported Bridges, Concepts and Design**, John Wiley and Sons, New York.
- Gimsing, Neils J. , 1999. *Cable Stayed Bridges- Past, Present and Future. Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, Juni.
- Gimsing, Neils J. , dan Christos T. Georgakis. 2012. *Cable Supported Bridge Concept and Design Third Edition*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd.
- Ned, T. L. & Burn, H., 1993. *Desain Struktur Beton Prategang. Third ed*. Jakarta: Erlangga.
- Parke, Gerard, dan Nigel Huson. 2008. *ICE Manual of Bridge Engineering Second Edition*. London, Thomas Telford Ltd.
- Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum Nomor 08/SE/M/2015. **Perencanaan Jembatan Beruji Kabel**.
- Podolny Jr, Walter dan Muller, Jean M. 1982.*Prestress Concrete Segmental Bridge, USA*.
- Reis, A.J. & Pedro, J. O., 2001. *Asymmetric and Curved Cable Stayed Bridges. Proceedings of the*

*International Association for Bridge and Structural Engineering*, Januari.

RSNI T-12-2004, **Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.**

RSNI 2833-2013. **Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.** Badan Standarisasi Nasional, 2013.

SNI 1725-2016, **Pembebanan untuk Jembatan.**

SNI 2847-2013, **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.**

Soegiharjo, H, Irawan D, Harwijono. 2007. **Kuliah Rekayasa Jembatan Bentang Panjang.** Jurusan Teknik Sipil ITS

Strasky, J., 1993. *Design and Construction of Cable Stayed Bridges in the Czech Republic.* **Journal of the Prestressed Concrete Institute**, Nopember-Desember.

Troitsky, M.S. .1988. *Cable-stayed Bridge Theory and Design.* London, BSp Professional Books.

Walter, R. , Houriet, Isler, Moia, Klein. 1999. *Cable Stayed Bridge Second Edition.* London, Thomas Telford Publising.

## BIODATA PENULIS



Lahir pada tanggal 19 Maret 1994 di Banyumas, penulis merupakan anak bungsu dari dua bersaudara. Bernama lengkap Anshar Adi Prihantono, penulis yang akrab di panggil Anshar ini pernah mengenyam pendidikan di bangku SD N 3 Kedungwuluh, juga di bangku SMPN 8 Purwokerto serta di bangku SMAN 5 Purwokerto. Selepas bangku SMA, penulis melanjutkan studinya di D3 Teknik Sipil UNDIP selama 3 tahun dan meneruskannya ke jenjang sarjana di jurusan Teknik Sipil FTSLK-ITS. Penulis juga aktif berorganisasi di setiap jenjang pendidikannya. Selain mengisi waktu dengan kegiatan akademik dan organisasi, di waktu senggangnya penulis juga senang menghabiskan waktu untuk berolahraga dan menonton film.

# VSL SSI 2000 STAY CABLE SYSTEM



DESIGN  
ENGINEERING  
SUPPLY  
INSTALLATION  
MONITORING

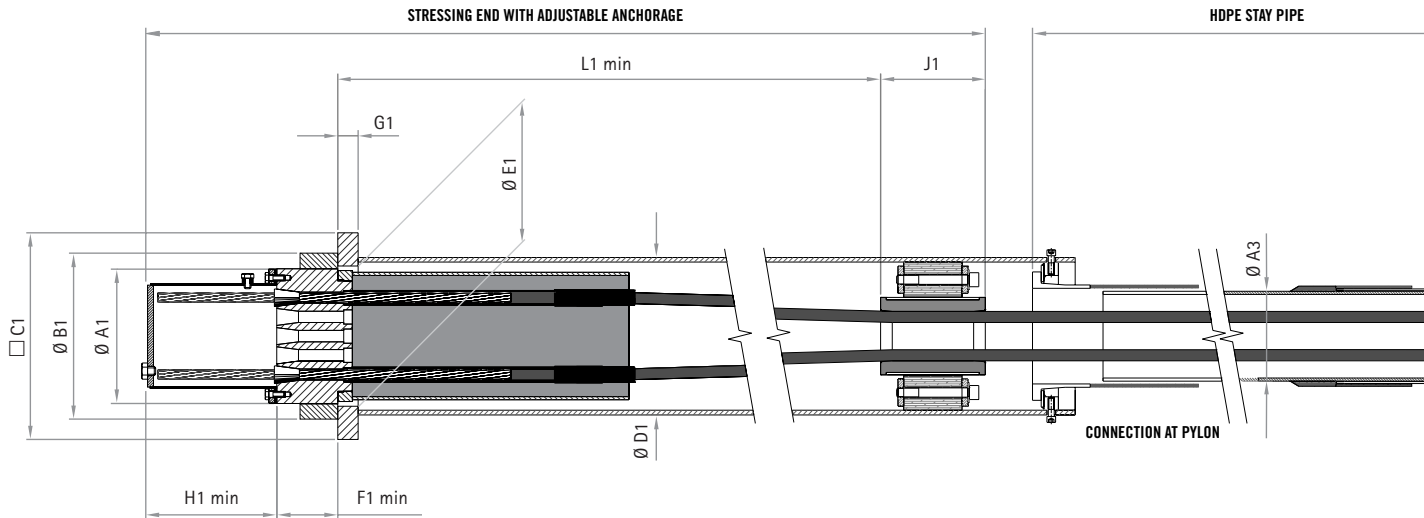


# VSL SSI 2000 MAIN DIMENSIONS

SSI 2000 STRESSING AND ANCHORAGE  
FOR 127 TENDON UNIT (PAPENDORPSE BRIDGE)



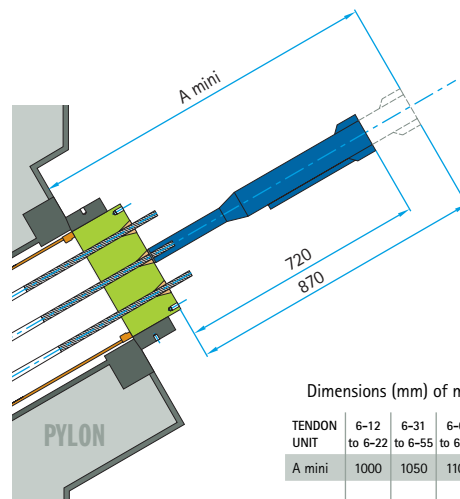
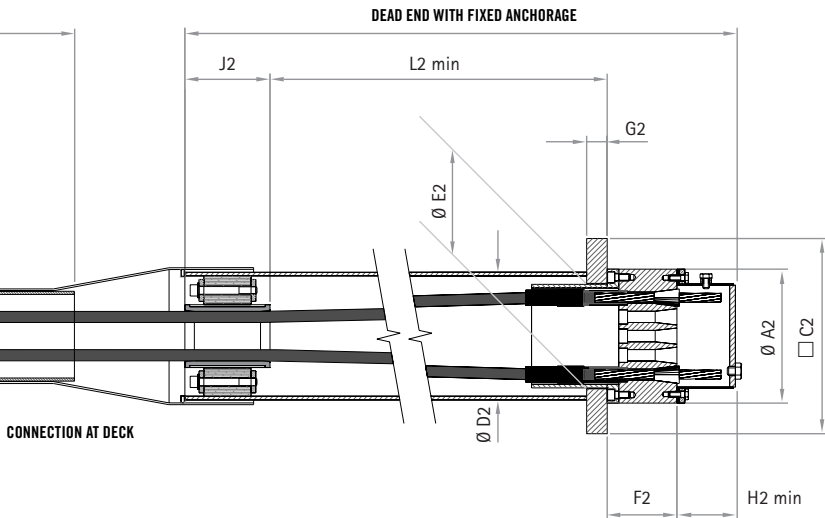
SSI 2000  
DEAD END ANCHORAGE



## Stay

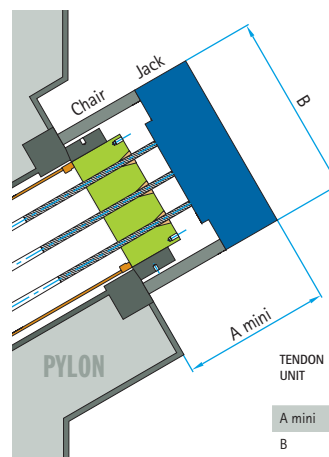
## Stressing End

TENDON UNIT	Number of strands n	Minimum breaking load kN <sup>1</sup>	Force at 45% kN	Transverse force kN <sup>2</sup>	TENDON UNIT	Ø A1 mm	Ø B1 mm	C1 mm <sup>3</sup>	Ø D1 mm <sup>4</sup> <sup>5</sup>	Ø E1 mm	F1 min mm <sup>5</sup>	G1 mm <sup>3</sup>	H1 min mm <sup>6</sup>	J1 mm	L1 min mm
6-12	12	3,348	1,507	50	6-12	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1,500
6-19	19	5,301	2,385	80	6-19	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	180	1,750
6-22	22	6,138	2,762	90	6-22	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1,900
6-31	31	8,649	3,892	130	6-31	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2,100
6-37	37	10,323	4,645	150	6-37	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2,300
6-43	43	11,997	5,399	180	6-43	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	210	2,550
6-55	55	15,345	6,905	230	6-55	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2,650
6-61	61	17,019	7,659	250	6-61	385	470	600	419/10	391	180	65	345	260	2,850
6-73	73	20,367	9,165	300	6-73	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3,050
6-85	85	23,715	10,672	350	6-85	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3,150
6-91	91	25,389	11,425	375	6-91	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3,400
6-109	109	30,411	13,685	450	6-109	505	610	795	559/12.5	511	215	90	400	320	3,550
6-127	127	35,433	15,945	525	6-127	560	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3,950



Dimensions (mm) of monostrand jack.

TENDON UNIT	6-12 to 6-22	6-31 to 6-55	6-61 to 6-85	6-91 to 6-109	6-127
A mini	1000	1050	1100	1150	1200



Dimensions (mm) of multistrand jack and chair.

TENDON UNIT	6-12 to 6-19	6-22 to 6-37	6-31 to 6-43	6-55 to 6-61	6-85 to 6-91	6-109 to 6-127
A mini	1000	1000	1100	1200	1300	1350
B	490	620	620	780	780	970

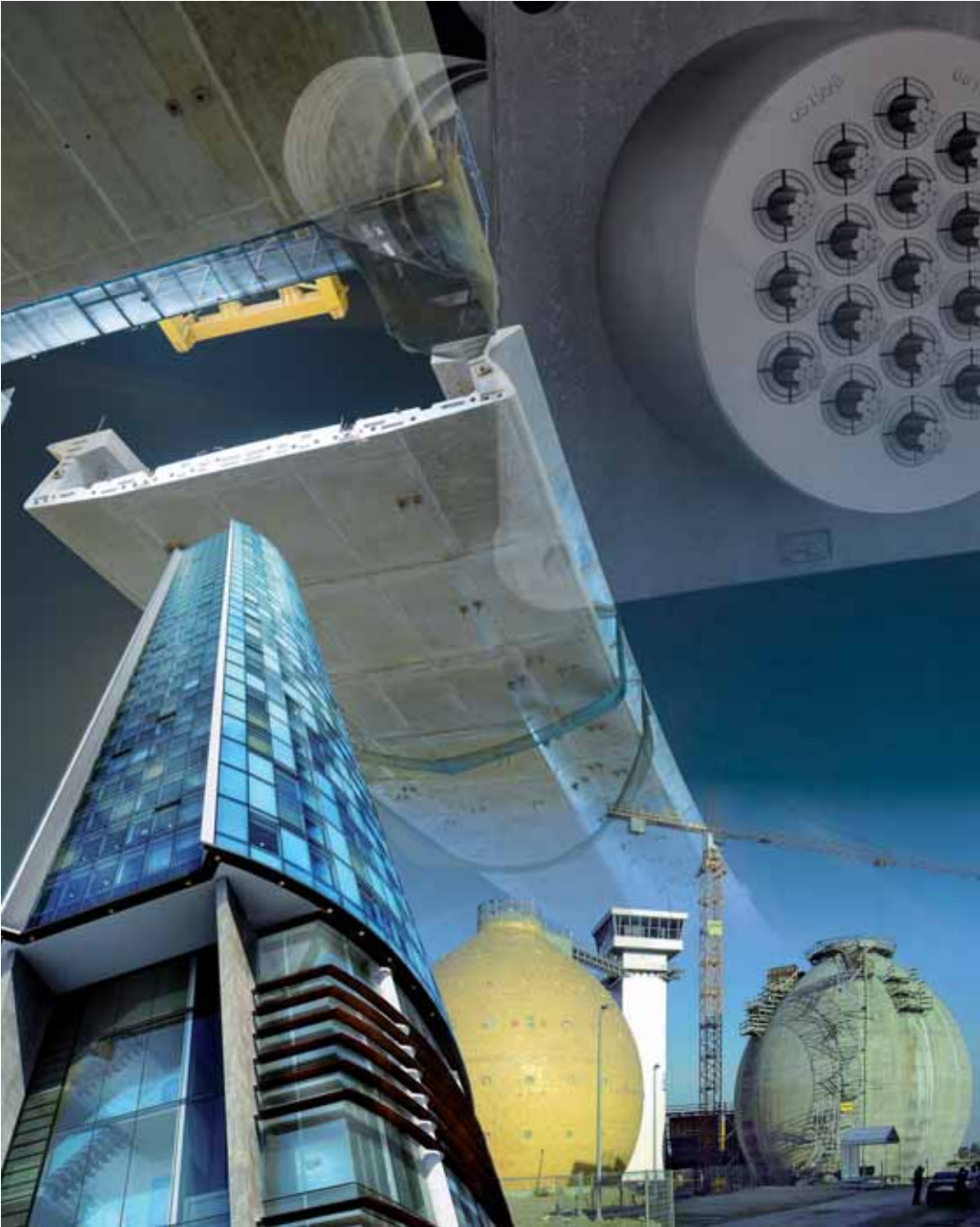
## Dead End

TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm <sup>3</sup>	ØD2 mm <sup>4 8</sup>	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm <sup>3</sup>	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm <sup>4 7</sup>	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

## Stay Pipe

- Forces are indicated for strand EN 10138-3 1860S7 - 16.0 (Euronorm).
- Admissible transverse force on the standard guide deviator.
- Valid for nominal concrete strength at stressing to 45% of stay capacity: 45 MPa (cube), 36 MPa (cylinder). Dimension must be checked in case of other bearing condition.
- External diameter/wall thickness.
- Minimum height of anchor head allows an adjustability of 40 mm.
- Dimensions valid for load monitoring/adjustment with multi-strand jack.
- Non-grouted stay.
- Guide pipe to be checked for the actual transverse force.

# VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS



CONCEPTUAL DESIGN  
ENGINEERING SOLUTIONS  
CONSTRUCTION PARTNER  
FOR BRIDGES, BUILDINGS  
CONTAINMENT  
STRUCTURES, SLAB ON  
GRADE, SPECIAL  
STRUCTURES, REPAIR  
AND STRENGTHENING

### 1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")

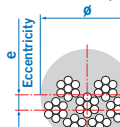
Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	140	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f <sub>p0.1k</sub> (MPa)	1636 <sup>1</sup>	1640 <sup>1</sup>	1676 <sup>2</sup>
Nominal tensile strength	f <sub>pk</sub> (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F <sub>pk</sub> (kN)	260	279	260.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation <sup>3</sup> after 1000 h at 20°C and 0.7 x F <sub>pk</sub>	(%)	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 <sup>1)</sup> (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS <sup>®</sup>		Steel pipes	
		A <sub>p</sub> acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e	Ø ext. x t
		d=15.3 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.7 mm A <sub>p</sub> =150 mm <sup>2</sup>	d=15.24 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.3 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.7 mm A <sub>p</sub> =150 mm <sup>2</sup>	d=15.24 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[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 <sup>2</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-3	3	420	450	420	780	837	782	40/45	6	76/25 <sup>2</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-4	4	560	600	560	1040	1116	1043	45/50 <sup>2</sup>	7	76/25 <sup>2</sup>	-	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<sup>®</sup> with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS<sup>®</sup> see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS<sup>®</sup>) 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.

# VSL CTT POT BEARINGS



DESIGN  
ENGINEERING

TECHNICAL  
SUPPORT

BEARING  
FABRICATION

CE

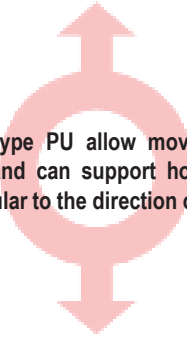


# VSL – CTT POT BEARINGS

## Type PU

## H2

Bearings type PU allow movement in one direction and can support horizontal loads perpendicular to the direction of movement.



## Bearings according to Euronorm EN 1337

BEARING TYPE	V MAX ULS (kN)	H MAX ULS (kN)	V MAX SLS (kN)	H MAX SLS (kN)	V min SLS, ULS (kN)	Aprox. Weight (kg)
PU 100/70/H2 EN	977	210	700	140	350	40
PU 200/140/H2 EN	1.953	420	1.400	280	700	57
PU 300/220/H2 EN	3.069	660	2.200	440	1.100	101
PU 390/280/H2 EN	3.906	840	2.800	560	1.400	135
PU 490/350/H2 EN	4.883	1.050	3.500	700	1.750	172
PU 630/450/H2 EN	6.278	1.350	4.500	900	2.250	249
PU 700/500/H2 EN	6.975	1.500	5.000	1.000	2.500	320
PU 840/600/H2 EN	8.370	1.800	6.000	1.200	3.000	377
PU 900/650/H2 EN	9.068	1.950	6.500	1.300	3.250	421
PU 1000/700/H2 EN	9.765	2.100	7.000	1.400	3.500	450
PU 1120/800/H2 EN	11.160	2.400	8.000	1.600	4.000	515
PU 1200/850/H2 EN	11.858	2.550	8.500	1.700	4.250	559
PU 1320/950/H2 EN	13.253	2.850	9.500	1.900	4.750	633
PU 1400/1000/H2 EN	13.950	3.000	10.000	2.000	5.000	670
PU 1535/1100/H2 EN	15.345	3.300	11.000	2.200	5.500	843
PU 1700/1200/H2 EN	16.740	3.600	12.000	2.400	6.000	926
PU 1800/1300/H2 EN	18.135	3.900	13.000	2.600	6.500	1.042
PU 2000/1400/H2 EN	19.530	4.200	14.000	2.800	7.000	1.150
PU 2100/1500/H2 EN	20.925	4.500	15.000	3.000	7.500	1.287
PU 2250/1600/H2 EN	22.320	4.800	16.000	3.200	8.000	1.428
PU 2400/1700/H2 EN	23.715	5.100	17.000	3.400	8.500	1.559
PU 2500/1800/H2 EN	25.110	5.400	18.000	3.600	9.000	1.677
PU 2650/1900/H2 EN	26.505	5.700	19.000	3.800	9.500	1.780
PU 2800/2000/H2 EN	27.900	6.000	20.000	4.000	10.000	1.913
PU 3000/2200/H2 EN	30.690	6.600	22.000	4.400	11.000	2.367

### Bearings have been designed with the following parameters :

Concrete on Deck is H40 (fck = 40 Mpa)

Concrete on Piers and Abutment is H30 (fck = 30 Mpa)

Maximum Horizontal load is 20% of the Vertical load

Minimum load at SLS and ULS is 50% of Maximum Vertical load at SLS

Movement ± 50 mm

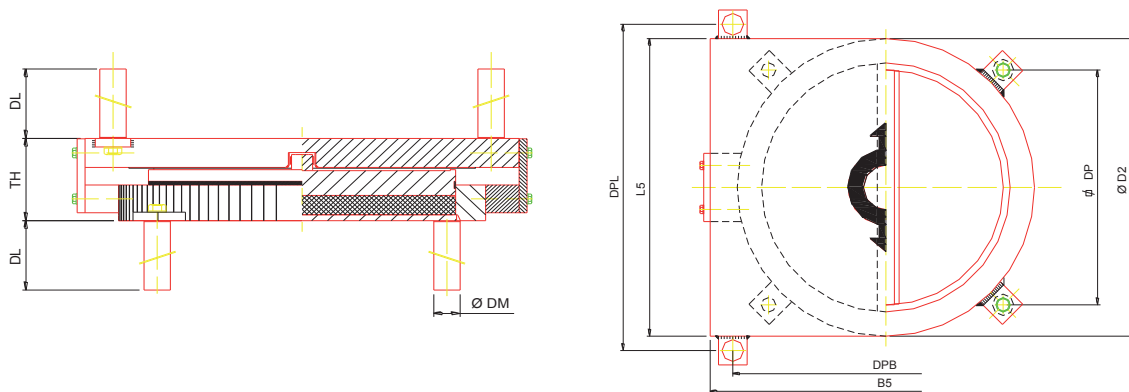
Rotation 0,01 rad

Other models are available under request



## Main Dimensions

BEARING TYPE	Pot $\varnothing$ D2 (mm)	Total height TH (mm)	Top Plate Dimensions L5 x B5 (mm)	Recommended Pier $\varnothing$ (mm)	DM $\varnothing$ (mm)	DL (mm)	DPL (mm)	DPB (mm)	DP (mm)
PU 100/70/H2 EN	250	83	290 x 250	400	30	150	200	310	219
PU 200/140/H2 EN	312	84	347 x 312	499	30	150	257	372	263
PU 300/220/H2 EN	390	103	405 x 390	624	30	150	315	450	318
PU 390/280/H2 EN	439	105	440 x 439	702	40	200	350	499	353
PU 490/350/H2 EN	492	113	492 x 492	787	40	200	402	552	390
PU 630/450/H2 EN	553	129	553 x 553	885	40	200	463	613	433
PU 700/500/H2 EN	588	130	588 x 588	941	60	300	478	668	472
PU 840/600/H2 EN	624	143	624 x 624	998	60	300	514	704	498
PU 900/650/H2 EN	651	149	651 x 651	1.042	60	300	541	731	517
PU 1000/700/H2 EN	673	150	673 x 673	1.077	60	300	563	735	532
PU 1120/800/H2 EN	721	153	721 x 721	1.154	60	300	611	801	566
PU 1200/850/H2 EN	754	154	754 x 754	1.206	60	300	644	834	590
PU 1320/950/H2 EN	782	166	782 x 782	1.251	60	300	672	862	610
PU 1400/1000/H2 EN	804	167	804 x 804	1.286	60	300	694	884	625
PU 1535/1100/H2 EN	838	184	838 x 838	1.341	70	350	718	928	656
PU 1700/1200/H2 EN	880	186	880 x 880	1.408	70	350	760	970	686
PU 1800/1300/H2 EN	914	188	914 x 914	1.462	80	400	784	1014	717
PU 2000/1400/H2 EN	944	200	944 x 944	1.510	80	400	814	1044	738
PU 2100/1500/H2 EN	978	201	978 x 978	1.565	90	450	848	1078	762
PU 2250/1600/H2 EN	1.022	214	1022 x 1022	1.635	90	450	892	1122	793
PU 2400/1700/H2 EN	1.048	215	1048 x 1048	1.677	90	450	918	1148	812
PU 2500/1800/H2 EN	1.077	221	1077 x 1077	1.723	90	450	947	1177	832
PU 2650/1900/H2 EN	1.108	223	1108 x 1108	1.773	90	450	978	1208	854
PU 2800/2000/H2 EN	1.151	225	1151 x 1151	1.842	90	450	1021	1251	885
PU 3000/2200/H2 EN	1.286	234	1286 x 1286	2.058	90	450	1156	1386	980



The dimensions given are indicative. Designs and dimensions can be modified by VSL-CTT without prior notification.





# MAURER Swivel-Joist Expansion Joint





# MAURER Swivel-Joist Expansion Joint

The MAURER Swivel-Joist Expansion Joint is an enhancement of the Girder Grid Expansion Joint, considerably adding to the range of application of the MAURER Modular Expansion Joints. When large and complex movements are required then for geometrical and economic reasons the use of Swivel-Joist Joints are to be preferred rather than Girder Grid Joints.

Also in the case of restricted space, for instance in steel bridges and with the replacement of old rolling leaf type joints, the application of the watertight Swivel Joint is advisable.

The MAURER Swivel-Joist Expansion Joint's versatile movability makes it suitable for variable deformations along the bridge structure. The joint cannot only follow the main movement of the bridge in carriage-way direction but also distinctive movements in the 2 spatial directions perpendicular to the main direction. Even rotations of the bridge about the three spatial axes are easily coped with.

The edge beams run parallel to the structural edges. In order to avoid material fatigue, the traffic loads are transmitted to the adjoining reinforced concrete structure via anchor plates which are rigidly connected to the edge beams.

Dependent on the size of movement numerous centre beams are arranged between the edge beams. The center beams slide on obliquely arranged swivelling support bars, resting on elastic sliding bearings. Lift-off from the sliding bearing is prevented by means of a prestressed sliding spring that is arranged in the support stirrup underneath. Only in the joist-box (i.e. at the edge), the sliding spring is placed above the support bar. Stirrups provide constant prestressing that is geometrically controlled.

Vehicles travelling over the expansion joint transmit vertical and horizontal loads to the centre beams. The section forces resulting from the eccentric wheel loads are transmitted to the support bars (via prestressed sliding bearings) by means of the centre beams that act as continuous girders with torsionally elastic support. From there the forces are transmitted into the edges of the structure.

The bulbous-shaped EPDM strip seal is installed in a claw in the edge beam and centre beams without the need for additional clamping bars. The connection is watertight, with the sealing element set below the road surface level. This way it is protected against direct wheel or snowplough contact. As a rule, the admissible horizontal displacement of the strip seal in carriageway direction is 80 mm. With its preformed articulated sec-

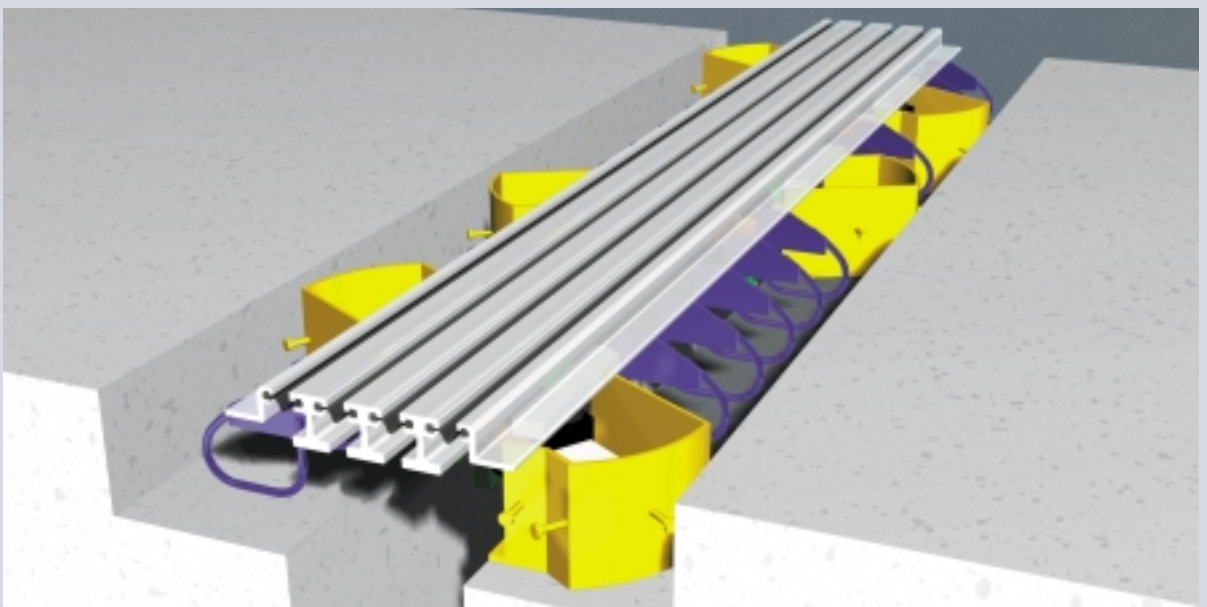


Replacement of a Roller Leaf Joint by a MAURER Swivel Joist Expansion Joint

tion it is possible to move the strip seal in direction of the carriageway without any appreciable strain.

Installation of the expansion joints is carried out in total length (i.e. in 1 piece) into the prepared recess. The structural connection shall be made in accordance with the rules of reinforced concrete construction and/or steel construction. The installation is completed with the connection of the waterproofing, followed with asphaltting.

Type DS 320 displacement of the support bar on both sides



# Design Principles and Main Components

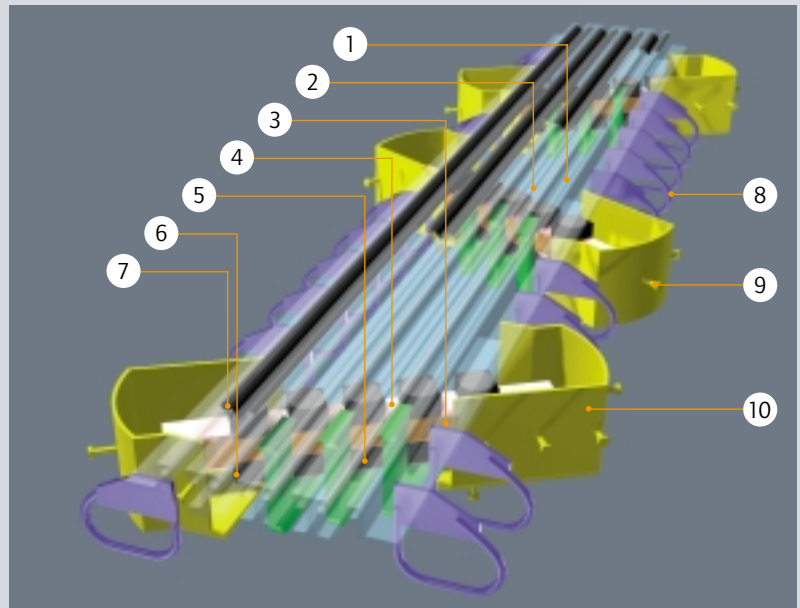
Technical approval and independent periodical inspection acc. to TL/TP-FÜ



Continuous in-house and field quality control, the use of high-grade materials, a quality assurance system in complying to DIN EN ISO 9001 as well as an environmental management system according to DIN EN ISO 14001 ensure the high standard of MAURER Swivel-Joist Expansion Joints.

All design elements of MAURER Expansion Joints are engineered in high-quality materials. All synthetics employed feature excellent resistance to ageing, wear, and show a superior performance to all kinds of environmental impacts. Relaxation of the bearing elements is insignificant even after decades of service. The sealing elements are insensitive to physical stress.

National regulations are to be taken into account in the choice of the corrosion protection system. We recommend using two-coat zinc-rich paint as the primer and epoxy-based micaceous iron ore as the finishing layer.



Designation	Description
<b>Supporting Elements</b>	
1 edge beam	hot-rolled steel grade S 235 JR G2 with precision tolerances combining good weldability with notch toughness. Can be both shop and site butt-welded.
2 centre beam	hot-rolled steel grade S 355 J2 G3 with precision tolerances combining good weldability with notch toughness. Can be both shop and site butt-welded by a patented system.
3 support bar	steel grade S 355 J2 G3, machined for precision tolerances.
<b>Supports</b>	
4 sliding plate	stainless steel in bridge bearing quality material-no. 1.4401, sliding surfaces ground and polished.
5 sliding spring	natural rubber with vulcanized steel plates. Sliding surfaces of high strength PTFE sliding material.
6 sliding bearing	chloroprene-rubber reinforced with vulcanized steel plates, according to Bridge Bearing Standard DIN 4141, part 14. Sliding surfaces of high strength PTFE sliding material.
<b>Sealing elements</b>	
7 strip seal 80	EPDM or chloroprene-rubber with high resistance to tear propagation, resistant to salt water, oil and ageing, available in any desired length. Hot vulcanization on site possible.
<b>Anchorage elements</b>	
8 carriageway anchors at the edge beams	flat and round steel made of S 235 JR G2
9 anchor studs at the support boxes	St37 K
10 support box	S 235 JR G2, to accommodate the sliding bearings, sliding springs, as well as providing the space required for the support bars in motion.

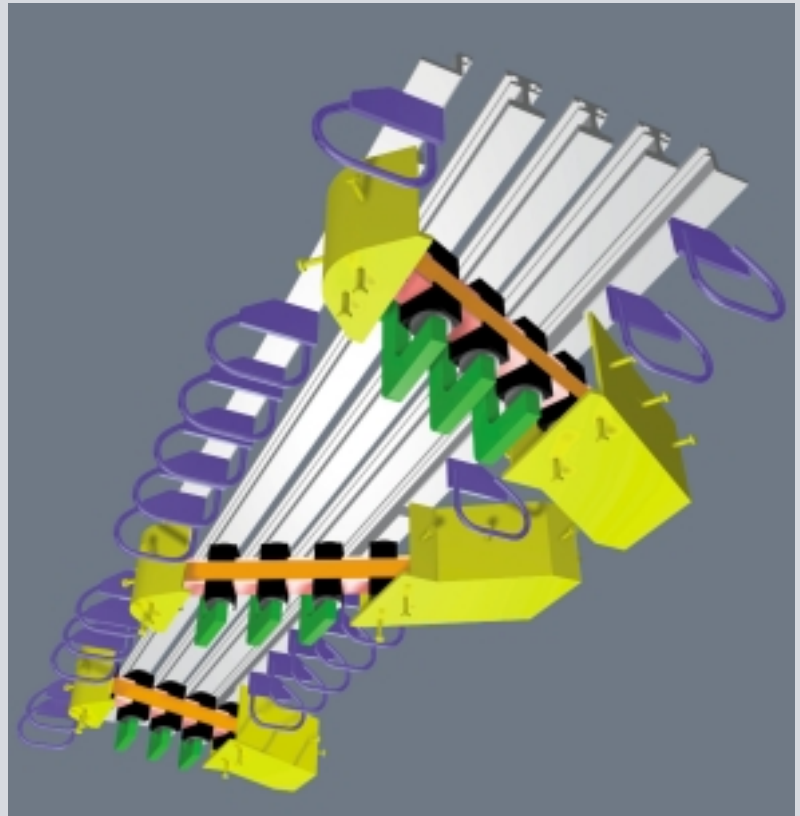
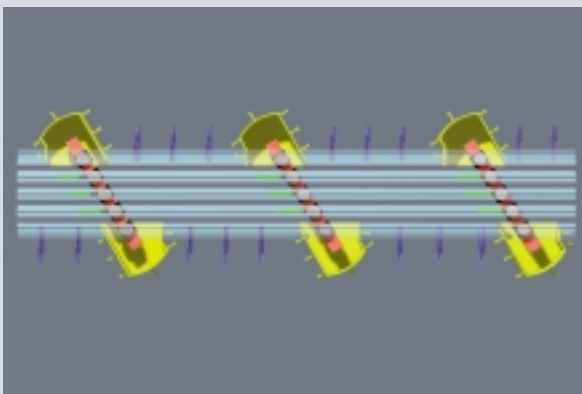
# Functional Principles

## Type DS320 displacement of a support bar that is fixed at one side view from below

The centre beams of the Swivel-Joist Expansion Joint can slide on support bars with the help of sliding bearings. By means of the geometrical arrangement of the support bars the position of the centre beams is controlled such that the overall width of the joint opening is equally subdivided to the joint gaps between the centre beams and between the centre beams and edge beams respectively.

This both simple and effective control mechanism means an important advantage of the Swivel-Joist Expansion Joint. Unrestrained absorption of movements and simultaneous transmission of traffic loads is safeguarded without additional control elements and without any defined direction of movement.

In case of larger movements, in order to avoid large spans the support bars are arranged in parallel. In this case an additional restraint is required or the positioning of parallel support bars in the two neighbouring traffic directions must be arranged such that they are inclined to each other.



The resilient bearings in respect to torsion enable horizontal and also vertical displacements of the structure as well as differences in height of the joint edges in case of a longitudinal slope.

The ample space in the joist-boxes serves to accommodate the motion sequence of the swivelling support bars in motion. The total movement of a support bar can be allocated to the two edges of the joint arbitrarily. Quite frequently the movement of the support bar is absorbed at one side, for example at the abutment, whereas at the opposite edge the support bar can rotate but is fixed in its displacement.

It will also be possible that for geometrical reasons, e.g. because of prestressing cables, the one-side displaceable support bars can be arranged in an alternating way.

The total movement can be distributed to both edges of the joint as per requirement or desire, for instance in equal parts. In steel bridges the edge structure is supported on cantilevers or supporting girders parallel to the end cross girder. As a rule the cantilever plates that are fixed to the edge structure in the manufacturing site are then welded to the steel end cross girder.

In shifting the movement to the opposite abutment, the eccentricities of the traffic loads that are introduced can be reduced to a minimum.

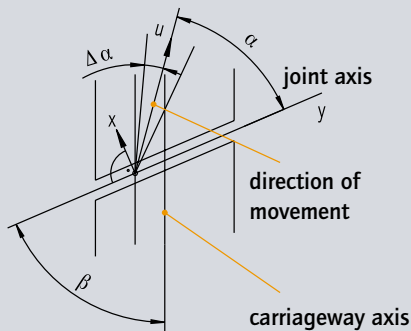
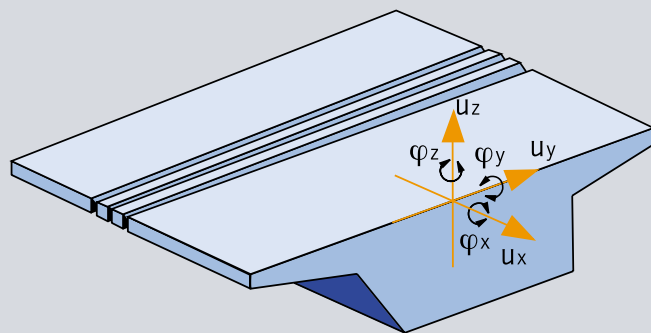
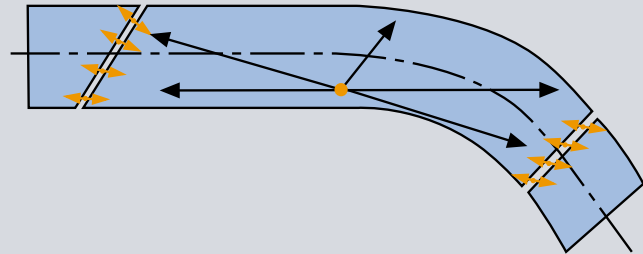
Contrary to the Girder Grid Joint, this type of Expansion Joint can accommodate the largest movements applied in bridge construction so far, which is facilitated by the fact that all centre beams are commonly supported by one support bar.

# Versatility

MAURER Swivel-Joist Expansion Joints can absorb all movements customary in bridge construction. The versatile mechanism of this type makes it suitable for variable skew angles along axes centred on a fixed point and also for complex hybrid movements and rotations about the spatial axes x, y and z.

The recess sizes given in the following pages will give the planner of the bridge structure some assistance for designing. The distribution of a support bar movement to each joint edge can be settled as per requirement or liking, other solutions than those shown below can be designed as well. All dimensions given are without obligation to the planner. For every project all dimensions will have to be determined case by case.

Geometrical restrictions which might be the consequence of the geometry of the boxes and support bars, can be changed by special design any time.



Due to the high standardisation expenditure resulting from Technical Test Specifications according to TL/TP-FÜ only applications of frequent use had been considered (please also refer to the appertaining documents). In Germany the admissible movement per joint gap in transverse direction to the joint-axis has been restricted to

65 mm. However, all expansion joints are designed to take movements of 80 mm. The following table shows the admissible movements for standard designs of the individual types.

type	weight [kg/m]	type	weight [kg/m]
DS160	270	DS720	930
DS240	350	DS800	1030
DS320	440	DS880	1140
DS400	530	DS960	1260
DS480	620	DS1040	1380
DS560	720	DS1120	1500
DS640	820	DS1200	1620

The given numbers of the weight of joints is only to calculate the size of cranes and lifting devices.

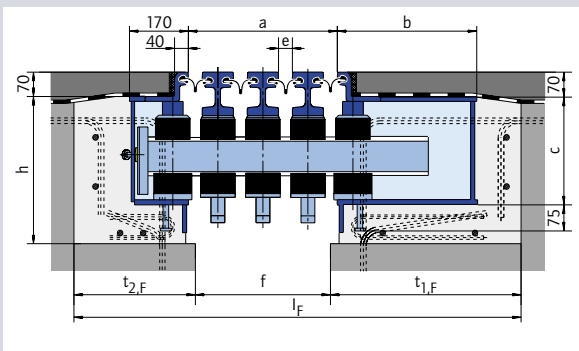
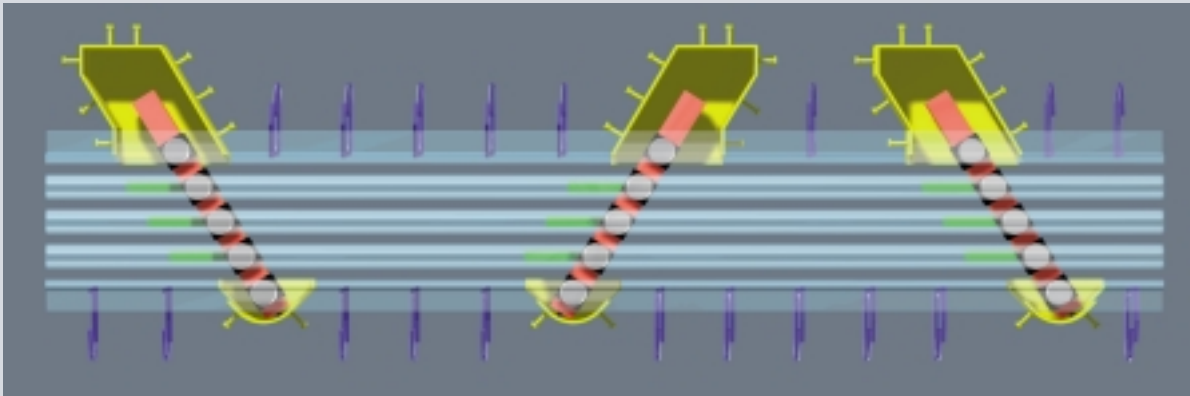
n	type	$u_x$ [mm]	$u_y$ *) [mm]	$u_z$ *) [mm]	$\alpha$ [°]	$\Delta\alpha$	$\beta$ [°]
2	DS160	130 (160)	$\pm 80$	$\pm 10$			
3	DS240	195 (240)	$\pm 120$	$\pm 15$			
4	DS320	260 (320)	$\pm 160$	$\pm 20$			
5	DS400	325 (400)	$\pm 200$	$\pm 25$			
6	DS480	390 (480)	$\pm 240$	$\pm 30$			
7	DS560	455 (560)	$\pm 280$	$\pm 35$			
8	DS640	520 (640)	$\pm 320$	$\pm 40$	$90^\circ \pm 45^\circ$	any	any
9	DS720	585 (720)	$\pm 360$	$\pm 40$			
10	DS800	650 (800)	$\pm 400$	$\pm 40$			
11	DS880	715 (880)	$\pm 440$	$\pm 40$			
12	DS960	780 (960)	$\pm 480$	$\pm 45$			
13	DS1040	845 (1040)	$\pm 520$	$\pm 45$			
14	DS1120	910 (1120)	$\pm 560$	$\pm 45$			
15	DS1200	975 (1200)	$\pm 600$	$\pm 45$			

\*) Values apply to standard design, bigger values are possible, too.

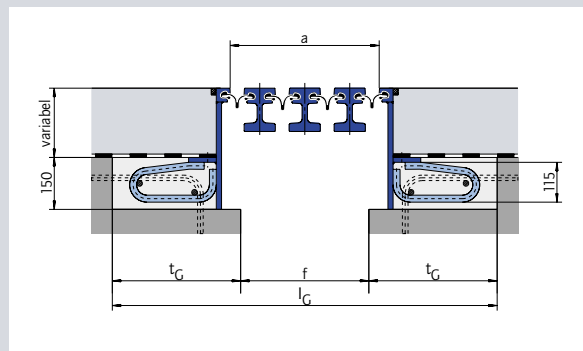


# Movement of support bars to one side only

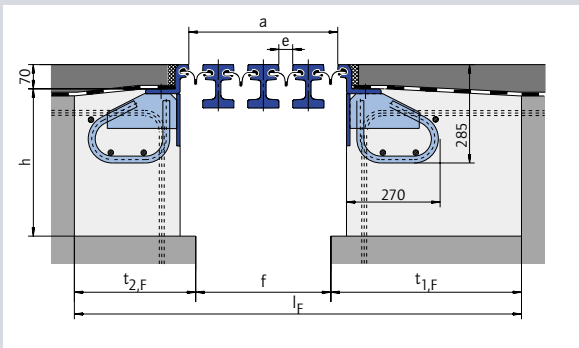
## Recess dimensions



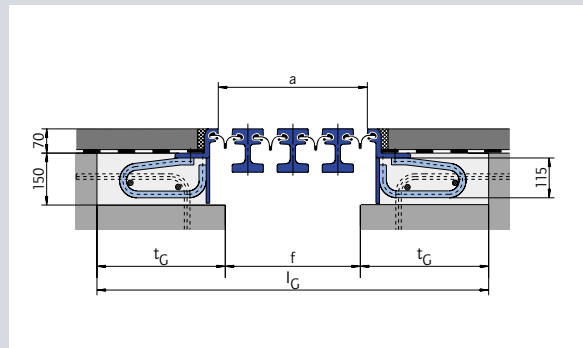
cross section through support box at carriageway



footway cross section - version 1



carriageway cross section at anchorage



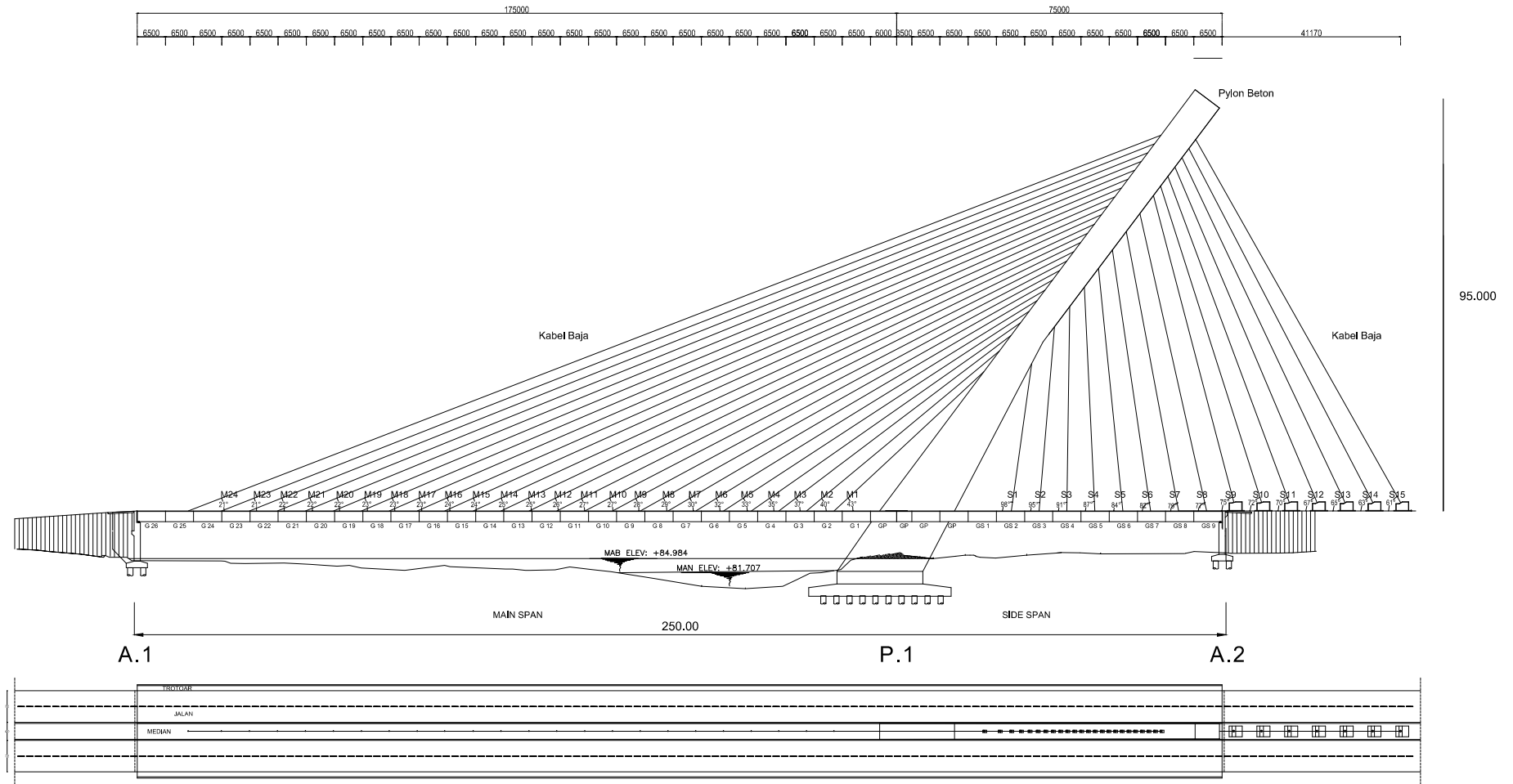
footway cross section - version 2

Presetting of gap dimension  $e = 30 \text{ mm}$


MAURER exp. joint	structural dimensions			concrete recess dimensions			concrete gap dimensions				
	n	type	a [mm]	b [mm]	c [mm]	h [mm]	t <sub>1,F</sub> [mm]	t <sub>2,F</sub> =t <sub>G</sub> [mm]	f <sub>min</sub> [mm]	f <sub>max</sub> [mm]	l <sub>F</sub> [mm]
2	DS160	150	260	290	420	400	350	115	130	865	815
3	DS240	270	310	300	430	450	380	225	250	1055	985
4	DS320	390	360	310	440	500	390	300	370	1190	1080
5	DS400	510	410	320	450	560	400	410	490	1370	1210
6	DS480	630	460	330	460	620	410	520	610	1550	1340
7	DS560	750	510	340	470	680	420	630	730	1730	1470
8	DS640	870	560	350	480	740	430	740	850	1910	1600
9	DS720	990	610	360	490	800	440	850	970	2090	1730
10	DS800	1110	660	370	500	860	450	960	1090	2270	1860
11	DS880	1230	710	380	510	920	460	1070	1210	2450	1990
12	DS960	1350	760	390	520	980	470	1180	1330	2630	2120
13	DS1040	1470	810	400	530	1040	480	1290	1450	2810	2250
14	DS1120	1590	860	410	540	1100	490	1400	1570	2990	2380
15	DS1200	1710	910	420	550	1160	500	1510	1690	3170	2510

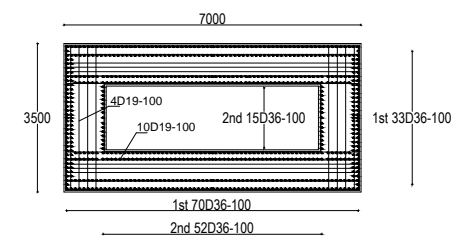
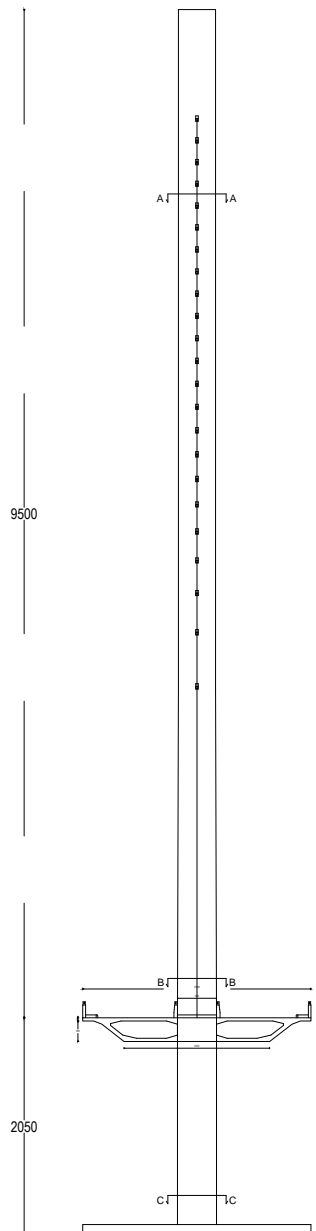
- All dimensions are rectangular to the joint axis y.
- n = number of sealing elements
- a, f and l apply to a presetting dimension  $e = 30 \text{ mm}$  for every joint gap and must be adjusted by  $n \times \Delta e$  in case of deviating presetting dimension e.
- recesses for footway joists, restraints and tube openings as a rule require prior consent between the planner of the structure and the manufacturer of the expansion joint.
- Smaller recess dimensions are possible by special design of MAURER.

For structures acc. to directives TL/TP-FÜ you must also observe the details given in the standard testing specifications

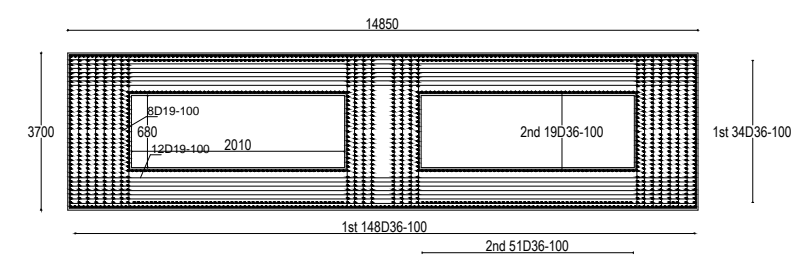



**TAMPAK ATAS DAN MEMANJANG JEMBRAN**  
 SCALE 1:100

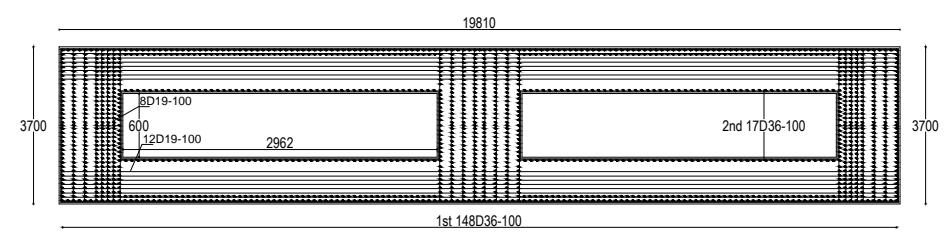
	<b>JUDUL TUGAS AKHIR</b>	<b>JUDUL GAMBAR</b>	<b>SKALA</b>	<b>NO</b>	<b>DOSEN PEMBIMBING</b>	<b>MAHASISWA</b>
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBRAN NGUJANG II MENGGUNAKAN CABLE STAYED ASYMMETRIC DAN BOX GIRDER PRATEKAN	Potongan memanjang	1 : 100	1	<b>Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS NIP. 195503251980031004</b>	<b>Anshar Adi Prihantono NRP. 03111645000035</b>
				JMLH	<b>Bambang Piscesa,ST.,MT NIP. 198403182008121001</b>	



DETAIL TULANGAN POT .A-A  
SCALE 1:25

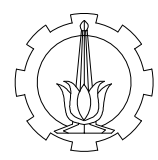


DETAIL TULANGAN POT .B-B  
SCALE 1:25



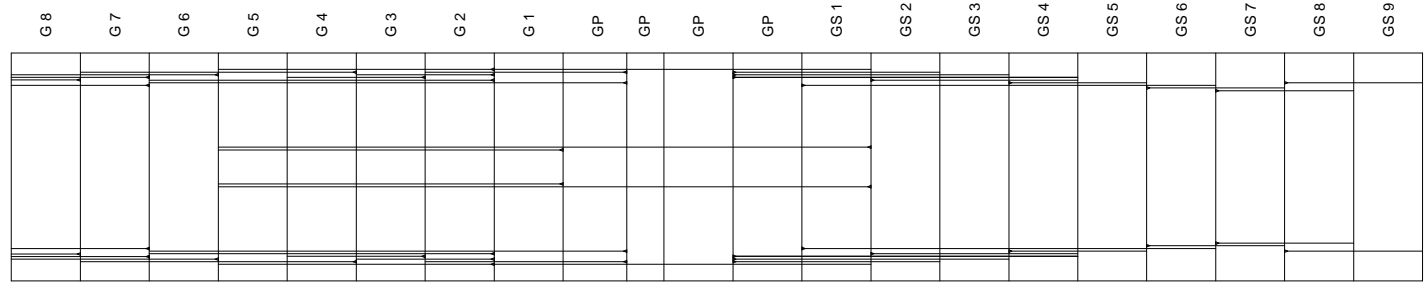
DETAIL TULANGAN POT .C-C  
SCALE 1:25

TAMPAK MELINTANG JEMBATAN  
SCALE 1:100

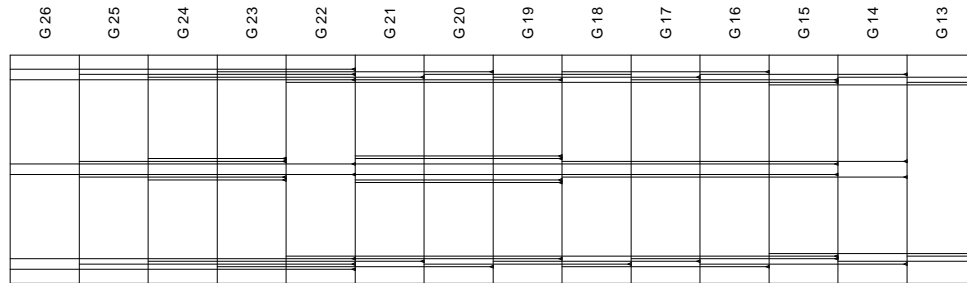


JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN NGUJANG DENGAN ASYMMETRIC CABLE STAYED SYSTEM DAN PC SB GIRDER	DETAIL TULANGAN PYLON	1 : 100 1 : 25	2	Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS NIP. 195503251980031004	Anshar Adi Prihantono NRP. 03111645000035
			JMLH		

DETAIL B

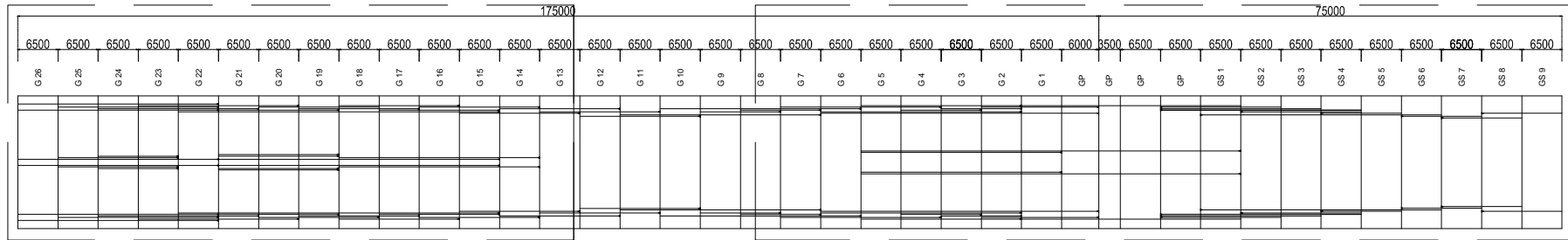


DETAIL A



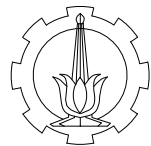
DETAIL A

DETAIL B



LAYOUT TENDON SISI ATAS PENAMPANG

SCALE 1:100



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER* PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

LAYOUT  
TENDON

SKALA

1 : 100

NO

3

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

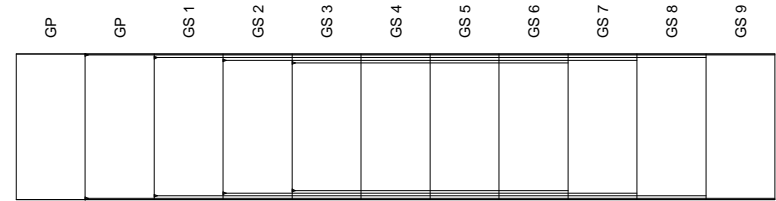
**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

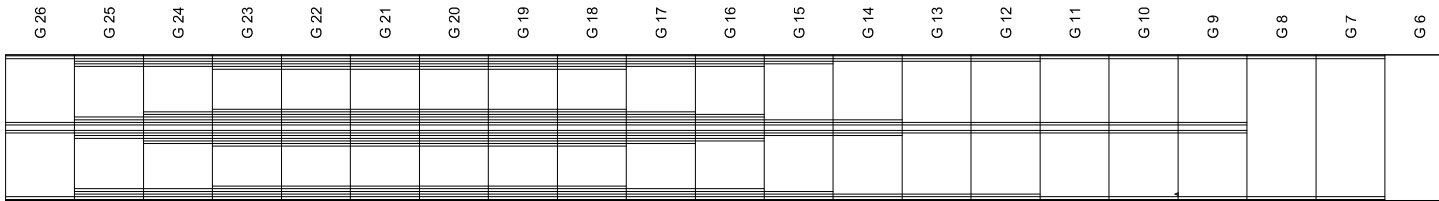
**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**



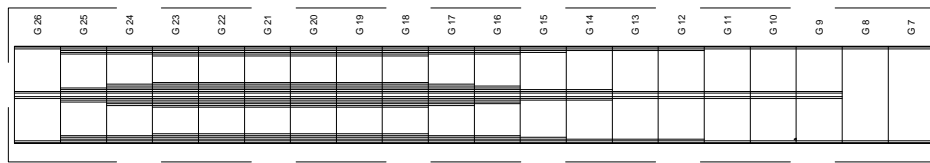
DETAIL D



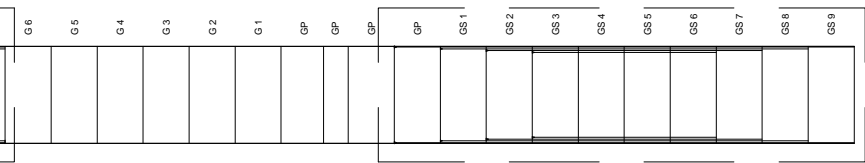
DETAIL C



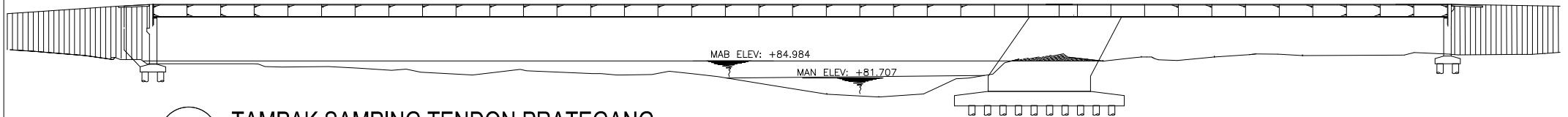
DETAIL C



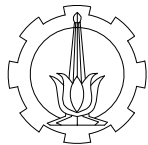
DETAIL D



LAYOUT TENDON SISI BAWAH PENAMPANG  
SCALE 1:100



TAMPAK SAMPING TENDON PRATEGANG  
SCALE 1:100



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER* PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

LAYOUT  
TENDON

SKALA

1 : 100

NO

4

JMLH

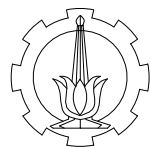
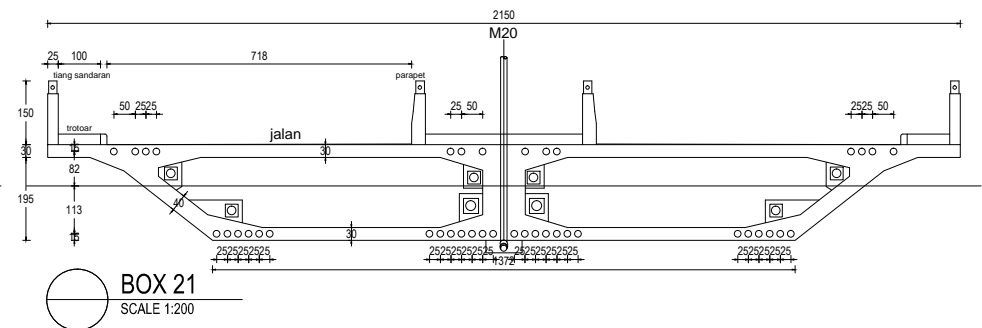
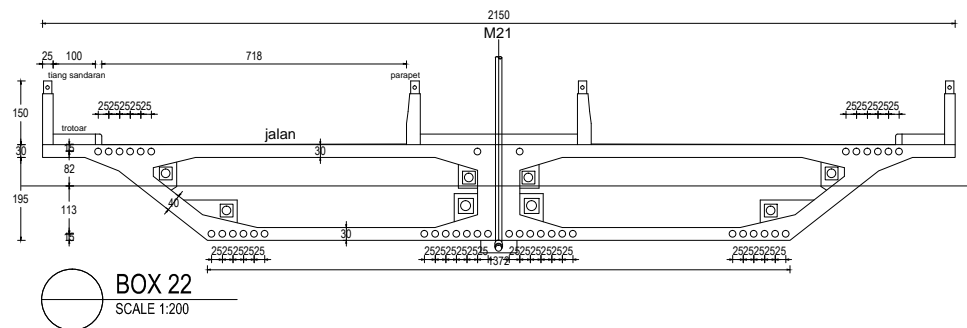
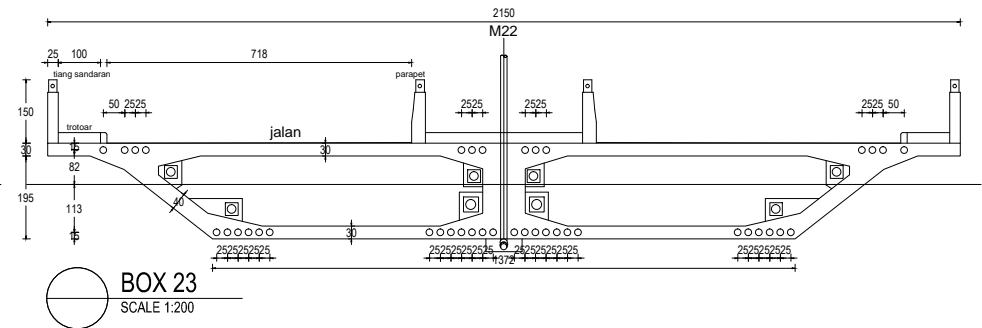
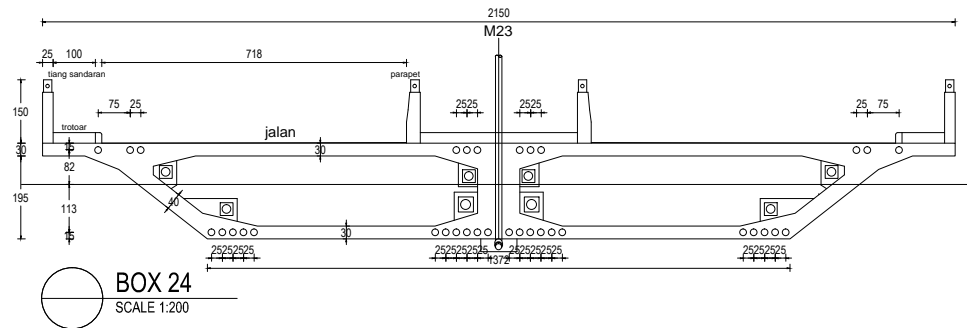
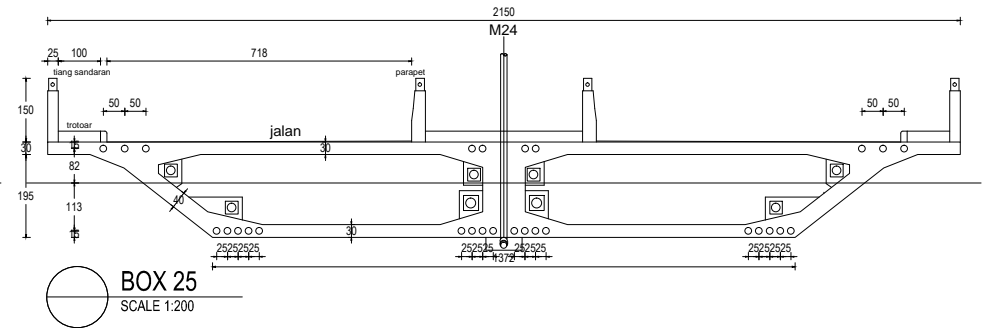
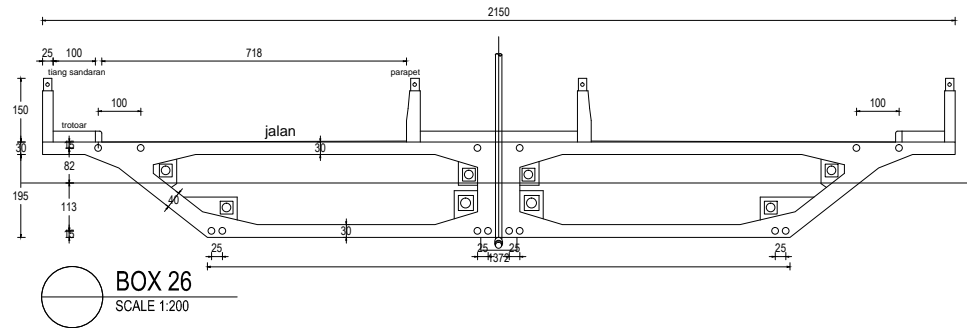
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

5

JMLH

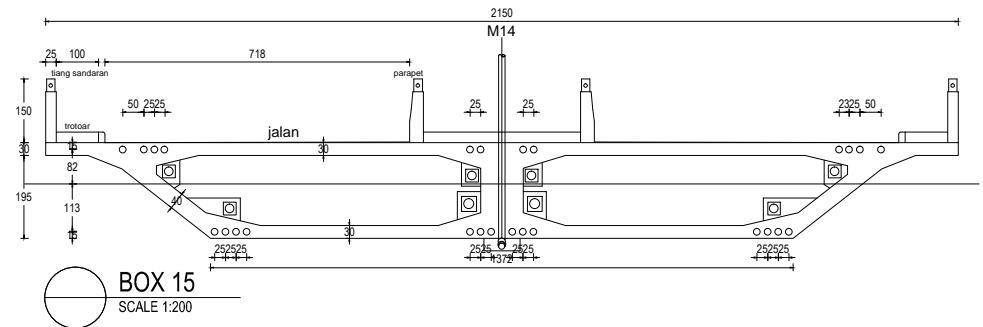
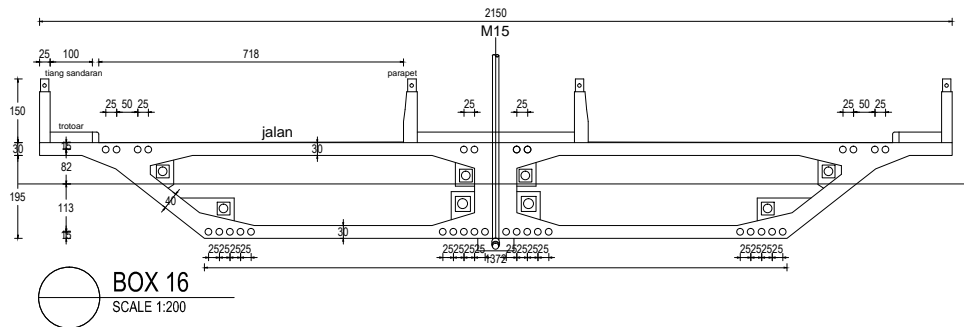
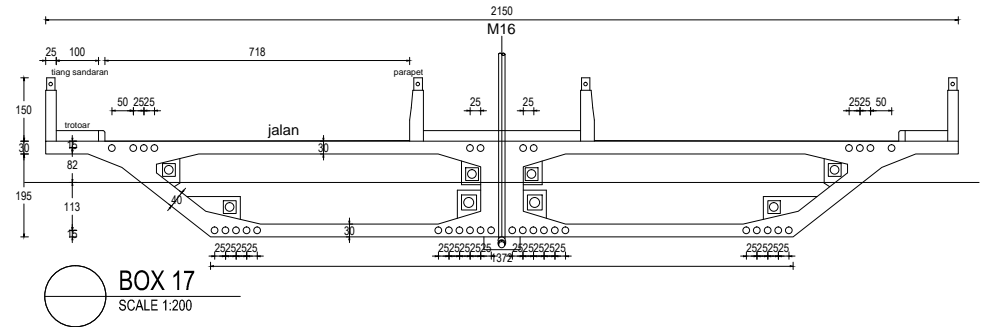
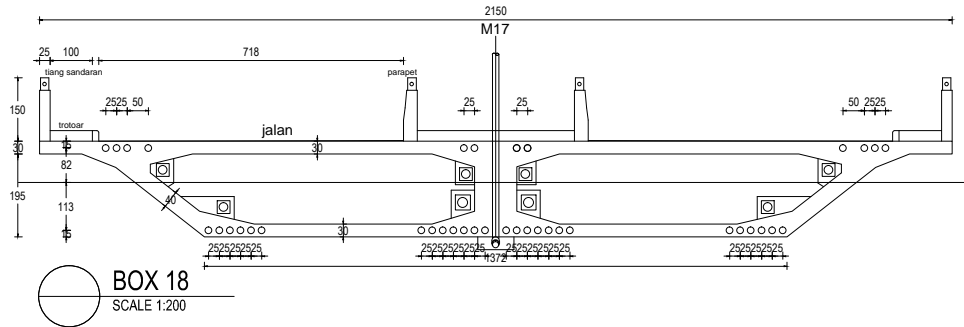
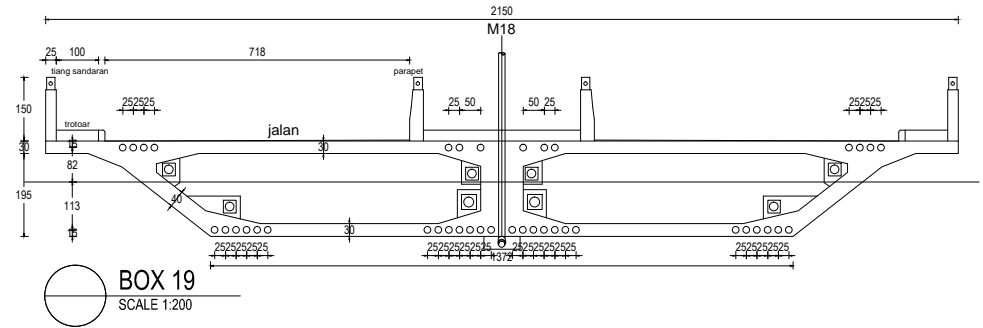
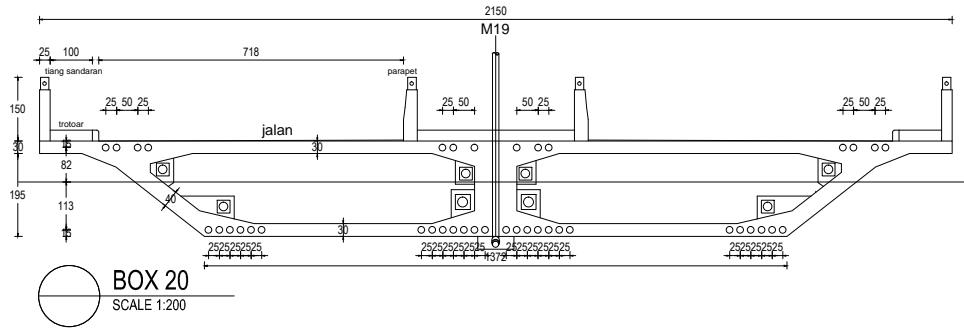
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

6

JMLH

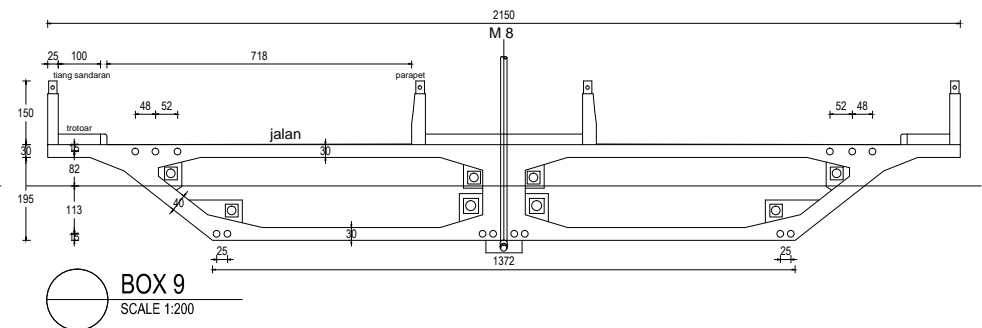
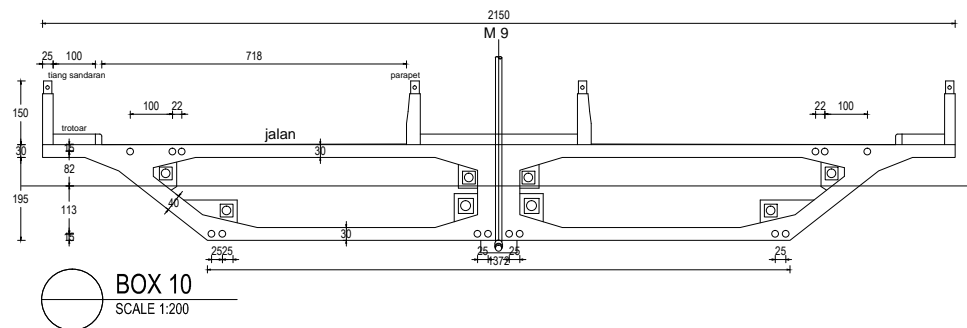
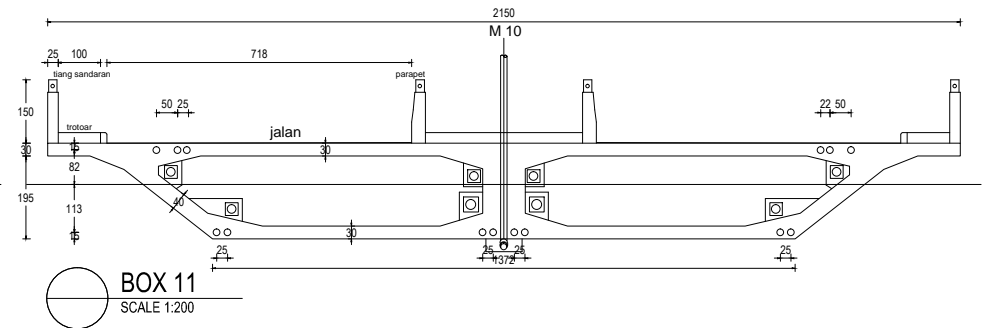
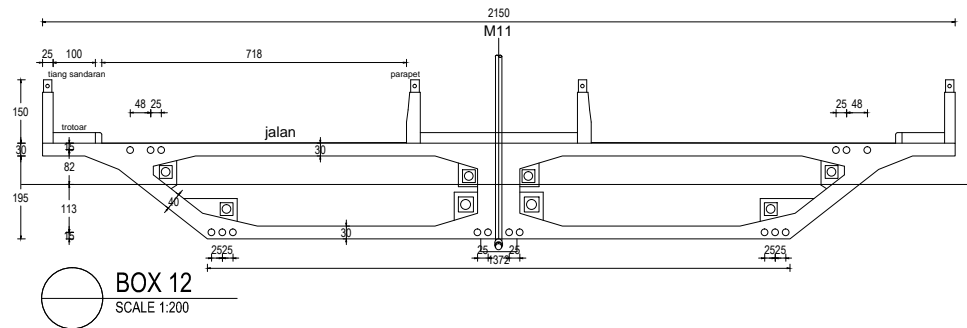
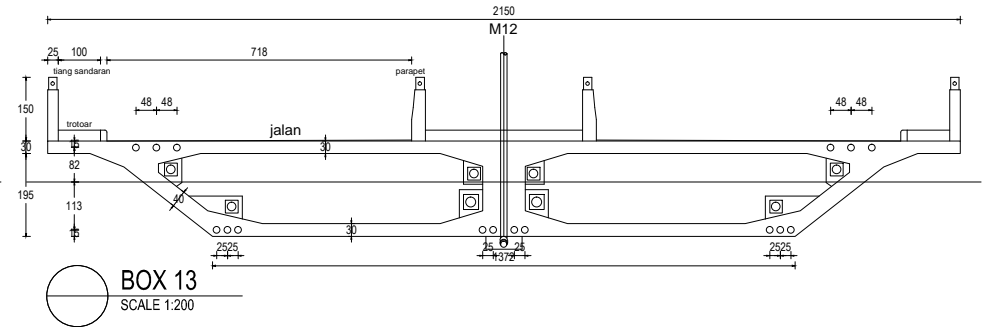
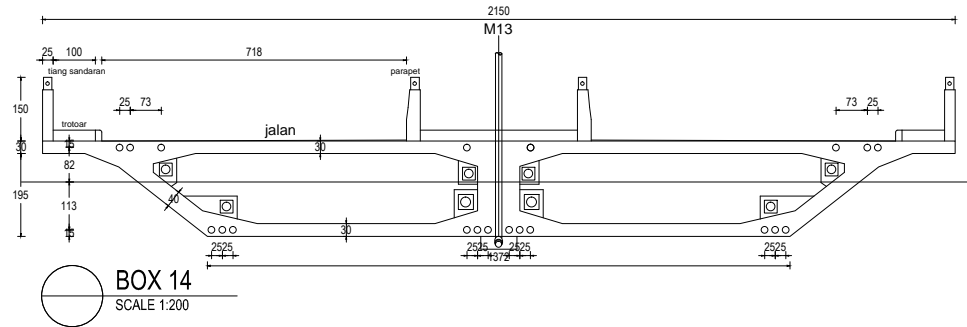
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

7

JMLH

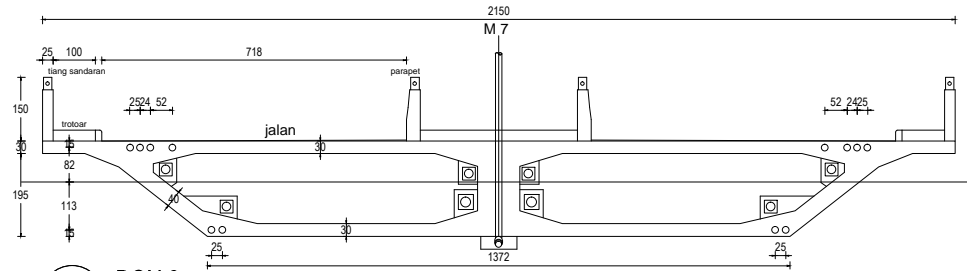
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

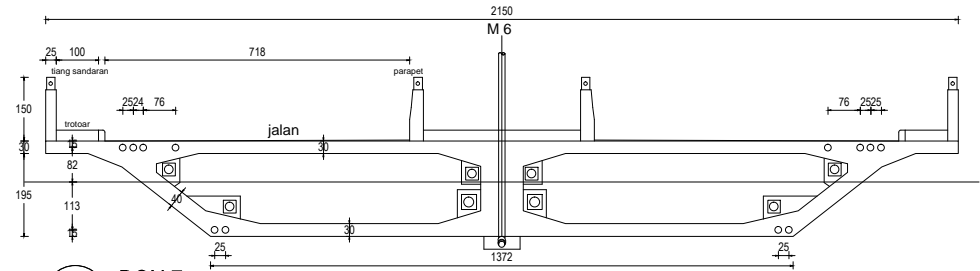
**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

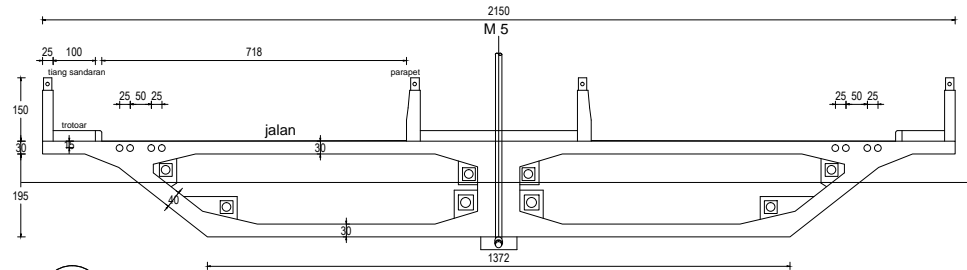
**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**



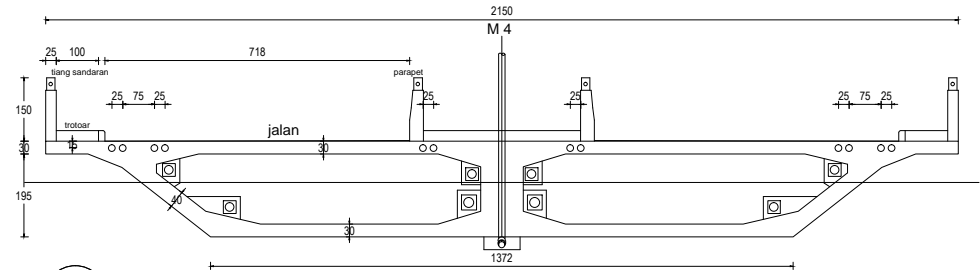
BOX 8  
SCALE 1:200



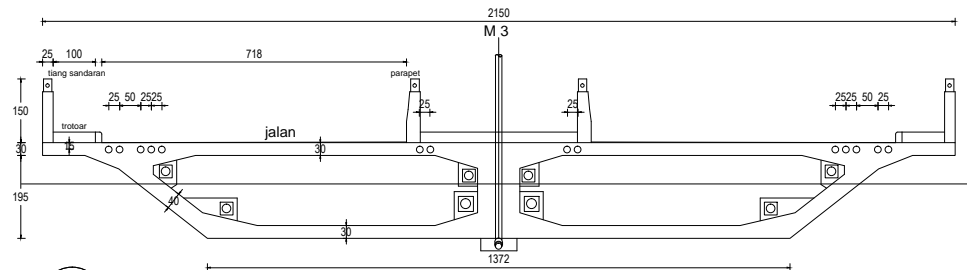
BOX 7  
SCALE 1:200



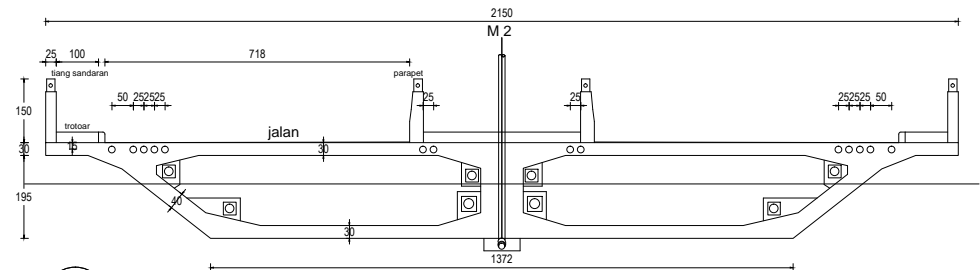
BOX 6  
SCALE 1:200



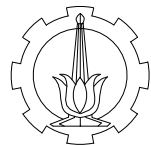
BOX 5  
SCALE 1:200



BOX 4  
SCALE 1:200



BOX 3  
SCALE 1:200



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

8

JMLH

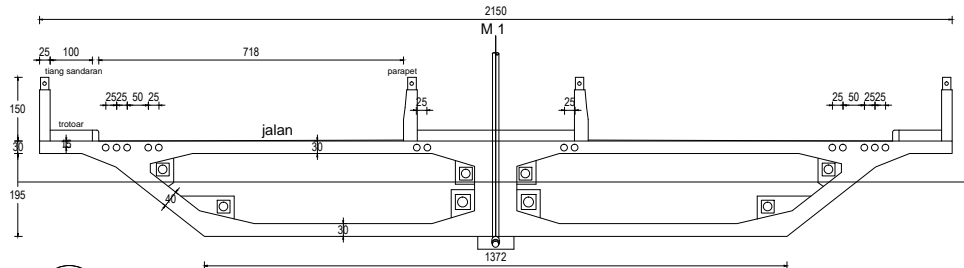
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

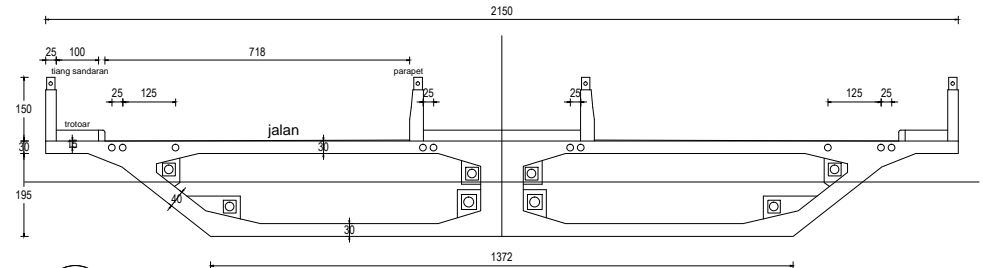
**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

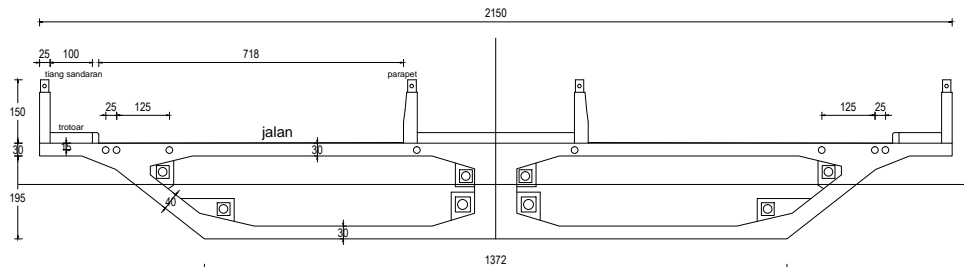
**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**



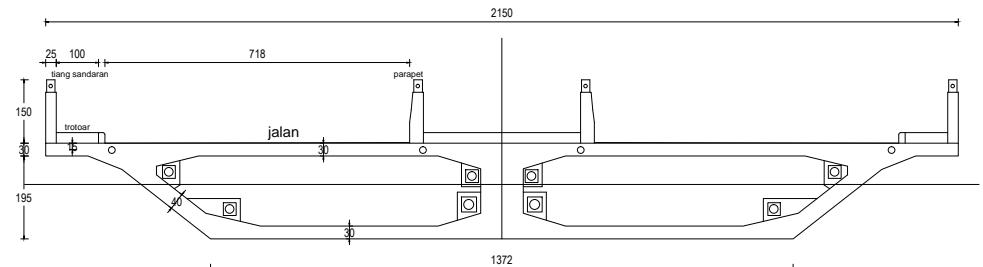
BOX 2  
SCALE 1:200



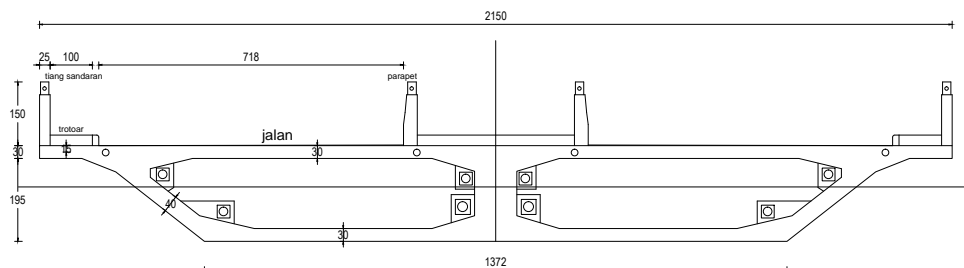
BOX 1  
SCALE 1:200



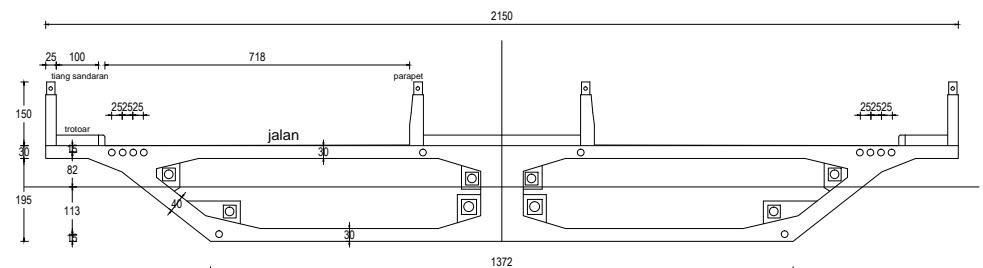
BOX GP  
SCALE 1:200



BOX GP  
SCALE 1:200



BOX GP  
SCALE 1:200



BOX GP  
SCALE 1:200



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

9

JMLH

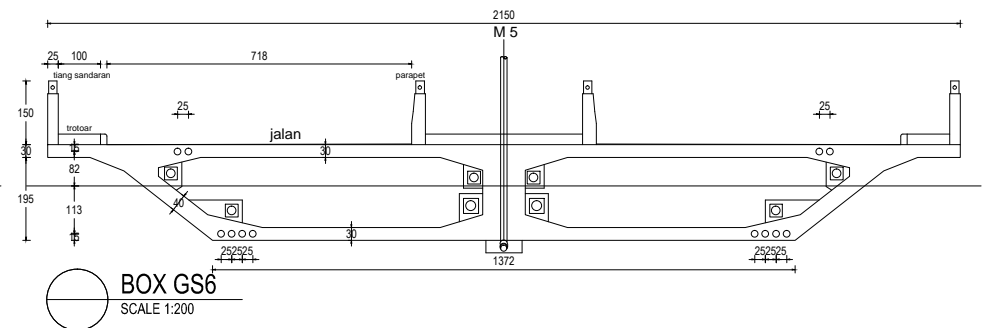
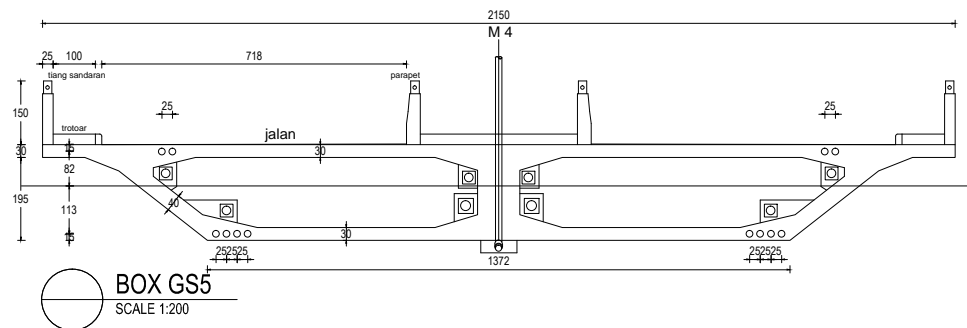
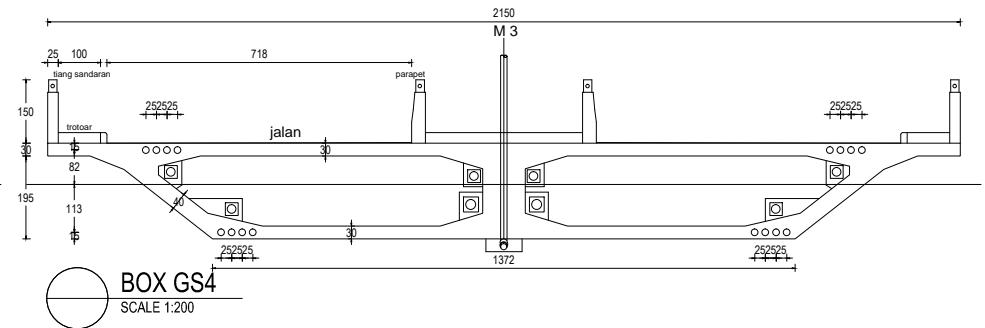
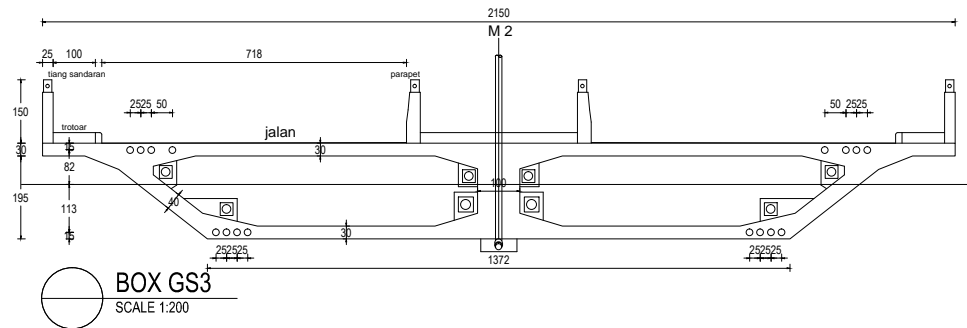
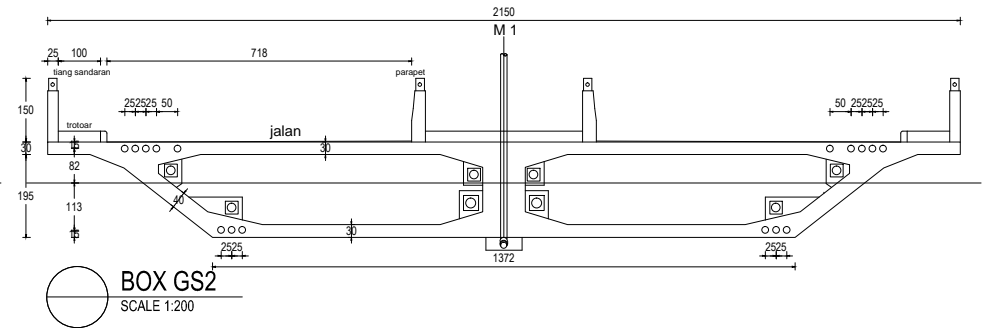
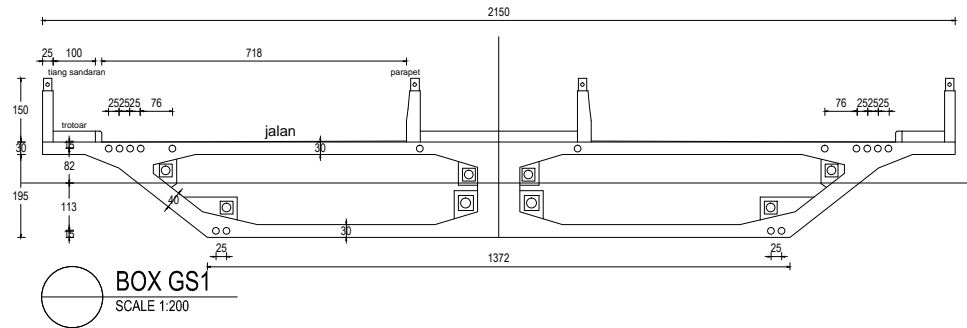
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

10

JMLH

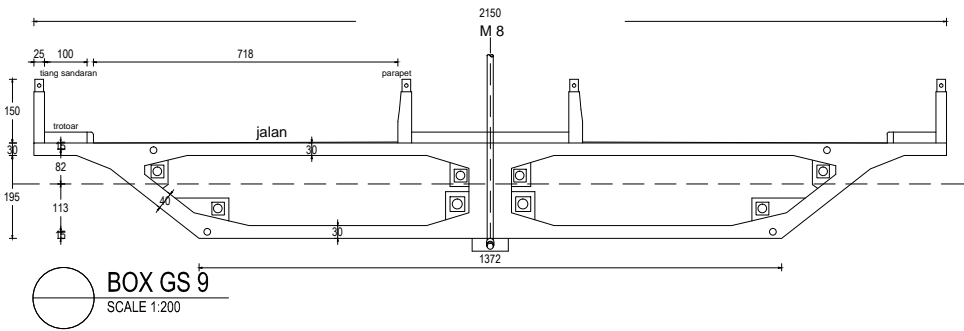
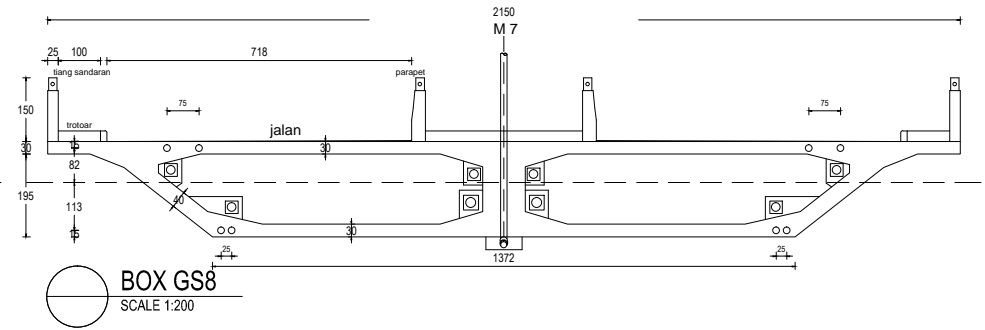
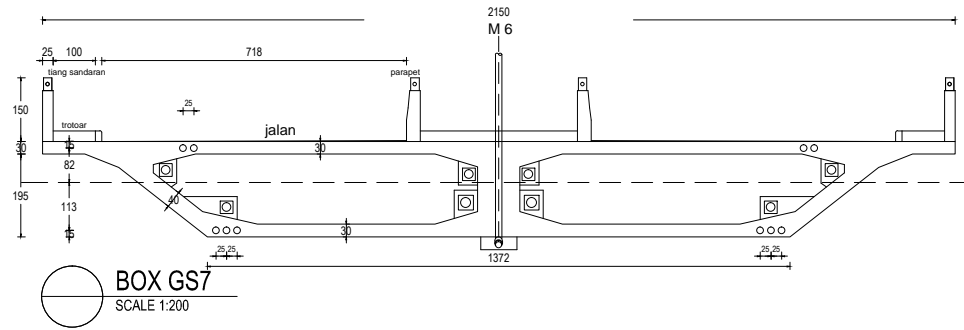
DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 0311164500035**



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

POTONGAN  
MELINTANG  
BOX GIRDER

SKALA

1 : 200

NO

11

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

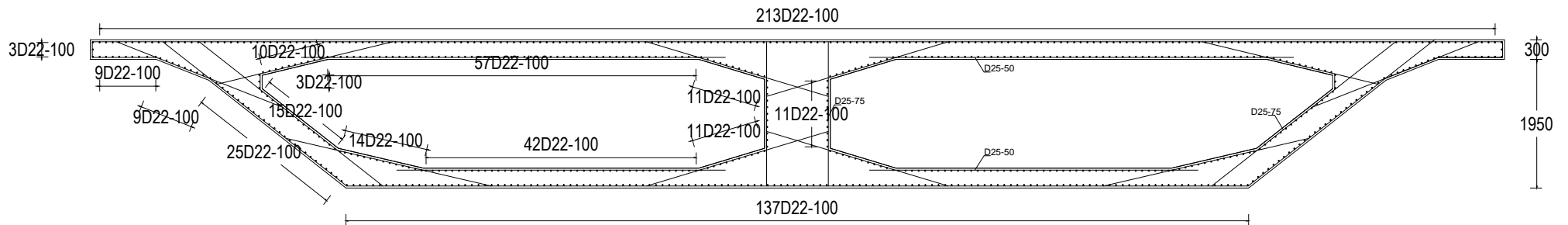
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**


**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121002**


MAHASISWA

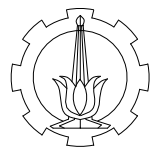
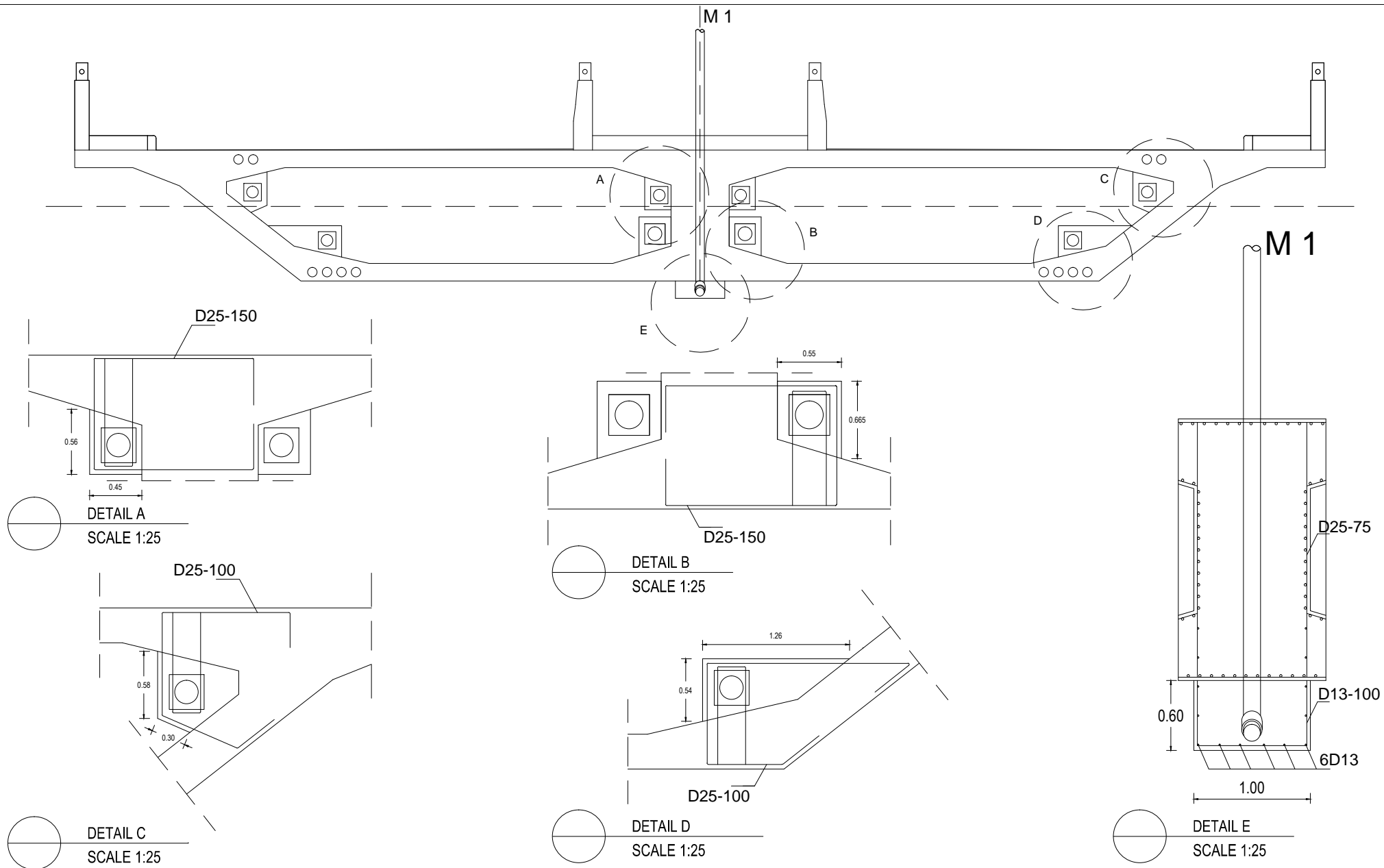
**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**






 PENULANGAN BOX GIRDER  
 SCALE 1:100

	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN NGUJANG II MENGGUNAKAN <i>CABLE</i> <i>STAYED ASYMMETRIC</i> DAN <i>BOX GIRDER PRATEKAN</i>	DETAIL TULANGAN BOX GIRDER	1 : 100	12  JMLH	<b>Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS</b> <b>NIP. 195503251980031004</b>  <b>Bambang Piscesa,ST.,MT</b> <b>NIP. 198403182008121002</b>	<b>Anshar Adi Prihantono</b> <b>NRP. 03111645000035</b>



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

DETAIL DAN  
TULANGAN BLOK  
UJUNG BOX  
GIRDER

SKALA

1 : 100  
1 : 25

NO

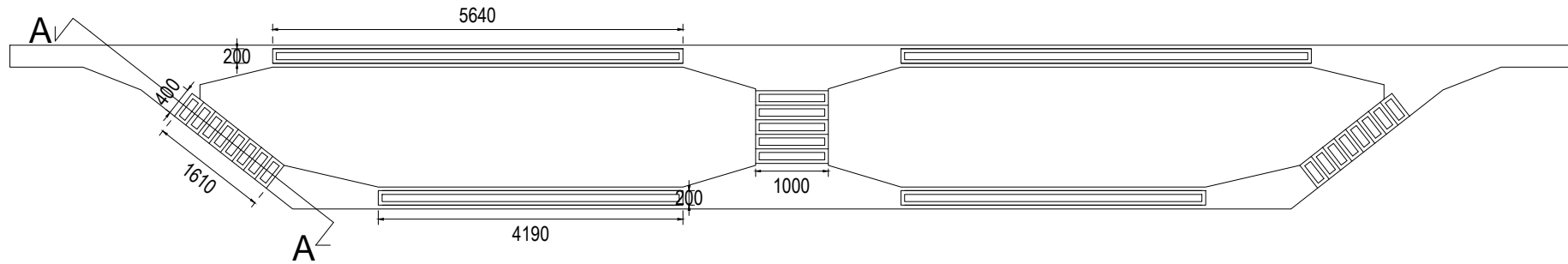
13  
JMLH

DOSEN PEMBIMBING

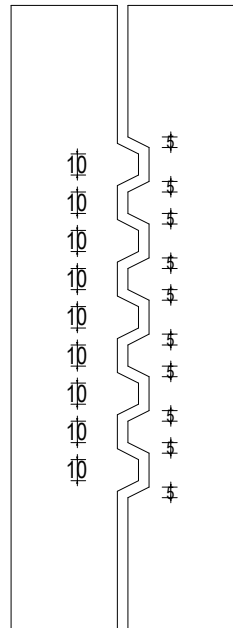
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**  
**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121002**

MAHASISWA

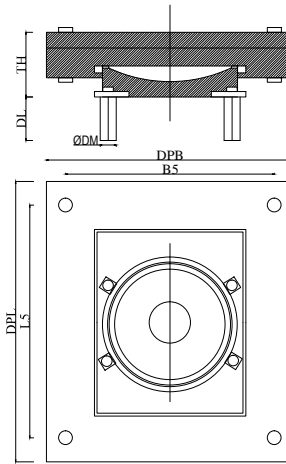
**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**



TIPIKAL SHEAR KEY JOINT  
SCALE 1:100



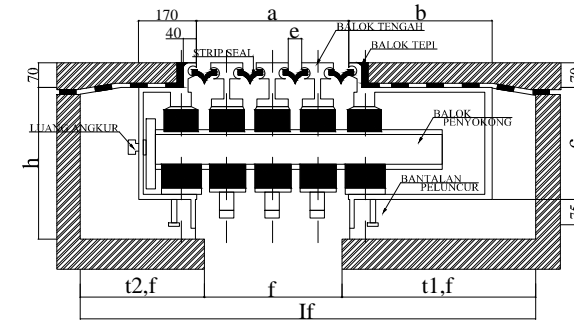
POTONGAN A-A  
SCALE 1:20



POT BEARING TYPE  
SKALA 1:25

DIMENSI POT BEARING

type	Ø D2	TH	TOP PLATE DIMENSIONS	PIER	DM	DL	DPB	DP
PU 2000/1400/H2 EN	944 mm	200 mm	944 x 944 mm	80 mm	400 mm	814 mm	1044 mm	738 mm



EXPANSION JOINT TYPE  
SKALA 1:25

DIMENSI MODULAR JOINT (EXPANSION JOINT)

n	type	a	b	c	h	t1,f	t2,f+IG	fmin	fmax	IF	IG
15	DS160	150 mm	260 mm	290 mm	420 mm	400 mm	350 mm	115 mm	130 mm	865 mm	815 mm



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

DETAIL  
SHEAR-KEY  
JOINT

SKALA

1 : 100  
1 : 20

NO

14

JMLH

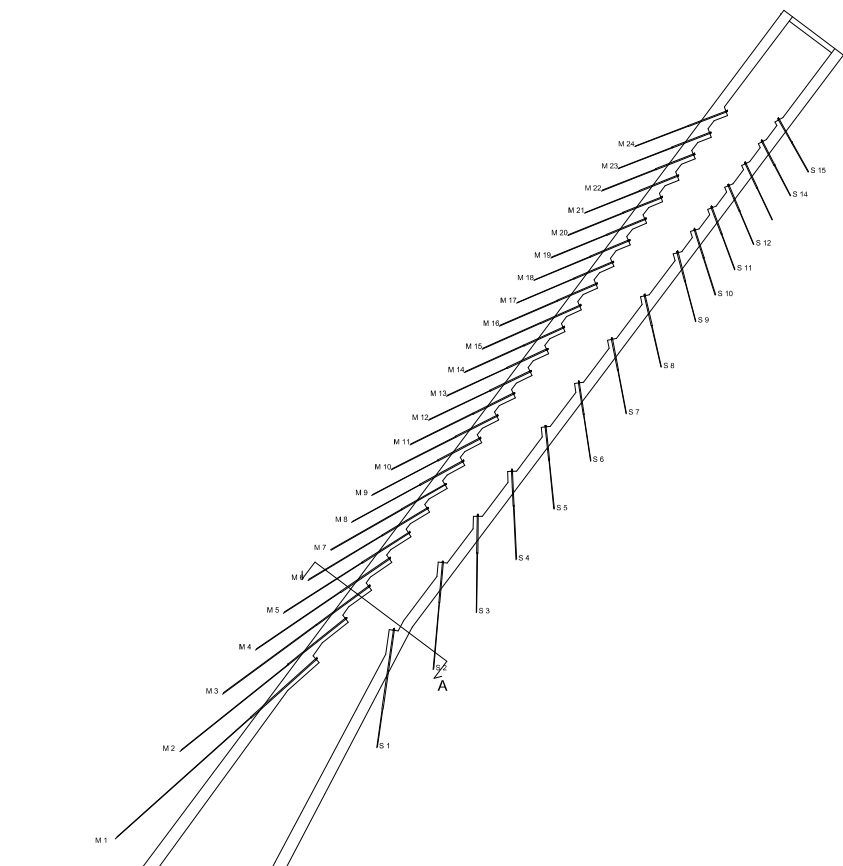
DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004

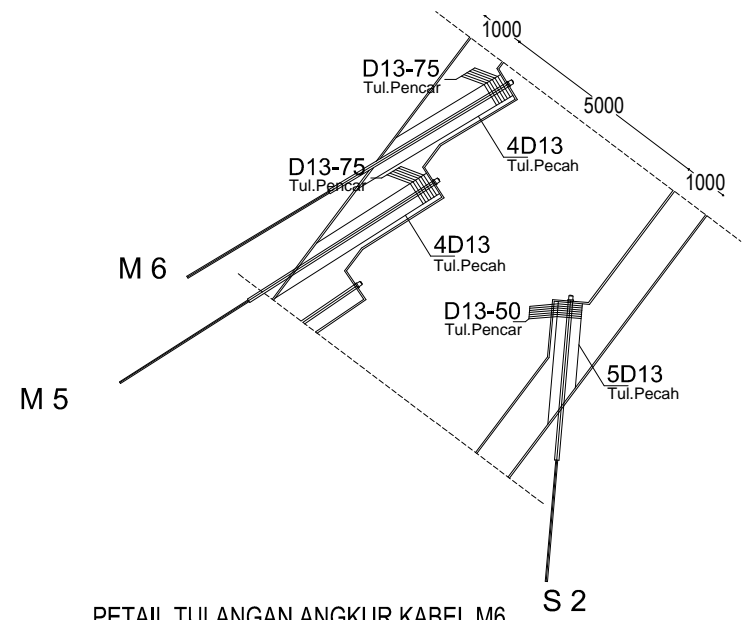
Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121002


MAHASISWA

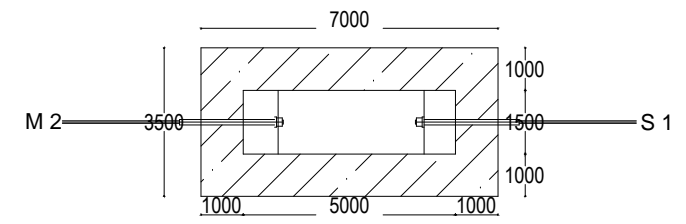
Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035




**PENGGANGKURAN KABEL PADA PYLON**  
 SCALE 1:100



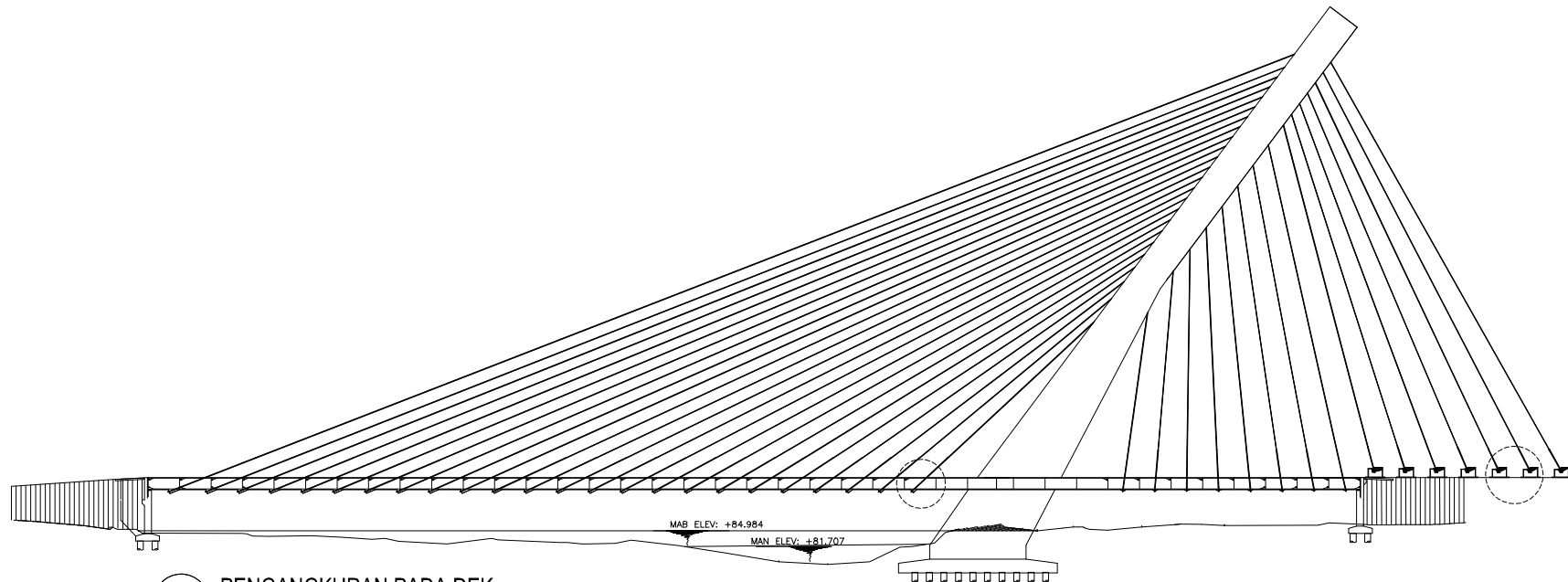

**PETAUL TULANGAN ANGKUR KABEL M6,  
M5 DAN S2**  
 SCALE 1:20



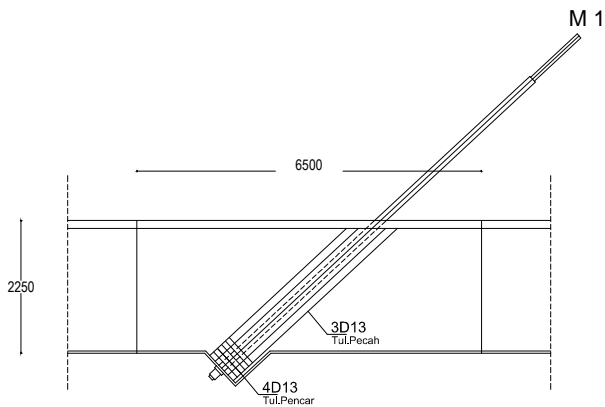

**DETAIL A-A**  
 SCALE 1:20



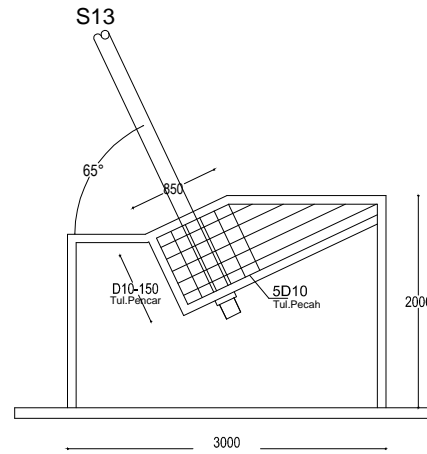
JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBRAN NGUJANG II MENGGUNAKAN <i>CABLE STAYED ASYMMETRIC</i> DAN <i>BOX GIRDER PRATEKAN</i>	PENGGANGKURAN KABEL PADA PYLON	1 : 100 1 : 20	15	Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS NIP. 195503251980031004	Anshar Adi Prihantono NRP. 03111645000035
			JMLH		
				Bambang Piscesa,ST.,MT NIP. 198403182008121001	



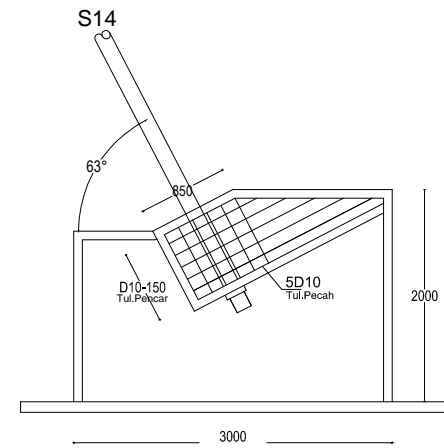
**PENGANGKURAN PADA DEK**  
SCALE 1:100



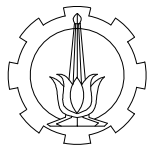
**DETAIL PENULANGAN BLOK ANGKUR PADA DEK KABEL M1**  
SCALE 1:50



**DETAIL PENULANGAN BLOK ANGKUR KABEL S13**  
SCALE 1:50



**DETAIL PENULANGAN BLOK ANGKUR KABEL S14**  
SCALE 1:50



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

**JUDUL GAMBAR**

PENGANGKURAN  
KABEL PADA  
BOX GIRDER  
DAN  
EKSTERNAL

**SKALA**

1 : 100  
1 : 50

**NO**

16  
JMLH

**DOSEN PEMBIMBING**

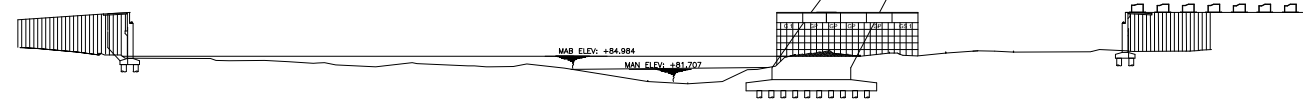
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

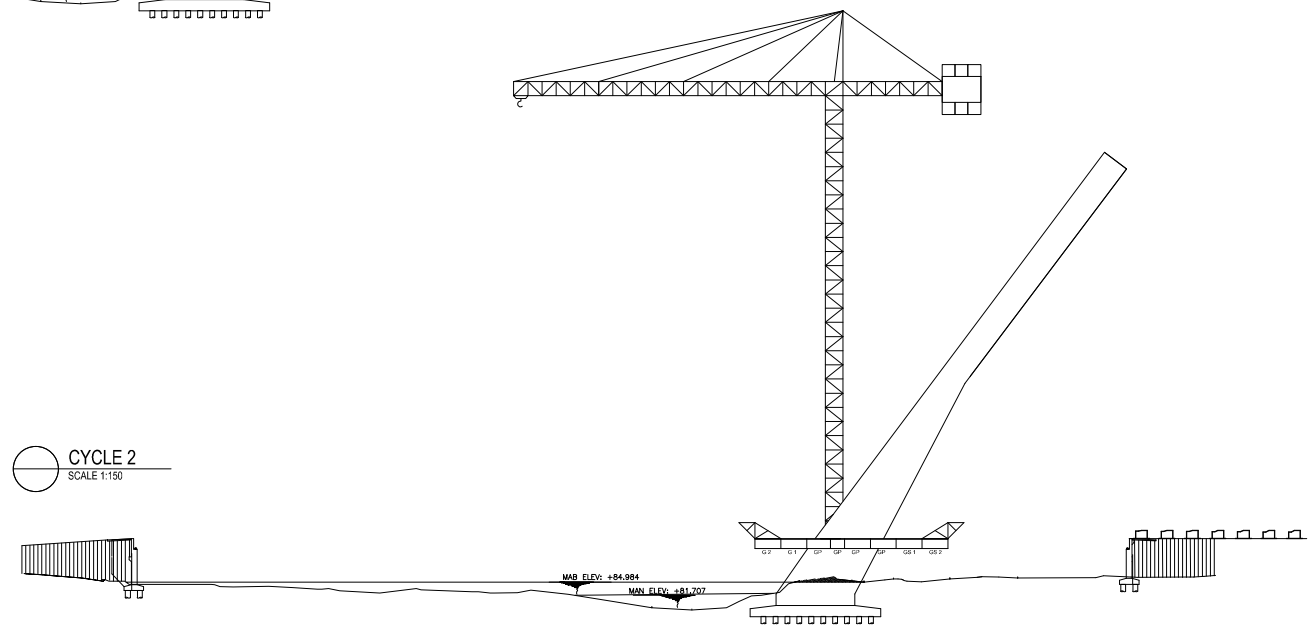
**MAHASISWA**

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 1  
SCALE 1:150



CYCLE 2  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

17

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

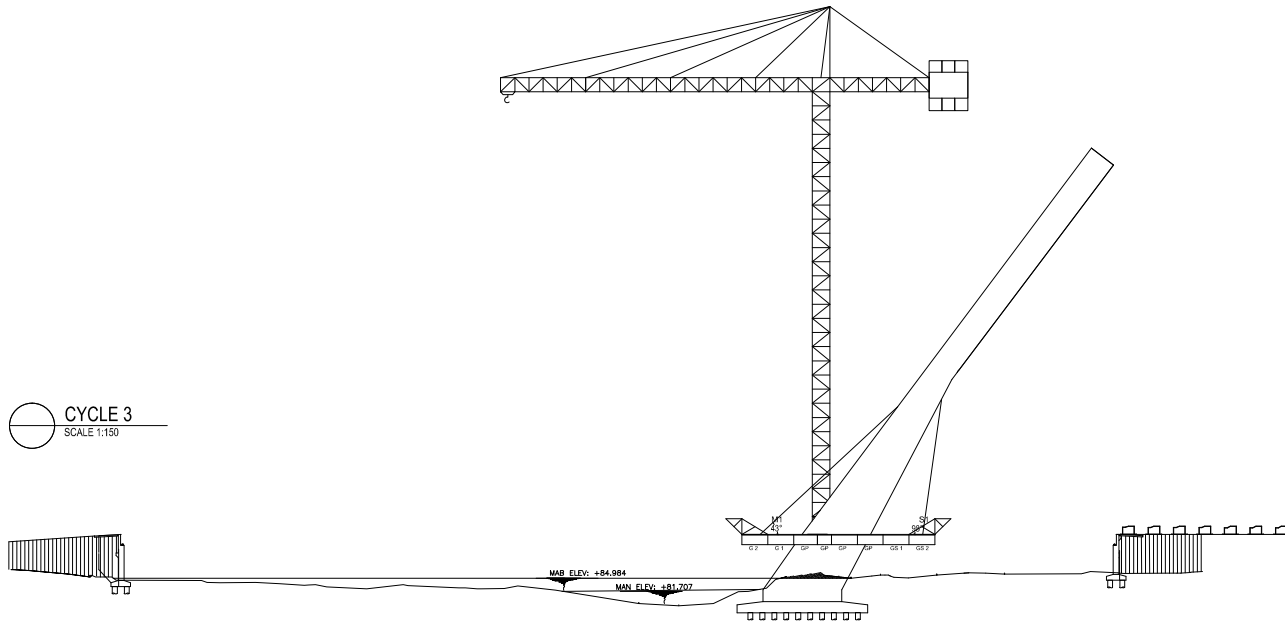
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

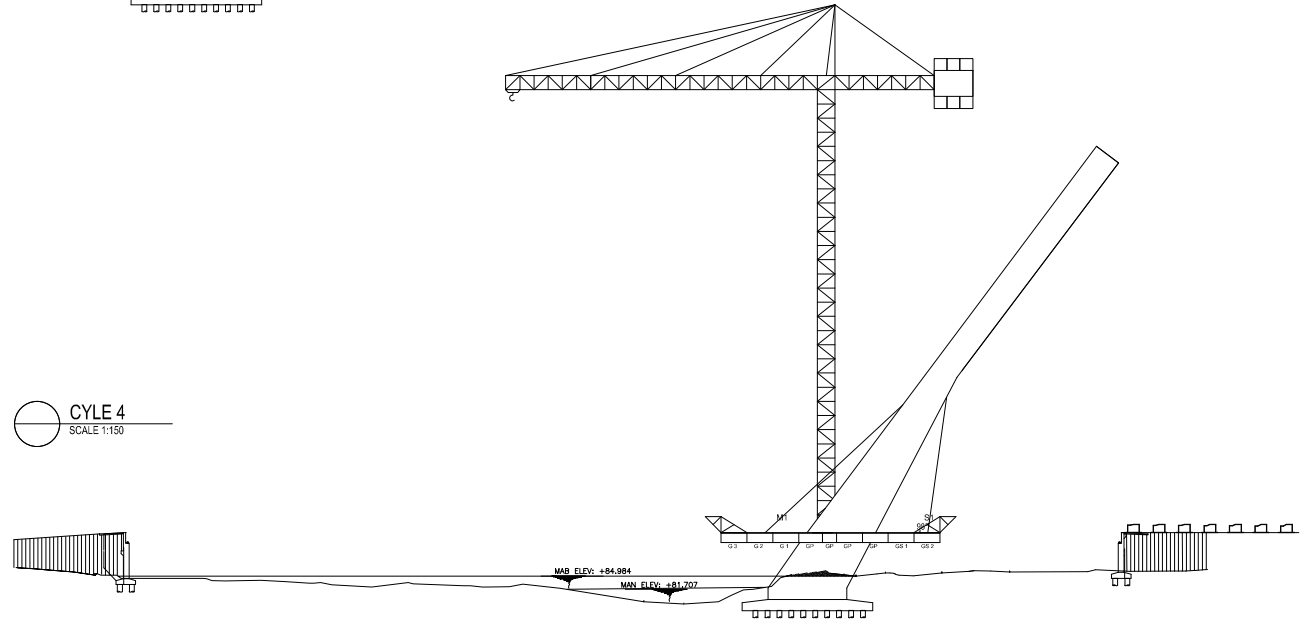
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 3  
SCALE 1:150



CYCLE 4  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

18

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

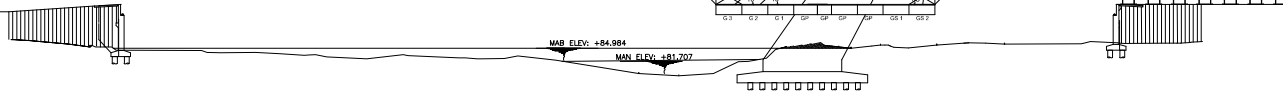
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

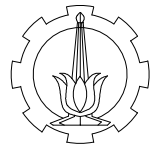
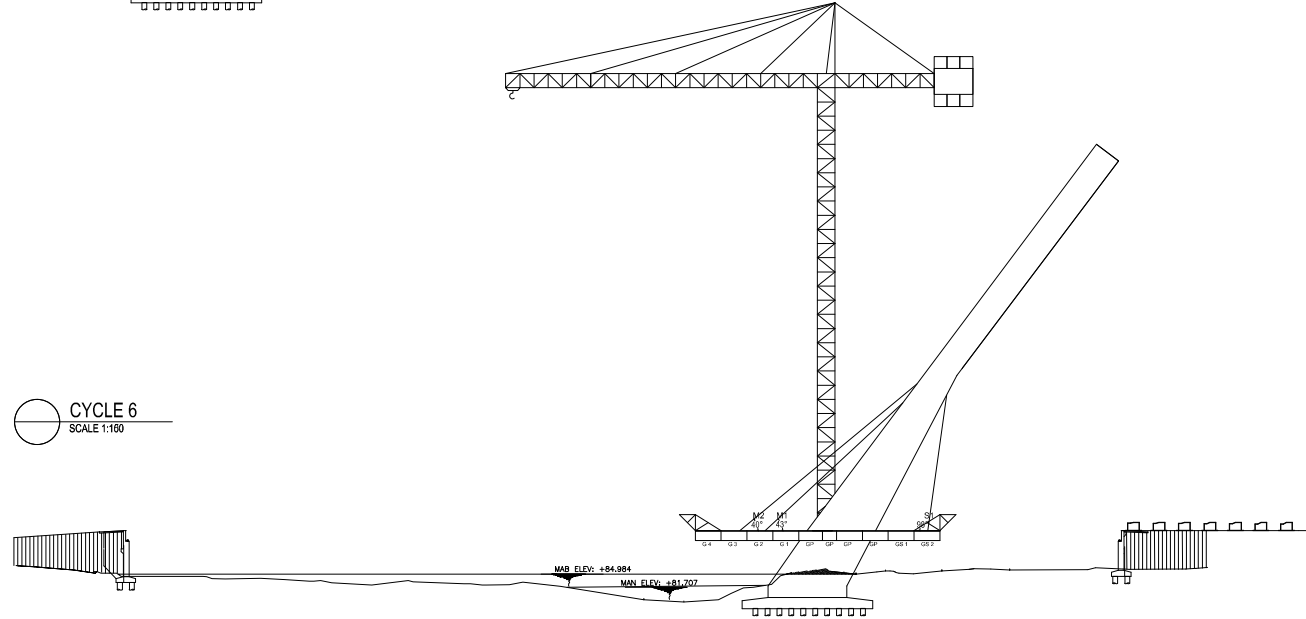
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 5  
SCALE 1:100



CYCLE 6  
SCALE 1:100



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

19

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

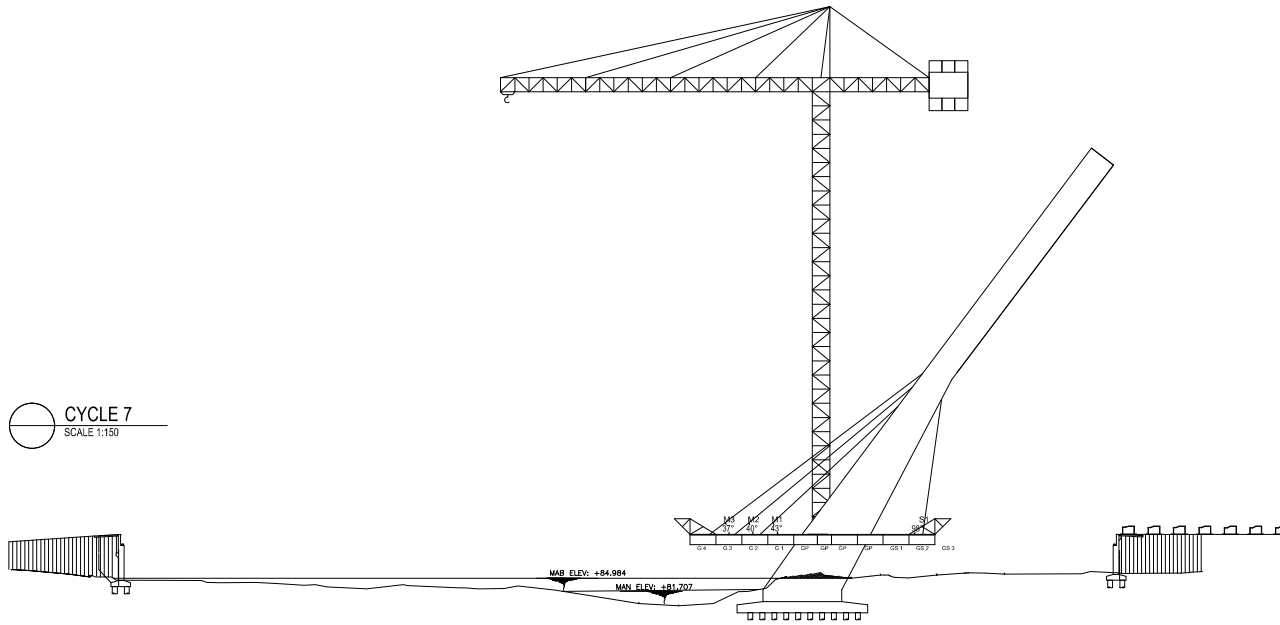
**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

MAHASISWA

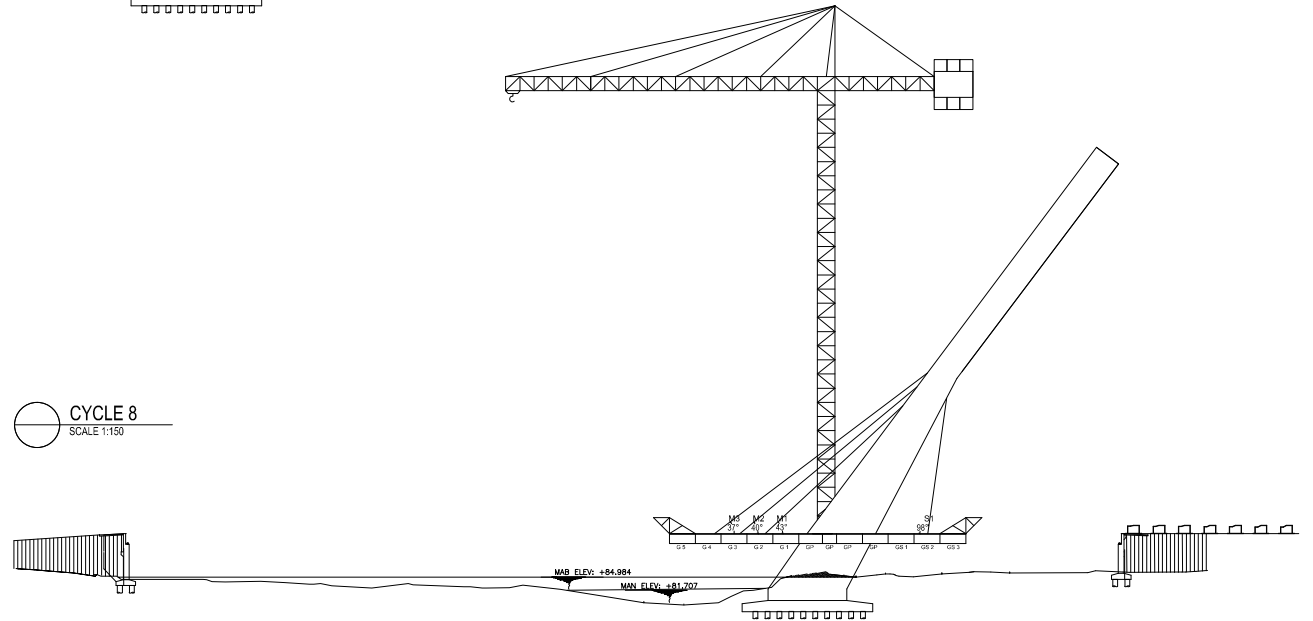
**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**



CYCLE 7  
SCALE 1:150



CYCLE 8  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

20

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

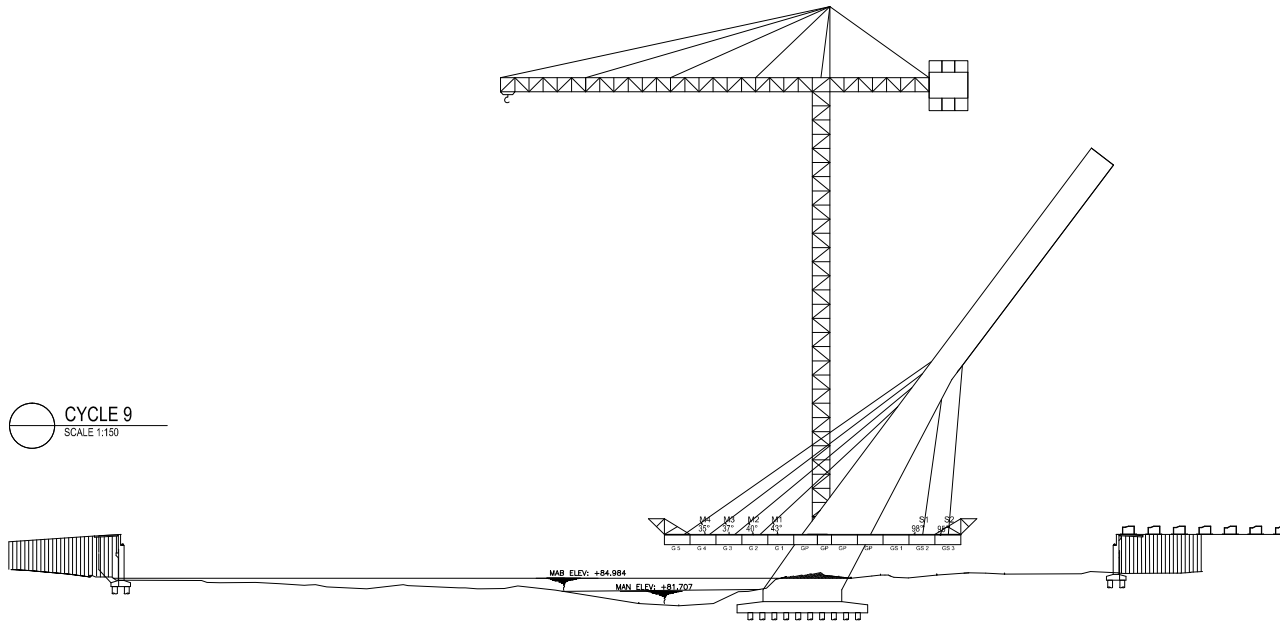
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

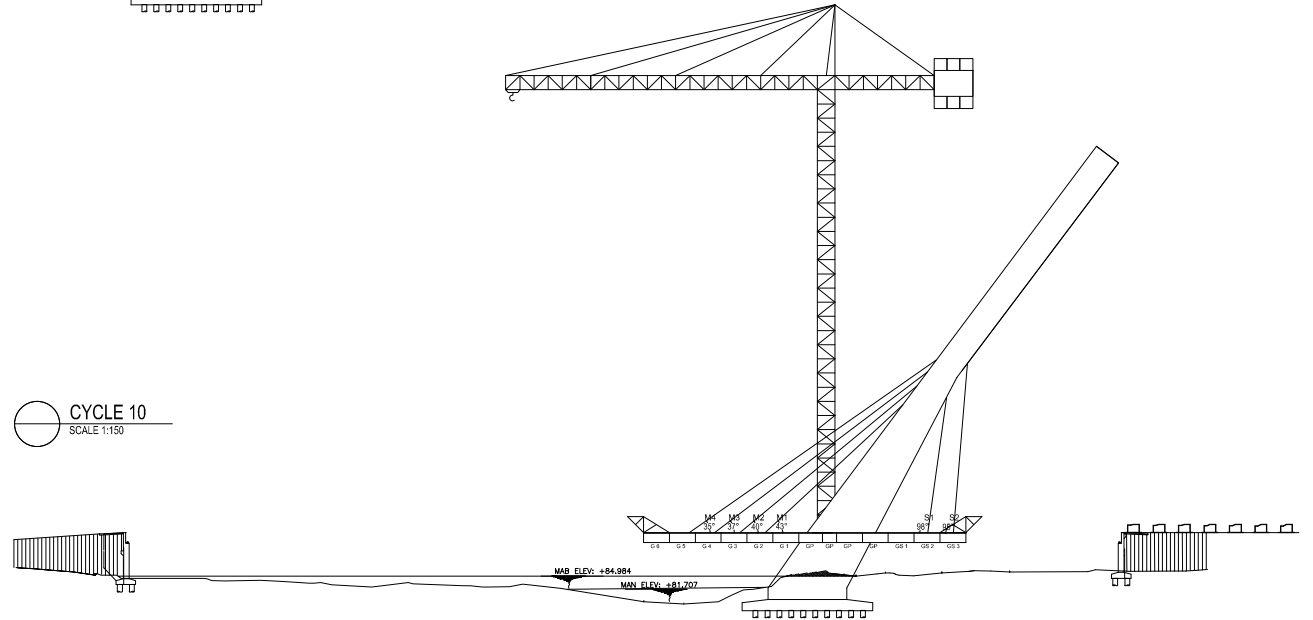
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 9  
SCALE 1:150



CYCLE 10  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE*  
*STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

21

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

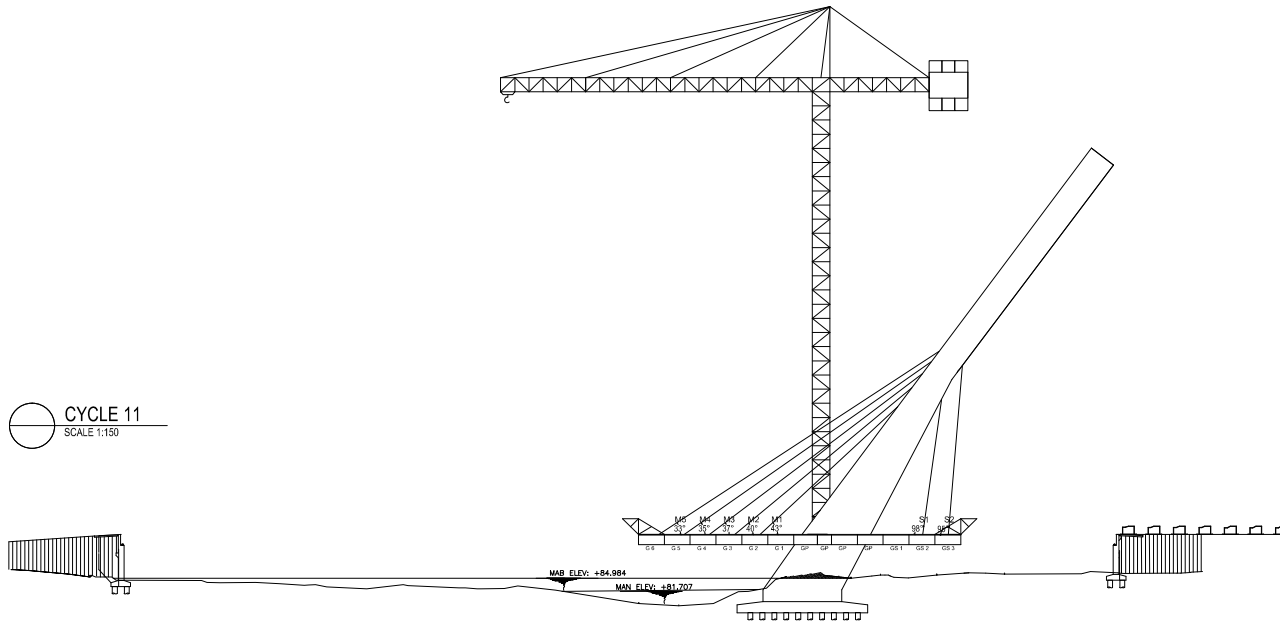
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

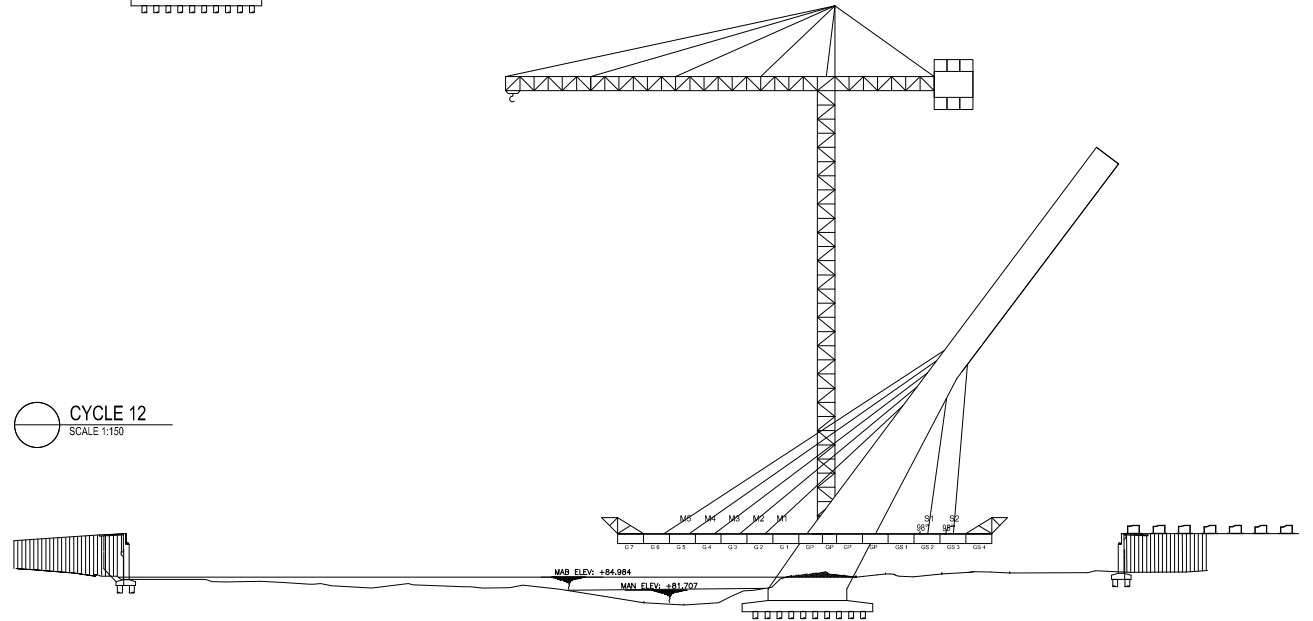
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 11  
SCALE 1:150



CYCLE 12  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

22

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

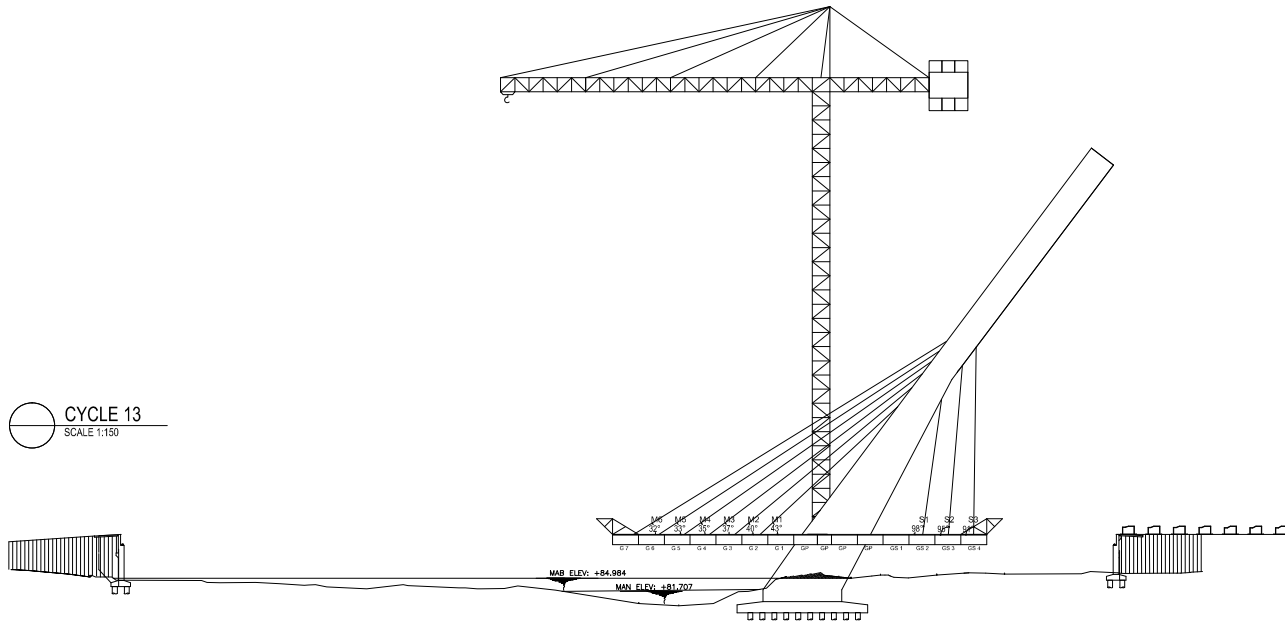
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

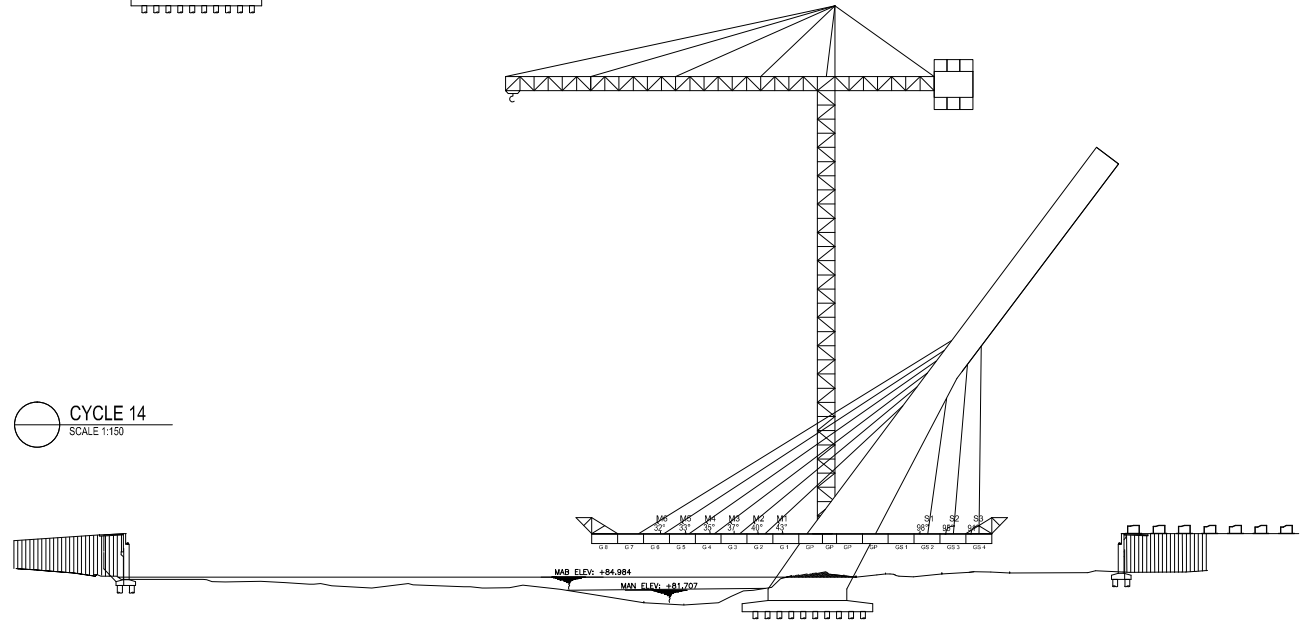
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 13  
SCALE 1:150



CYCLE 14  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

23

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

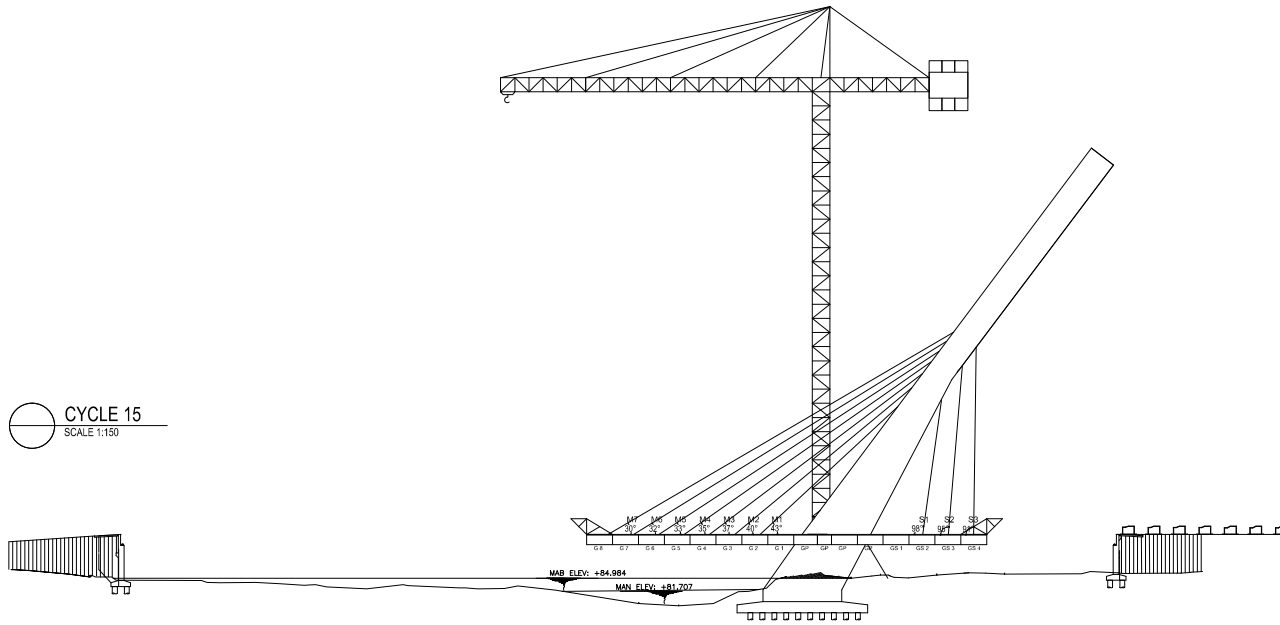
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

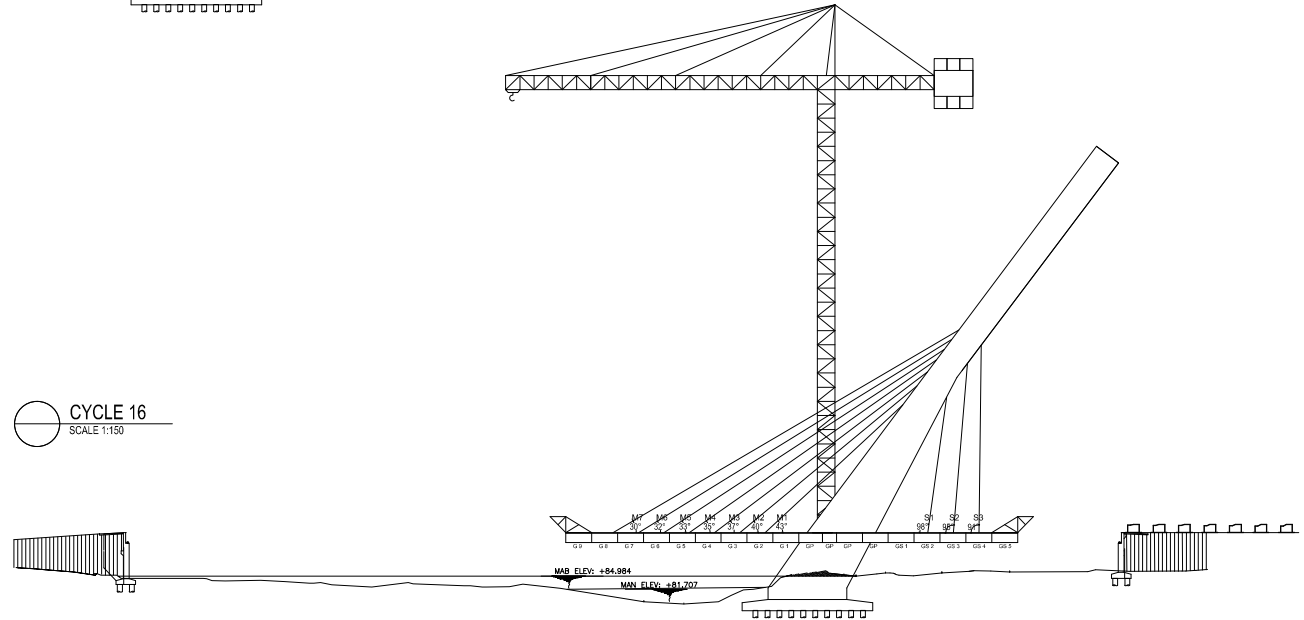
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 15  
SCALE 1:150



CYCLE 16  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

24

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

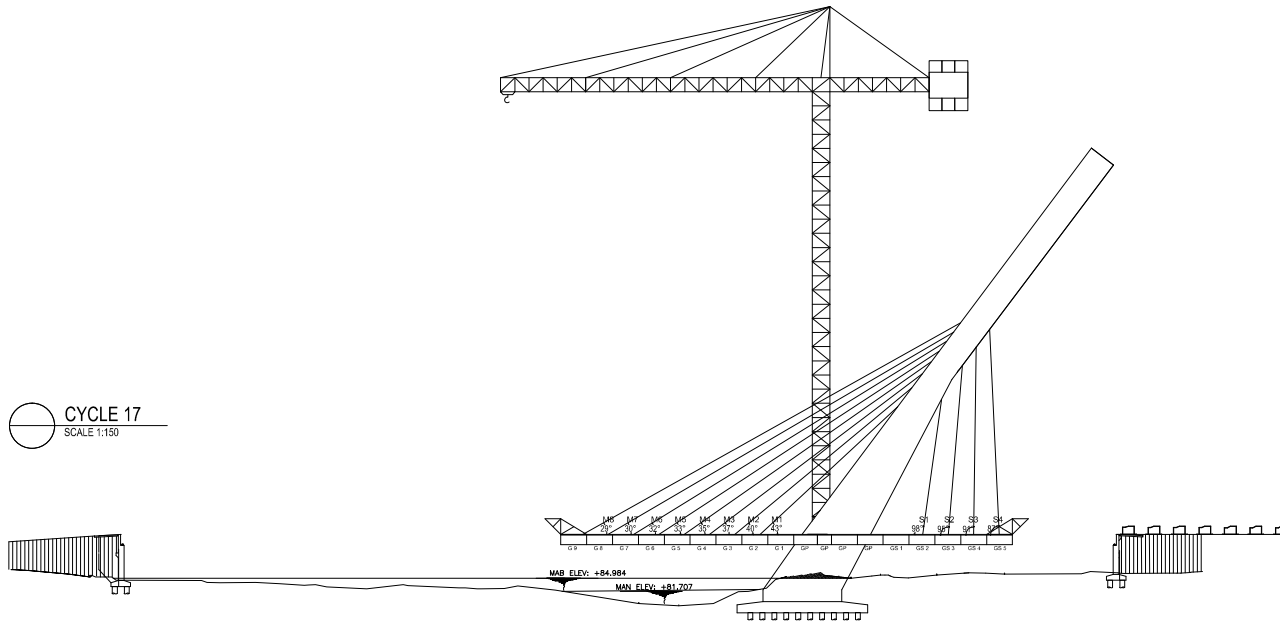
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

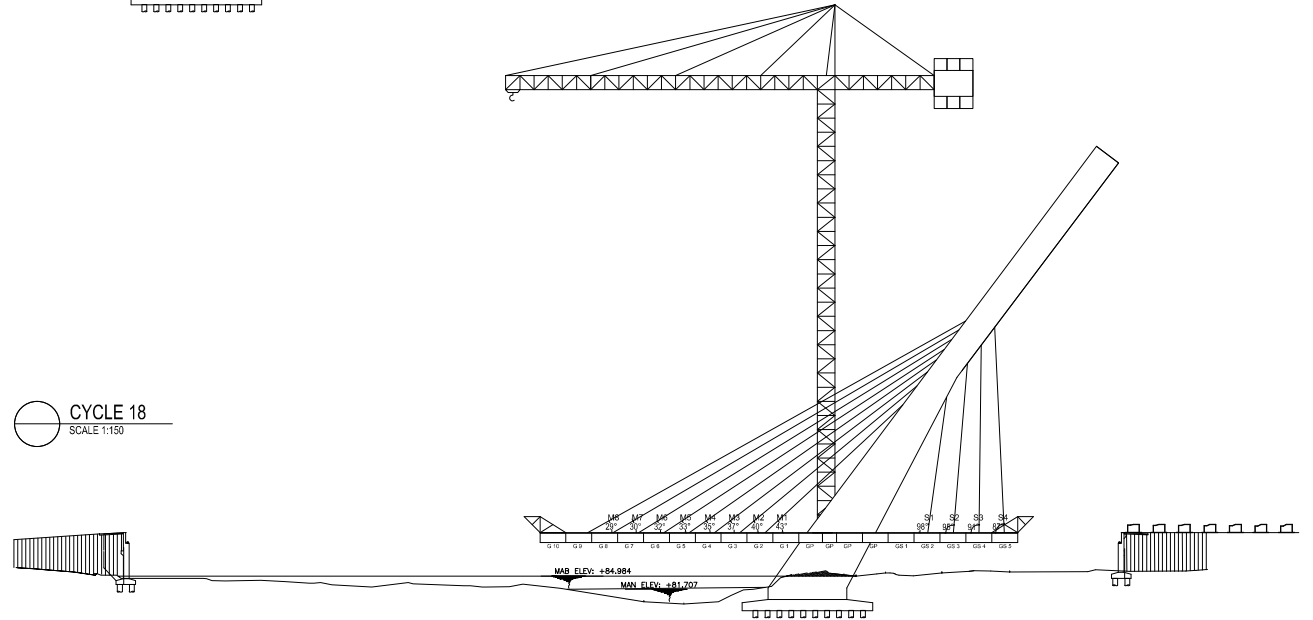
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 17  
SCALE 1:150



CYCLE 18  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

25

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

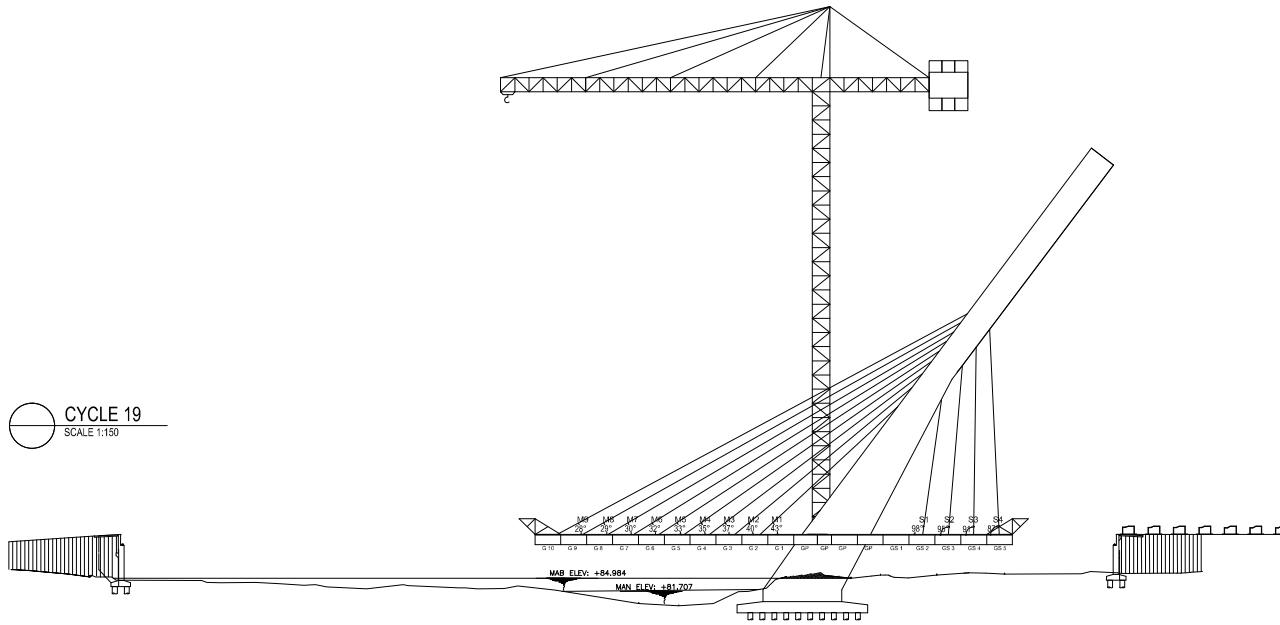
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

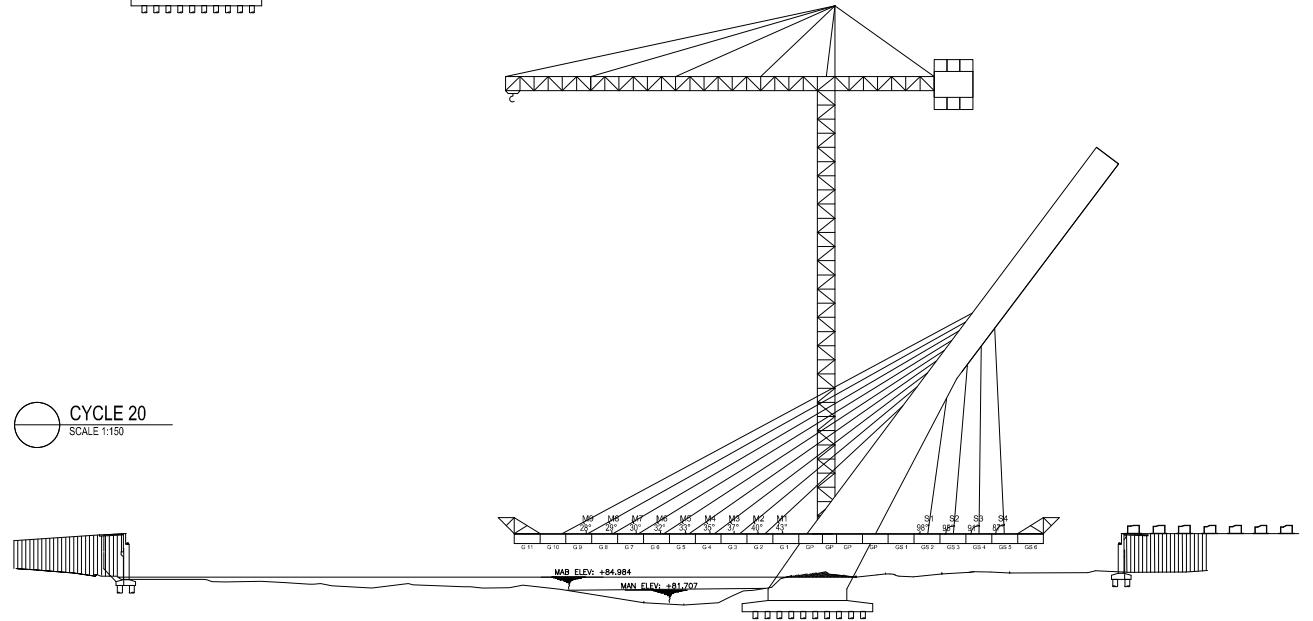
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 0311164500035**

CYCLE 19  
SCALE 1:150



CYCLE 20  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

26

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

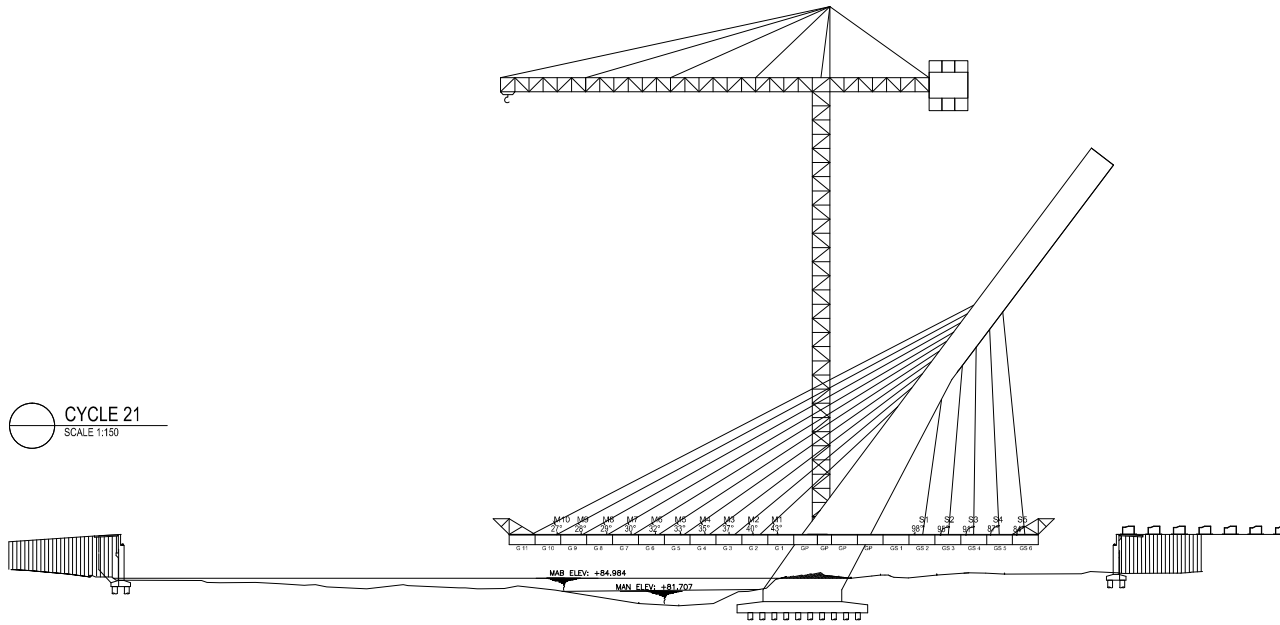
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

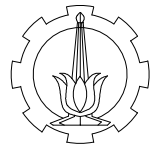
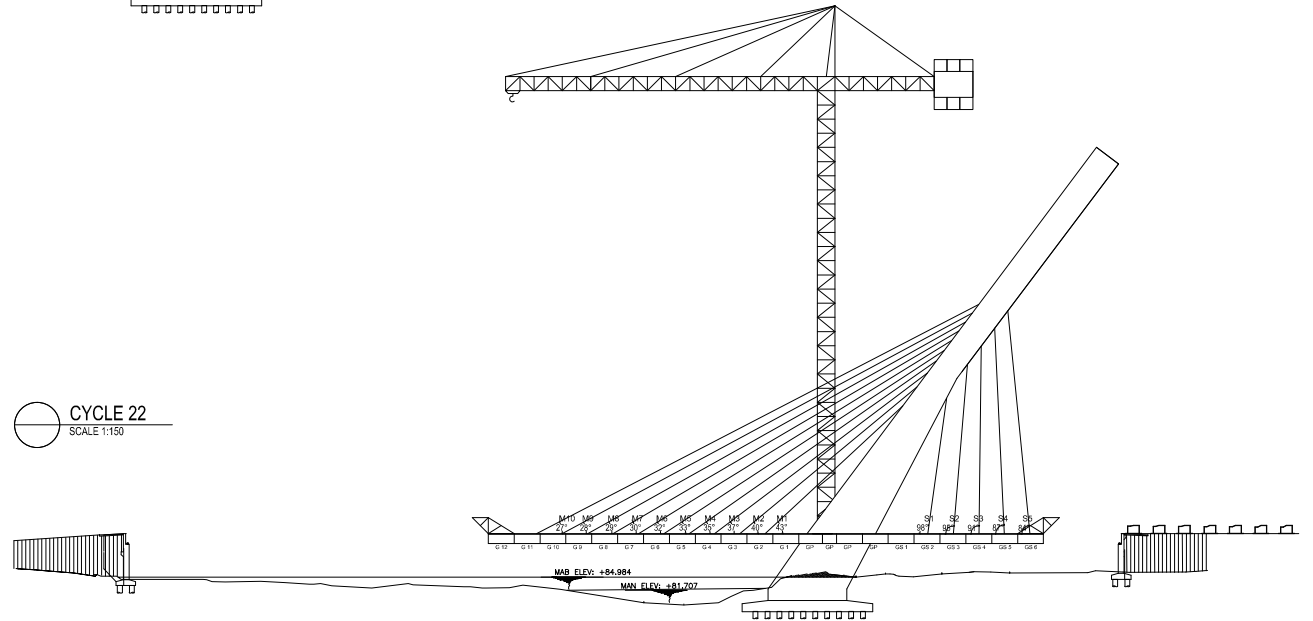
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 21  
SCALE 1:150



CYCLE 22  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

27

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

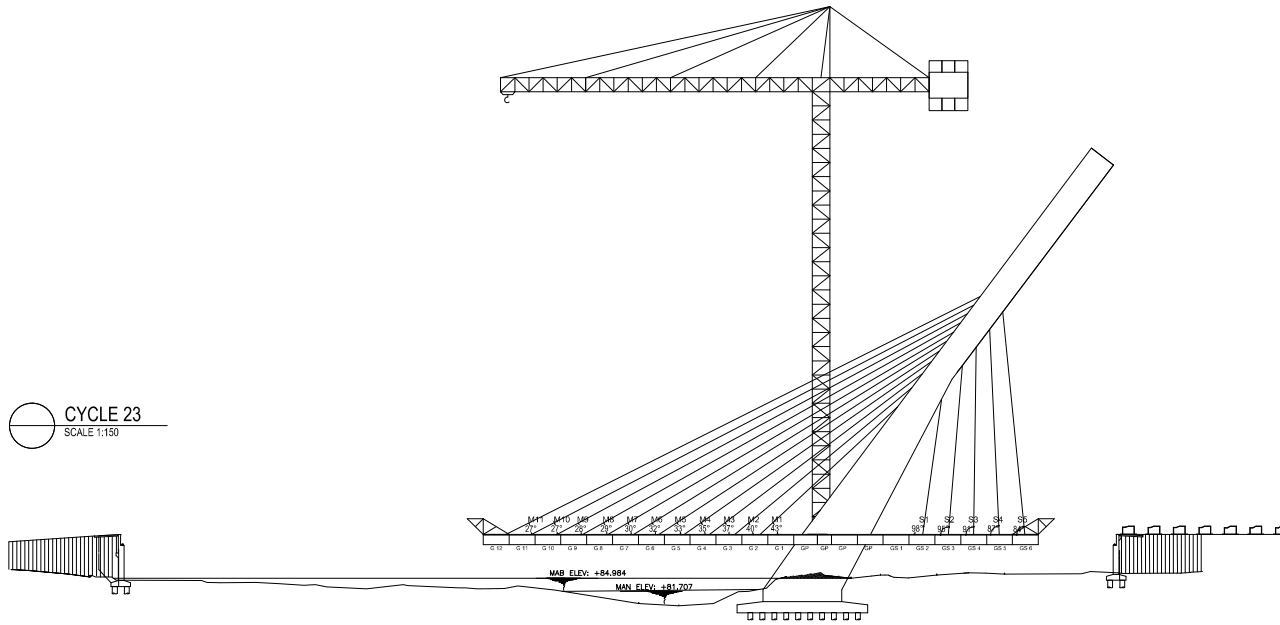
**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

MAHASISWA

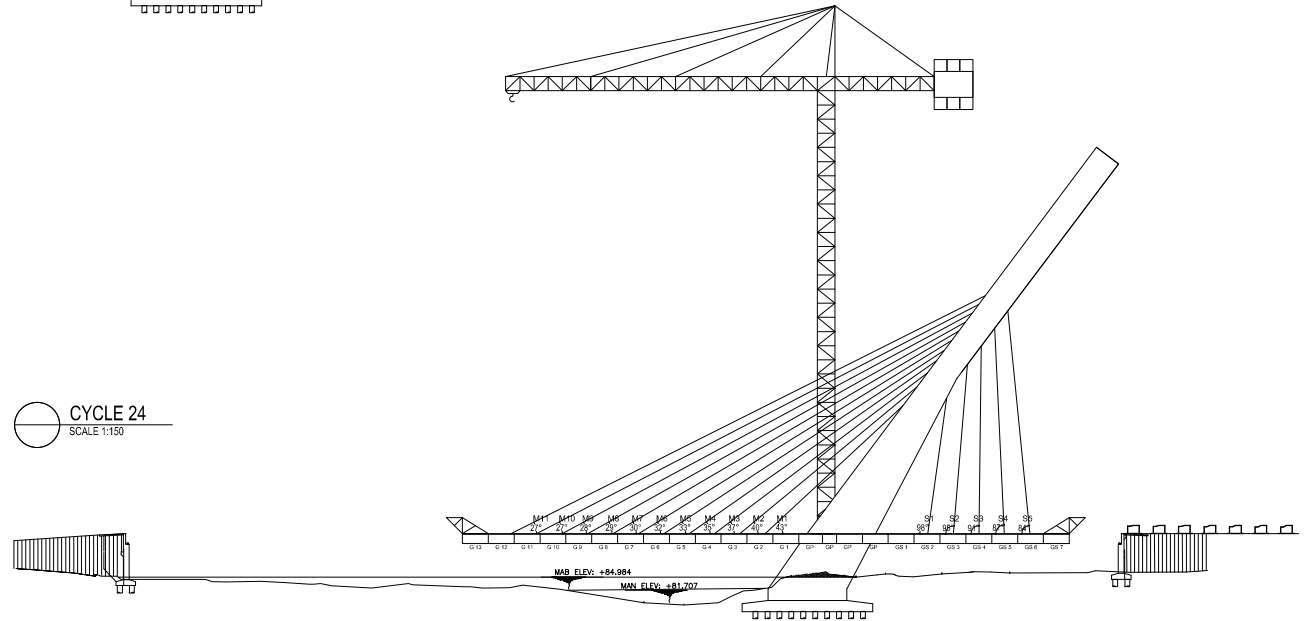
**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**



CYCLE 23  
SCALE 1:150



CYCLE 24  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

28

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

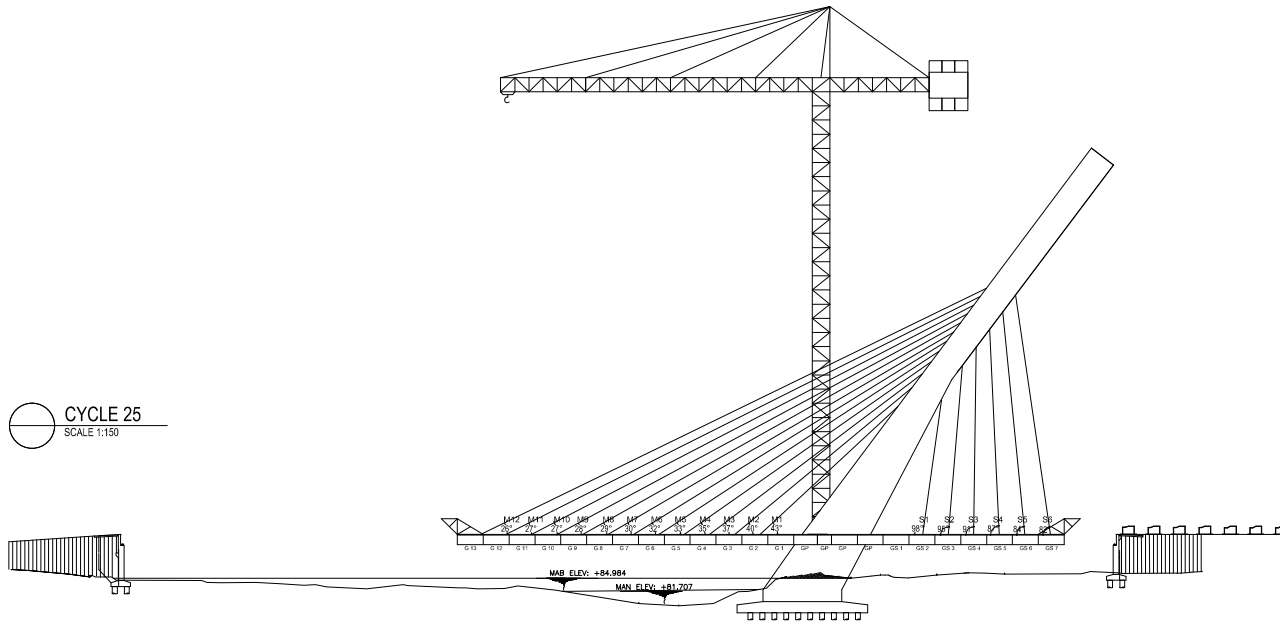
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

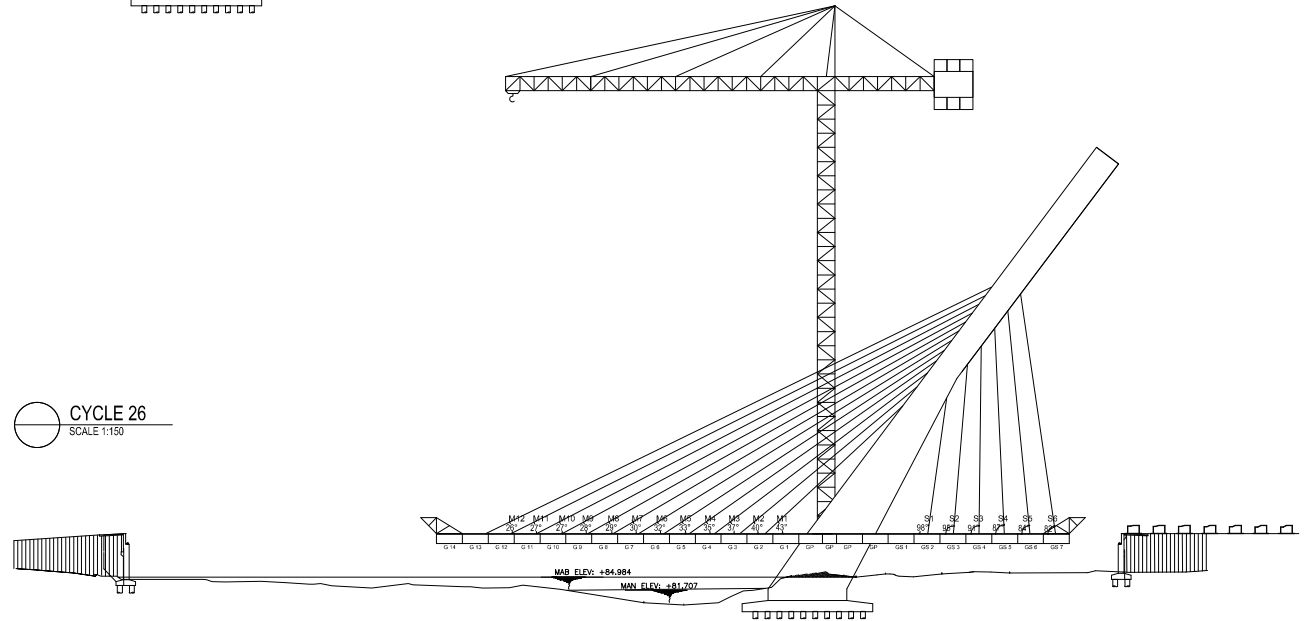
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 25  
SCALE 1:150



CYCLE 26  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

29

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

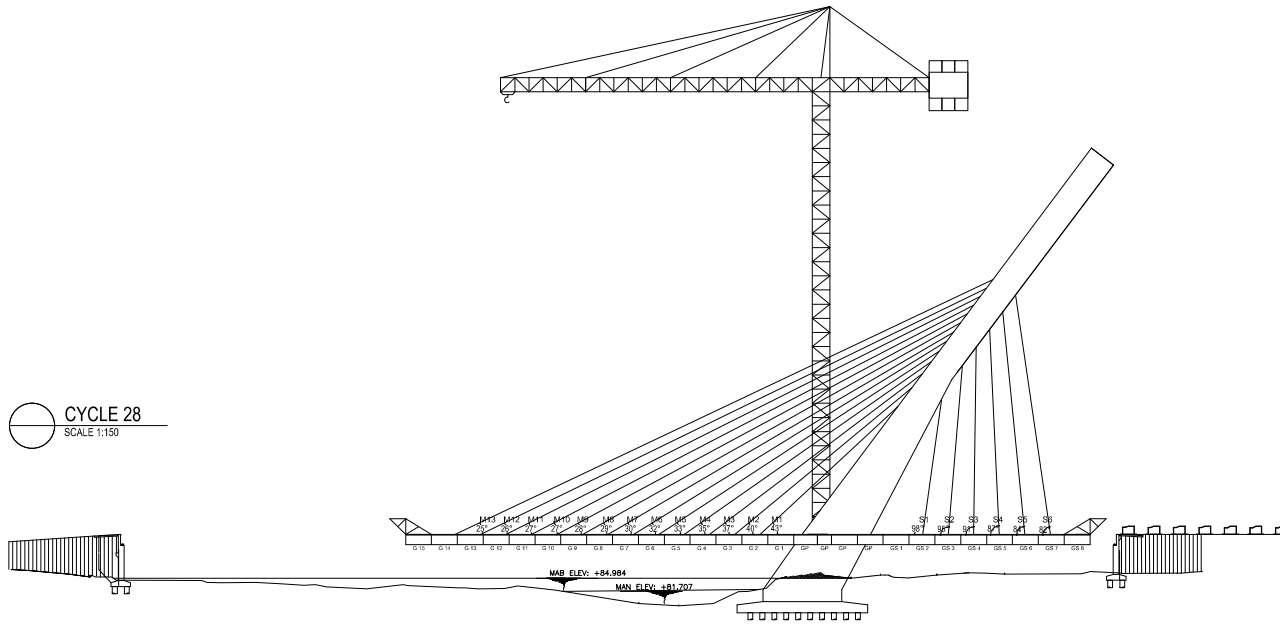
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

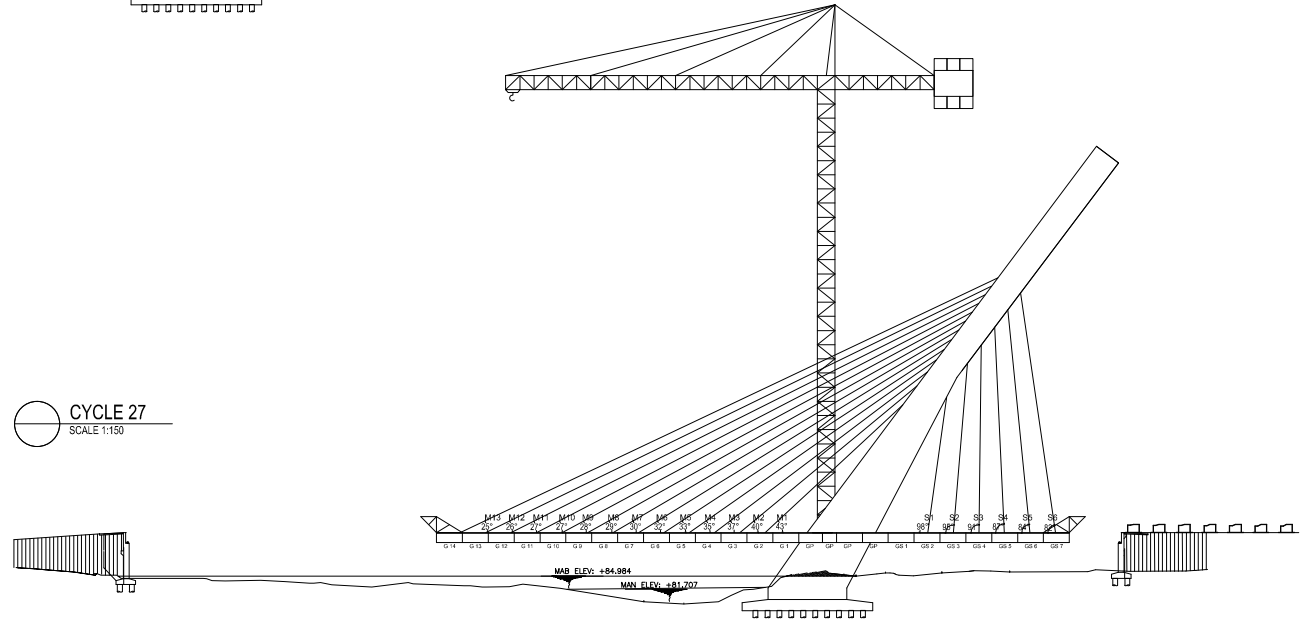
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 28  
SCALE 1:150



CYCLE 27  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

30

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

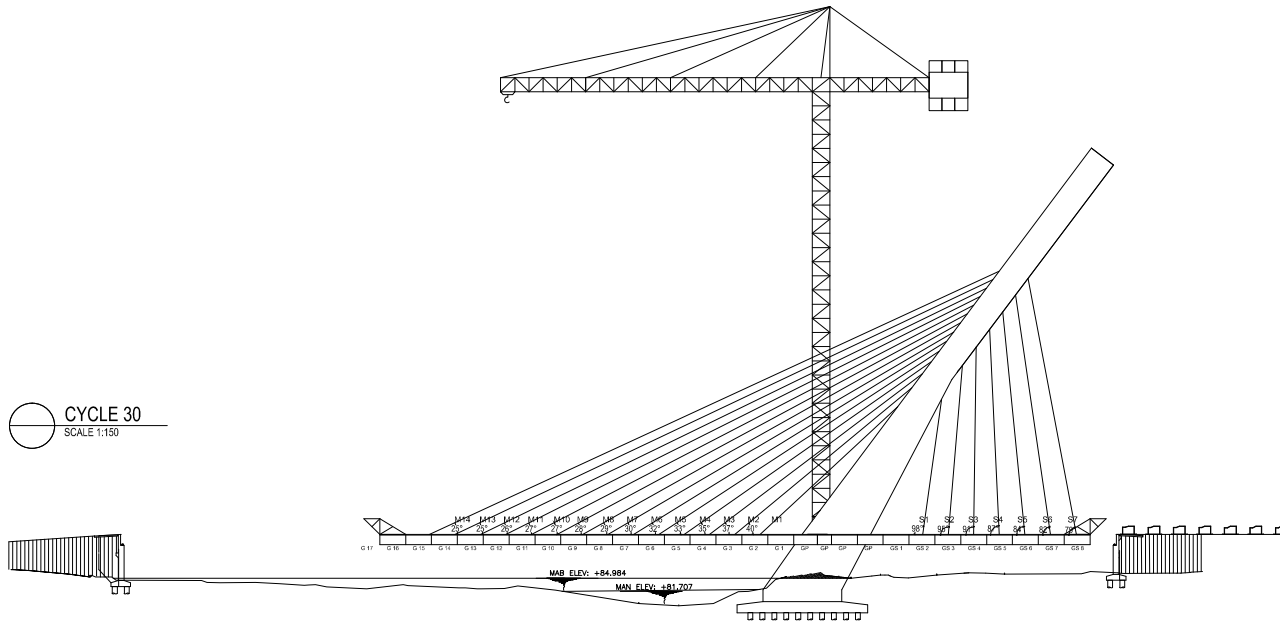
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

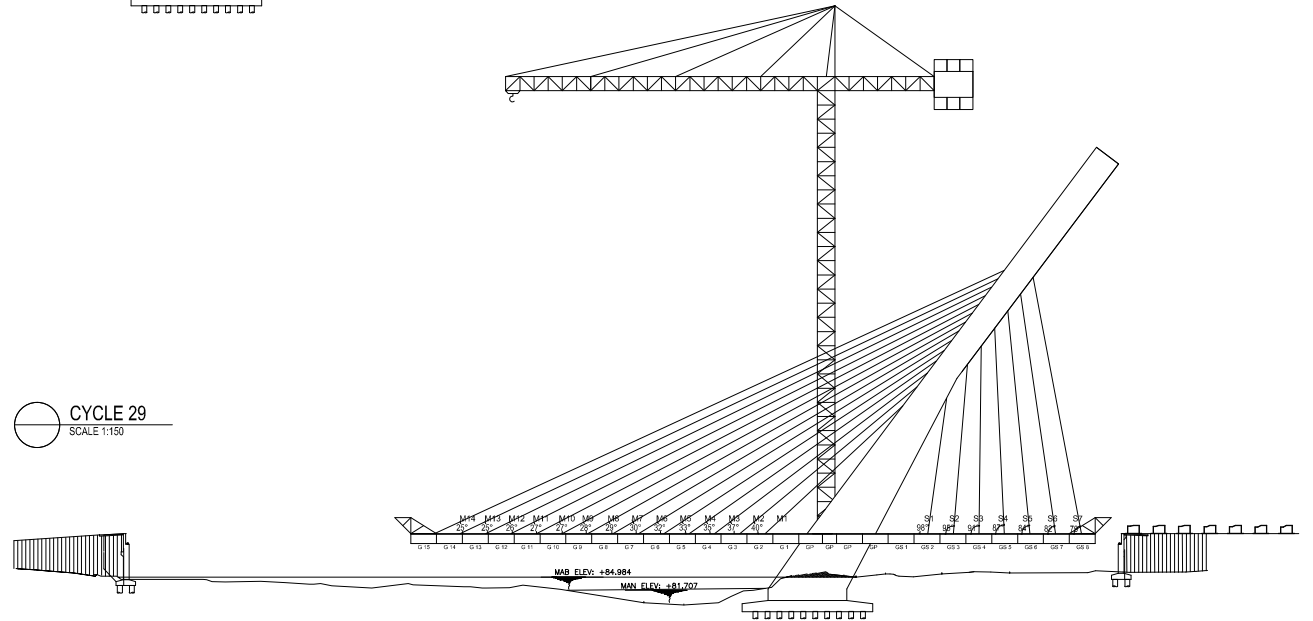
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 30  
SCALE 1:150



CYCLE 29  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBRAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

31

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

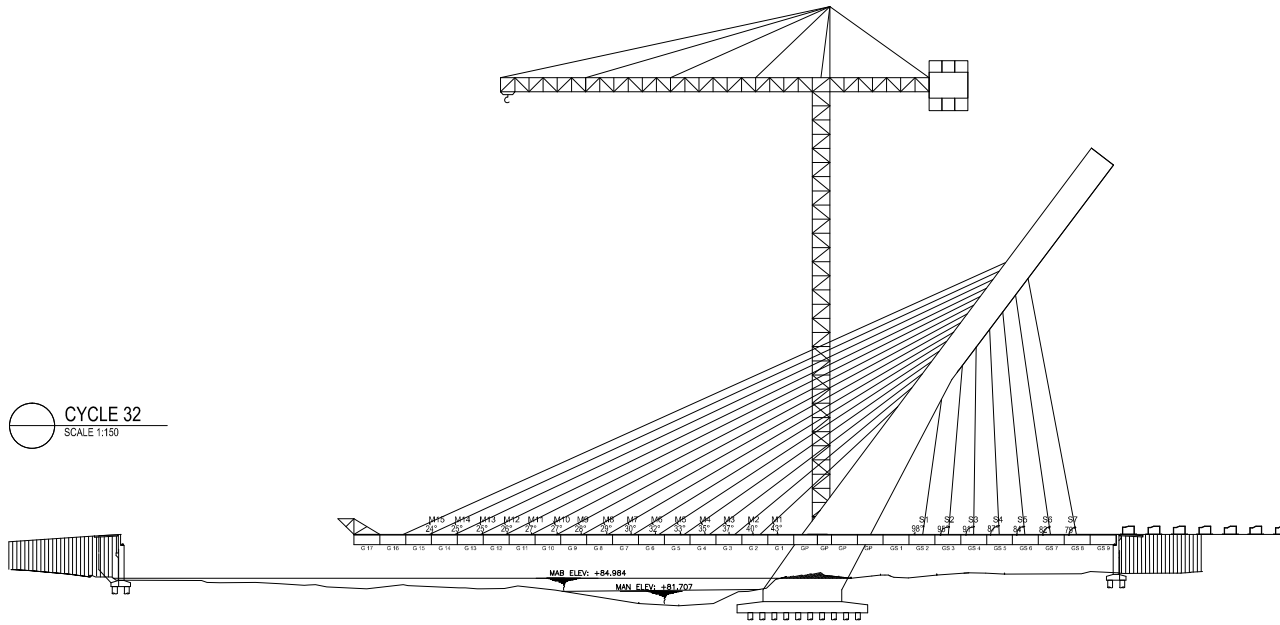
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

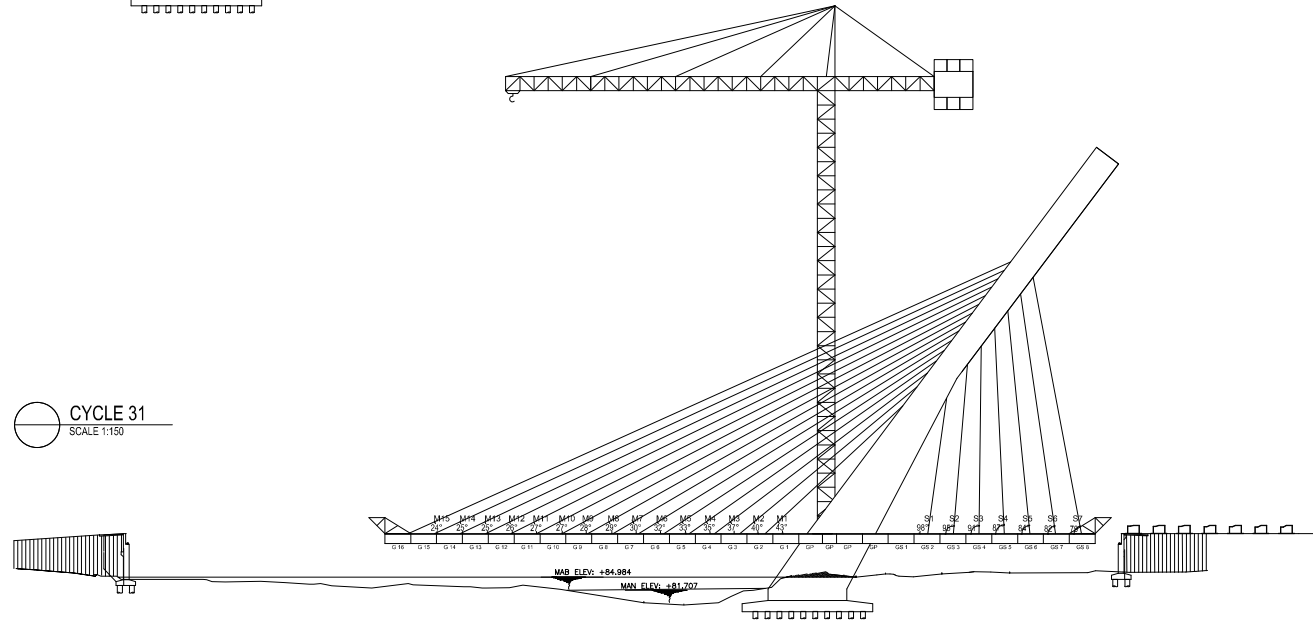
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 32  
SCALE 1:150



CYCLE 31  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

32

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

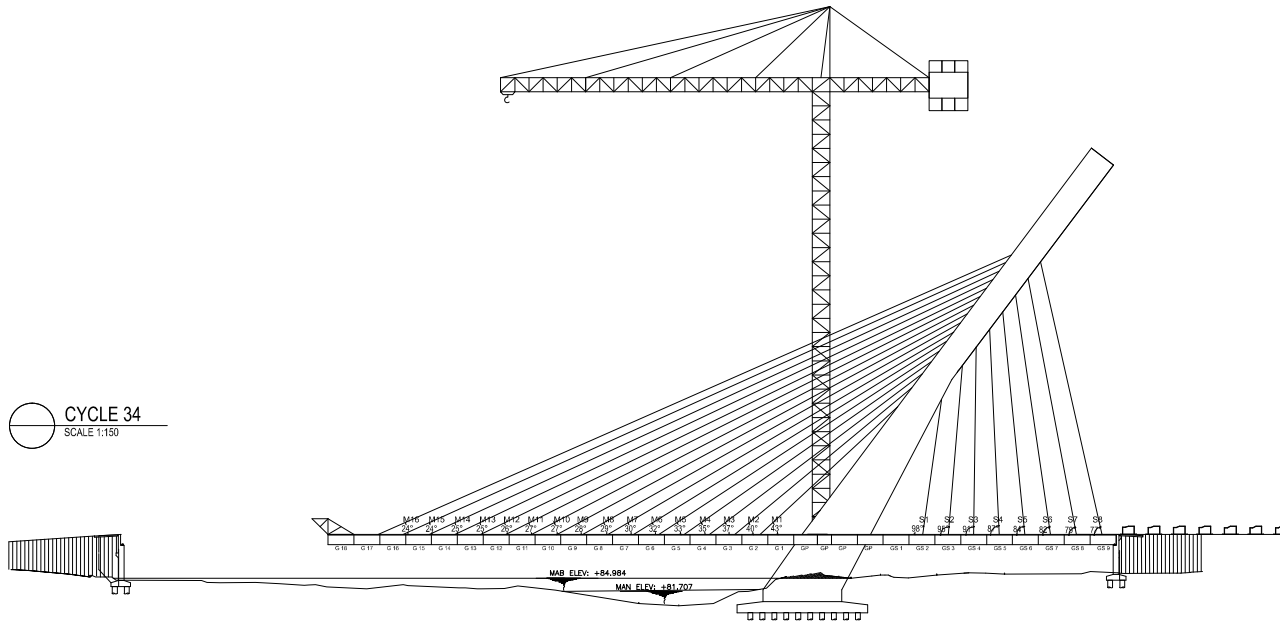
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

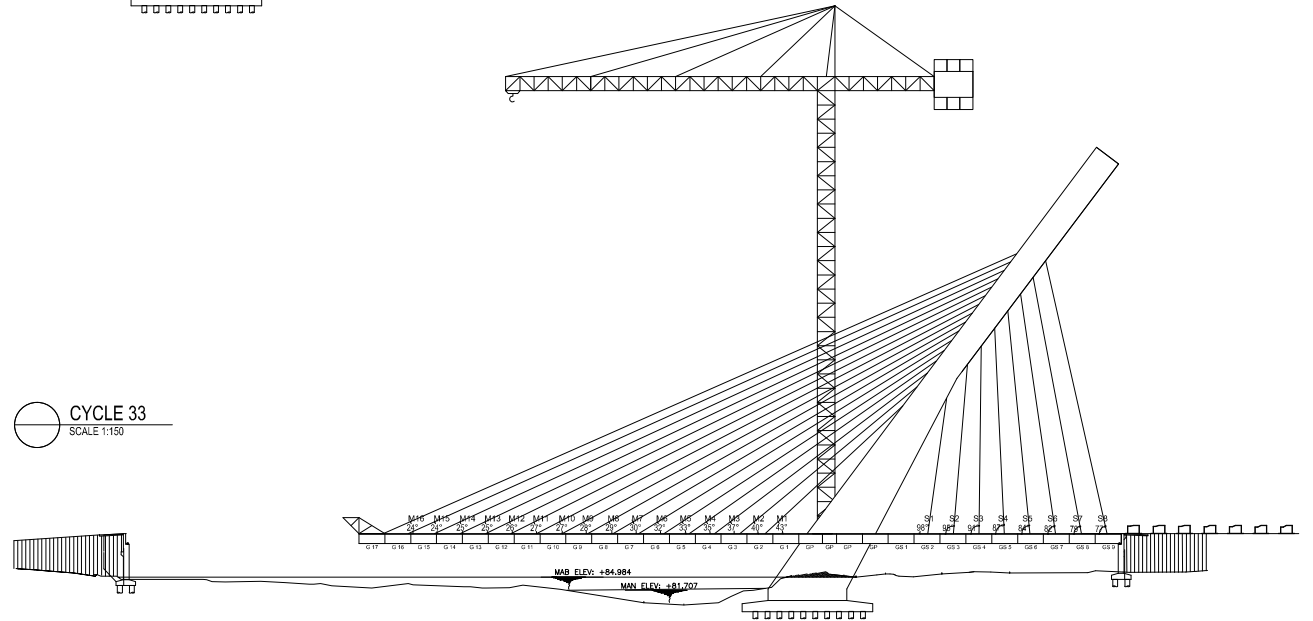
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 34  
SCALE 1:150



CYCLE 33  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

33

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

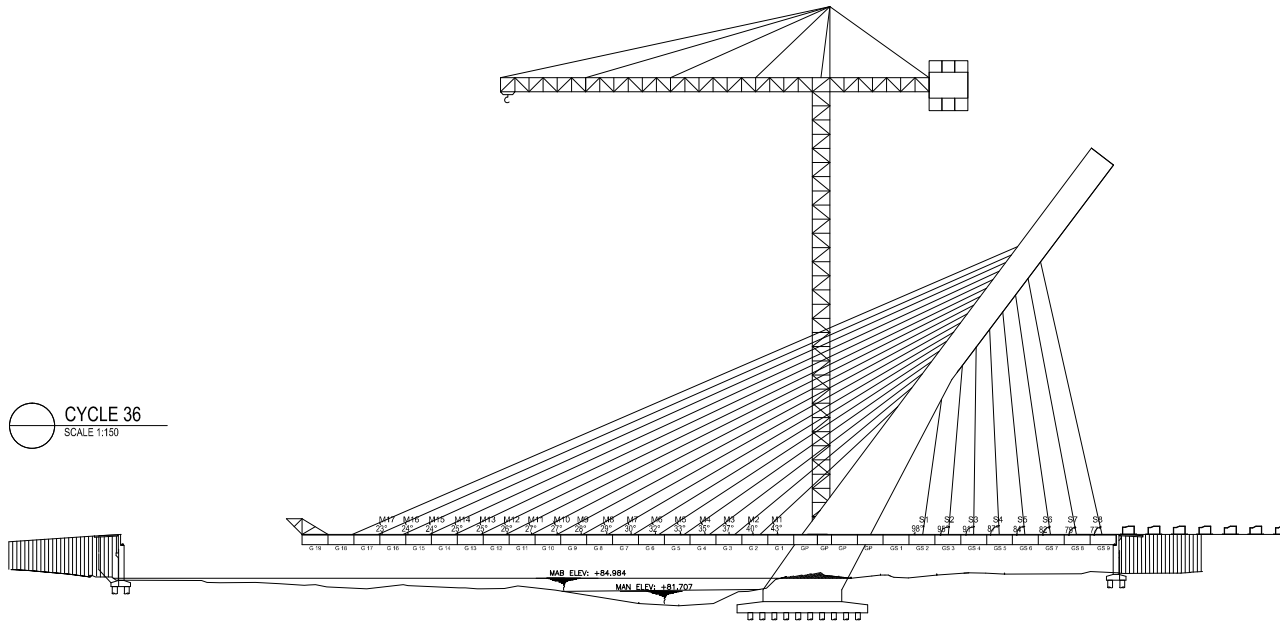
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004

Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001

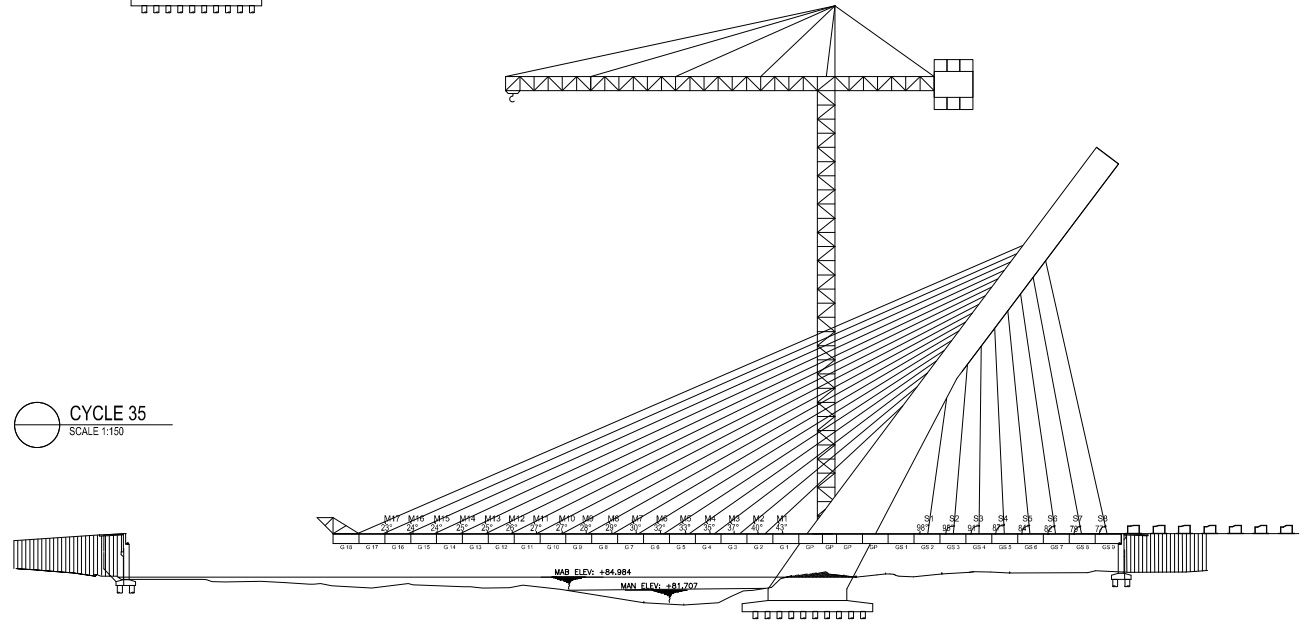
MAHASISWA

Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035

CYCLE 36  
SCALE 1:150



CYCLE 35  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

34

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

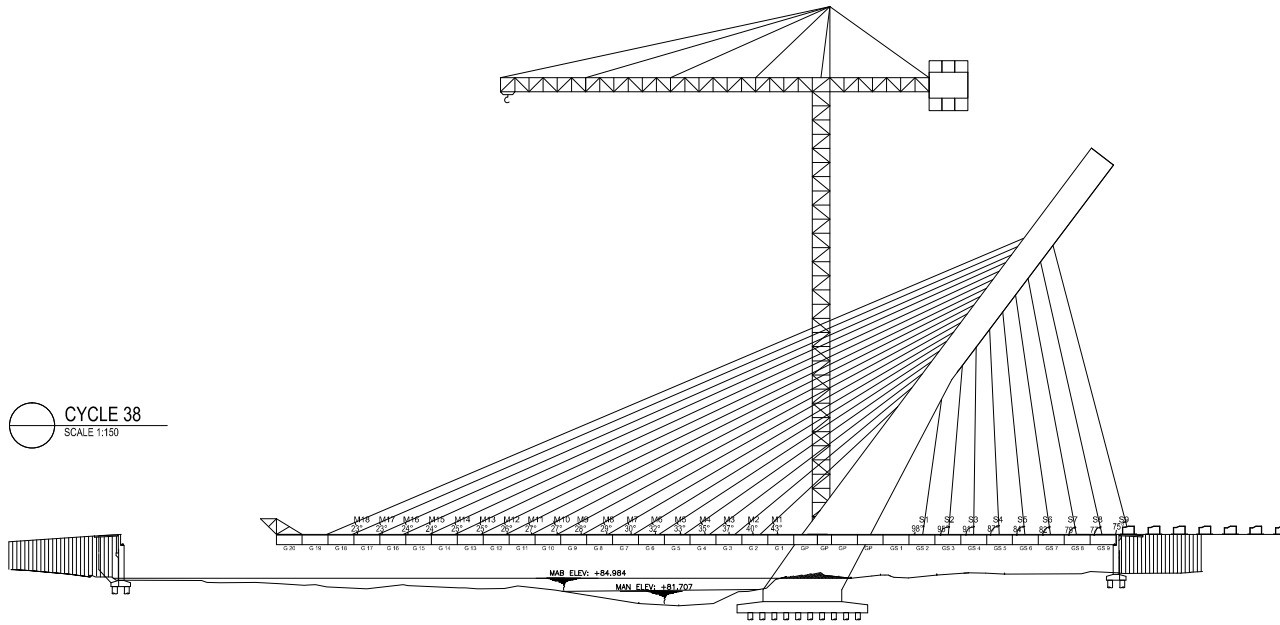
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

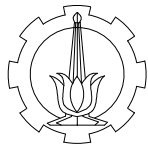
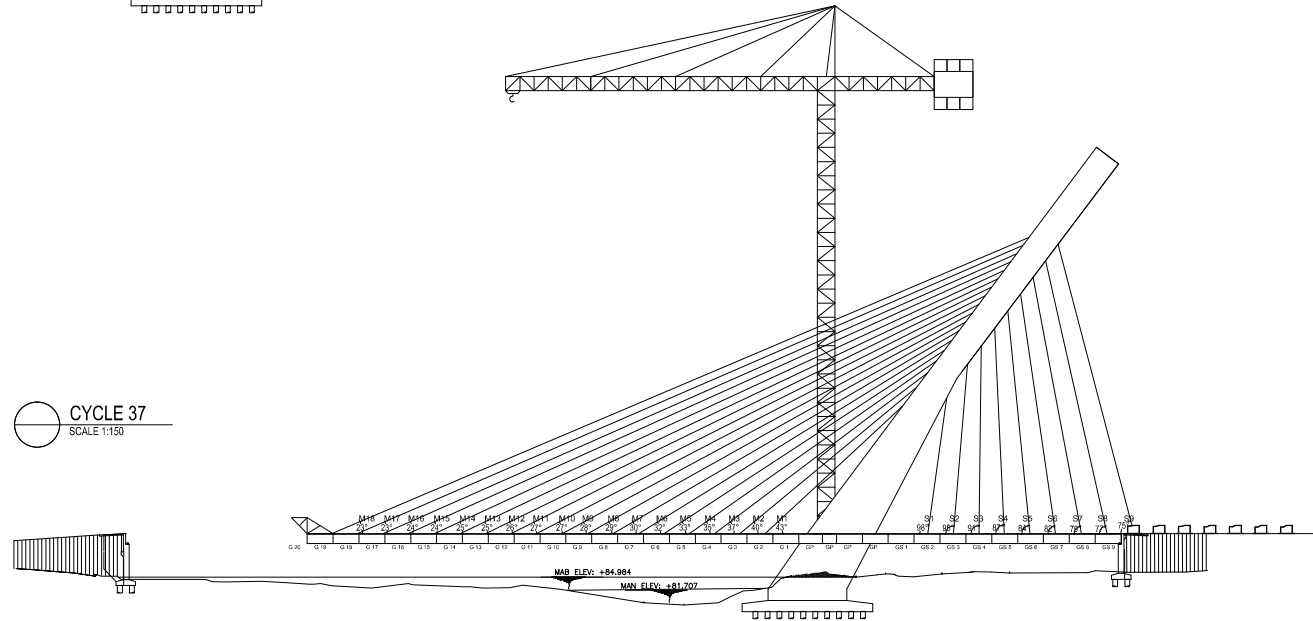
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**

CYCLE 38  
SCALE 1:150



CYCLE 37  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN *CABLE  
STAYED ASYMMETRIC* DAN  
*BOX GIRDER PRATEKAN*

JUDUL GAMBAR

*STAGING ANALYSIS*

SKALA

1 : 150

NO

35

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP. 195503251980031004**

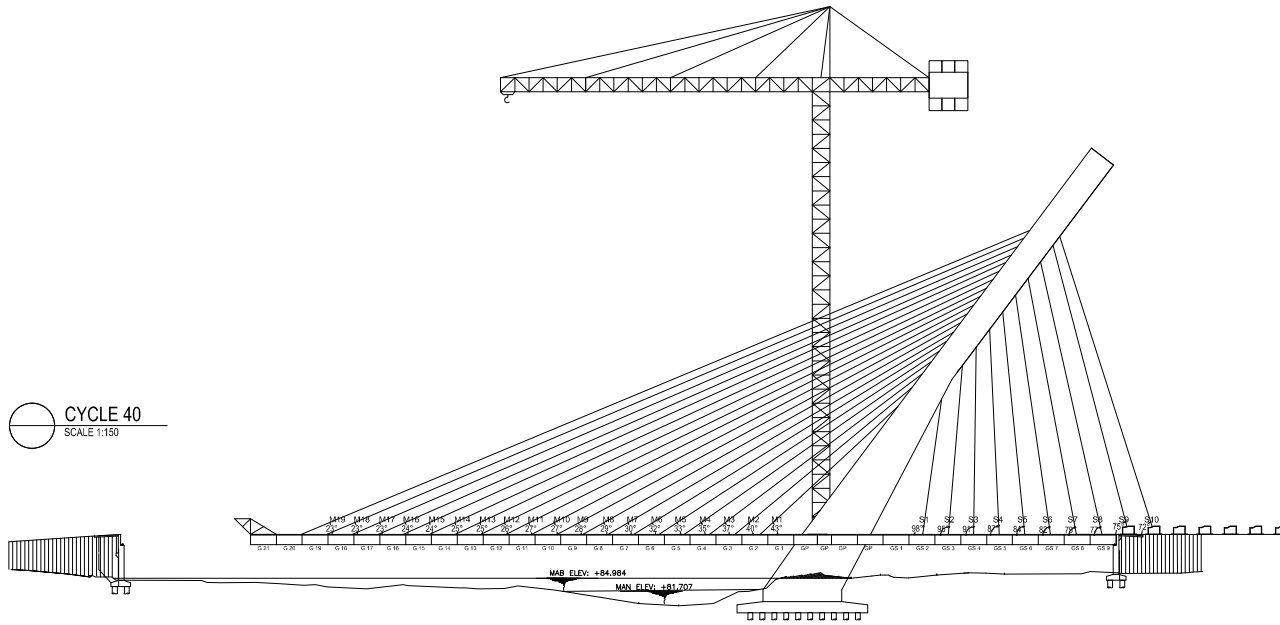
**Bambang Piscesa,ST.,MT  
NIP. 198403182008121001**

MAHASISWA

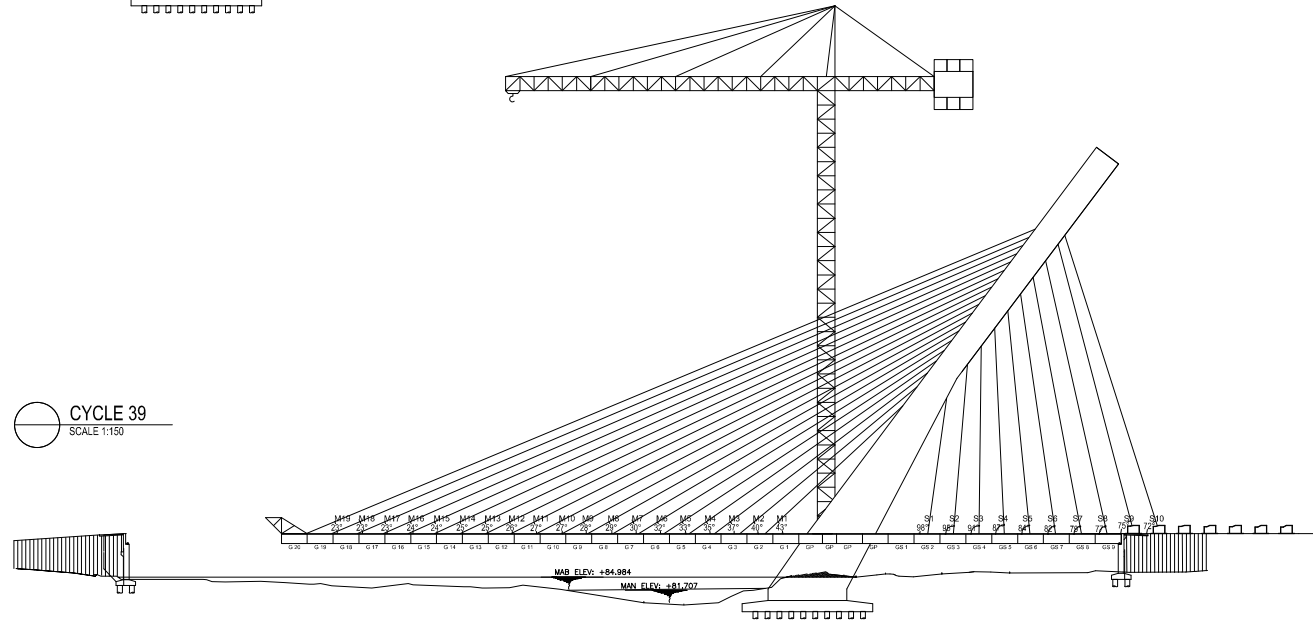
**Anshar Adi Prihantono  
NRP. 03111645000035**



CYCLE 40  
SCALE 1:150



CYCLE 39  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

36

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

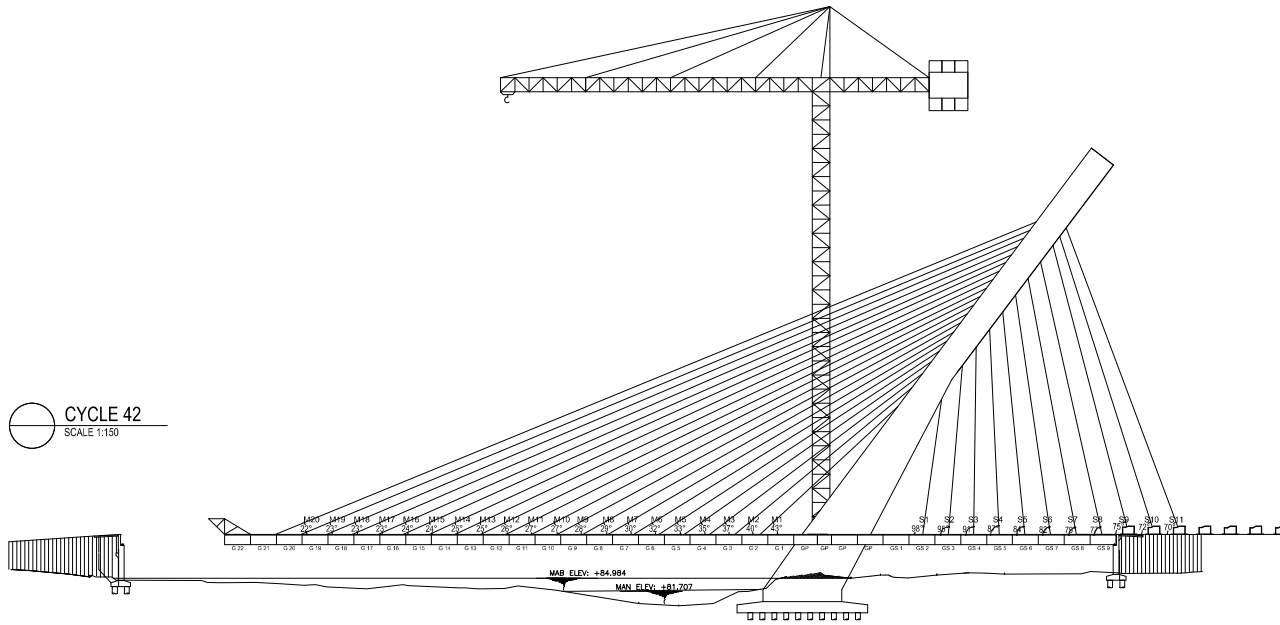
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

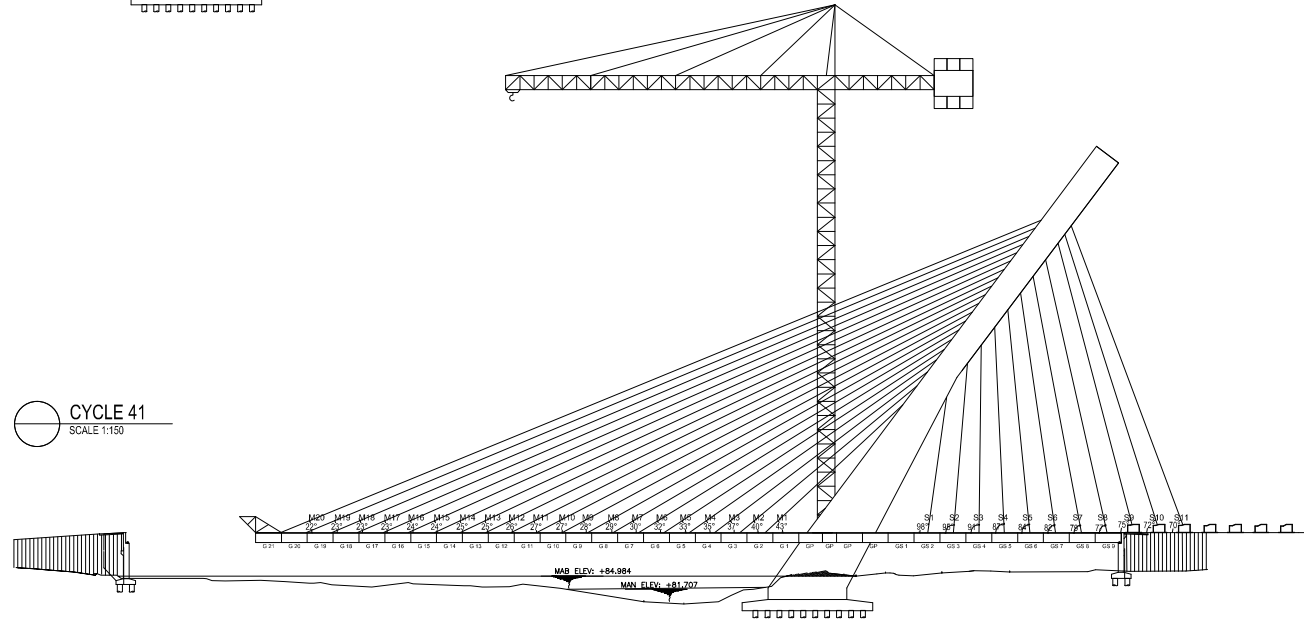
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 42  
SCALE 1:150



CYCLE 41  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

37

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

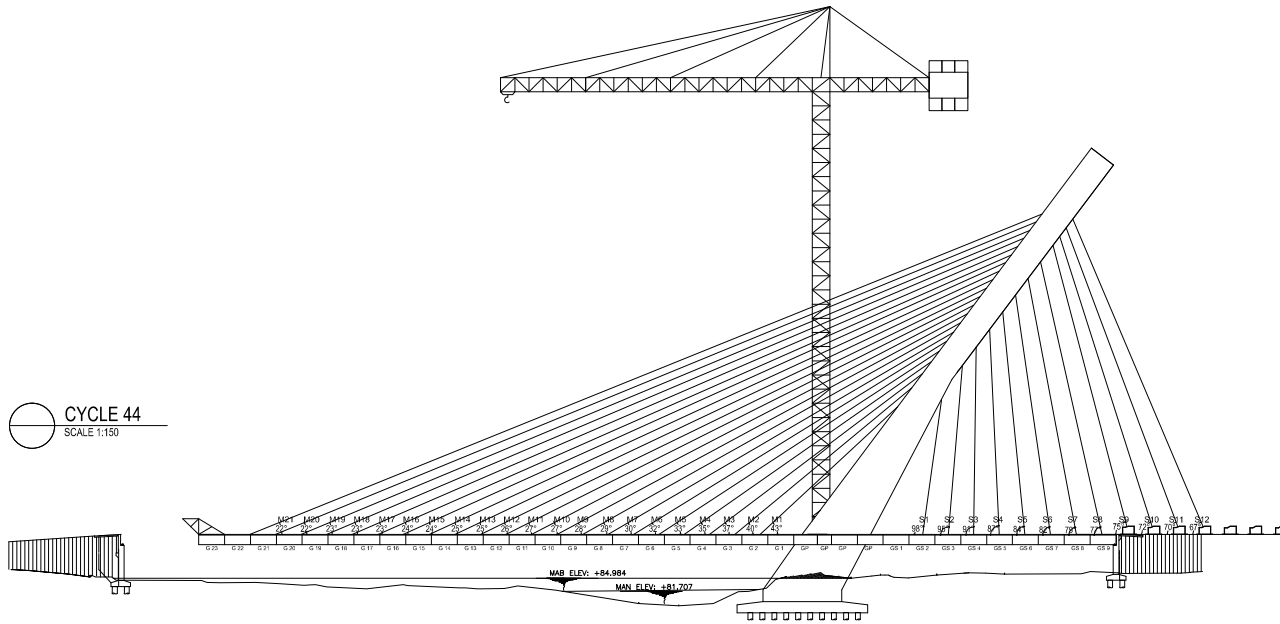
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

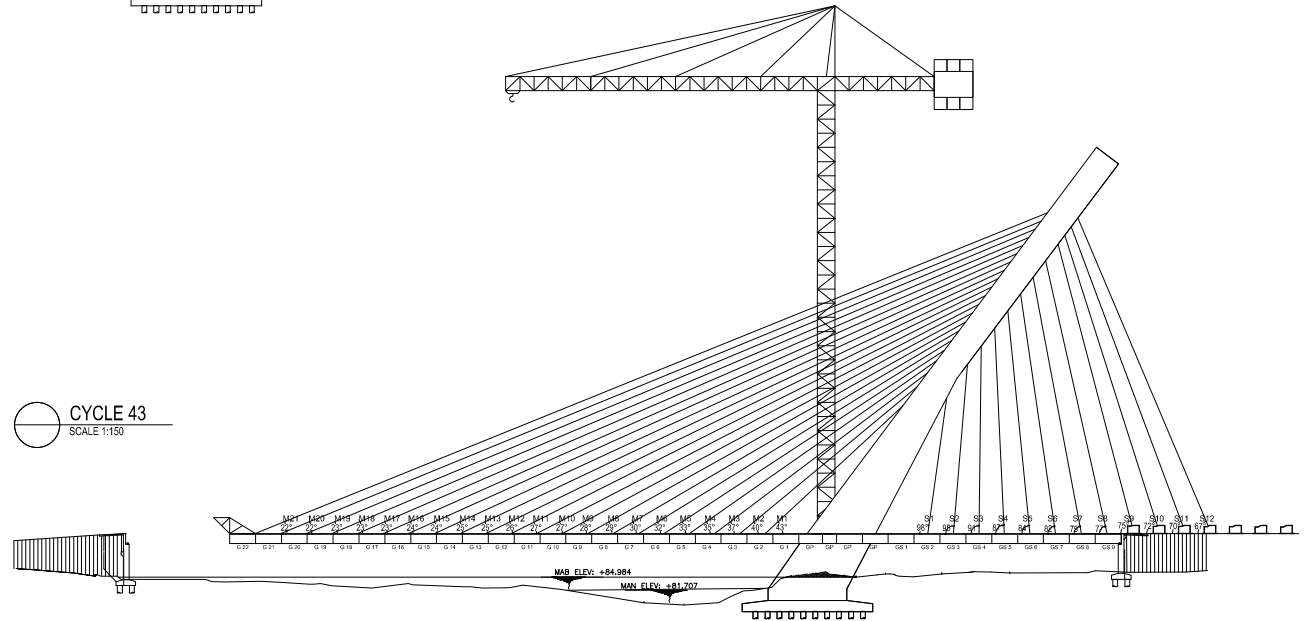
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 44  
SCALE 1:150



CYCLE 43  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

38

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

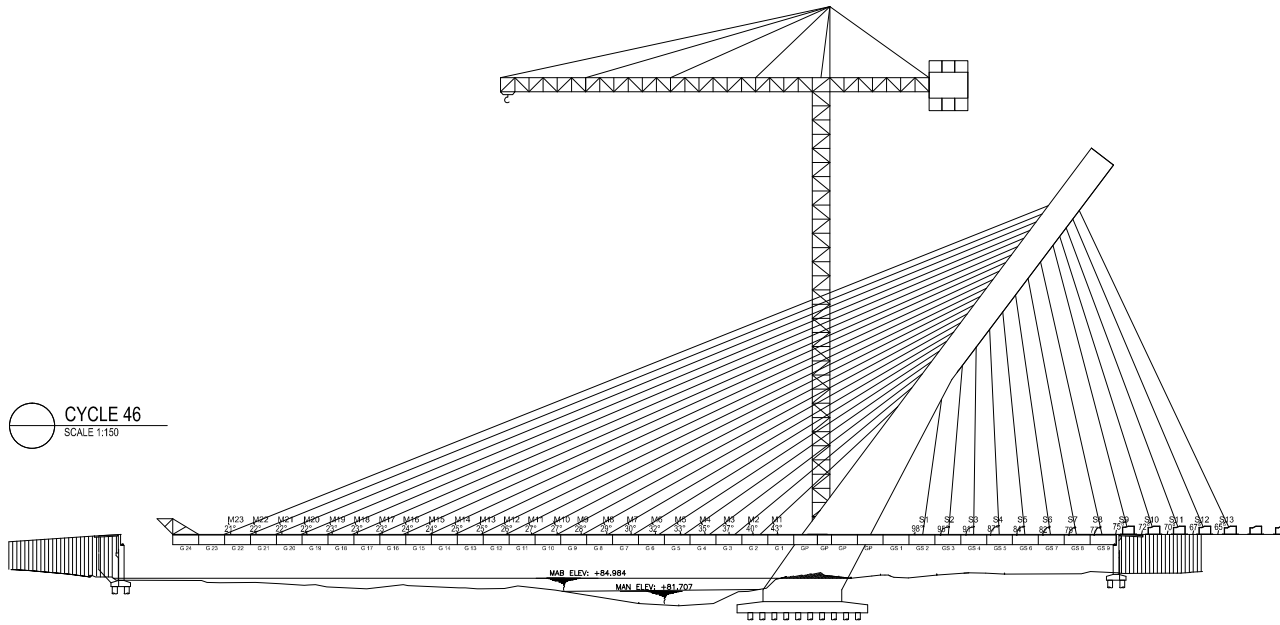
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

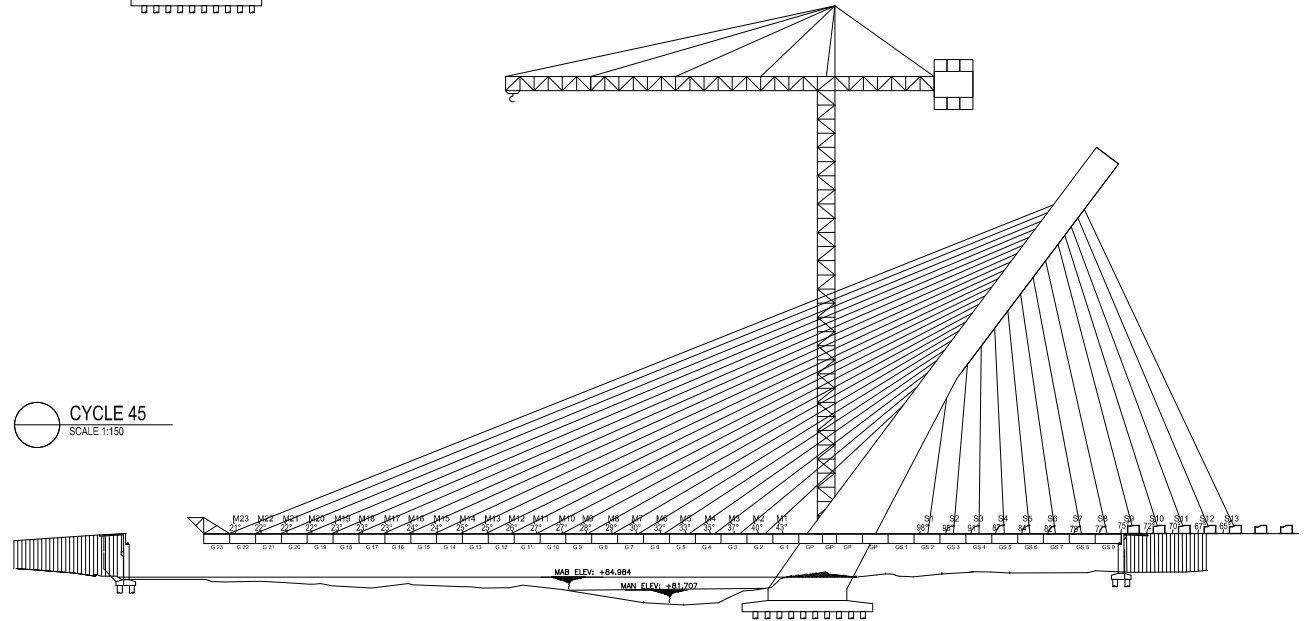
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 46  
SCALE 1:150



CYCLE 45  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

39

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

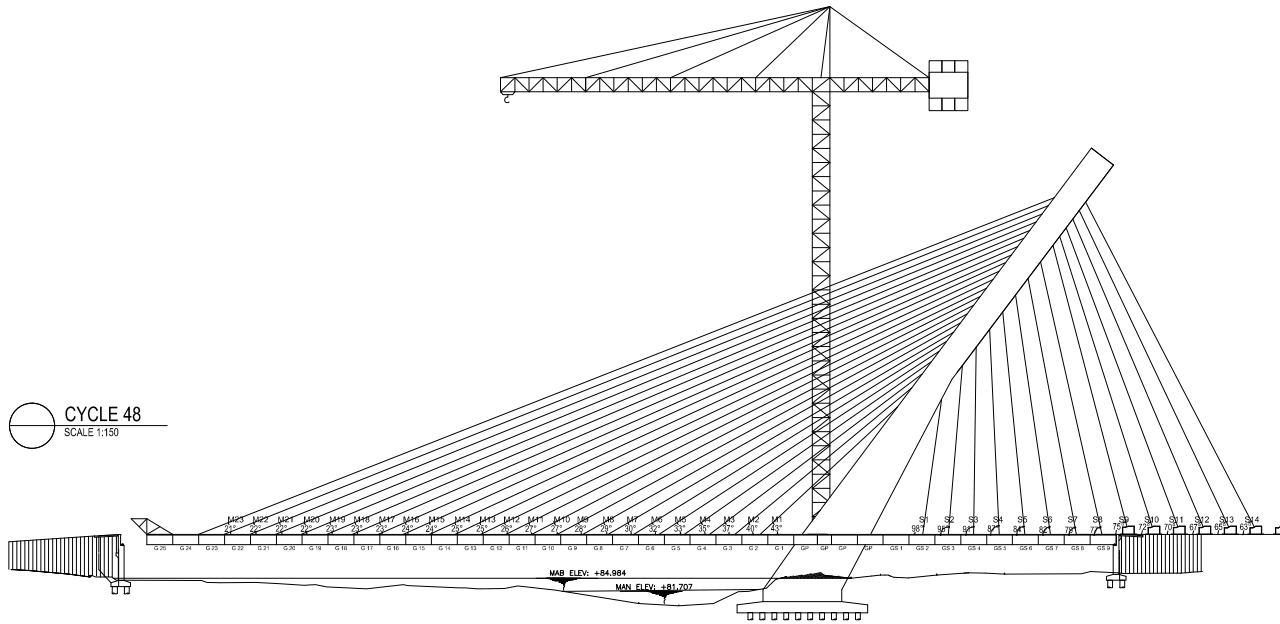
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

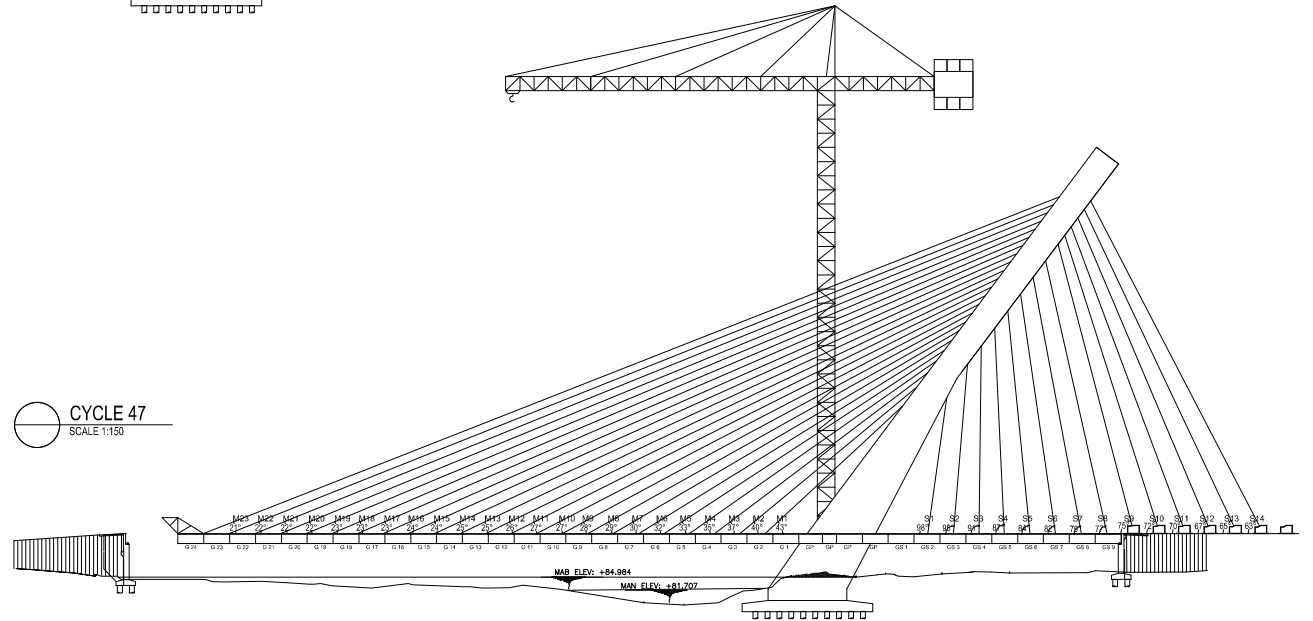
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 48  
SCALE 1:150



CYCLE 47  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

40

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

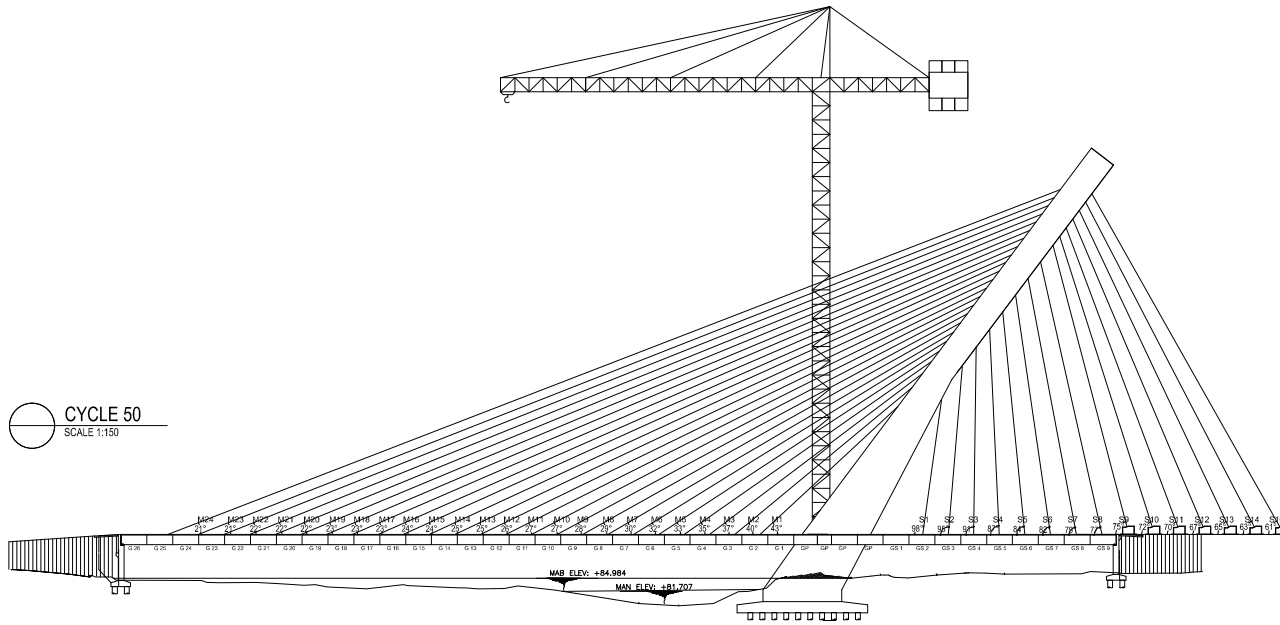
**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

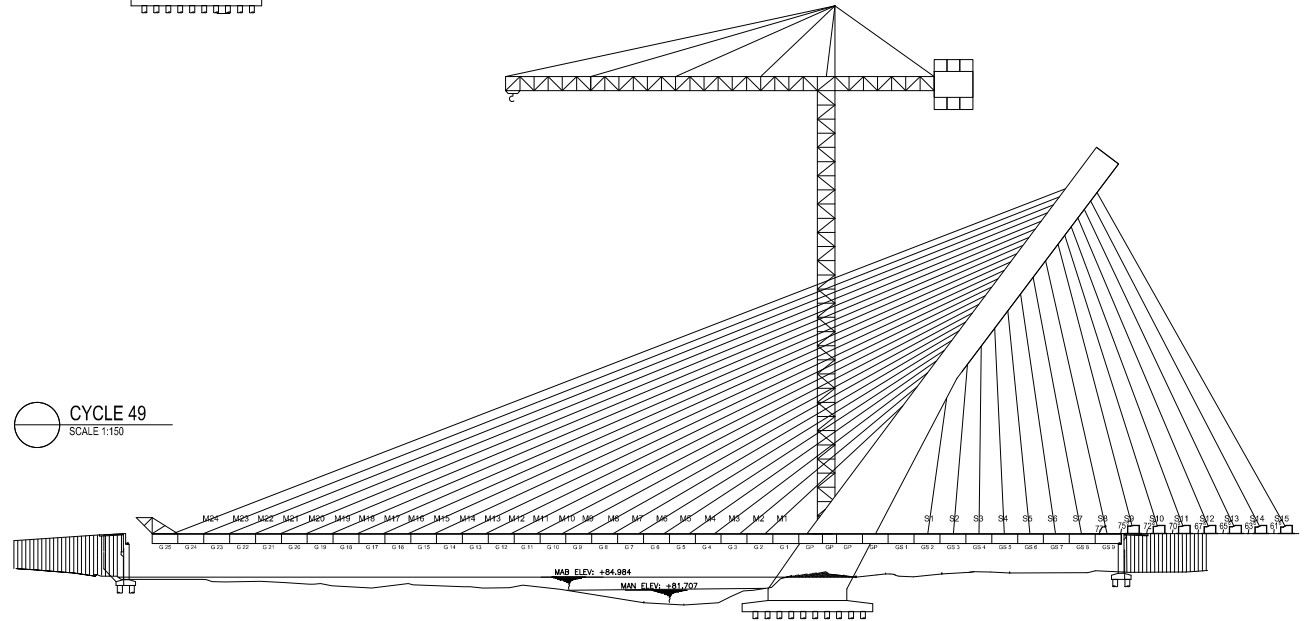
MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**

CYCLE 50  
SCALE 1:150



CYCLE 49  
SCALE 1:150



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR JEMBATAN  
NGUJANG II  
MENGUNAKAN CABLE  
STAYED ASYMMETRIC DAN  
BOX GIRDER PRATEKAN

JUDUL GAMBAR

STAGING ANALYSIS

SKALA

1 : 150

NO

41

JMLH

DOSEN PEMBIMBING

**Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS**  
**NIP. 195503251980031004**

**Bambang Piscesa,ST.,MT**  
**NIP. 198403182008121001**

MAHASISWA

**Anshar Adi Prihantono**  
**NRP. 03111645000035**